Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 72 (1954)
Heft: 24

Artikel: Die wirtschaftliche Fundierung von Freileitungsmasten
Autor: Killer, J.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-61202

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: 11.07.2025

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

Die wirtschaftliche Fundierung von Freileitungsmasten

Von Dipl. Ing. **J. Killer**, Dr. sc. techn., Baden

Vortrag, gehalten in französischer Sprache am 3. Internat. Kongress für Erdbaumechanik und Fundationstechnik, Schweiz 1953 DK 621.315.66 - 218

Mit der Zunahme des Energiebedarfes werden immer mehr Leitungen und höhere Spannungen zur Uebertragung elektrischer Energie benötigt. Dem Problem der Fundation von Masten kommt deshalb eine grosse Bedeutung zu.

Bei Weitspannleitungen unterscheidet man im allgemeinen Trag- und Abspannmaste. Die ersten werden hauptsächlich durch Wind und die zweiten durch einseitigen Zug im Falle von Leiterbruch beansprucht.

Erste Erfahrungen und Versuche

Die Fundation erfolgte in der Schweiz anfänglich mit Blockfundamenten und nur bei grösseren Spreizmassen mit Einzelfundamenten (Bild 1). Die Einspannung im Erdreich wurde aber noch nicht berücksichtigt. Erst beim Bau von Leitungen mit höheren Spannungen begann man, die Mitwirkung des das Fundament umgebenden Erdreichs zu untersuchen. Zur Abklärung dieser Fragen führte die damalige Motor AG. für angewandte Elektrizität, Baden, schon in den Jahren 1918 bis 1922 Versuche mit betonsparenden Zapfenfundamenten durch, wobei pro Mast vier solcher Einzelfundamente verwendet wurden [1]. Dieser Fundamenttyp wurde in den folgenden Jahren bei verschiedenen Leitungen mit Erfolg angewendet, so bei der 110 kV-Leitung Bottmingen-Delle und der 135 kV-Leitung Beznau-Allschwil, die heute noch in Betrieb sind.

In den Jahren 1923/1924 folgten unter Mitwirkung schweizerischer Elektrizitätswerke und von Ing. G. Sulzberger, Kontrollingenieur beim Eidg. Amt für Verkehr, Versuche mit Blockfundamenten in der Nähe des Kraftwerkes Gösgen, deren Ergebnis «Ein neues Berechnungsverfahren mit elastischer Einspannung» [2] war, wobei die für Sand, Lehm und Kies gültigen Baugrundziffern ermittelt wurden. Die nach diesem Verfahren berechneten Blockfundamente haben sich bewährt.

Zur gleichen Zeit wurden in Gösgen ebenfalls Zugversuche an Einzelfundamenten durchgeführt. Man nahm an, dass die Erdmasse, welche um das Fundament mitwirkt, die Form einer umgekehrten, abgestumpften Pyramide habe, deren Kern der Betonkörper bildet und deren obere Fläche von der Risszone begrenzt ist. Für verschiedene Bodenarten wurde der Winkel zwischen der Mantelfläche des Pyramidenstumpfes und der Vertikalen ermittelt. Er liegt zwischen 5° und 30° (Bild 2).

Fast jedes Land hat auf Grund eigener Versuche entsprechende Berechnungsmethoden entwickelt. Leider lassen sich diese nicht miteinander vergleichen, da die Bodenarten, in denen die Versuche durchgeführt wurden, nicht genau umschrieben sind.

Die erwähnten Zugversuche in Gösgen waren mit Zugkräften von 2 bis 3 t an verhältnismässig kleinen Fundamenten vorgenommen worden. Die daraus abgeleitete Berechnungsart erwies sich für die Dimensionierung der Fundamente für Leitungen bis zu 150 kV Spannung als befriedigend. Leitungen für höhere Spannungen erfordern Leiter grosser Querschnitte und grosse Leiterabstände. Es ergeben sich daraus auch hohe Mastbelastungen und entsprechend grosse Kräfte auf die Fundamente. Die früheren Versuchsergebnisse lassen sich nicht ohne weiteres so weit extrapolieren. Die Kippmomente am Mastfuss erreichen beispielsweise, je nach Spannweite und Annahme der Zusatzlasten, ungefähr die in der Tabelle 1 aufgeführten Werte.

Das Kippmoment bewirkt bei zwei Fundamenten Druck und bei den anderen beiden Zug. Die Zugkraft pro Fundament berechnet sich nach der Formel

$$Z = M/2a - G/4 \qquad (1)$$

worin a das Spreizmass, G das Mastgewicht einschliesslich Leiter, Erdseile und Isolatorenketten und M das Moment am Mastfuss bedeuten. Nach schweizerischen Vorschriften müssen Einzelfundamente mit 1,5facher Sicherheit gegen Her-

Tabelle 1. Kippmomente, bezogen auf die Mastbasis

Spannung in kV	M_T in mt	M_A in mt
150	40 ÷ 80	150 ÷ 300
225	150 ÷ 200	350 ÷ 900
380	200 ÷ 400	500 ÷ 1500

M_T = Kippmoment für Tragmaste. M_A = Kippmoment für Abspannmaste.

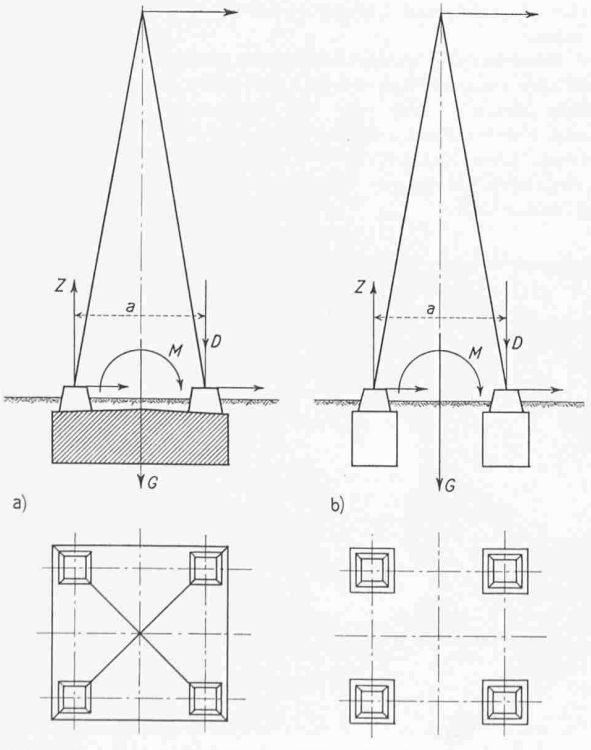


Bild 1. Blockfundament (*a*) und Einzelfundament (*b*)

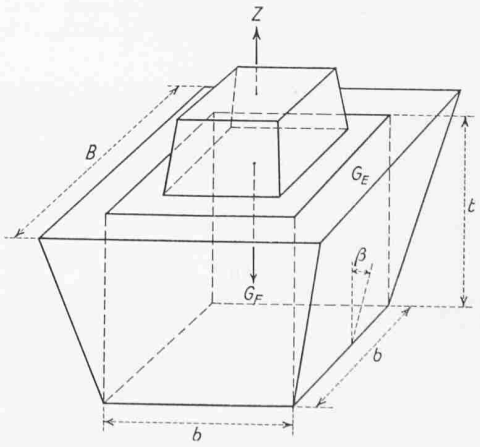


Bild 2. Berechnung der Einzelfundamente nach der Methode des Pyramidenstumpfs.

$$Z = G_F + G_E \qquad G_E = {}^2/_3 \gamma_E \cdot t^2 \cdot \operatorname{tg}\beta\,(2t \cdot \operatorname{tg}\beta + 3b)$$

Z = Zugkraft, G_F = Fundamentgewicht, G_E = Gewicht der mitgerissenen Erde, β = Winkel, den die Wände des Pyramidenstumpfes mit der Lotrechten bilden, γ_E = spezifisches Gewicht der Erde.

