Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

Band: 77 (1959)

Heft: 18

Artikel: Neuere Entwicklungen der Untersuchung und Berechung von Flachfundationen: Vortrag

Autor: Muhs, Heinz

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-84247

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: 16.12.2025

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

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Neuere Entwicklung der Untersuchung und Berechnung von Flachfundationen

Vortrag auf der Tagung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 14. November 1958 in Lausanne

Von Dr.-Ing. **Heinz Muhs**, Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin

DK 624.151.5.001.2

Drei Fragen sind es, die bei der Untersuchung von Flachfundationen gestellt werden müssen:

1. Zu erwartende Formänderungen des Baugrundes;
2. vorhandene Sicherheit der Gründungsschicht gegen Bruch;
3. erforderliche Abmessungen der Fundamente.

Die Prüfung der beiden ersten Probleme, die sich auf den Baugrund erstrecken, ist in ähnlicher Weise auch bei der Dimensionierung fast aller anderen Baukonstruktionen notwendig und üblich; nur die Formulierung der Fragestellung ist eine andere. Was bei der Untersuchung von Stahl- und Betonkonstruktionen meist die Frage nach der zulässigen Durchbiegung und nach dem Abstand der auftretenden Spannung von der Fliessgrenze des Stahls oder von der Würfelfestigkeit des Betons bedeutet, wird bei der Untersuchung von Flachfundationen durch die Frage nach der voraussichtlichen Setzung und der Sicherheit des Gründungskörpers gegen Grundbruch umfasst. Als drittes Problem kommt die Prüfung der Beanspruchung und der ausreichenden Stärke des Gründungskörpers selbst hinzu, gewöhnlich gestellt durch die Frage nach den Biegungsbeanspruchungen in dem Gründungskörper, die sich aus den auftretenden Belastungen und den Annahmen über die Sohldruckverteilung ergeben.

Allen drei Fragen müssen wir uns im folgenden zuwenden, wenn wir uns mit der Untersuchung von Flachfundationen beschäftigen, wobei wir uns auf das Wesentliche beschränken und auf Forschungsarbeiten der *Degebo* besonders eingehen wollen.

1. Setzungen

Auf Grund der von *Terzaghi* vor etwa dreissig Jahren aufgestellten Konsolidationstheorie [1]) ist es bisher üblich gewesen, die Endsetzungen bindiger Böden, die bekanntlich bei grösserer Schichtmächtigkeit erst nach längerer Zeit nach Abschluss der Bauarbeiten zum Abklingen kommen, unter der Annahme zu berechnen, dass die relativen Zusammendrückungen des Baugrundes in vertikaler Richtung die gleiche Grösse haben wie die, die bei den gleichen Laststeigerungen im Laboratorium beim Kompressionsversuch mit ungestörten Proben gemessen werden (Bild 1):

$$s = \int_0^Z \Delta s_m \, \Delta\sigma_n \, dz$$

Hierin ist Δs_m die auf die Probenhöhe bezogene Setzung einer ungestörten Probe beim Kompressionsversuch, bezogen auf den in Frage kommenden Lastbereich $\Delta\sigma_n = \sigma_{n2} - \sigma_{n1}$ in der Tiefe z (Dimension: cm²/kg). Der reziproke Wert ist mit dem im deutschen Schrifttum üblichen Begriff der Steifezahl S identisch.

Das zeitliche Anwachsen der Setzungen auf diese Endwerte wird mit Gleichungen abgeschätzt, die von Terzaghi unter sehr speziellen Voraussetzungen abgeleitet wurden. Diese Voraussetzungen sind, dass die betrachtete bindige Bodenschicht so dünn gegenüber den Bauwerksabmessungen ist und so tief liegt, dass sie in der Horizontalebene als bis ins Unendliche ausgedehnt und gleichmässig belastet angesehen werden kann (eindimensionales Problem). Ferner wird angenommen, dass der bindige Boden wassergesättigt ist, so dass eine aufgebrachte Belastung zunächst vom Porenwasser übertragen wird und die Schicht sich nur in dem Masse zusammendrückt, in dem Porenwasser infolge des darin durch die zusätzliche Belastung hervorgerufenen Ueberdrucks in vertikaler Richtung abströmt.

Diese Voraussetzungen sind aber oft nicht erfüllt. Bei der — ich möchte fast sagen — üblich gewordenen Verallgemeinerung der Terzaghischen Voraussetzungen auf andere, ganz verschieden geartete Fälle ist es deshalb gar nicht verwunderlich, wenn die Ergebnisse von Setzungsmessungen oft mit der Theorie nicht übereinstimmen. Nur bei verhältnismässig geringer Schichtdicke in genügendem Abstand von der Gründungssohle kann der Formänderungsvorgang des Bodens als eindimensionales Problem aufgefasst werden; sonst spielt er sich in zwei oder drei Dimensionen ab. Daraus ergibt sich aber grundsätzlich, dass auch in volumenbeständigem Boden, d. h. bei schneller Belastung eines wassergesättigten bindigen Bodens, sofort bei Aufbringen einer Last eine Setzung eintritt, was wegen der geschilderten eindimensionalen Vorstellungen oft verneint wird. Auch die Annahme, dass die zusätzlichen vertikalen Spannungen im Baugrund zunächst voll vom Porenwasser aufgenommen werden, ist nach neueren Erkenntnissen unzutreffend. Denn auf den Porenwasserdruck (ausser verschiedenen anderen Faktoren, auf die weiter unten noch eingegangen wird) üben nicht nur die vertikalen, sondern auch die horizontalen Spannungen einen Einfluss aus. Diese sind aber bei den im Laboratorium bei behinderter Seitendehnung untersuchten Proben andere als die unter dem Bauwerk.

Von *Skempton* [2]) [3]) ist deshalb in den letzten Jahren ein neues Verfahren zur Berechnung der Setzung bindiger Bodenschichten entwickelt worden. Bei diesem Verfahren wird zwischen der sofortigen Setzung s_s, die während der Lastaufbringung und ohne Aenderung des Wassergehalts in

[1]) *Terzaghi* und *Fröhlich:* Theorie der Setzung von Tonschichten, Leipzig und Wien, Fr. Deuticke, 1936.

[2]) *Skempton, Peck* und *MacDonald:* Settlement analysis of six structures in Chicago and London. «Proc. Inst. Civ. Engrs.» 1955, S. 525.

[3]) *MacDonald* und *Skempton:* A survey of comparisons between calculated and observed settlements of structures on clay, «Proc. Inst. Civ. Engrs.» 1955, S. 318.

