

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 80 (1962)
Heft: 34

Artikel: Die Tragfähigkeit des Baugrundes: Vortrag
Autor: Schnitter, G.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-66212>

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: 28.12.2025

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

Die Tragfähigkeit des Baugrundes

DK 624.131.439

Vortrag, gehalten von Prof. G. Schnitter, ETH, Zürich, vor der Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau des S. I. A., am 30. Juni 1962

Einleitung

Es freut mich, vor Ihrem Gremium über ein Gebiet sprechen zu können, das dem projektierenden Ingenieur von Hoch- und Brückenbauten etwas ferner liegt, dessen Bedeutung aber gerade auch für diese Ingenieurbauten nicht unterschätzt werden kann. Versagt die Gründung eines Brückenbaues oder eines Industriebaus, so können sich daraus Schädigungen für das Bauwerk, Nicht- oder nur teilweise Erfüllung seiner Zweckbestimmung, vorzeitiger Abbruch oder sogar ein Einsturz ereignen. Daraus ergibt sich die Forderung, dass der projektierende Ingenieur und insbesondere auch der Statiker sich in vermehrter Masse mit dem statischen und dynamischen Verhalten des Baugrundes beschäftigen muss. Dies führt notwendigerweise dazu, dass er sich mit den physikalischen und mechanischen Eigenschaften des Baugrundes, seinen Kennziffern, genau so auseinandersetzt, wie er dies gewohnt ist in bezug auf die von ihm für den Ueberbau benötigten Baustoffe wie Holz, Stahl, Beton, Stahlbeton, Spannbeton.

Obgleich der Begriff Baugrund sowohl den felsigen Baugrund wie die Lockergesteine Sand, Kies, Lehm, Ton umfasst, sollen sich die folgenden Ausführungen auf das Lockergestein als Baugrund beschränken. Dies nicht etwa deswegen, weil der Fels nicht ebenfalls eingehender Untersuchungen bedürfte — ganz im Gegenteil wird es immer deutlicher, dass auch bei felsigem Untergrund, neben dessen geologischer Entstehungsgeschichte und geologischem Befund und der petrographisch-mineralogischen Zusammensetzung auch dessen Festigkeits- und Verformungseigenschaften sowie sein Verhalten gegenüber Wasser von allergrösster Bedeutung sind. Diese Erkenntnis, die durch einige schlimme Erfahrungen der letzten Jahre erneut ins Bewusstsein des Ingenieurs getreten ist, führt dazu, dass sich zur Bodenmechanik heute die Felsmechanik gesellt. Ihr wird die Herbsttagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik gewidmet sein. Im Hinblick darauf und mit Rücksicht auf die mir heute zur Verfügung stehende Zeit wird deshalb im folgenden nur der Baugrund aus Lockergestein weiter betrachtet.

Die *Tragfähigkeit* eines Bodens drückt sich für den projektierenden Ingenieur sehr oft und in etwas allzu vereinfachter Weise in einem aus der Festigkeitslehre übernommenen Begriff aus, jenem nämlich der *zulässigen Bodenpressung*. Was beinhaltet dieser Begriff?

- a) Setzung, d. h. eine als noch zulässig erachtete Verschiebung in lotrechter Richtung der Fundamentsohle darf nicht überschritten werden.
- b) Tragfähigkeit in engerem Sinne, d. h. Sicherheit gegen Grundbruch.
- c) Sicherheit gegen das seitliche Verschieben (Gleitsicherheit).
- d) Sicherheit gegen Geländebruch: Bildung einer Gleitfuge unter dem Bauwerk.

Im folgenden wird über die Setzungen und ausführlicher über die Tragfähigkeit im engeren Sinne gesprochen.

Setzungen

In sehr vielen Fällen ist es nicht die Tragfähigkeit im engeren Sinne, sondern sind es die vertikalen Verschiebungen der Fundamentsohle (Setzungen), welche das Mass der zulässigen Bodenpressung bestimmen. Dabei ist also die Tragfähigkeit selbst noch nicht erschöpft. Solche Böden sind, vor allem die nicht bindigen, sandig-kiesigen. Dank ihrer verhält-

nismässig hohen inneren Reibung tritt die Gefahr eines Grundbruches erst bei Setzungen ein, die das zulässige Mass bedeutend überschreiten. Schon aus diesem Grunde sollten Setzungsberechnungen bei allen wichtigeren Bauten mit Flachgründungen durchgeführt werden. Von vorneherein muss betont werden, dass übertriebene Genauigkeit dabei zwecklos ist. Die tatsächlich vorhandenen inhomogenen und anisotropen Bodenverhältnisse können nur durch stark idealisierte Vereinfachungen und entsprechende Annahmen wiedergegeben werden und enthalten deshalb notwendigerweise Ungenauigkeiten, die jede übertriebene Genauigkeit der Setzungsberechnung überflüssig machen.

Das Problem der Setzungsberechnung verlangt die Bestimmung der Grösse und des zeitlichen Verlaufes der lotrechten Verschiebungen der Punkte einer Fundamentsohle, welche durch die Zusammendrückung des Baugrundes infolge dessen Eigengewichts und der äusseren Belastung entsteht. Ohne im einzelnen auf die häufigsten Berechnungsverfahren einzugehen, welche wohl als bekannt vorausgesetzt werden dürfen, soll doch kurz auf einige Punkte hingewiesen werden, die mit Recht an dieser Setzungsberechnung kritisiert werden können.