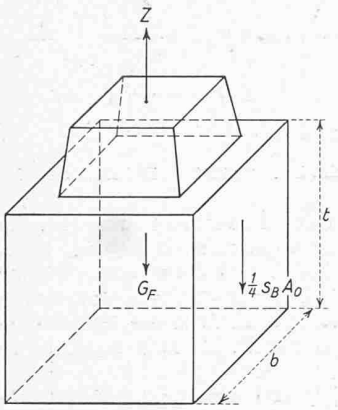


Bild 3 (links). Berechnung von Einzelfundamenten nach der Scherwertmethode. $Z = G_F + s_B \cdot A_o$; $A_o = U.t$; $U = 4b$. Z = Zugkraft. G_F = Fundamentgewicht. s_B = *Scherwert* in t/m². $A_o = U.t$ = *Scherfläche*. $U = 4b$ = Umfang.

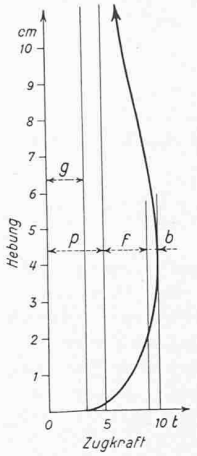


Bild 4 (rechts). Zug-Hebungs-Diagramm. g = Eigengewicht. p = Proportionalitätsbereich. f = Fliessbereich. b = Bruchbereich.

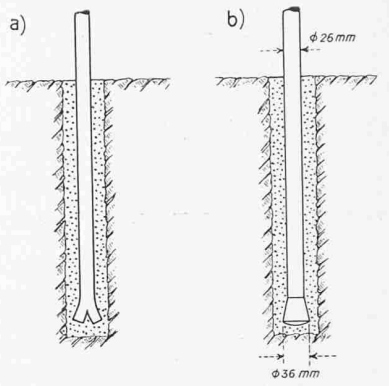


Bild 5. Felsanker, *a* mit Geissfuss, *b* mit Aufstauchung

ausreissen gerechnet werden. Zudem darf sich der Mast bei maximaler Belastung um höchstens 0,64° aus der Vertikalen neigen.

Die neue Dimensionierungsformel

a) Für Verankerung im Boden

Bevor die Motor-Columbus AG. im Frühjahr 1948 den Bau einer Gebirgsleitung mit grossen Pfostenzugkräften und Einzelfundamenten begann, erteilte sie der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH in Zürich den Auftrag, zu untersuchen, in welcher Weise beim Zugfundament das Erdreich tatsächlich mitwirkt, und gleichzeitig ein gegenüber den bisherigen wirtschaftlicheres Berechnungsverfahren vorzuschlagen. Insbesondere sollten die neueren Forschungsergebnisse der Erdbaumechanik berücksichtigt werden. Eine solche Abklärung war nur durch neue Versuche möglich, die zur Hauptsache in den Jahren 1948/49 in enger Zusammenarbeit zwischen dem Erdbaulaboratorium und Ingenieuren der Motor-Columbus AG. durchgeführt wurden [4,5].

Beobachtungen bei den Versuchen im Laboratorium und im Felde gaben Einblick in den Bruchvorgang. Die Messungen erlaubten, Zug-Hebungsdiagramme zu zeichnen (Bild 4). Diese lassen erkennen, dass die Verankerungskraft ein Maximum erreicht, bevor der Scherwiderstand des Bodens überwunden ist. Der Scherbruch des Bodens erfolgt progressiv von der Fundamentsohle bis an die Bodenoberfläche. Dabei wird die Scherfestigkeit des Bodens jeweils nur in örtlich kleinen Bereichen überschritten. Der mittlere Scherwiderstand ist daher kleiner als die mit der Schersonde bestimmte theoretische Scherfestigkeit des Bodens. Die Bruchlinie wird um so steiler, je geringer die Kohäsion des Bodens ist. Einen guten Einblick in die Entstehung des Bruches ermöglicht der Modellversuch hinter einer Glaswand, der in Bild 9 gezeigt wird. Die exakte Erfassung aller Vorgänge wäre sehr schwierig, weshalb für die Berechnung eine Vereinfachung erforderlich war. Die Versuche haben gezeigt, dass die Annahme einer fiktiven, vertikal verlaufenden Scherfläche durchaus brauchbare Resultate ergibt. *Der totale Scherwiderstand S_B wird durch Feldversuche bestimmt. Aus diesem ergibt sich der auf die Einheit der Mantelfläche bezogene s_B-Wert* (Bild 3).

Für Fundamente, die auf Zug beansprucht werden, errechnet sich die Zugkraft nach der Formel

(2) $$Z_B = G_F + S_B = G_F + s_B \cdot Ao$$

Hierin bedeuten:

Z_B = Zugkraft beim Bruch
G_F = Eigengewicht des Fundamentes mit Erdauflast
S_B = totale Scherkraft in t
s_B = Scherwiderstand in t/m² = S_B/Ao = s-Wert
$Ao = U \cdot t$ = theoretische Scherfläche (Mantelfläche)
U = Umfang des Fundamentfusses
t = Fundationstiefe

Die Dimensionierungsformel ist bewusst durch Vernachlässigung sekundärer Einflüsse so einfach gewählt, damit der bauleitende Ingenieur die Bemessung an Ort und Stelle sofort vornehmen kann.

b) Für Verankerung im Fels

Im Gebirge mit hohen Transportkosten der Baumaterialien müssen minimale Fundamentabmessungen angestrebt werden. Wo gesunder Fels vorhanden ist, sollen Anker zur Aufnahme der Pfostenzugkräfte angeordnet werden. Für diese gibt es drei Brucharten, wie Versuche in Molassesandstein und Granit ergeben haben:

1. Der Bruch entsteht im Fels selbst,
2. der Bruch entsteht zwischen Fels und Mörtel,
3. der Bruch entsteht zwischen Mörtel und glattem Ankereisen.

Die Verankerung erfolgte bis jetzt meist mit Rundeisen, die am Fusse aufgespalten waren (Geissfuss, Bild 5a). Für die Längenbestimmung war nur die Haftspannung zwischen Eisen und Mörtel massgebend. Wenn die Felsanker dagegen am unteren Ende aufgestaucht werden (Bild 5b), treten die selben Brucherscheinungen auf wie bei einem in Fels erstellten Zugfundament.

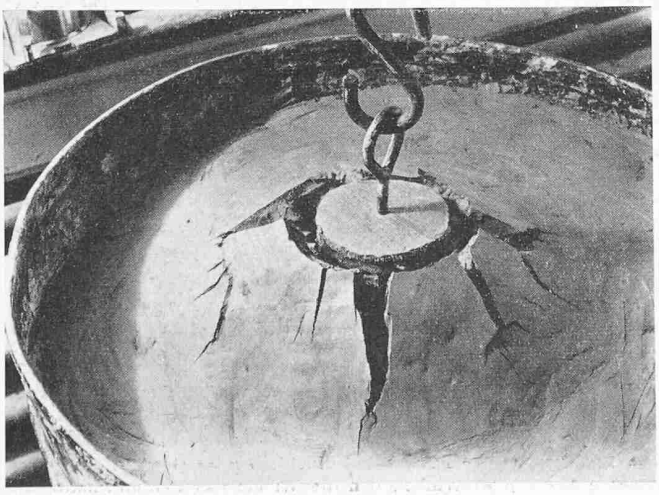


Bild 6. Modellfundament unmittelbar vor dem Bruch

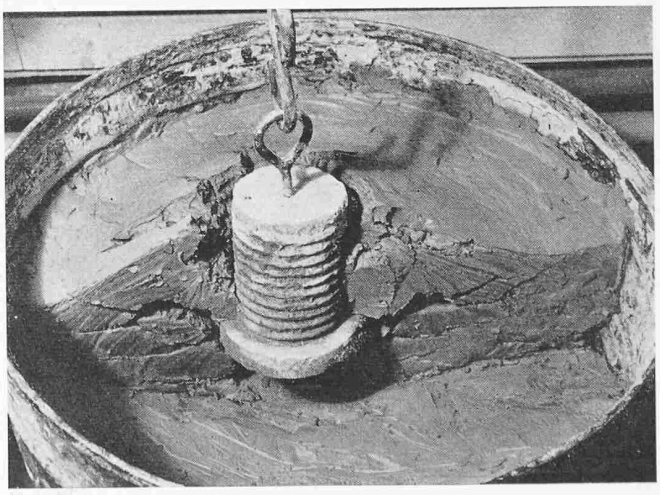


Bild 7. Teilweise freigelegtes Modellfundament nach dem Bruch

Wird vorausgesetzt, dass der Bruch im Fels gleichzeitig wie im Anker erfolgt, so ist