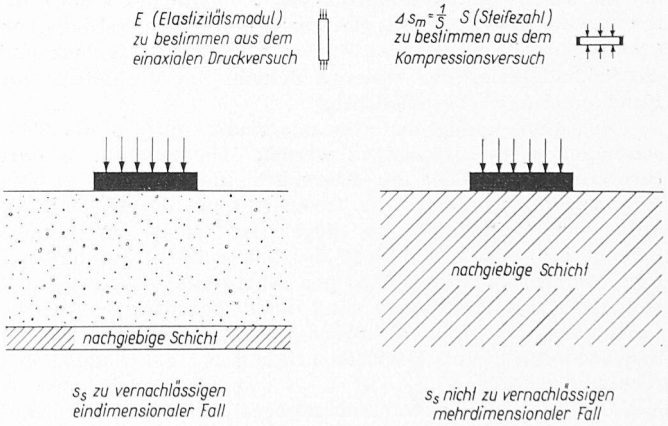


Bild 1. Einfluss der Dicke der nachgiebigen Schicht auf die Setzungsberechnung

$$s = s_s + s_k = \frac{1-\mu^2}{E}\, p \sqrt{F}\, \omega\, \kappa\, \zeta + \int_0^Z \Delta s_m \, \Delta\sigma_n \, dz$$

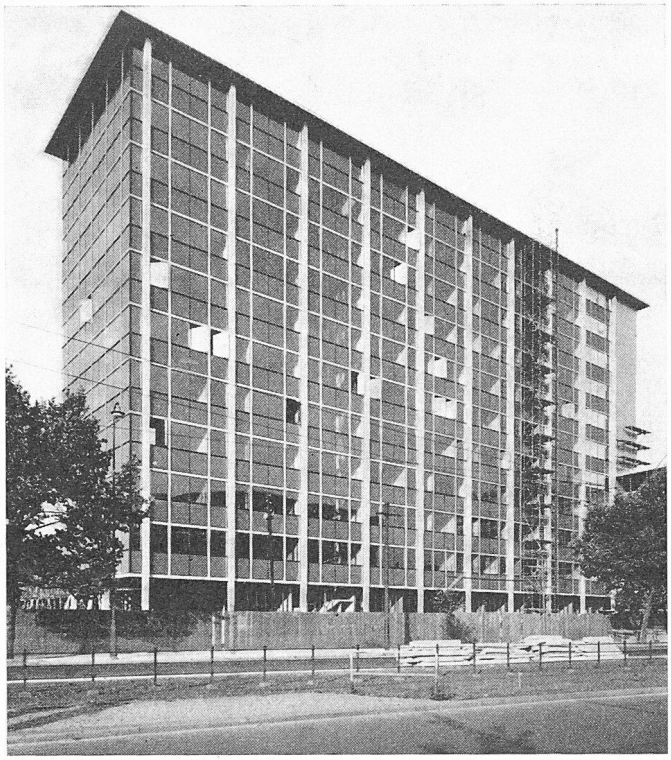


Bild 2. Berghüttenmännisches Institut der TU Berlin

einem wassergesättigten Tonboden, also *ohne* Volumenänderung eintritt, und der Konsolidierungssetzung s_k, die auf dem Verdrängen des Porenwassers beruht, unterschieden. Während die Konsolidierungssetzung gemäss der Theorie *Terzaghis* unter Zugrundelegung der Spannungsausbreitungsgesetze von *Boussinesq* und unter Verwendung der beim Kompressionsversuch ermittelten Steifezahl berechnet werden kann, wird für die Berechnung der sofortigen Setzung von der bekannten, schon 1926 von *Schleicher* [4]) für den elastisch-isotropen Halbraum aufgestellten Gleichung ausgegangen. Diese wird am übersichtlichsten in der Form geschrieben:

$$s_s = \frac{1-\mu^2}{E}\, p\, \sqrt{F}\, \omega\, \kappa\, \zeta$$

Hierin bedeuten: p die Belastung, F die Grundfläche, μ die Querdehnungszahl und E die Elastizitätsziffer. μ kann, da es sich bei wassergesättigtem Ton um einen volumenbeständigen Stoff handelt, gleich 0,5 gesetzt werden, während E durch einen (schnellen) Zylinderdruckversuch mit einer ungestörten Probe bestimmt werden muss. ω ist ein Faktor, der die Form (Seitenverhältnis) des Fundaments, κ ein Faktor, der die Steifigkeit des Bauwerks und ζ eine erstmals von *Steinbrenner* [5]) eingeführte Funktion, die die Tiefenlage und die Schichtstärke der weichen Schicht im Verhältnis zur Fundamentbreite berücksichtigt.

Zur Berechnung der Gesamtsetzung müssen die Teilsetzungen s_k und s_s addiert werden. Die Setzung s_k tritt theoretisch gegenüber der Setzung s_s um so mehr in den Vordergrund, je dünner die Tonschicht ist und je tiefer sie unter der Gründungssohle liegt. Ist jedoch die weiche Schicht sehr stark und liegt die Gründung etwa unmittelbar in einer mächtigen, bindigen Ablagerung, so treten neben der Konsolidierungssetzung auch bedeutende seitliche Verformungen auf, die die sofortigen Setzungen verursachen und theoretisch ihre Berücksichtigung bei der Setzungsberechnung erfordern.

Die Auswertung von Setzungsbeobachtungen an zwanzig Bauwerken [3]) hat nun zwar gezeigt, dass der *zeitliche* Verlauf der Setzungen nach dem neuen Verfahren theoretisch einwandfreier und in besserer Uebereinstimmung als mit der konventionellen Methode bestimmt werden kann, hat jedoch auch erkennen lassen, dass die theoretisch weniger begründete Berücksichtigung der Konsolidierungssetzung allein zu einer besseren Uebereinstimmung mit den wirklichen *Gesamtsetzungen* führt als die theoretisch richtigere Berechnung der Gesamtsetzung aus der Summe von sofortiger Setzung und Konsolidierungssetzung. Dies wird z. T. damit erklärt, dass der einaxiale Druckversuch, der zur Bestimmung der in der Gleichung von Schleicher vorkommenden Elastizitätsziffer durchgeführt werden muss, bei setzungsfähigen Böden meist ein zu ungünstiges Ergebnis und damit eine zu grosse rechnerische Setzung s_s liefert. Ueberlegungen und Erkenntnisse über den Porenwasserdruck beim Dreiaxialversuch [6]) haben zu einer weiteren Verbesserung, allerdings auch zu einer weiteren Komplizierung des Verfahrens von Skempton zur Berechnung der Konsolidierungssetzung geführt [7]).

Bekanntlich haben viele Setzungsbeobachtungen ein ähnliches Ergebnis hinsichtlich der Konsolidierungssetzung geliefert, d. h. die berechnete Setzung ist in vielen Fällen grösser als die gemessene Setzung. Auch dies wird gewöhnlich durch das oft zu ungünstige Ergebnis des Kompressionsversuchs und die dadurch in die Setzungsberechnung zu klein eingesetzte Steifezahl erklärt. Wenn auch viele Störungen des Bodens bei der Probenentnahme und bei der Untersuchung und vielleicht auch manche zu groben Vereinfachungen bei der Spannungsermittlung und Setzungsberechnung hieran schuld sein können und gehofft werden darf, dass diese Mängel im Laufe der Zeit ausgemerzt werden, so ist eine wirkliche Verbesserung der Methoden zur Setzungsberechnung doch in erster Linie von der systematischen Sammlung und Auswertung von Setzungsbeobachtungen von Bauwerken zu erwarten.