Es ist daran zu erinnern, dass die Theorie der Berechnung von Setzungen ursprünglich für tonige Böden abgeleitet (Terzaghi-Fröhlich [3] ¹⁾) und dann ziemlich unbesehen verallgemeinert angewendet wurde. Jede Setzungsberechnung beruht im wesentlichen auf zwei getrennten Schritten. Im ersten Schritt ist der Spannungszustand im Boden zu berechnen, wie er sich auf Grund von Eigengewicht und äusserer Belastung ergibt. Dazu werden normalerweise ganz wesentliche Vereinfachungen gemacht, mit denen der Baugrund zur Berechnung der Spannung infolge äusserer Belastungen als gewichtsloser, elastisch-isotroper Halbraum aufgefasst wird. Trotz diesen mit dem tatsächlichen elastoplastischen Verhalten nicht übereinstimmenden Annahmen stimmen die berechneten Spannungen mit den tatsächlich auftretenden nicht schlecht überein, wie zahlreiche Messungen zeigen.

Der zweite Schritt besteht darin, aus der nunmehr bekannten Vertikalspannung und der Zusammendrückung der einzelnen Schichten des Bodens, die totale lotrechte Verschiebung zu berechnen. Dazu wird die Kenntnis der Zusammendrückbarkeit des Bodens benötigt. Normalerweise wird diese bestimmt im Oedometer durch den Kompressionsversuch, mit welchem die Funktion Belastung — spezifische Zusammendrückung ermittelt wird. Der Tangentenwinkel an diese Oedometerkurve stellt den der entsprechenden Spannung zugeordneten Steifewert dar, ähnlich dem Elastizitätsmodul beim Stahl. In der Schweiz bezeichnen wir diesen Modul als *Me*-Wert. Um diesen Kompressionsversuch repräsentativ erhalten zu können, müssen wir selbstverständlich ein Bohrloch herstellen, um in verschiedenen Tiefen des Baugrundes ungestörte Proben zu entnehmen, die in das Oedometer eingebaut werden können. Eine Annäherung mit einfacheren Mitteln kann erzielt werden durch Belastung der Oberfläche bzw. der oberflächennahen Schichten mittels Platten (Plattenversuch). Wohlverstanden wird in diesem Falle aber nur das elastoplastische Verhalten der entsprechenden oberflächennahen Schicht bestimmt, nicht aber jenes der ganzen in Betracht kommenden zusammendrückbaren Schicht.

In der repräsentativen Bestimmung und in der Interpretation dieses *Me*-wertes liegt die ganze Schwierigkeit und

¹⁾ Zahlen in eckigen Klammern siehe Literaturverzeichnis am Schlusse.

die ganze Problematik der Setzungsberechnung, bedeutend mehr, und dies muss ausdrücklich festgestellt werden, als in der Berechnung der Spannungen. Die Vergleiche von Setzungsberechnungen mit den am fertigen Bauwerk gemessenen Setzungen zeigen leider in vielen Fällen eine schlechte Uebereinstimmung, und zwar ist in der Regel die berechnete Setzung wesentlich grösser als die später gemessene Setzung [8, 9]. Meines Erachtens liegt der Grund zu dieser Unstimmigkeit vornehmlich in der Versuchstechnik der *Me*-Wertbestimmung selbst, in deren Ungenauigkeiten und im Umstand, dass die an einem kleinen Probekörper gemessene prozentuale Setzung (Probekörper 50—100 cm² Querschnitt und 2—3 cm Stärke) übertragen wird auf ein Fundament von mehreren Quadratmetern Grundfläche und einer Schichtstärke von ebenfalls mehreren Metern. Diese Unstimmigkeit ist prozentual um so grösser, je kleiner die effektive Setzung an und für sich ist, denn dort machen sich die Fehler der Versuchstechnik prozentual viel stärker bemerkbar. Dies trifft also vor allem in sandigen und siltigen Böden zu, während die Setzungsberechnung bindiger Böden wirklichkeitsnaher ist. Dies gilt sowohl für die Drucksetzungs- wie für die Zeitsetzungskurven.

In diesem Zusammenhang soll auf den bekannten, grundsätzlich verschiedenen Zeit-Setzungsverlauf in einem bindigen und einem nicht bindigen Boden hingewiesen werden. In letzterem (Kies, Sand, grober Silt) erfolgen die Setzungen sehr rasch nach Aufbringen der Last, in tonig-lehmigen Böden hingegen erst im Laufe einer grösseren Zeitspanne, während welcher die anfänglich grösserenteils vom Porenwasser getragene Auflast durch Abfließen des Porenwassers auf das Korngerüst abgegeben wird.