$Z_B = s_B \cdot Ao = \sigma_B \cdot f$ und daraus
Z_B = Zugkraft bei Bruch im Fels
$Ao = t \cdot U$ = Bohrlochtiefe × Bohrlochumfang
σ_B = spezifische Bruchfestigkeit des Ankereisens
f = Querschnitt des Ankers
s_B = spez. Scherwiderstand des Ankers in Fels (die Bezugsfläche ist hier diejenige der Bohrlochwandung)

Kontrolle der neuen Dimensionierungsformel für Zugfundamente durch Versuche

Um die Brauchbarkeit der vorgeschlagenen Berechnungsmethode abzuklären und für verschiedene Böden die entsprechenden s_B-Werte zu bestimmen, wurden folgende Versuche durchgeführt:

a) Modellversuche im Laboratorium,
b) Grossversuche im Feld mit Normalfundamenten,
c) Grossversuche im Felde an bestehenden neuen Fundamenten,
d) Versuche im Feld mit Kleinfundamenten,
e) Zugversuche mit Ankereisen in Fels.

a) Modellversuche im Laboratorium

Für die Versuche wurde ein zylinderförmiger Behälter verwendet, der einmal mit Lehm, das andere Mal mit trockenem Sand gefüllt wurde. Als Modellfundamente wurden Körper mit rundem, quadratischem und kreuzförmigem Querschnitt mit und ohne Unterschneidung sowie Plattenfundamente verwendet. Das Ziehen der Fundamentkörper erfolgte mit Gegengewichten. Ihre Hebung wurde mit Hilfe von Messuhren festgestellt.

Ungefähr bei halber Bruchlast wurden Radialrisse auf der Bodenoberfläche sichtbar, die bis zum Bruch immer grösser wurden. Die Prüfung von Fundamenten (Bilder 6 und 7) im Schlammsand ergab bei verschiedenem Wassergehalt folgendes Bild: Erdfeuchter Schlammsand erforderte die grössten Zugkräfte. Trockenes, pulverartiges Material zeigte rd. 30 % kleinere Werte. Dauerversuche von 21 Tagen ergaben rd. 30 % niedrigere Werte als Schnellversuche von 5 min. Bei breiartiger Konsistenz unter Wasser strebte der Scherwert schon bei den Schnellversuchen gegen Null.

Die Versuche hinter einer Glaswand zeigten im kohäsionslosen Sand nahezu vertikal verlaufende Scherbruchlinien. Im bindigen Lehm verlaufen diese Linien mit flachem Winkel gegen die Bodenoberfläche (Bilder 8 und 9).

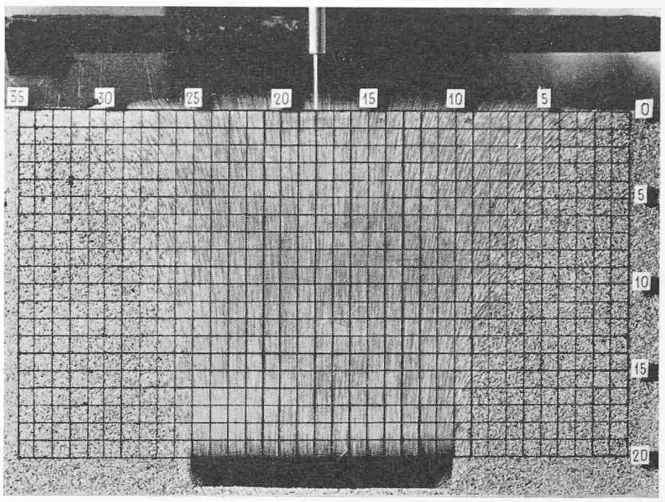


Bild 8. Modellversuch mit einer Fundamentplatte in Quarzsand hinter einer Glasplatte

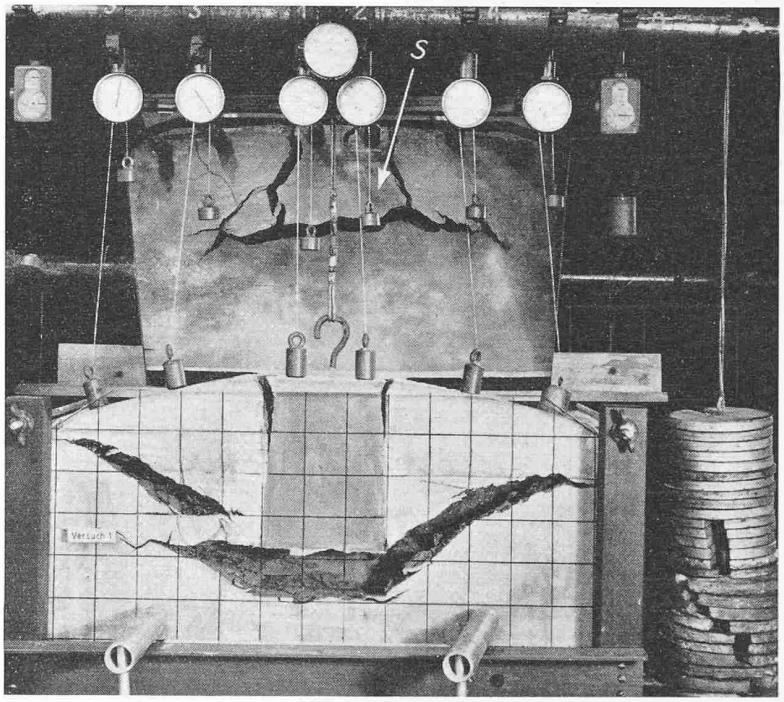


Bild 9. Modellversuch in fettem Lehm hinter einer Glaswand
S = Spiegel zur Beobachtung der Oberfläche

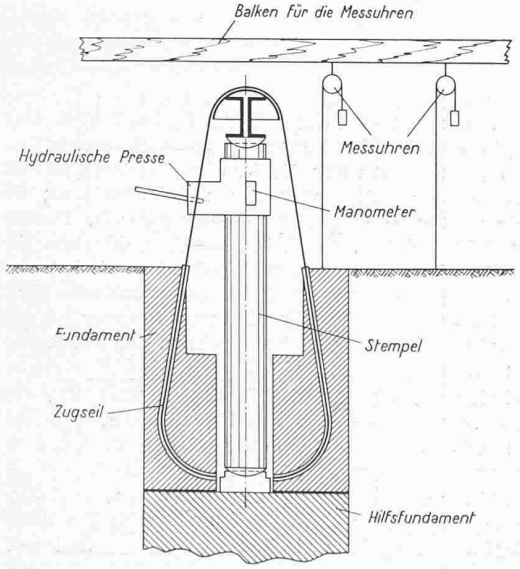
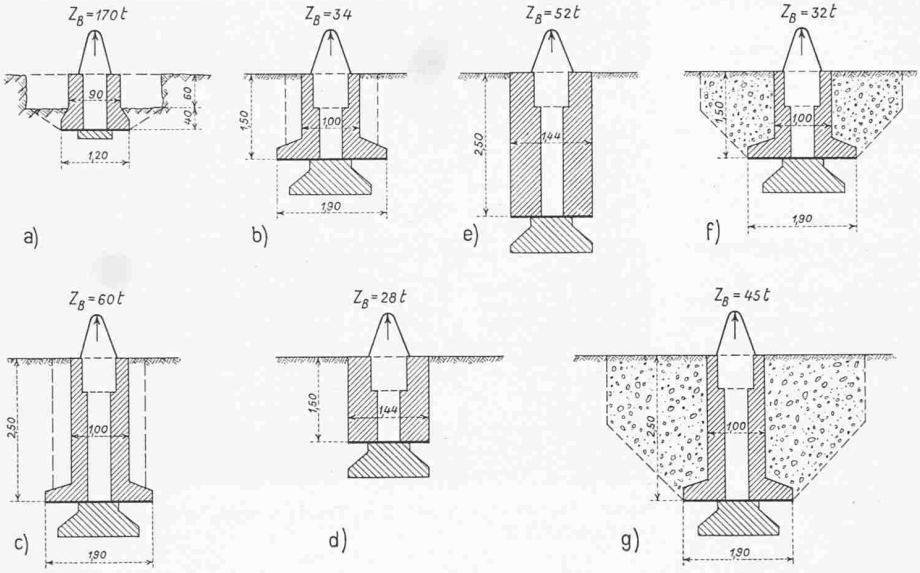
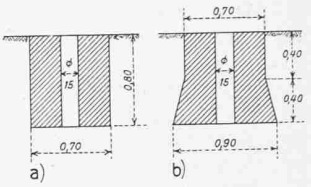