Auf Anregung und mit Mitteln des *Bundesministers für Wohnungsbau* und der *Deutschen Forschungsgemeinschaft* wird aus diesem Grunde seit 1955 bei der *Degebo* von Dr. *Neuber* ein Forschungsauftrag bearbeitet, der zum Ziel hat, aus einer grossen Fülle von Beobachtungsmaterial in der Bundesrepublik und West-Berlin wirklich zutreffende Unterlagen für die Setzungsberechnungen in nichtbindigen und bindigen Böden zu gewinnen. Diese Arbeit wird im Jahre 1959 abgeschlossen sein. Es kann schon jetzt gesagt werden, dass die in der Literatur meist empfohlene Methode zur Berechnung der Konsolidierungssetzung bei verschiedenen, in Deutschland weit verbreiteten Bodenarten zu ungünstige Ergebnisse liefert. Im einzelnen zeigte sich in Uebereinstimmung mit ausländischen Forschungsergebnissen [2]), dass die in üblicher Weise berechneten Setzungen bei geologisch vorbelasteten bindigen Böden, besonders bei hohen Vorbelastungen — wahrscheinlich wegen der unvermeidbaren Störungen der harten, fast spröden Proben bei der Entnahme und im Laboratorium — viel zu gross, bei bindigen und organischen Böden ohne geologische Vorbelastung dagegen einigermassen zutreffend sind. Hierzu zwei *Beispiele:*

Für ein neues *Institut der Technischen Universität Berlin* (Bild 2) musste ein in sich stark gegliedertes, z. T. zehngeschossiges, z. T. nur eingeschossiges Gebäude auf einem recht ungleichmässig aufgebauten Untergrund errichtet werden. Der Baugrund bestand unter Teilen des Gebäudegrundrisses fast durchgehend aus Sand, während unter anderen Teilen von Tiefen von etwa 1,5 bis 3,5 m unter Gründungssohle ab Geschiebemergel in sehr wechselnder Stärke lag. Die Mächtigkeit dieser eiszeitlichen, kalkhaltigen Lehmschicht betrug stellenweise 10 m und mehr; unter dem zehngeschossigen Schwerbauteil schwankte die Stärke des Geschiebemergels zwischen 2,6 und 11 m.

Wegen des unterschiedlichen Abstands der Geschiebemergelschicht, ihrer sehr verschiedenen Mächtigkeit und der unterschiedlichen Belastung der verschiedenen Fundamente musste mit unterschiedlichen Setzungen der vorgesehenen Streifen- und Einzelfundamente (mit rechnerischen Bodenpressungen von rd. 2,25 kg/cm²) gerechnet werden. Die nach

4) *Schleicher:* Zur Theorie des Baugrundes, «Bauingenieur» 7 (1926), S. 931.

5) *Steinbrenner:* Tafeln zur Setzungsberechnung, «Die Strasse» 1 (1934), S. 121.

6) *Skempton:* The pore-pressure coefficients A and B, «Géotechnique» 4 (1954), S. 143.

7) *Skempton* und *Bjerrum:* A contribution to the settlement analysis of foundations on clay, «Géotechnique» 7 (1957), S. 168.

der konventionellen Methode mit der aus Kompressionsversuchen an ungetörten Proben gewonnenen Steifezahl berechneten Setzungsunterschiede der verschiedenen Punkte des Schwerbauteils betrugen bis zu rd. 5 cm. Da der Geschiebemergel zu den geologisch stark vorbelasteten bindigen Böden gehört, von denen — wie schon ausgeführt — bekannt ist, dass in ihnen die übliche Setzungsberechnung zu grosse Setzungen liefert, wurden diese grossen errechneten Setzungsunterschiede von vornherein als nicht zutreffend angesehen. Statt dessen wurde die Setzungsberechnung mit einer Steifezahl wiederholt, die auf Grund des an einer Anzahl ungestörter Proben festgestellten Poren- und Wassergehaltes aus dem für den Geschiebemergel vorliegenden Beobachtungsmaterial geschätzt wurde. Hierauf wurde die zu erwartende Setzung mit maximal 2 cm und der zu erwartende grösste Setzungsunterschied mit 1,5 cm angegeben.

Die sehr sorgfältig durchgeführten Setzungsmessungen haben etwa zwei Jahre nach Beendigung der Rohbauarbeiten, aber noch vor Inbetriebnahme des Gebäudes und damit vor dem Aufbringen der Nutzlasten eine Setzung des Schwerbauteils von rd. 0,8 bis 1,2 cm nachgewiesen, d. h. eine grösste unterschiedliche Setzung von rd. 0,4 cm. Die grössten Setzungen traten dabei immer bei der höher belasteten Mittelwand auf; der grösste Setzungsunterschied zwischen der Mittelwand und Aussenwänden in einem Querschnitt des Gebäudes betrug rd. 0,2 cm.

Dieses Beispiel zeigt überzeugend, wie wenig zutreffend die übliche Art der Setzungsberechnung bei vorbelasteten bindigen Böden ist und wieviel besser man in diesem Fall mit Erfahrungswerten für die Steifezahl rechnet.

Das zweite Beispiel behandelt eine Gründung auf organischem Boden, wo sich die übliche Setzungsberechnung bewährt hat. Von der *Raffinerie Hamburg der Esso AG.* wurden uns für den schon erwähnten Forschungsauftrag die Ergebnisse von Setzungsbeobachtungen an 21 Tanks mit Durchmessern von 8½ bis 48 m und Höhen von 8,8 bis 12,8 Meter zur Auswertung zur Verfügung gestellt. Diese Tanks wurden auf aufgespültem Sand aufgestellt, der aus dem Hamburger Hafen gebaggert und auf ein Wiesengelände gepumpt worden war. Die Stärke der aufgespülten Sandschicht betrug rd. 6 bis 8 m. Darunter lagen Torf und andere organische Bodenschichten von gewöhnlich 1 bis 2 m Stärke, unter denen wieder Sandablagerungen folgten. Die Tanks wurden aus Stahlblechen zusammengesetzt und auf die Oberfläche des aufgespülten Sandbodens aufgesetzt, nachdem dort eine rd. 8 cm dicke Bitumensandschicht verlegt worden war. Die Setzungen der Tanks wurden an 6, 8 oder 12 Stellen ihres Umfangs gemessen. Bei der Probefüllung traten am Umfang sofortige Setzungen von rd. 5 bis 20 cm ein. Nach etwa 2½ Jahren waren die Setzungen auf rd. 12 bis 40 cm angestiegen, aber praktisch zur Ruhe gekommen.

Aus den Setzungsbeobachtungen an den 21 Tanks und aus Setzungsmessungen des aufgespülten Geländes vor Errichtung der Tanks konnte die Nachgiebigkeit des Torfs einigermassen genau berechnet werden; und zwar betrug bei den auftretenden Belastungen von 1,2 bis 1,5 kg/cm² die Steifezahl des Torfs rd. 5 bis 9 kg/cm². Dieses Ergebnis stimmte gut mit der im Laboratorium durch Kompressionsversuche an 26 ungestörten Proben ermittelten Steifezahl von im Mittel 7 kg/cm² überein.

Eine recht gute Uebereinstimmung zwischen den berechneten und beobachteten Setzungen ergab eine ähnliche Untersuchung *) an einer grösseren Zahl von Tanks in Wilhelmshaven, die flach auf unregelmässigen Schichten von schluffigem Mehlsand und Schluff gegründet worden sind. Hier traten bei der ersten Probefüllung am Tankrand Setzungen von rd. 25 cm und in Tankmitte von rd. 50 cm ein, was einer Steifezahl des Untergrundes von 150 kg/cm² entspricht.