Die Spannungsverteilung im Baugrund unter einer äusseren Belastung wird bekanntlich nach der Theorie von *Boussinesq*, eventuell unter Einführung eines Konzentrationsfaktors nach Fröhlich berechnet, welcher die Zunahme des *Me*-Wertes mit der Tiefe berücksichtigt. Es folgt aus ihr die bemerkenswerte Tatsache²⁾, dass unter einem breiten Fundament die Tiefenwirkung eine bedeutend grössere ist als unter einem schmalen Fundament, d. h., dass bei gleicher Bodenpressung breite Fundamente grössere Setzungen aufweisen müssen, als schmale Fundamente bei sonst gleichen Verhältnissen. Daraus ergibt sich die bekannte Forderung, dass bei Einzelfundamenten unter einem Gebäude kleinere Fundamente mit grösseren Pressungen belastet werden dürfen als grosse Fundamente, vorausgesetzt, dass keine Grundbruchgefahr (siehe weiter unten) besteht. Diese, aus der Theorie der Spannungsberechnung sich ergebende Folgerung ist aber nur so lange voll berechtigt, als angenommen werden darf, dass der *Me*-Wert (die Steifezahl) im gleichen Boden unabhängig sei von der Grösse der Fundamentfläche. Nun scheinen aber neue Versuche in nicht bindigen Böden darauf hinzuweisen, dass mit zunehmender Fundamentfläche auch der *Me*-Wert zunimmt. Trifft dies zu, und die Messungen an den Gebäuden im Hansa-Viertel in Berlin [8] bestätigen diese Vermutung, so ergäbe sich daraus eine gewisse Korrektur der oben angegebenen Auffassung, dass mit zunehmender Fundamentfläche, bei sonst gleichen Verhältnissen, die Setzungen ebenfalls zunehmen.

Bei schräg und bei exzentrisch wirkender Belastung wird bei dem üblichen Näherungsverfahren eine geradlinige Begrenzung der Verteilung der Bodenpressungen unter dem Fundament angenommen. Die genauere Verteilung der Sohlpressungen müsste die Biegefestigkeit des Gründungskörpers berücksichtigen, wofür heute angenäherte Verfahren vorliegen (Ohde, Kany). Mit der Annahme geradliniger Spannungsverteilung in der Sohle werden bei der Setzungsberechnung nur die Setzungen einzelner Punkte derselben ermittelt, unter der Annahme schlaffer Grundkörper. Die tatsächlich auftretenden Setzungsunterschiede sind aber von der Steifig-

keit der Gründung abhängig. So weisen z. B. entsprechend den Folgerungen aus der Lastausbreitung im Untergrund, Plattengründungen eindeutig grössere Setzungen auf als gleich stark belastete Einzel- oder Streifenfundamente. Hingegen sind die Setzungsunterschiede zwischen zwei Punkten einer Platte kleiner (Ausgleich der Setzungsunterschiede) als zwischen zwei gleich weit entfernten Einzelfundamenten.

Damit ist die so viel besprochene Frage der *zulässigen Bauwerkssetzung bzw. der zulässigen Setzungsunterschiede* angeschnitten. Viele Bauherren glauben, aus der Tatsache, dass ihr Bauwerk sich setze, auf falsche Gründung oder gar auf Fahrlässigkeit des verantwortlichen Ingenieurs schliessen zu dürfen. Dem ist entgegenzuhalten, dass sich wohl jeder nicht auf Fels gegründete Bau setzt, nur werden seine Setzungen leider meist nicht gemessen und erst indirekt festgestellt, wenn sie zu gross wurden und sich Schäden am Bauwerk zeigten.

Das noch tolerierbare Setzungsausmass hängt ab vom Bauwerk selbst und vom Boden. Z. B. sind in nichtbindigen Böden geringere Gesamtsetzungen zulässig als in bindigen Böden, weil in den ersteren die Setzungsunterschiede bei gleicher Gesamtsetzung erfahrungsgemäss grösser sind als in den letzteren. Dies rührt daher, dass sich in sandig-kiesigen Böden die Lagerungsdichte, von welcher der *Me*-Wert und damit die Setzungen stark abhängen, innerhalb enger Bereiche ändern kann, während sie in lehmig-tonigem Böden eher gleichmässig verläuft. Nach ausländischen Erfahrungen dürften in Hoch- und Industriebauten aus Stahlbeton ungefähre folgende Werte zugelassen werden:

Setzungen in cm	Gesamtsetzungen		Setzungsunterschiede	
	bindig	nicht bindig	bindig	nicht bindig
Einzelgründungen	5	3	3	2,0
Platten	6 ÷ 8	4 ÷ 5	4	2,5

Siehe auch: *Skempton*, «Proceedings Institute Civil Eng.» Vol. 5, London 1956, und Erd- und Grundbau, Taschenbuch, Bd. 1, Berlin 1955. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn., Eigenschaften und Belastbarkeit der Bodenarten, S. 131.

Dieser Abschnitt möge mit dem Wunsche abgeschlossen werden, dass mehr als bis anhin bei grösseren Bauwerken auf Lockergestein systematische Setzungsmessungen während der Bauzeit und nach vollendetem Bau durchgeführt werden.

Tragfähigkeit und Sicherheit gegen Grundbruch

Bei Flachgründungen, Einzel-, Streifen- und Plattenfundamenten ist bei mittiger und leicht ausmittiger Belastung, insbesondere bei Gründung auf nicht bindigen Böden, die zulässige maximale Setzung oder der zulässige maximale Setzungsunterschied meistens massgebend für die Dimensionierung der Fundamentabmessungen. In bindigen Böden bei mittiger Belastung und allgemein auf sämtlichen Böden bei stark ausmittiger oder gar schief wirkenden äusseren Belastungen aus dem Oberbau (z. B. bei Brückenwiderlagern oder Stützmauern) hingegen kann die Tragfähigkeit des Baugrundes oder die Sicherheit gegen Grundbruch für die Bestimmung der Grösse der Fundamentfläche, ihrer Form und ihrer Einbindetiefe massgebend werden. Der Begriff des Grundbruches und die erste Berechnungsmethode dafür im Grundbau wurde von Terzaghi 1943 [1, 2] eingeführt. Wird ein Gründungskörper so stark belastet, dass er nicht nur einsinkt, sondern dass sich unter ihm im Untergrund mehr oder weniger ausgeprägte Gleitbereiche bilden, in denen die Scherfestigkeit des Bodens überwunden wird, so wird von Grundbruch gesprochen. Dabei versinkt der Gründungskörper beim Erreichen der sogenannten Bruchlast ohne weitere Steigerung der äusseren Belastung. Der Boden wölbt sich seitlich des Grundkörpers auf, er wird ausgequetscht (Bild 2). Bei der Auswertung eines Belastungsversuches mittels einer