Bild 10. Versuchsanordnung für 200 t, schemat. Schnitt

Bild 11. Ansicht der Versuchsanordnung gemäss Bild 10





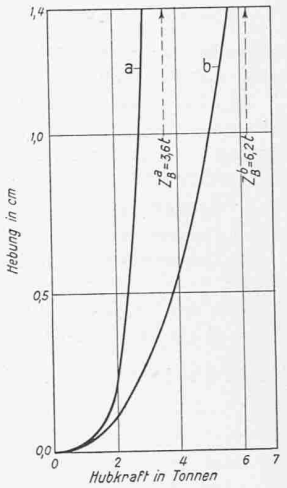


Bild 12 (oben). Grossversuche in der Umgebung von Zürich. *a* in homogenem Molassesandstein, *b*, *c*, *d* und *e* in lehmiger Moräne, *f* und *g* in Molasseschutt

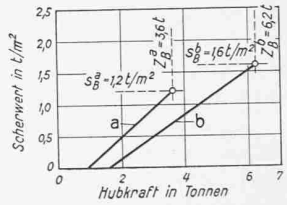


Bild 15 (rechts). Einfluss des Unterschneidens von Einzelfundamenten auf die Hebung und den Scherwert

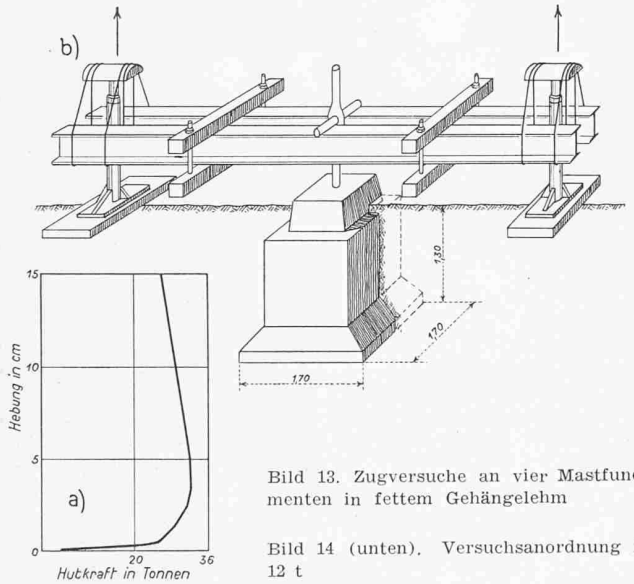
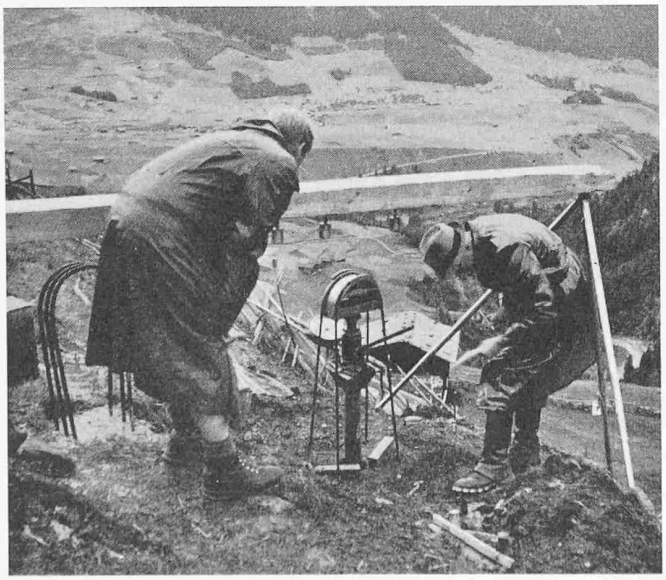


Bild 13. Zugversuche an vier Mastfundamenten in fettem Gehängelehm

Bild 14 (unten). Versuchsanordnung für 12 t



b) Grossversuche im Felde mit Normalfundamenten

Da die Versuchsresultate im Laboratorium nicht ohne weiteres auf grosse Mastfundamente übertragen werden konnten, mussten Grossversuche durchgeführt werden. Hiefür wurde eine Zugvorrichtung entwickelt, die Kräfte bis 200 t erzeugte (Bild 10). Sie bestand aus einer hydraulischen Presse, die einerseits auf einen Querträger wirkte, an dem das Versuchsfundament mit Stahlseilen angehängt war, anderseits auf einen Stempel, der, durch eine Aussparung im Fundament geführt, auf einer darunter liegenden Druckplatte ruhte.

Die erzeugte Kraft konnte an einem Manometer abgelesen werden. Die Hebungen des Fundamentes und des umgebenden Erdreichs, wie auch die Senkungen der Druckplatte wurden sowohl mit einem Nivellierinstrument wie auch direkt mit Messuhren von $^1/_{10}$ mm Teilung beobachtet. Zur Feststellung von Rissbildungen an der Bodenoberfläche wurden Gipsstreifen gelegt (Bild 11). Die Versuchsdauer betrug 2 bis 4 Stunden und die Belastungssteigerung 5 bis 10 t pro 30 Minuten.

Beim Versuch im Molassesandstein erfolgte der Bruch an einem 40 cm tief im Fels verankerten Fundament bei 170 t Zug entlang einer unter 45 ° gegenüber der Horizontalen geneigten Scherfläche.

Aus dem Moränematerial des Milchbucks bei Zürich wurden sowohl pilzförmige Fundamentkörper mit geschaltem Schaft (Bild 12), bei denen nur die Fundamentplatte seitlich an das Erdreich anbetoniert wurde, als auch satt an die Wände bis oben anbetonierte, massive, prismatische Fundamente von je 1,50 und 2,50 m Tiefe gezogen. Obschon das wiedereingefüllte Material um das Pilzfundament bei den Versuchen b und c gut eingestampft wurde, ergab eine Kontrolle mit der Rammsonde eine Verdichtung von nur $^1/_6$ des ungestörten Bodens. Dementsprechend wiesen die Pilzfundamente auch kleinere s_B-Werte auf.

Zur Nachahmung alpiner Verhältnisse wurde um das Pilzfundament herum (Versuche f und g) Molassefelsschutt lose eingeschüttet. Der s_B-Wert betrug 1,8 bzw. 1,4 t/m² (Bild 12).

Bei prismatischen Fundamenten und bei guten Bodenverhältnissen werden die horizontal wirkenden Kräfte durch die grosse Berührungsfläche zwischen Fundament und Erdreich ohne Schwierigkeit auf den Boden übertragen. Bei den Pilzfundamenten mit kleiner Schaftfläche dagegen kann

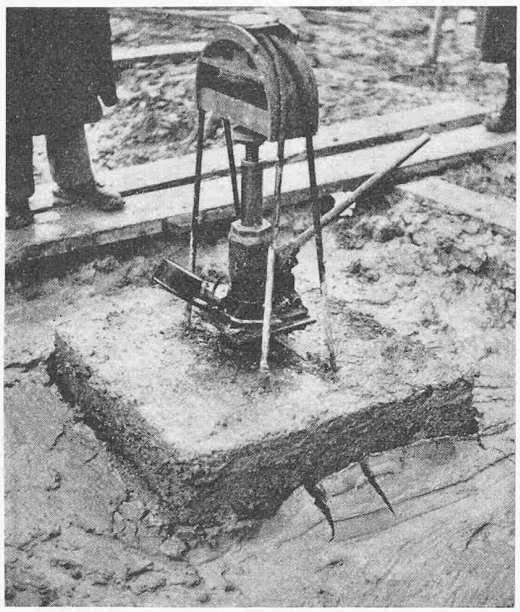


Bild 16. Fundament mit glatten Wänden

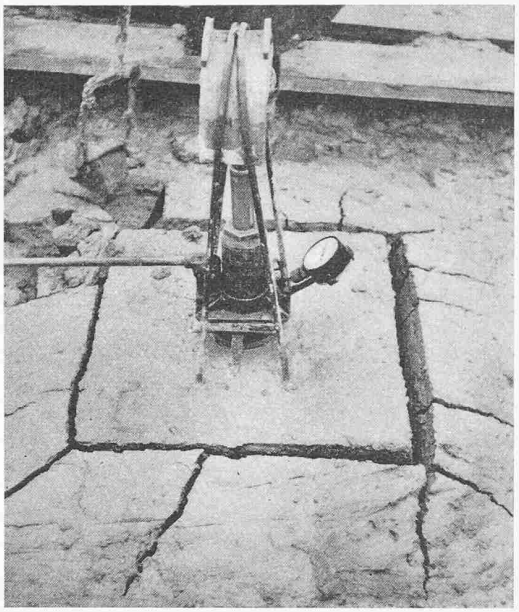


Bild 17. Unterschnittenes Fundament

Zugversuche in fettem Lehm

schon bei kleinen horizontalen Kräften die Quetschgrenze des Bodens längs des Stiels erreicht werden. Wesentlich für die gute Wirkung dieser Pilzfundamente ist daher die sorgfältige Verdichtung des Einfüllmaterials und eine genügende Armierung des Schaftes.