Auf die Verhältnisse bei der Setzungsberechnung nichtbindiger Böden, die bisher von mir nicht behandelt wurden, möchte ich erst später eingehen.

*) Ich verdanke diese Mitteilung Dipl.-Ing. Hinteregger vom Ingenieurbüro Dorsch-Gehrmann, Kaiserslautern.

Das seit Beginn des Jahres 1955 für den schon erwähnten Forschungsauftrag gesammelte, sehr umfangreiche Beobachtungsmaterial ist bei uns systematisch daraufhin ausgewertet worden, die nach den gemessenen Setzungen im Untergrund tatsächlich vorhandene Steifezahl zu bestimmen und den bodenmechanischen Kennzahlen (Porenziffer, Wassergehalt, Konsistenzgrenzen) der aus den setzungsfähigen Schichten entnommenen ungestörten Proben zuzuordnen. Dabei besteht das Ziel, durch eine grosse Zahl von Beobachtungswerten auf statistischem Wege die Möglichkeit zu schaffen, Setzungsberechnungen mit Steifezahlen durchzuführen, die anhand der Kennziffern von ungestörten Proben aus den aufgestellten Abhängigkeiten der Steifezahl von diesen Kennziffern geschätzt werden können. Dieser Weg besitzt gegenüber dem heute üblichen Verfahren verschiedene grundlegende Vorteile:

1. Die Ableitung von Steifezahlen aus Setzungsmessungen stellt einen direkten Weg dar, der lediglich theoretische Annahmen über die Spannungsausbreitung im Baugrund erfordert, dagegen Annahmen über die Uebertragbarkeit von im Laboratorium gemessenen Zusammendrückungen auf den Baugrund überflüssig macht.
2. Leitet man die Steifezahlen aus einfach zu ermittelnden Kennzahlen, wie Porenziffer, Wassergehalt und Fliessgrenze, ab, spielen die Störungen des Gefüges, die die Proben bei der Entnahme aus dem Baugrund und dem Transport zum Laboratorium sowie der Behandlung im Laboratorium erleiden, nur eine untergeordnete Rolle, während sie bei der Ausführung von Kompressionsversuchen das Ergebnis erfahrungsgemäss stark verfälschen können.
3. Die Ausführung von Kompressionsversuchen erfordert verhältnismässig viel Zeit, die eingespart werden kann, wenn man auf statistische Unterlagen zurückgreift.
4. Aus dem unter 2. genannten Grund erscheinen statistische Unterlagen von einer grösseren Zahl von Untersuchungen zuverlässiger als ein einzelner Kompressionsversuch.

Bei der Auswertung des Beobachtungsmaterials ist der Bearbeiter des Forschungsauftrags, Dr.-Ing. *H. Neuber,* auf das Verfahren von Skempton zurückgekommen und hat zwischen der sofortigen, d. h. während der Lastaufbringung eintretenden Setzung, und der späteren, erst nach der Lastaufbringung eintretenden Setzung unterschieden. Für beide Setzungen können aber auf Grund des umfangreichen Beobachtungsmaterials einigermassen gesicherte Steifezahlen bzw. Elastizitätsziffern angegeben werden, so dass nicht nur der Kompressionsversuch zur Berechnung der Konsolidierungssetzung, sondern auch der einaxiale Druckversuch und sein bei weichen Böden recht unsicheres Ergebnis zur Berechnung der sofortigen Setzung entbehrlich ist. Weiteres hierüber muss der Veröffentlichung der Arbeit von Dr. Neuber vorbehalten bleiben, die auch einen Weg zur Berechnung des zeitlichen Setzungsverlaufs mit Hilfe von auf statistischem Weg ermittelten Werten enthält. Für die Spannungsermittlung können dabei alle in der DIN 4019 «Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung» aus dem Jahre 1955 angegebenen Verfahren benutzt werden. Jedoch ist von Dr. Neuber ein verhältnismässig einfaches Verfahren entwickelt worden, das die Anwendung der Schleicher-Steinbrennerschen Gleichung durch Benutzen von Nomogrammen auch für verschiedene Fundamentformen und geschichteten Untergrund in bequemer Weise gestattet.

2. Grundbruch

Wenn wir uns jetzt dem zweiten Problem, dem Grundbruch, zuwenden, so wollen wir uns zunächst klar machen, dass im Rahmen der zulässigen Belastungen eintretende Setzungen für den Baugrund selbst stets eine Verbesserung bedeuten. Denn nichtbindiger Boden wird dabei verdichtet und bindiger Boden vermindert durch Verlust von Porenwasser unter der Belastung seinen ursprünglichen Wassergehalt, d. h., er erfährt eine Verfestigung. Den Setzungen sind im Rahmen der zulässigen Belastungen also nur durch die Bauwerke selbst, d. h. durch die Empfindsamkeit ihrer Konstruktionen gegen Setzungen und Setzungsunterschiede, Grenzen gesetzt.