²⁾ Die Druckausbreitung im Boden hat auch zur Folge, dass die Setzung eines Punktes der Fundamentsohle nicht nur von der in diesem Punkte wirkenden Bodenpressung, sondern auch von sämtlichen längs der Sohle wirkenden Pressungen abhängig ist. Die Annahme, auf welcher die «Theorie der Bettungsziffer» beruht, ist deshalb grundsätzlich unrichtig.

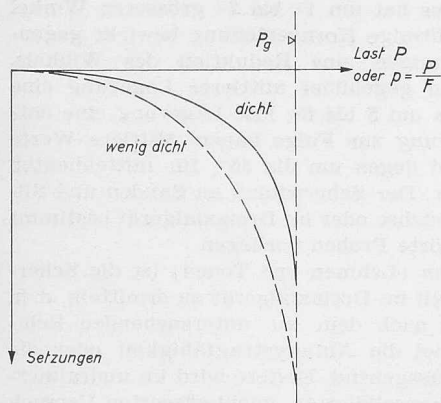


Bild 1

Platte durch die graphische Darstellung der Last-Setzungslinie (Bild 1) drückt sich dies dadurch aus, dass die Kurve sich mehr oder weniger einer lotrechten Tangente nähert.

Während bei der Berechnung der Setzungen unter der Gebrauchslast, wie oben angeführt, da nur kleine Formänderungen vorkommen dürfen, mit genügender Annäherung, die Elastizitätstheorie angewendet werden darf (Proportionalität zwischen Spannungen und Formänderungen), gilt dies für die plastischen Formänderungen im Bruchzustand keineswegs mehr. An ihre Stelle tritt ein Bruchkriterium. Im ebenen Falle tritt zu den beiden bekannten Gleichgewichtsbedingungen

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \quad \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \quad (\text{Schwere})$$

im isotropen Halbraum, als dritte Bedingung zur Bestimmung der drei Spannungsgrößen σ_x , σ_z und τ , die Bruchbedingung des Bodens. Als solche wird bei Stabilitätsuntersuchungen gemeinhin die Coulomb'sche Gleichung:

$$\tau = s = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad \text{angenommen.}$$

$\tau = s =$ Scherfestigkeit des Bodens

$c =$ Kohäsion

$\sigma =$ Vertikalspannung

$\varphi =$ Winkel der inneren Reibung.

Diese, in formaler Hinsicht heute noch allgemein anerkannte Beziehung für die Scherfestigkeit, stellt tatsächlich eine sehr verwickelte Abhängigkeit dar, indem die einzelnen Glieder der rechten Seite nicht einfache Größen, und insbesondere die Koeffizienten c und $\operatorname{tg} \varphi$ nicht feste Materialkonstanten sind, sondern stark von dem Zustande des Materials, insbesondere seinem Wassergehalt, und von den Versuchsbedingungen abhängen, unter welchen sie bestimmt werden. Darüber folgen weiter unten noch einige Ausführungen. Vorläufig möge nur soviel erwähnt werden, dass im Einzelfalle diese Koeffizienten aus Gründen der Sicherheit so gewählt werden sollten, dass sich mit ihnen die geringste Bruchlast ergibt. Es darf dabei auch nicht ausser acht gelassen werden, dass ein Boden sich tatsächlich nie isotrop, d. h. richtungsungebunden, verhält und dass die oft auftretende ungleichmässige Schichtung des Baugrundes vernachlässigt wird. Der Baugrund wird also sehr stark idealisiert, und es darf deshalb nicht erwartet werden, dass die mit diesem idealisierten Modell berechneten Größen weitgehend und in allen Einzelheiten mit dem viel komplexer aufgebauten und zahlreichen Zufälligkeiten unterworfenen Baugrund im konkreten Einzelfalle übereinstimmen.

Trotz der starken Vereinfachung sind nur einige wenige Spezialfälle des erwähnten allgemeinen ebenen Falles mathematisch einwandfrei gelöst worden, und zwar die typischen Fälle [6]:

a) Das Grenzgleichgewicht des schwerelosen Körpers: $\gamma = 0$, durch Prandtl behandelt.

b) Das Grenzgleichgewicht des vollplastischen, also reibungsfreien Körpers mit $\varphi = 0$. Ein Zustand, der nur in gesättigten Tonböden annähernd auftritt, ebenfalls von Prandtl behandelt.

c) Das Grenzgleichgewicht nichtbindiger Böden im unendlichen Halbraum: Theorie von Rankine.

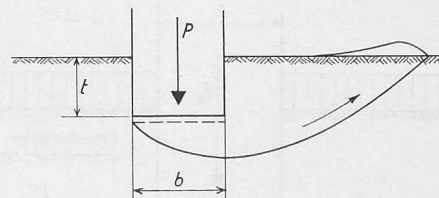


Bild 2

Die Bodenmechanik hat nun, ausgehend von diesen theoretischen Unterlagen durch Näherungslösungen und von Ergebnissen mit Versuchen im Laboratorium und in kleinerem Umfange auch im Felde, für die Praxis bestimmte Formeln zur Berechnung der Bruchlast oder der entsprechenden Spannung P/F aufgestellt.