c) Grossversuche im Felde an bestehenden neuen Fundamenten

Bei zwei Leitungen mussten Maste verlegt werden. Es ergab sich daher die Gelegenheit, an den nach der neuen Methode berechneten Fundamenten Zugversuche vorzunehmen.

1. Versuch bei St. Gallen

Es standen vier unterschnittene Einzelfundamente mit je einer Grundfläche von 1,70/1,70 m und einem Schaftquerschnitt von 1,00/1,00 m zur Verfügung (Bild 13). Diese waren rd. 1,30 m tief in fettem Gehängelehm eingegraben. Um den Boden nicht zu stören, wurde ein 8 m langer Träger aus 2 NPI 40 als Querbalken benützt, an dem das zu prüfende Fundament angehängt werden konnte. Die Hebung erfolgte mit zwei hydraulischen Pressen. Die erzielte Bruchlast betrug 30 t. Der s_B-Wert ergab sich zu 2,1 bis 2,5 t/m². Die Scherfestigkeit des Lehms, welche durch Druckversuche und mit der Schersonde ermittelt wurde, betrug 4,5 bis 6 t/m² (Schnellversuch), war also etwa 3 mal höher als der s_B-Wert.

2. Versuch bei Gösgen

Vorhanden waren zwei unterschnittene Einzelfundamente mit einer Grundfläche von je 1,60/1,60 m und einem Schaftquerschnitt von 0,80/0,80 m, die 1,20 m tief in leicht lehmigen, humushaltigen Boden eingegraben waren. Die Einrichtung war ähnlich derjenigen bei St. Gallen. Die Bruchlasten betrugen 23 t und die s_B-Werte 2,1 und 1,4 t/m². Die kleineren Resultate beim Versuch 2 kommen z. T. daher, dass während des Versuches vier Mal von 10 auf 0 t entlastet worden war. Einen Einfluss hatte auch die vorher anhaltende Regenperiode, die den Boden stark aufgeweicht hatte. Berechnet waren die Fundamente für eine Ankerkraft von 13,8 t.

d) Versuche im Felde mit Klein-Fundamenten

Zur Ermittlung von s-Werten für eine möglichst grosse Anzahl verschiedenartiger Böden wurden über 60 zum grössten Teil prismatische Versuchsfundamente von 50/50/50 cm bis 70/70/80 cm erstellt. Da sich die Versuchseinrichtung für die Grossversuche bewährt hatte, wurde das gleiche Prinzip auch für Kleinfundamente übernommen (Bild 14). Ein hydraulischer Autoheber von 12 t Hubkraft und 17 cm Hub diente als Zugvorrichtung. Ein zerlegbarer Messbalken aus Stahlrohren sowie die Aluminiumstative waren selbst in schwierigem Gelände in 30 Minuten aufgebaut.

Um einen Vergleichsmasstab zu erhalten, wurden neben den untersuchten Grossfundamenten auf dem Milchbuck auch Kleinfundamente erstellt und geprüft. Tabelle 2 zeigt, wie die s_B-Werte des Bodens mit der Tiefe zunehmen (Bild 20).

Bei den Kleinversuchen im Gebirge zeigte sich, dass grosse, in das Fundament springende Steine den Scherwiderstand wesentlich erhöhen. Bei einzelnen kiesigen Böden wurde beobachtet, dass die Verankerungskraft sich nicht nur aus dem Fundamentgewicht und dem Scherwiderstand zusammensetzt, sondern dass sich ein Druckgewölbe bilden kann, das den Widerstand durch den entstehenden Gewölbedruck wesentlich erhöht. Für die Berechnungsmethode wurde auf die Berücksichtigung dieser Gewölbewirkung verzichtet.

Tabelle 2. Zugversuche mit massiven, satt anbetonierten Einzelfundamenten in lehmiger Moräne auf dem Versuchsfeld Milchbuck in Zürich

Zahl der Versuche	Fundations-Tiefe m	s_B t/m²	s_B %	s_R t/m²	s_R %
2 [1])	0,8	2,1	100	1,2	100
1 [2])	1,5	2,6	124	1,4	117
1 [2])	2,5	3,0	143	0,9	75

[1]) Testversuche
[2]) Grossversuche
s_B = Scherspannung beim Bruch
s_R = Scherspannung beim Auftreten der ersten Risse

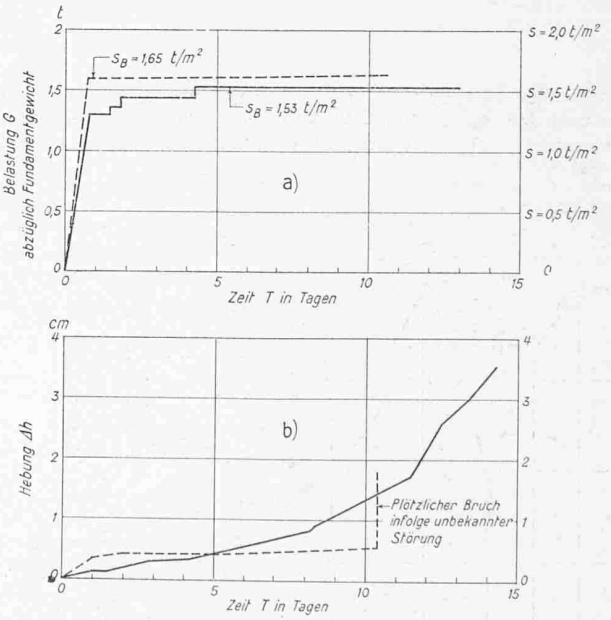


Bild 18. Dauerversuche über 10, bzw. 14 Tage mit Fundamenten 50/50/50 cm im Felde (A_o = 1 m²). Die Zugkraft wurde durch eine statische Belastung mit Hebelarm und Gegengewicht erzeugt. *a* Zeit-Belastungs-Diagramm. *b* Zeit-Hebungs-Diagramm.

- - - - Versuch I in leicht lehmigem Kies
——— Versuch II in magerem Gehängelehm
s spezifischer Scherwert in t/m²

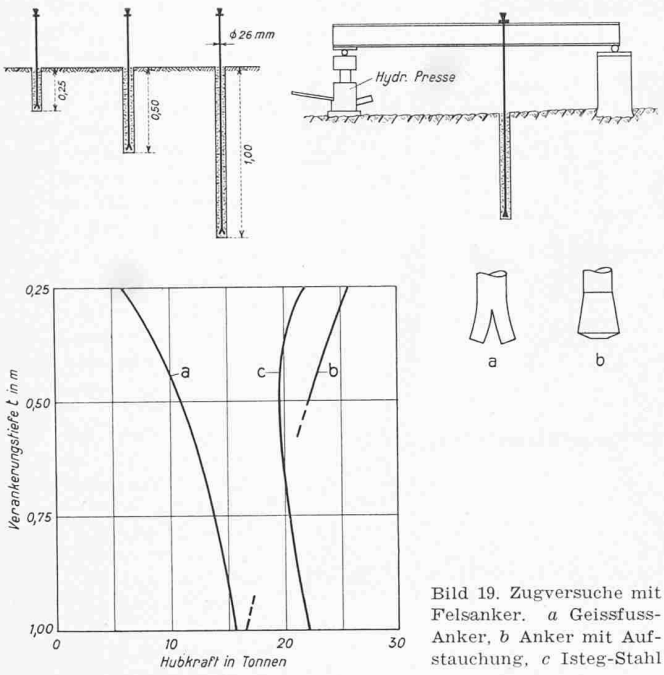


Bild 19. Zugversuche mit Felsanker. *a* Geissfuss-Anker, *b* Anker mit Aufstauchung, *c* Isteg-Stahl

Im Gegensatz zu den Versuchen in grobkiesigen Böden zeigten Versuche in feinkörnigen und leicht lehmigen Böden, dass bei prismatischen Fundamenten ohne Unterschneidung nicht der Scherwiderstand, sondern vermutlich die Reibung an den Fundamentwänden überwunden werden muss. Bild 15 zeigt die Abmessungen des prismatischen und unterschnittenen Fundamentes sowie den Verankerungswiderstand der beiden.