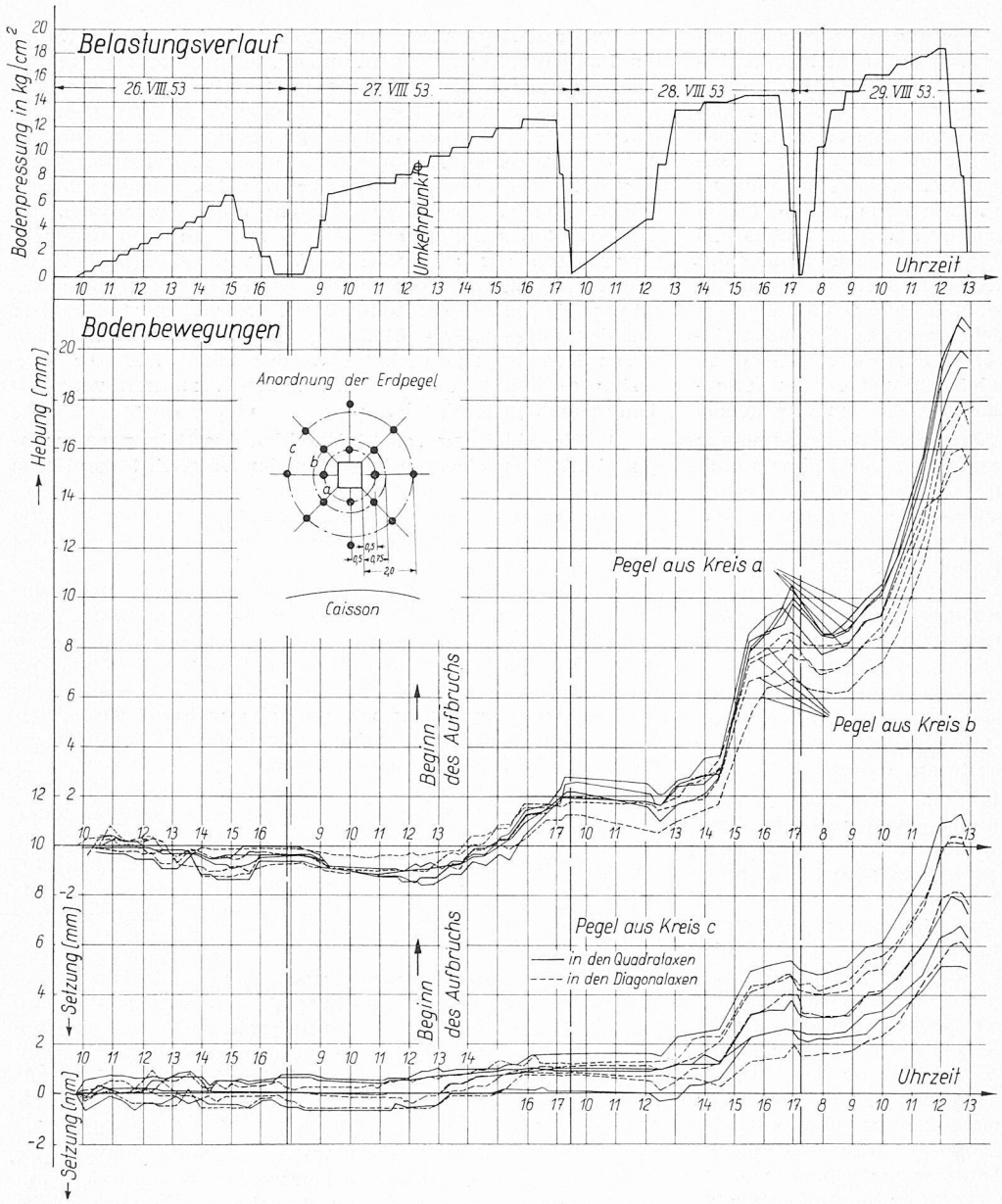


Bild 3. Ganglinien der Erdpegel auf der Geländeoberfläche neben dem belasteten quadratischen Fundament

Hier begegnen wir gedanklich bereits dem Begriff bzw. der Erscheinung Grundbruch, und zwar dadurch, dass wir die obigen Ausführungen hinsichtlich der durch die Setzungen hervorgerufenen Verbesserung der Bodeneigenschaften auf den Bereich «innerhalb der zulässigen Belastungen» beschränkt haben. Bei den zulässigen Belastungen ist hierbei nicht an irgendwelche Tafelwerte gedacht. Es sind vielmehr die für die verschiedenen Böden und Fundamentgrössen und Gründungstiefen vorhandenen, in Tafeln aber nicht angebbaren Grenzbelastungen gemeint, von denen ab bei Steigerung der Belastung keine Verdichtung oder Verfestigung des Baugrundes mehr stattfindet und sich seitlich des Fundaments kein Setzungstrichter mehr bildet, sondern von denen ab der Boden beginnt, seitwärts nach oben auszuweichen, so dass es seitlich des Fundaments zu Bodenaufwölbungen kommt (Bild 3).

Von diesen Grenzbelastungen ab nähern wir uns bei weiterer Steigerung der Belastung allmählich dem Grundbruch, bei dem der Boden infolge Ueberschreitung seiner Schubfestigkeit durch die aufgebrachten Schubspannungen schliesslich bei konstanter oder nahezu konstanter Belastung unter seitlichem Herausschieben einer Gleitscholle nachgibt und das Fundament entsprechend einsinkt oder kippt (Bild 4).

Da der Grundbruch durch Ueberwinden der Schubfestigkeit ausgelöst wird, tritt er vor allem in den Böden mit geringer Schubfestigkeit, d. h. in den bindigen Böden auf. Hinzu kommt, dass wegen der geringen Wasserdurchlässigkeit dieser Böden das Porenwasser bei einer Belastung nicht sofort entweichen kann und ein Teil der Belastung deshalb zunächst nicht von dem eigentlichen Korngerüst getragen, sondern vom Porenwasser übernommen wird. Die sonst — wie bei allen Schervorgängen — bei Erhöhung der Normalspannung σ gemäss dem Coulombschen Reibungsgesetz $\tau = \mu \cdot \sigma$ eintretende sofortige Zunahme des Schubwiderstandes τ findet also in den undurchlässigen bindigen Böden nicht statt. Der vorhandene Schubwiderstand bleibt vielmehr während der Bauzeit fast unverändert, während die Schubbeanspruchung laufend zunimmt und die in den bindigen Böden ohnehin kleine Schubfestigkeit unter Umständen erreichen und überwinden kann.

Dadurch kommt es in den bindigen Böden nicht selten zu Grundbrüchen,

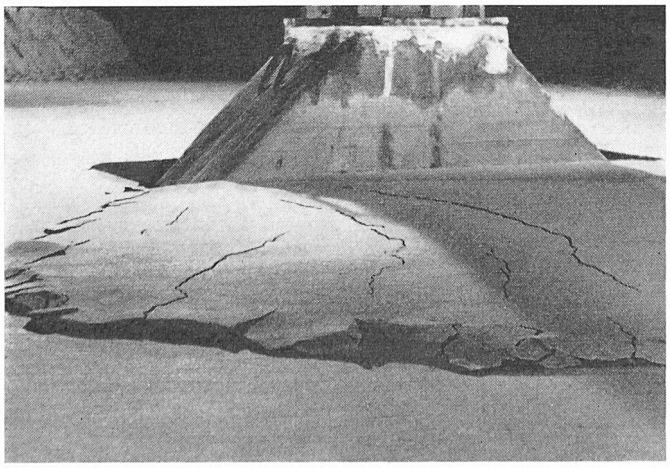


Bild 4. Gleitscholle bei einem durch Grundbruch eingesunkenen Einzelfundament im Sand