Terzaghi formulierte [1, 2] die Bruchlast P_g für den statischen Grundbruch flachgegründeter Fundamente $t < b$ eines ∞ langen Streifenfundamentes bei senkrechter, mittiger Belastung auf ebenem Gelände zu (Bild 3):

$$P_g = b \cdot [c \cdot N_c + (p_0 + \gamma_{eo} \cdot t) \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_{eu} \cdot b \cdot N_\gamma]$$

$b =$ Fundamentbreite in m

$\gamma_{eo} =$ Raumbgewicht über der Fundamentsohle in t/m^3

$\gamma_{eu} =$ Raumbgewicht unter der Fundamentsohle in t/m^3

$t =$ Foundationstiefe (wobei bei nicht ebenem Gelände oder bei einem Keller die kleinste Tiefe t einzusetzen ist) in m

$c =$ Kohäsion

N_c, N_q, N_γ bedeuten Tragfähigkeitsfaktoren, die nur vom Winkel der inneren Reibung abhängen.

Die drei Glieder der rechten Seite verdeutlichen drei getrennt zu beachtende Einflüsse:

$c \cdot N_c$:

Einfluss der Kohäsion des Bodens unterhalb der Gründungssohle ist nur dann zu berücksichtigen, wenn Sicherheit über ihre dauernde Wirkung besteht. In nichtbindigen Böden fällt dieses Glied weg.

$(p_0 + \gamma_{eo} \cdot t) \cdot N_q$: Einfluss der Einbindetiefe t und einer evtl. Auflast p_0 . Nach der Theorie von Prandtl wird die Scherfestigkeit des Bodens oberhalb der Gründungssohle nicht berücksichtigt und diese Erdmasse nur ihrem Gewichte nach wie eine Auflast in Rechnung gestellt.

$(1/2 \gamma_{eu} \cdot b \cdot N_\gamma)$: Einfluss der Fundamentbreite.

Beachte die Raumbgewichte: im zweiten Gliede ist das Raumbgewicht des Bodens oberhalb, im dritten Gliede jenes unterhalb der Gründungssohle einzusetzen. Liegt z. B. der Grundwasserspiegel ungefähr in Höhe der Fundamentunterkante, was ja bei Flachgründungen oft der Fall ist, so reduziert sich das Gewicht γ_{eu} auf das Raumbgewicht des gesättigten Bodens mit vollem Auftrieb, d. h. also gegenüber dem Feuchtraumbgewicht auf etwa die Hälfte, und entsprechend reduziert sich das dritte Glied auf etwa die Hälfte.

Die Formel zeigt, dass breite Fundamente gegenüber schmalen grössere Tragfähigkeiten aufweisen. Während also bei den Setzungen darauf hingewiesen werden musste, dass infolge der Lastausbreitung im Baugrund schmale Fundamente sich günstiger verhalten als breite, sind die Verhältnisse bei der Tragfähigkeit umgekehrt; breite Fundamente sind günstiger als schmale.

Aus Bild 3 ist auch ohne weiteres ersichtlich (siehe auch Formel für t^* und l^*), dass die Tiefenwirkung und die Breitenwirkung, d. h. die für die Mitwirkung herbeigezogene Erdzone sehr stark von φ abhängt.

Damit sind die Tragfähigkeitsfaktoren kurz zu behandeln. Die N_q - und N_c -Werte können der eingangs erwähnten Prandtl'schen Theorie über das Grenzgleichgewicht des gewichtslos gedachten Bodens entnommen werden [4, 5, 6].

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \varphi$$

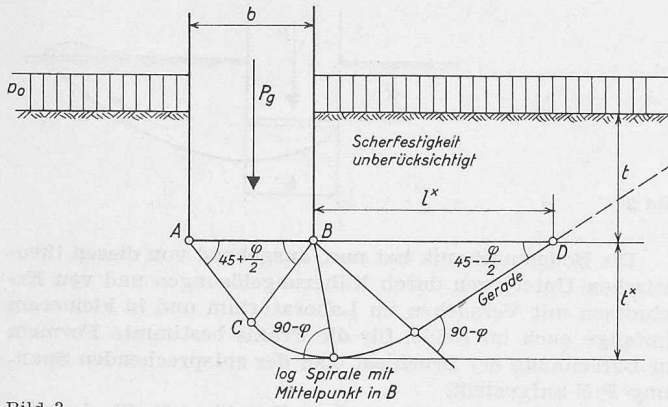


Bild 3

$$t^x = \frac{\cos(45 + \varphi/2)}{b \cos \varphi} e^{(45 + \varphi/2) \operatorname{tg} \varphi}$$

$$l^x = 2 b \operatorname{tg}(45 + \varphi/2) e^{\pi/2 \operatorname{tg} \varphi}$$

Die Bestimmung von N_γ ist bis heute auf einwandfreie theoretische Weise noch nicht gelungen, denn es konnte keine sämtliche Anfangs- und Randbedingungen erfüllende Bruchfigur gefunden werden. Deshalb wurden angenäherte Bruchfiguren angenommen, die zu etwas verschiedenen Werten führen und nicht durchwegs befriedigen, da sie sich als statisch oder kinematisch unmöglich erwiesen. Zur Zeit dürfte die von Brinch-Hansen kürzlich aufgestellte Beziehung wohl am ehesten zu empfehlen sein, wonach

$$N_\gamma \approx 1,8 (N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi$$

Die Werte von N_q und N_c sind schon längere Zeit tabelliert, z. B. finden sie sich im Grundbautaschenbuch (die N_γ -Werte sind dort zu hoch angegeben).