Bei den Versuchen mit beiden Fundamenttypen traten die ersten Risse an der Oberfläche bei $s = 0{,}45$ t/m² ein. Beim prismatischen Typ erfolgte die Ueberwindung der Haftreibung bei einem $s_B = 1{,}2$ t/m² plötzlich, während der Bruch beim unterschnittenen Typ erst bei $s_B = 1{,}6$ t/m² und allmählich eintrat. Dieses Verhalten zeigt deutlich die Vorteile von unterschnittenen Fundamenten (Bilder 15, 16 und 17).

Anhand von Dauerversuchen im Feld wurde auch die im Laboratorium festgestellte Abminderung des s_B-Wertes des Bodens in Funktion der Belastungsdauer nachgeprüft. Ein pfahlartiger Modellkörper, der in fettem Lehm eingebettet war, ergab ein Abfallen des Verankerungswiderstandes um 30 %, wenn die Wirkung der Zugkraft mehrere Tage andauerte. Im Feld wurden zwei Dauerversuche mit je einem prismatischen Körper von 50/50/50 cm, der eine in magerem Lehm und der andere in leicht lehmigem Kies, durchgeführt. Die Messungen ergaben nach 14 Tagen Einwirkung der Zugkraft ein deutliches Fliessen im Lehm, also eine merkliche Hebung des Fundamentes, während im lehmigen Kies praktisch keine Bewegung festgestellt wurde (Bild 18).

Tabelle 3. Ergebnisse der Versuche mit Ankern und Fundamenten in Fels

Felsart	S_B-Werte für Ankereisen t/m²	S_B-Werte für Fundamente t/m²
Schlechter Molassesandstein	155	40
Guter Molassesandstein	265	90
Guter, massiger Granit	900	

e) Zugversuche mit Ankereisen in Fels

In den Fels wurden Löcher von 32 bis 40 mm Durchmesser und von 25, 50 und 100 cm Tiefe gebohrt und sechs Serien zu je drei Stück Ankereisen mit einem Mörtel von gleichen Gewichtsanteilen Sand und Zement eingegossen. Die Anker wurden am oberen Ende zwischen zwei horizontale Eisen eingeklemmt, die als Balken dienten. Die Hubkraft wurde mit einer hydraulischen 12-t-Presse erzeugt (Bild 19).

Bis 2000 kg/cm² Eisenbeanspruchung verhielten sich alle Anker gleich. Bei höheren Spannungen wurde, dank der vom Lochrand zum Grund fortschreitenden Querkontraktion, die Haftfestigkeit zwischen Mörtel und Eisen überwunden. Die normalen Betoneisen mit aufgespaltenen Enden (Geissfüsse) und selbst die Isteg-Eisen mit einer Länge bis 50 d ohne speziell bearbeitete Enden konnten aus diesem Grunde bruchfrei herausgezogen werden. Die Anker mit konisch aufgestauchten Enden dagegen übertrugen die Zugkraft auf den Fels, und zwar bis zum Bruch der Eisen. Die Versuche zeigten deutlich, dass die Widerstandsfähigkeit von Ankern stark von der Form ihrer Enden abhängt.

Vorausgesetzt, dass der Bruch längs der Bohrlochwandung oder im Fels erfolgt, ist der Bruchscherwert:

$$(4) \qquad s_B = Z_B / t \cdot U$$

Darin ist t = Ankerlänge
U = Umfang des Bohrloches
Z_B = Zugkraft bei Bruch im Fels

Die Ergebnisse der Versuche mit Felsankern sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Die letzte Kolonne dieser Tabelle enthält die Scherwerte der in den gleichen Felsarten ausgeführten Versuche mit Fundamenten. Der wesentliche Unterschied zwischen den Resultaten mit Felsankern und denjenigen mit Felsfundamenten dürfte wohl hauptsächlich von dem grossen Unterschied des Verhältnisses der Tiefe zur Breite herrühren. Beim Vergleich der Scherwerte bei Zapfenfundamenten [1] mit denjenigen der üblichen Einzelfundamente ergaben sich ebenfalls bedeutende Unterschiede zugunsten der Zapfenfundamente.

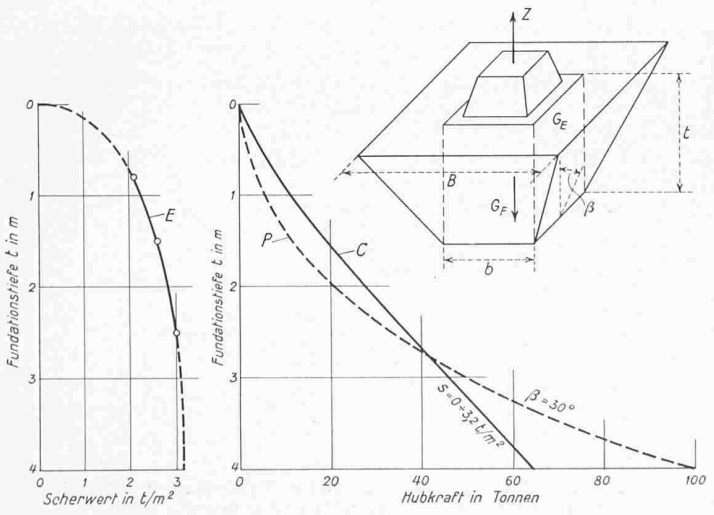


Bild 20. Vergleich der Pyramidenstumpfmethode mit der Scherwertmethode. E = Scherwert als Funktion der Tiefe für lehmige Moräne, P = Hubkraft nach der Pyramidenstumpfmethode für $\beta = 30°$, C = Hubkraft nach der Scherwertmethode

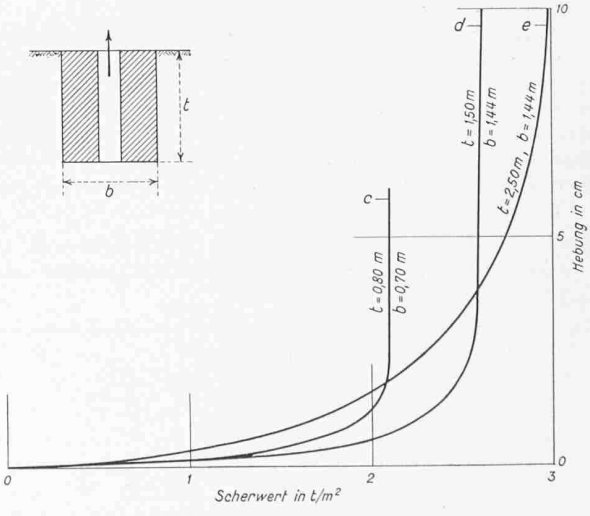


Bild 21. Einfluss der Fundationstiefe auf die Hebungen in lehmiger Moräne

Die vorzusehende Bohrlochtiefe von Felsankern ergibt sich unter obiger Voraussetzung betreffend die Art des Bruches durch die Formel:

$$(5) \qquad t = \frac{\sigma_B \cdot d}{4 \cdot s_B \cdot \alpha}$$

wobei $\alpha = \frac{D}{d}$

D = Bohrlochdurchmesser
d = Ankerdurchmesser
σ_B = spez. Bruchfestigkeit der Ankereisen auf Zug

Für $\alpha = 1{,}25$, $\sigma_B = 3000$ kg/cm² und $s_B = 155$ t/m² ergibt sich z. B. eine minimal erforderliche Bohrlochtiefe von $t = 43\ d$. Diese sollte aber auch bei guter Felsqualität nie unter 12 d gewählt werden.