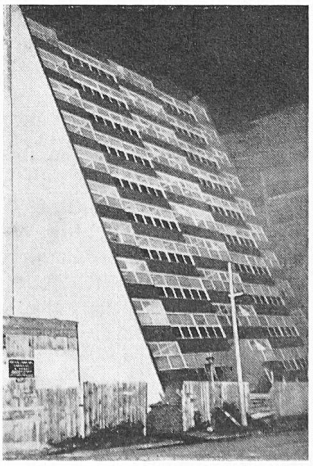


Bild 5. Kippendes Hochhaus in Rio de Janeiro

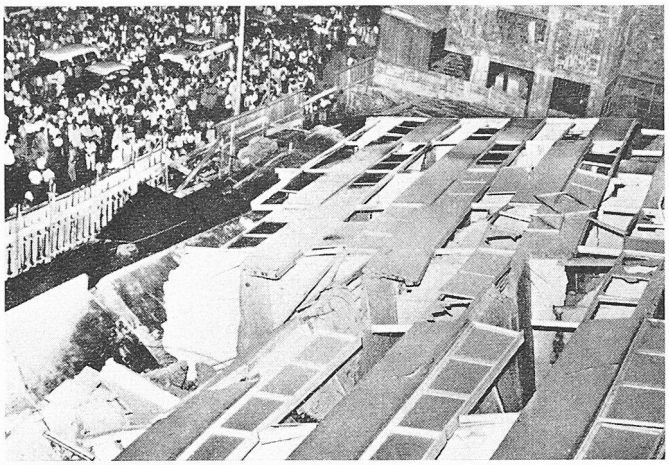


Bild 6. Durch Grundbruch umgekipptes Hochhaus in Rio de Janeiro

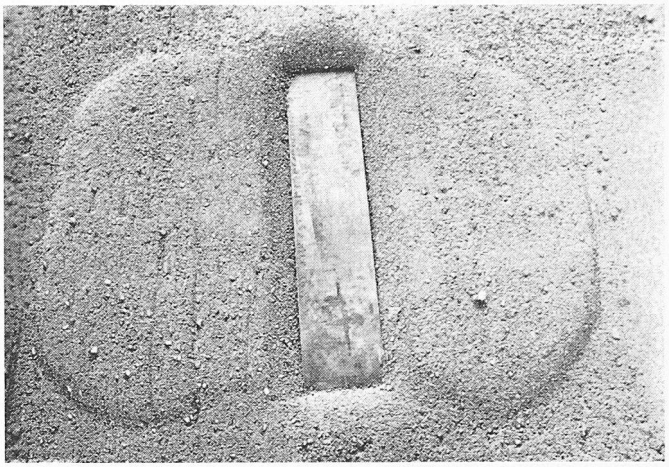


Bild 7. Gleitschollenbildung bei einer kleinen Rechteckplatte im Sand

meist allerdings bei Dammschüttungen. Aber auch Hochbauten können durch Grundbruch zum Einstürzen gebracht werden. Erst vor kurzem ist zum Beispiel ein modernes Wohnhochhaus in Rio de Janeiro, das sich kurz vor der Vollendung befand, wegen Nachgebens des Untergrundes umgekippt (Bilder 5 und 6). Besonders unangenehm an Grundbrüchen in bindigen Böden ist, dass sie ohne vorhergehende grössere und zur Vorsicht mahnende Setzungen plötzlich auftreten können, da stark bindige Böden wegen ihrer sehr kleinen Wasserdurchlässigkeit vorübergehend als volumenkonstant angesehen werden müssen. Setzungen sind deshalb in ihnen nur in langen Zeitperioden, jedoch noch nicht oder nur zum kleinen Teil während der heute ja immer verhältnismässig kurzen Bauzeit möglich. Das Gebäude in Rio de Janeiro hat sich nur etwa zwei bis drei Tage nach Feststellung der ersten alarmierenden Beobachtungen plötzlich mehr und mehr einseitig geneigt und ist dann innerhalb von 30 Sekunden vollends umgekippt.

Hiernach müsste die Sicherheit gegen Grundbruch bei den bindigen Böden ganz besonders beachtet werden. Man könnte sogar annehmen, dass in ihnen die Grundbruchsicherheit für die Höhe der zulässigen Bodenpressung überhaupt entscheidend wäre. Dies ist jedoch normalerweise nicht der Fall, sondern gewöhnlich sind bei den bindigen Böden die Setzungen für die Wahl der zulässigen Bodenpressung entscheidend, d. h. schon bei Belastungen, die erheblich unter der Grundbruchlast liegen, treten Setzungen und Setzungsunterschiede auf, die für die geplanten Bauwerke nicht mehr erträglich sind oder nicht gewünscht werden. Bei diesen Belastungen ist dann auch während der Bauzeit meist eine ausreichende Grundbruchsicherheit vorhanden.

Anders liegen die Verhältnisse bei den nichtbindigen Böden. Da die Steifezahlen von Sand und Kies wesentlich höher als die der bindigen Böden sind, verliert die Berücksichtigung der Setzungen hier erheblich an Bedeutung. Zeitweise ist sogar angenommen worden, dass Setzungen im Sand in nur so geringer Grösse auftreten, dass sie vernachlässigt und sandige oder kiesige Bodenschichten als praktisch starr angesehen werden können. Wenn dies der Fall wäre, könnte die zulässige Bodenpressung dieser Böden allein nach der erforderlichen Grundbruchsicherheit festgesetzt werden, wie es z. B. in den Deutschen Vorschriften (DIN 1054) der Fall ist, wo für breite Fundamente höhere Belastungen als für schmale Fundamente zugelassen sind, was der Grundbruchtheorie entspricht.

Einen weiteren Grund für die Auffassung, dass im Sand und Kies der Grundbruch für die Tragfähigkeit entscheidend ist und dieser bei der starken Unnachgiebigkeit der nichtbindigen Böden ohne grosse vorhergehende Setzungen des Fundaments plötzlich und deshalb überraschend eintritt, lieferten Modellversuche zur Untersuchung des Grundbruchverhaltens von Sand. Versuche dieser Art wurden bei der Wichtigkeit des Problems wiederholt ausgeführt, und zwar aus Ersparnisgründen stets mit recht kleinen Lastflächen (etwa 1000 cm²) in Versuchskästen mit begrenzten Abmessungen

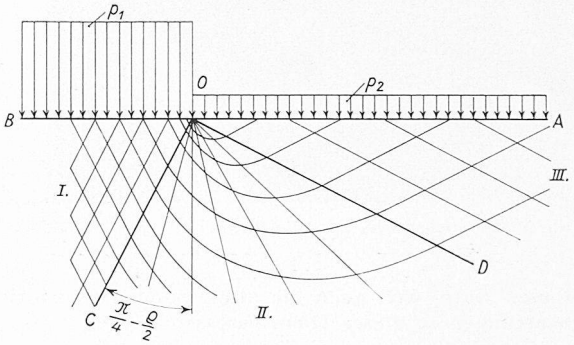


Bild 8. Gleitlinienfeld unter einem Fundamentstreifen (Nach Nadai: Plastizität und Erddruck)

und auf der Oberfläche von meist trockenem Sandboden (Bild 7). Da die Grundbruchbelastung nach der Theorie von drei Faktoren, der Fundamentbreite, der Einbindetiefe und der Kohäsion des Bodens, abhängt und zwei der Faktoren, Einbindetiefe und Kohäsion, bei den Modellversuchen Null waren und der dritte Faktor, die Fundamentbreite, auch nur klein (etwa 30 cm) war, *konnte* sich als Bruchbelastung stets nur ein recht geringer Wert ergeben. Bei dieser kleinen Belastung und den begrenzten Abmessungen der Lastplatte musste aber auch die vorhergehende Setzung äusserst klein sein, woraus dann irrtümlicherweise geschlossen wurde, dass auch bei den praktisch vorkommenden Fundamenten mit viel grösseren Abmessungen ein plötzlicher, sich nicht durch vorausgehende Setzungen ankündigender Grundbruch befürchtet werden müsste, dem aus diesem Grunde ganz besondere Beachtung entgegen zu bringen sei.

Bei der Gründungsberatung der *Degebo* für den Wiederaufbau Berlins nach dem Kriege trat bei der Untersuchung der Wiederverwendung alter und für die neuen Gebäude zu schmaler Fundamente deshalb immer wieder das Problem der ausreichenden Grundbruchsicherheit auf. Dieses Problem liess sich zunächst nur unter Verwendung der verschiedenen bestehenden Grundbruchgleichungen behandeln, die fast alle davon ausgehen (Bild 8), dass sich unter dem Fundament eine Schar von Gleitflächen bildet, die anfangs geradlinig (Teil I), dann nach einer logarithmischen Spirale gekrümmt (Teil II) und dann wieder geradlinig (Teil III) verlaufen. Bei Einführung der üblichen Werte für den Reibungswinkel von 30 bis 35° erhält man bei Annahme eines mindestens zu fordernden Sicherheitsfaktors von 2 meist recht niedrige zulässige Belastungen. Ein Heranziehen dieser Werte für die Beurteilung der Zulässigkeit der gewünschten neuen Bodenbelastungen von 3 bis 4 kg/cm² oder mehr hätte eine teuere Unterfahrung und Verbreiterung der Fundamente bedeutet, die bei allen Praktikern schon deshalb auf Unverständnis ge-