Die Materialeigenschaften treten in Form von drei Grössen in die Tragfähigkeitsformel ein: Raumgewicht, Kohäsion und Reibungswinkel. Die möglichst genaue Bestimmung dieser Werte ist Voraussetzung jeder auch nur einigermaßen zutreffenden Berechnung. Genaue Baugrundaufschlüsse sind deshalb unerlässlich. Dabei genügt es nicht, nur eine Probe, z. B. auf Höhe Fundamentunterkante, zu entnehmen, sondern es sind Proben aus verschiedenen Tiefen unterhalb der Gründungssohle zu entnehmen, entsprechend den Tiefenlagen der in Frage kommenden Gleitflächen (1 bis 2,5 mal kleinste Fundamentbreite).

Die Raumgewichtsbestimmung ist einfach, sie gehört zu den normalen Untersuchungen zwecks Klassifikation des Bodens. Schwieriger gestaltet sich die Ermittlung der Scherfestigkeit, und doch ist der Einfluss des Winkels der inneren Reibung auf die Tragfähigkeitsfaktoren von entscheidender Bedeutung, wie bei Betrachtung des N_q -Wertes sofort erkennbar ist. Bereits kleine Änderungen im Winkel φ haben ganz beträchtliche Änderungen in den N -Werten zur Folge [7, 8].

z. B.	φ	N_c	N_q	N_γ
	20°	14,8	6,4	3,6
	22,5°	17,5	8,2	5,4
	32,5°	37,0	24,6	27,0
	35°	46,1	33,3	40,7
	37,5°	58,1	45,8	62

Die entnommenen Proben müssen, wie erwähnt, ungestört sein. Bei nichtbindigen Böden ist die Entnahme von ungestörten Proben nicht einfach. Mit den heute zur Verfügung stehenden Entnahmegewerken ist es bei grosser Sorgfalt in der Ausführung seitens des Bohrmeisters immerhin möglich, auch in Sanden und Feinsanden ungestörte Proben zu entnehmen; in kiesig-sandigen Böden hingegen dürfte dies auch heute noch nicht möglich sein. Der Winkel der inneren Reibung kann aber auch bei einem nicht bindigen Boden stark verschieden sein und von 27° bis 43° streuen. Der Winkel wird hauptsächlich beeinflusst von der Lagerungsdichte des Bodens, ausgedrückt durch seine Porosität oder seine Porenzahl, von der Kornform, der Korngrösse und der Kornverteilung. Runde Körner ergeben kleinere

Winkel als eckige, Kies hat um 1° bis 2° grösseren Winkel als Sand, sehr gleichförmige Kornverteilung bewirkt gegenüber der ungleichförmigen eine Reduktion des Winkels. Dichte Lagerung kann gegenüber mittlerer Lagerung eine Erhöhung des Winkels um 5 bis 6°, lose Lagerung eine entsprechende Verminderung zur Folge haben. Mittlere Werte für mitteldichten Sand liegen um die 35°, für mitteldichten Kies-Sand etwas höher. Der Scherwinkel an Sanden und Silten kann in der Scherbüchse oder im Dreiaxialgerät bestimmt werden, sofern ungestörte Proben vorliegen.

Bei bindigen Böden (Lehmen und Tonen) ist die Scherfestigkeit im Normalfall im Dreiaxialgerät zu ermitteln, d. h. im Laboratorium. Je nach dem zu untersuchenden Belastungszustand ist dabei die Anfangstragfähigkeit oder die Dauertragfähigkeit massgebend. Erstere wird im undrainierten, letztere aus dem konsolidierten, unentwässerten Versuch mit Porenwasserdruckmessung ermittelt. Der projektierende Ingenieur sollte bei seiner Auftragserteilung an das Laboratorium möglichst genau umschreiben, für welche rechnerischen Untersuchungen er die angeforderten Bodenkennziffern benötigt. In wassergesättigten Tonen wird die Anfangstragfähigkeit im Laboratorium aus der undrainierten, beim einfachen Druckversuch an einer Probe mit unverhinderter Seitenausdehnung auftretenden Scherfestigkeit bestimmt oder aus einem Versuch mit der Drehflügelsonde (vane test). Bekanntlich ist dabei die Schergerade parallel zur σ -Achse, $\varphi = 0$ und $c = \frac{1}{2} d_c$, wenn $d_c =$ Druckfestigkeit.

Mit $\varphi = 0$ werden $N_c = \pi + 2 = 5,14$, $N_q = 1$ und $N_\gamma = 0$ und die allgemeine Tragfähigkeitsformel:

$$P_g = b \left\{ 5,14 c + (p_0 + \gamma_{eo} \cdot t) \right\}$$

Daraus ist ersichtlich, dass in diesem Spezialfall die Fundamentbreite ohne Einfluss ist auf die spezifische Bruchlastspannung.

Es ist bekannt, dass die der Berechnung zugrunde liegende Annahme, nach der nämlich gleichzeitig längs der ganzen Gleitfläche die Scherfestigkeit überschritten werde, nicht zutrifft, dass vielmehr Grundbrüche progressiv eintreten durch Ueberwindung der Scherfestigkeit an einigen Stellen.