Die Berechnung kann auch so erfolgen, dass längs des äussersten Eisens eine ideale Scherfläche angenommen wird, deren s_B-Wert abgeschätzt werden kann.

Sind bei einem Felsfundament die Anker als Verlängerung der Aushubwände angeordnet, so ergibt sich eine Gruppenwirkung.

Schlussfolgerung und Richtlinien für die Dimensionierung von Zugfundamenten

a) Einfluss verschiedener Faktoren auf die Zugverankerung

Der Boden setzt dem Ausreissen von Zugfundamenten einen vom Erdmaterial abhängigen Scherwiderstand entgegen. Um diesen voll ausnützen zu können, ist vor der Dimensionierung der Fundamente an den Maststandorten, insbesondere bei wechselnder Bodenart, eine Sondierung bis auf die mutmassliche Baugrubensohle nötig. Nur auf diese Weise ist es möglich, den Scherwert richtig abzuschätzen.

Bei wasserhaltigen, z. B. sandigen oder lehmigen Böden, ist der Scherwiderstand eine Funktion des Wassergehaltes. Je lehmiger der Boden ist, um so stärker wird der Scherwiderstand vom Wassergehalt beeinflusst. Bei Gründungen in wasserhaltigen Böden ist der s_B-Wert um mindestens 50 % zu ermässigen und der Auftrieb abzuziehen. — Der Neigungswinkel, den die Fläche, längs welcher der Scherbruch erfolgt, mit der Horizontalebene einschliesst, ist um so kleiner, je kohärenter, d. h. bindiger der Boden ist. Dementsprechend wird auch der beim Scherbruch abgetrennte Erdkörper durch zunehmende Kohärenz vergrössert. Bei kohäsionslosem Boden wird die Scherlinie nahezu vertikal, wobei allerdings grobkörniger Kies wegen der Bildung eines Druckgewölbes eine Ausnahme macht.

Mit zunehmender Fundationstiefe steigt bei gleicher Bodenbeschaffenheit der s_B-Wert, und zwar bei doppelter Tiefe um 20 bis 25 %, bei dreifacher Tiefe um 30 bis 40 % (Bild 20); entsprechend höher werden die Hebungen im Augenblick des Bruches (Bild 21).

Mit der Dauer der Zugeinwirkung sinkt der s_B-Wert je nach Bodenart. Da aber die maximalen Belastungen der Maste durch Wind, Leiterbruch usw. selten und im allgemeinen nur von kurzer Dauer sind, genügen die Schnellversuche zur Bestimmung der s_B-Werte vollkommen.

Für die Praxis ergibt sich die Regel, dass die aus den Schnellversuchen gewonnenen s_B-Werte in bindigen, undurchlässigen Böden für Dauerbelastung um 30 bis 50 % zu reduzieren sind, um dem «Fliessen» Rechnung zu tragen. Kiesige Böden werden durch die Belastungsdauer nur unwesentlich beeinflusst.

Bemerkenswert ist auch, dass im festen Gestein ein spröder Bruch erfolgt, für den der plötzliche Eintritt und kleine Hebungen charakteristisch sind, während im Lockergestein ein Fliessbruch entsteht, der sich um so allmählicher ausbildet, je bindiger und feinkörniger diese Böden sind (Bild 22). Dementsprechend sind bei letztgenannten die Hebungen vor dem Bruch relativ gross.

b) Vorteile der neuen Berechnungsmethode

In Bild 20 ist der Verankerungswiderstand eines Fundamentes von 1 m² Grundfläche und verschiedener Tiefe aufgetragen. Man ersieht daraus, dass die Scherwertmethode bei den im Leitungsbau üblichen Fundationstiefen bis 2,50 m die besten Resultate ergibt.

Mit der neuen Berechnungsmethode, die sehr einfach ist, können Zugfundamente besser als bisher den wirklichen Bodenverhältnissen entsprechend dimensioniert werden, und zwar deshalb, weil der effektive Bruchvorgang des Bodens besser erfasst wird. Ueberdies liegen zahlreiche Versuchsresultate für leichte Böden wie Torf, Schlamm, Seekreide, Lehm, Kies, für weiche, geschieferte, geklüftete Gesteine und auch für harten kompakten Granit vor.

Um einen Einblick in die Auswirkungen der neuen Berechnungsmethode auf die erforderliche Betonkubatur zu erhalten, wurden verschiedene von Motor-Columbus erstellte Leitungen verglichen. Das Verhältnis des Betongewichtes zu der nach den Vorschriften zu berücksichtigenden Ankerkraft ergibt ein Mass für die Wirtschaftlichkeit eines Fundamentes. In Bild 23 sind diese Verhältnisse, bezogen auf die total erforderliche Verankerungskraft einer Leitung (Summe der erforderlichen Ankerkräfte sämtlicher Eckstiele) als Ordinate dargestellt. Der Vergleich zeigt, dass das Betongewicht, gemessen an der Verankerungskraft, seit Einführung der neuen Berechnungsmethode im Jahre 1948 stark abgenommen hat. Es ist im Durchschnitt eine Reduktion von rund 80 % bei älteren, auf rund 30 % bei den neuesten Leitungen festzustellen. Dabei handelt es sich allgemein um Einzelfundamente, die allseits an das Erdreich anbetoniert wurden, also nicht um betonsparende Eisenbetonfundamente. Bei einer 225 kV-Leitung wurden Eisenbetonfundamente mit Platte und geschaltem Schaft verwendet. Dabei konnte das Betongewicht auf 7,7 % der Zugkraft gesenkt werden. Infolge der für einen Mast gleichbleibenden Kosten für Baustelleneinrichtung, Sockelschalung und Armierung fallen die Fundamentkosten nicht proportional mit der Reduktion der Betonkubatur. Doch sind die Einsparungen bedeutend.

Diese Erfolge wurden einerseits durch die Berücksichtigung des Scherwiderstandes des Bodens erzielt, anderseits durch die Verbesserung der Fundamentkonstruktion. Wohl stellen Projektierung und Bauleitung grössere Anforderungen an das technische Personal, doch macht der Aufwand für diese Mehrleistungen nur einen Teil dessen aus, was sich schliesslich an Baukosten einsparen lässt.

c) Wahl der Fundamenttypen (Bilder 24 bis 27)

Blockfundamente kommen nur noch für Leitungen niedriger Spannungen und bei schlechten Bodenverhältnissen oder im Grundwasser in Frage. Schon bei 150 kV-Leitungen ist das Einzelfundament überlegen. Ein Zwischenglied stellt das Rahmenfundament dar, bei dem der innere Erdkern stehen bleibt [4]. Werden die Einzelfundamente noch mit armierten Betonriegeln untereinander verbunden, so erhöht sich ihre

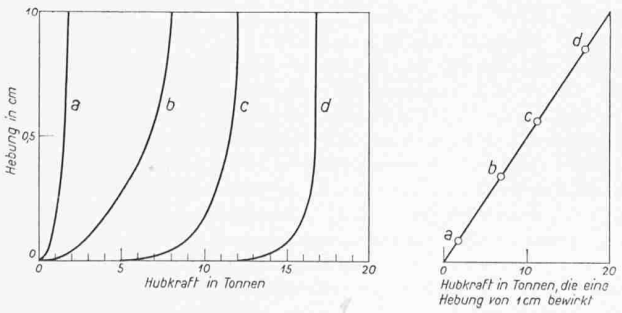


Bild 22. Vergleich der Hebung in Lockergestein und Fels. *a* Torf, *b* Moräne, *c* verwitterter Fels, *d* gesunder Fels

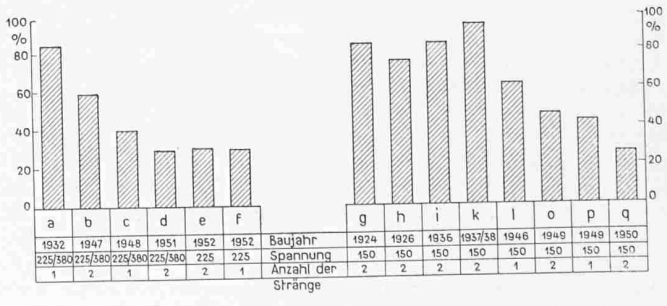


Bild 23. Verhältnis des Betongewichtes zur Ankerkraft der Masten von Hochspannungsleitungen 150 und 225/380 kV