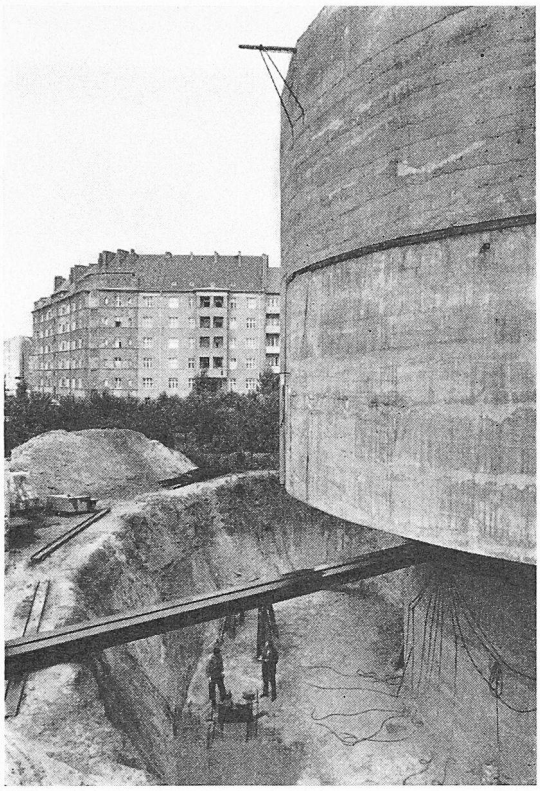


Bild 9. Versuchsgrube am Pilz-Bauwerk

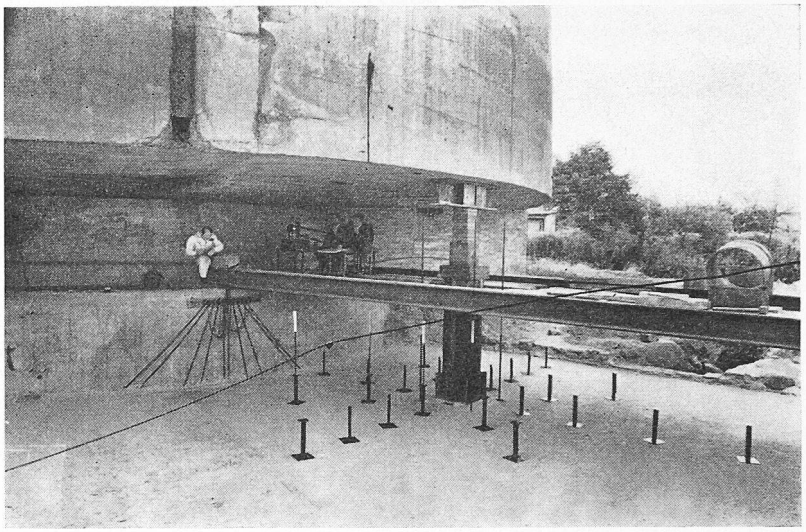


Bild 10. Versuchsaufbau für die Probebelastung eines quadratischen Fundaments mit 0,5 m Einbindetiefe und 1 m² Grundfläche

stossen wäre, weil auch die alten Fundamente nicht selten Belastungen in dieser Höhe besessen hatten.

Bei der Fülle von Bauvorhaben, bei denen sich dieses Problem ergab, wurde vom Verfasser vorgeschlagen, eine systematische Reihe von Probebelastungen auf nicht zu kleinen Lastflächen durchzuführen und an Hand ihrer Ergebnisse die Richtigkeit der Grundbruchformeln und das Verhalten des Sandes beim Bruch zu untersuchen.

Der Vorschlag, eine Anzahl Probebelastungen auszuführen, konnte nur gemacht werden, weil auf dem Versuchsgelände der Degebo in Berlin die Möglichkeit, Probebelastungen mit extrem hohen Belastungen und dennoch relativ billig vorzunehmen, vorhanden war bzw. ist. Während des Krieges ist dort ein Betonkörper in Form eines Pilzes mit einem Gewicht von rd. 12 630 t errichtet worden [8] [9], um das Verhalten einer bindigen Bodenschicht (Geschiebemergel) in 18,2 m Tiefe bei einer Bodenpressung von rd. 12,5 kg/cm² zu untersuchen (Bild 9). Dieses noch bestehende Versuchsbauwerk drängte sich bei der Suche nach einem geeigneten Verfahren zur Durchführung von Probebelastungen mit grossen Lasten förmlich auf, da es erlaubt, unter seinem weit auskragenden Rand sein riesiges Gewicht als Gegengewicht auszunutzen und Drücke von fast beliebiger Höhe billig zu erzeugen, indem zwischen der Lastplatte und dem überkragenden Rand eine Pressvorrichtung angeordnet wird (Bild 10). In der lagenweise aufgefüllten und sorgfältig verdichteten, rd. 4,5 m tiefen Versuchsgrube konnten auf diese Weise dann Sandschüttungen verschiedener Dichte untersucht werden.

Dem Vorschlag, auf diese Weise das Verhalten des Sandes beim Bruch zu untersuchen, wurde stattgegeben und in den Jahren 1951 bis 1957 mit Mitteln des *Bundesministers für Wohnungsbau* jeweils eine Reihe Probebelastungen mit mittiger und ausmittiger Belastung ausgeführt. Betreffs der Durchführung und Auswertung und der Ergebnisse sei auf die bisher veröffentlichten einzelnen Versuchsberichte [10] und die vorläufige Zusammenfassung [11] verwiesen. Hier kann nur auf die wesentlichsten Ergebnisse und Folgerungen eingegangen werden.

Die Versuche haben sowohl im gewachsenen Boden als auch in der untersuchten dichten und lockeren bis mitteldichten Schüttung mit und ohne Grundwasser gezeigt, dass trotz z. T. sehr hoher Belastungen ein Grundbruch — charakterisiert durch ein Nachgeben des Bodens unter nahezu konstanter Last — entweder überhaupt nicht auftrat oder aber nur nach grösseren vorausgehenden Setzungen. Die Last-Setzungslinie eines Versuchs im dichten geschütteten Fein- und Mittelsand mit quadratischer Lastplatte von 1 m² Grundfläche und einer Gründungstiefe von nur 0,5 m (Bild 11) zeigt z. B. trotz einer Belastung von mehr als 30 kg/cm² und einer Setzung von fast 20 cm, dass die Tragkraft des Bodens noch nicht erschöpft war; eine weitere — wenn auch vielleicht nur noch kleine — Steigerung der Belastung wäre möglich gewesen. In noch stärkerem Masse war dies bei einem gleichen Fundament, das jedoch eine Gründungstiefe von 4,18 m besass und in den etwas lockerer gelagerten gewachsenen Feinsand hineinreichte, der Fall (Bild 12).