Die so ermittelten Spannungswerte für die Bruchbelastung sind durch einen Sicherheitsfaktor zu dividieren, um die zulässigen Pressungen zu erhalten. Dieser Wert liegt zwischen 2 und 2,5, wobei der höhere Wert für bindige Böden anzunehmen ist und in jenen Fällen, in welchen Zweifel über die richtige Abschätzung der Bodenkennziffern herrschen.

In den letzten Jahren ist die angegebene Tragfähigkeitsformel in mehrfacher Hinsicht ergänzt worden, weil erkannt wurde, dass wesentliche Einflüsse unberücksichtigt geblieben waren, und zwar: Grösse, Form und Tiefe der Fundamentfläche, bzw. ihre gegenseitigen Verhältnisse.

Ausmittigkeit der Bauwerksbelastung und deren Neigung. Werden alle diese Faktoren berücksichtigt, so entsteht die zur Zeit allgemeinste Tragfähigkeitsformel einer horizontal liegenden Gründungssohle in der von Brinch-Hansen gegebenen Form [14]:

$$p = P_g / \bar{F} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + (p_0 + \gamma_{eo} \cdot t) N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma_{eu} \cdot \bar{b} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

mit den Korrekturfaktoren für die Form s_c , s_q , s_γ , für die Tiefe d_c , d_q , d_γ , wobei $d_\gamma = 1$, für die Neigung der resultierenden Belastung i_c , i_q , i_γ

$P_g =$ lotrechte Komponente der Grundbruchlast

$p =$ mittlere lotrechte Bodenpressung in der Ersatzgründungsfläche \bar{F} beim Grundbruch in t/m^2

\bar{b} , $\bar{l} =$ Ersatzbreite und Ersatzlänge der ausmittigt belasteten tatsächlichen Gründungsfläche. $\bar{b} \cdot \bar{l} = \bar{F}$.

Bezüglich der Form und Tiefenfaktoren wurden von verschiedenen Autoren im einzelnen nicht ganz übereinstimmende Ausdrücke abgeleitet. Für Winkel φ grösser als 25° kann $d_q = d_c$ angenommen werden.

Tiefenfaktor:

$$d_q = d_c = 1 + 0,35 \frac{t}{b}$$

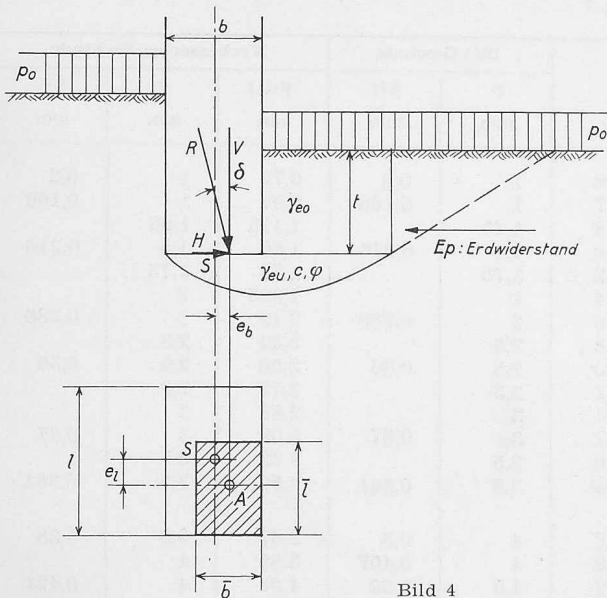


Bild 4

für Flachgründungen $t < b$ (unabhängig von φ)

$$d_q = d_c = 1 + \frac{0,35}{b} \frac{0,6}{t + \frac{1}{1 + 7 \cdot \operatorname{tg}^4 \varphi}}$$

für Tiefgründungen (Pfähle)

Dieser letztere Ausdruck ermöglicht die Bestimmung des *Spitzenwiderstandes* eines Pfahles oder die Berechnung der Grundbruchsicherheit tief gegründeter Pfeiler. Zu beachten ist dabei, dass die Tiefenfaktoren nur gelten, wenn der Boden oberhalb der Gründungssohle mindestens die gleiche Scherfestigkeit besitzt wie der Boden unterhalb der Sohle.

Der *Formfaktor* hängt genau genommen nicht nur vom Verhältnis b/l , sondern auch vom Winkel φ ab: für $\varphi > 25^\circ$

$$s_q = s_c = 1 + (0,2 + \operatorname{tg}^6 \varphi) \frac{b}{l}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,5 (0,2 + \operatorname{tg}^6 \varphi) \frac{b}{l}$$

ergibt z. B. für ein quadratisches Fundament und $\varphi \sim 35^\circ$ $s_q = 1,32$, $s_\gamma = 0,84$.

Der *Einfluss einer Ausmittigkeit und der Schrägstellung der äusseren Belastung* auf die Grundbruchsicherheit ist von grosser Bedeutung. Beide verringern die Bruchlast beträchtlich. Dieser Einfluss kann heute dank verschiedenen Arbeiten (Ohde, Schultze [11], Meyerhof [12], de Beer [4], Brinch-Hansen) rechnermässig berücksichtigt werden. In diesen Fällen bilden sich mehr oder weniger ausgeprägte Gleitflächen nur nach einer Richtung aus (Strenge Berechnung wiederum nur für den gewichtslos gedachten, ebenen isotropen Halbraum).