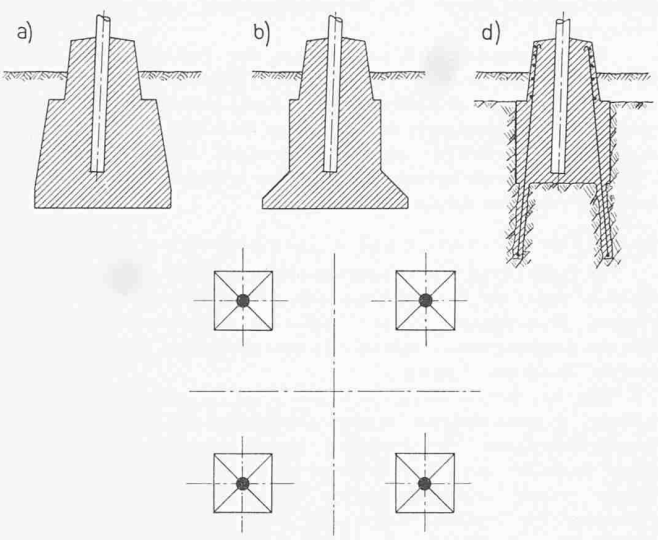


Bild 24. Fundamenttypen. *a* In rolligem Kies, wo nur wenig unterschnitten werden kann. *b* In lehmigem Boden, wo eine Unterschneidung bis 50 cm möglich ist. *d* Mit Ankern in gesundem Fels

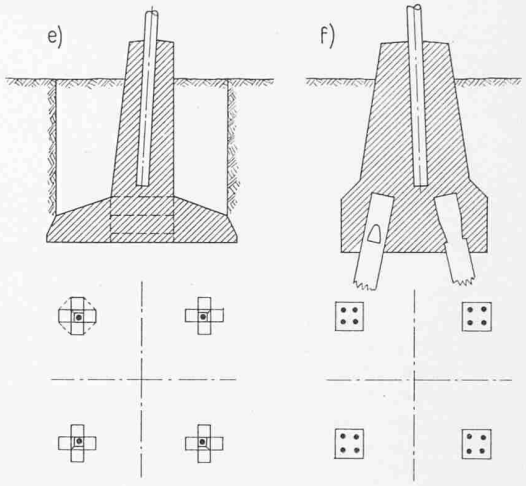


Bild 25. Fundamenttypen. *e* Armierte Betonkonstruktion mit kreuzförmiger Fundamentplatte (in standfestem Sand, Lehm und lehmig-kiesigem Boden möglich), die Scherbruchlinie geht über die Diagonale von einem Arm zum andern. *f* In schlammigem Boden mit Pfählen.

Widerstandskraft wesentlich [3]. Bei schlechten Bodenverhältnissen werden Pfählungen oder Rohrgründungen angewendet. Auch wurde sandiger und kiesiger Untergrund schon mit Zementinjektionen verfestigt. Es gibt verschiedene Typen von Einzelfundamenten: prismatische, unterschnittene, Kreuz-, Pilz- und Schleuderbetonfundamente usw. — Bei den prismatischen ist das relative Betongewicht am grössten. In der Schweiz werden meistens prismatische Fundamente erstellt, weil aufgelöste Fundamenttypen wegen der komplizierten Ausführung keine Kostenersparnis ergeben. Schwellenfundamente in Holz und Eisen sind hier nur einzeln zur Anwendung gekommen.

In der Tabelle 4 sind *s*-Werte verschiedener Böden aufgezeichnet, die aus Fundamentversuchen von 0,50 bis 1,00 m Tiefe gewonnen wurden.

Die neue Berechnungsmethode gilt nicht nur für Mastfundamente, sondern auch für andere Verankerungen in allen Bodenarten und im Fels.

Tabelle 4. s-Werte für verschiedene Bodenarten

Kat.	Bodenart	s_0 in t/m²
I	Gesunder, kompakter Fels	80
II	Verwitterter und zerklüfteter Fels	4 ÷ 40
III	Moräne, Lehm, Fein- und Grobsand	1,5 ÷ 4
IV	Festgelagerter Sand, lehmiger Sand	1,0 ÷ 1,5
V	Sand, Feinsand	0,5 ÷ 1,0
VI	Seekreide, Torf	0,2 ÷ 0,6

Literatur

[1] *AG. Motor,* Baden: Ein neues Verfahren für die Verankerung von Tragwerken für Fernleitungen, mit Angabe der Resultate von Belastungsversuchen, «Bull. SEV» 1919, Nr. 9.

[2] *Sulzberger G.:* Die Fundierung von Freileitungstragwerken und ihre Berechnung, «Bull. SEV» 1922, Nr. 10; 1927, Nr. 6, und 1945, Nr. 10.

[3] *Sulzberger G.:* Die Fundamente der Freileitungswerke und ihre Berechnung, «Bull. SEV» 1925, Nr. 10.

[4] *Killer J.:* Entwicklung im Mastfundamentbau, «Bull. SEV» 1953, Nr. 17.

[5] *Müller A. G.* und *Haefeli R.:* Die Zugverankerung im Baugrund unter besonderer Berücksichtigung der Fundationsprobleme des Freileitungsbaues, «Bull. SEV» 1953, Nr. 21.

Betrachtungen über die Technik II

Menschliche Notwendigkeiten und ihnen antwortende Techniken

Von Ing. **A. Ostertag,** Zürich

DK 130.2:62

Schluss von Seite 338

4. Vom Kampf mit den Mächten in der eigenen Seele

Das Wissen um das Walten von Mächten in den Urgründen der Menschenseele und um die Notwendigkeit des Kampfes mit ihnen erfüllte alle Kulturepochen und reicht zurück bis in die Höhlenkultur der Eiszeitmenschen. Nur die Naturphilosophie aus der Zeit um die letzte Jahrhundertwende löschte dieses Wissen aus, und die sich daraus zwangläufig ergebende Vergötzung des Menschen, die die Haltung des modernen Abendländers massgebend festlegt, hat uns arm und krank gemacht. Aber während die Massen der Kulturvölker, und insbesondere auch die Massen ihrer Gebildeten, die Inhalte des Unbewussten und des Transzendenten als überwundene Phantasiegebilde belächeln, sich von ihnen fernhalten und sich hinter die «wissenschaftlich gesicherten» Tatsachen verschanzen, ist aus dem Bereich der Wissenschaften selber heraus der grosse Durchbruch erfolgt: Mit der selben revolutionären Kraft, mit der die moderne Physik die klassischen Vorstellungen von Raum, Zeit, Materie und Energie sowie die Weltanschauungen, die sich auf diese Vorstellungen stützten, umgewandelt und erneuert hat, mit eben dieser Kraft hat die moderne Psychologie das einseitige und verzerrte Bild, das wir uns in unserem naturphilosophischen Rationalismus vom Wesen des Menschen zusammengezimmert hatten, von Grund auf verändert. Insbesondere hat sie die in den Urgründen der Menschenseele wirksamen Mächte neu erkannt und die Auseinandersetzung des Menschen mit ihnen wieder zu einem zentralen Anliegen gemacht.

Beim Kampf des Menschen mit den Mächten in der eigenen Seele stehen zwei Aufgaben im Vordergrund, nämlich 1. die Auseinandersetzung mit den Triebfunktionen im Sinne einer lebensfördernden Einordnung der gewaltigen hier verfügbaren Energien in eine unserer Berufung gemässe Lebenshaltung, und 2. das Bewusstmachen der ins Unbewusste verdrängten Wesenskomponenten und ihre Integration in die Ganzheit der Person. Diese beiden Aufgaben lösen wir in unserem Leben nur schrittweise und nur teilweise. Wesentlich ist weniger, wie weit wir dabei kommen, sondern dass wir uns ernsthaft und ehrlich mit ihnen beschäftigen.

Der innern psychologischen Notwendigkeit dieses Kampfes entspricht eine äussere arbeitshygienische und ökonomische Notwendigkeit: Das Arbeitsklima sowie Leistung und Qualität unserer Berufsarbeit werden aufs stärkste durch die nicht verarbeiteten Teilstücke der genannten Aufgaben verschlechtert. Dem Betriebswissenschafter sind diese Wechselwirkungen gut bekannt, und es gehört zu seinen wichtigsten Aufgaben, die nachteiligen Auswirkungen der psychologischen Gebundenheiten und Entwicklungsstörungen zu