Der exzentrische Lastangriffspunkt wird berücksichtigt durch Einführung einer «wirksamen» an Stelle der wirklichen Fundationsfläche (siehe Bild 4). $\bar{F} = \bar{b} \times \bar{l}$. (Schwerpunkt der wirksamen Fläche gleich Durchstosspunkt der Resultierenden durch die Fundamentfläche). Bei nicht rechteckförmigem Grundriss wird die «wirksame» Fläche in ein äquivalentes Rechteck umgewandelt.

Die schräg exzentrisch wirkende äussere Kraft R wird zerlegt in die Vertikalkomponente V und die Horizontalkomponente H und daraus der Neigungswinkel δ bestimmt. Die Beiwerte i hängen vor allem von diesem Verhältnis ab und viel schwächer auch von φ . Näherungsformeln in [5, 7, 14]. *Beachte:* Der Erdwiderstand E_p darf auf die volle Tiefe t nur dann eingesetzt werden, wenn einerseits gewährleistet ist, dass der Boden weder zeitweise noch dauernd entfernt wird und andererseits der Gründungskörper die Bewegung, die zum vollen Wirken des Erdwiderstandes nötig ist, schadlos durchführen kann. Diese letzte Bedingung dürfte selten erfüllt sein. Wird der Erdwiderstand E_p berücksichtigt, so dürfen nicht gleichzeitig auch die Tiefenfaktoren d eingeführt werden, ansonst die selbe Ursache, nämlich der Scherwiderstand des Bodens oberhalb der Fundamentsohle, zweimal berücksichtigt würde.

Die Gleitsicherheit und die Grundbruchsicherheit eines durch eine schräg wirkende Kraft belasteten Fundamentes können durch Neigung der Gründungssohle wesentlich verbessert werden. Die rechnerische Behandlung des Einflusses dieser Neigung ist mit einem geringen Mehraufwand möglich [15].

Adresse des Verfassers: Gerold Schmitter, Professor ETH, Gloriastrasse 39, Zürich 7/44.

Literaturverzeichnis

- [1] Terzaghi: Theoretical Soil Mechanics, 1943.
- [2] Terzaghi: Soil Mechanics in Engineering Practice, 1948.
- [3] Terzaghi-Fröhlich: Theorie der Setzungen von Tonschichten, 1936.
- [4] De Beer: Grondmechanica, 1949.
- [5] Brinch Hansen-Lundgren: Hauptprobleme der Bodenmechanik, 1960.
- [6] Arpad Kezdi: Erddrucktheorien, 1962.
- [7] Grasshoff, Sidler, Kübeck: Erd- und Grundbau, 1962.
- [8] Grundbautaschenbuch.
- [9] H. Muhs: Ergebnisse der Setzungsmessungen an den Hochhäusern im Hansaviertel usw., Heft 15 der Degebo, 1961.
- [10] H. Neuber: Setzungen von Bauwerken und ihre Vorhersage, Heft 15 der Degebo.
- [11] E. Schultze: Der Widerstand des Baugrundes gegen schräge Sohlpressungen, «Bautechnik» 1952.
- [12] G. G. Meyerhof: The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. Proc. III, Int. Conf. Soil Mech., Zürich 1953.
- [13] H. Muhs: Ueber das Verhalten beim Bruch, die Grenztragfähigkeit und die zulässige Belastung von Sand, Heft 14 der Degebo, 1961.
- [14] Brinch Hansen: A general formula for bearing capacity, Bulletin Nr. 11, 1961, des dänischen geotechnischen Institutes.
- [15] V. S. S. Richtlinien zur Berechnung von Stützmauern, in Vorbereitung.

Über Schraubengewinde

DK 621.882.082

Von H. Ernst, beratender Ingenieur, Le Chesnay (Seine-et-Oise), ehemaliger Direktor der Compagnie de Constructions Mécaniques Procédés Sulzer, Paris

Die Frage nach der zweckmässigen Konstruktion von Schrauben-Kraftgewinden ist neuerdings wieder aktuell geworden, nachdem die Internationale Standardisierungs-Organisation (ISO) der Industrie die ISO-Gewinde zur Einführung empfohlen hat. Obwohl es sich beim Gewinde um ein sehr altes Konstruktionselement handelt, war es bis in die neueste Zeit hinein Gegenstand eingehender Untersuchungen (Dauerfestigkeitsprüfungen, photoelastische Spannungsmessungen usw.) sowie konstruktiver und herstellungstechnischer Verbesserungen. Es dürfte zweckmässig sein, vorerst die geschichtliche Entwicklung in einigen Hauptzügen in Erinnerung zu rufen.

Whitworth hatte seine Gewindereihe vor über hundert Jahren aufgestellt. Es ist erstaunlich, wie er schon damals ein gutes Gewindeprofil und die «richtige Steigung für jeden Durchmesser» gefunden hatte. Man darf wohl annehmen, dass er sich auf die zu jener Zeit gebräuchlichen Durchmesser 1 bis etwa $1\frac{1}{2}$ Zoll beschränkte und dass die grösseren Dimensionen später hinzugefügt wurden. Noch später stellte sich aber heraus, dass bei den grossen Durchmessern die Steigungen zu gross waren, weshalb dann die Engländer neben der Whitworthserie noch das BSF (British Standard Fine) eingeführt haben. Als 1898 die «metrischen» Länder ihr internationales System S. I. schufen, haben sie sich an die