Aber auch in den Fällen, wo ein offenbarer Grundbruch eintrat, gingen dem Grundbruch stets eindeutig Setzungen des Fundaments voraus. Ein Grundbruch trat aber nur bei schmalen Rechteckfundamenten ein. In den Last-Setzungslinien prägte sich der Grundbruch im lockeren bis mitteldichten Sand in einer fast senkrechten Last-Setzungslinie aus (Bild 13), während im dichten Sand nach Ueberschreitung der Bruchlast und Ueberwindung des hohen Reibungswiderstands des dicht gelagerten Sandes sogar ein deutlicher Lastabfall beim Hinausschieben der Gleitscholle auf der erzwungenen Gleitfläche und dem dort dann geringeren Reibungswiderstand beobachtet wurde (Bild 14). An der Oberfläche der lockeren bis mitteldichten Schüttung machte sich der Grundbruch stets durch eine sehr deutliche Schollenbildung bemerkbar (Bild 15), während in der dichten Schüttung wohl eine starke Rissbildung, aber eine einheitliche Gleitscholle nur schwer zu erkennen war (Bild 16).

Da sich auch bei den Versuchen im Grundwasser grundsätzlich nichts anderes ergab, so kann aus den Versuchen als erste, für die Praxis sehr wichtige Erkenntnis die Folgerung

[8] *Muhs:* Durchführung und Ergebnis einer grösseren Probebelastung, «Abhandlungen über Bodenmechanik und Grundbau», Bielefeld, Erich Schmidt, 1948.

[9] *Muhs* und *Davidenkoff:* Untersuchungen über das Setzungsverhalten des Baugrundes — Auswertung der Ergebnisse einer grossen Probebelastung, «Bautechnik» 29 (1952), S. 25.

[10] *Muhs* und *Kahl:* Ergebnisse von Probebelastungen auf grossen Lastflächen zur Ermittlung der Bruchlast im Sand. 1., 2. und 3. Bericht, «Fortschritte und Forschungen im Bauwesen», H. 17 und 28, Reihe D, Grundbau. Stuttgart, Franckh'sche Verlagshandlg., 1954 und 1957.

[11] *Muhs:* Ueber das Verhalten beim Bruch, die Grenztragfähigkeit und die zulässige Belastung von Sand, «Baumaschine und Bautechnik» 4 (1957), S. 1 und 51.

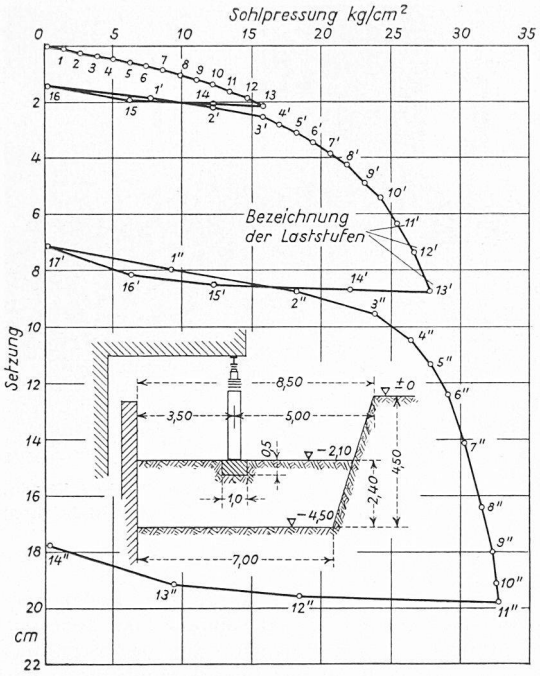
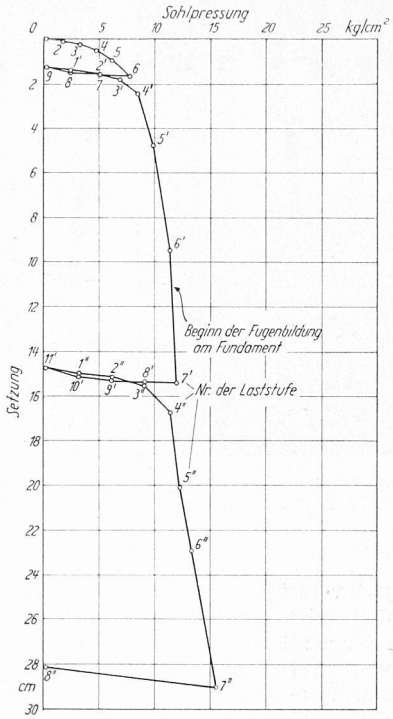
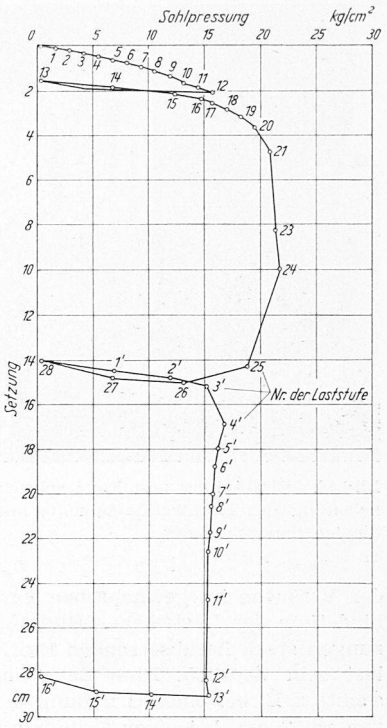


Bild 11. Last-Setzungslinie des quadratischen Fundaments mit 0,5 m Einbindetiefe in der dichten Sandschüttung





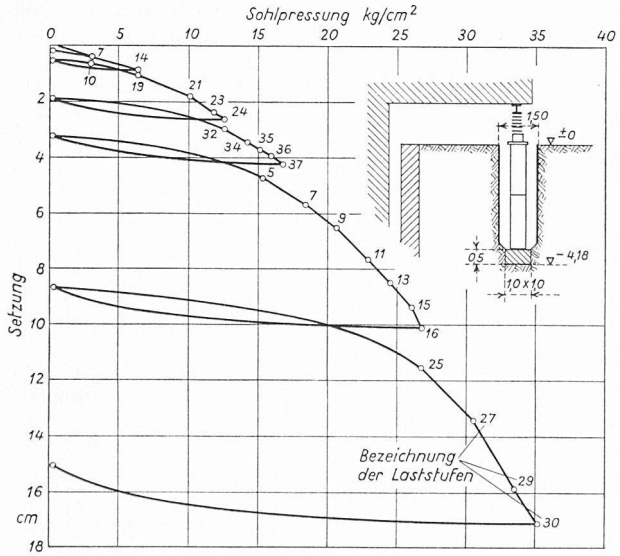


Bild 12. Last-Setzungslinie des quadratischen Fundaments mit 4,18 m Einbindetiefe im gewachsenen Sandboden

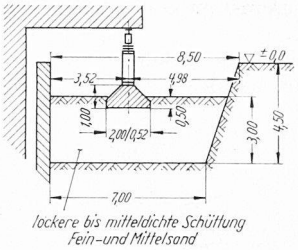


Bild 13. Last-Setzungslinie des rechteckigen Fundaments mit 0,5 m Einbindetiefe in der lockeren bis mitteldichten Sandschüttung

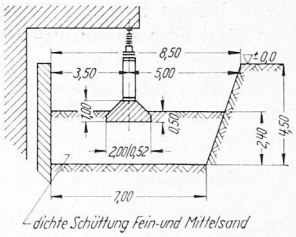


Bild 14. Last-Setzungslinie des rechteckigen Fundaments mit 0,5 m Einbindetiefe in der dichten Sandschüttung

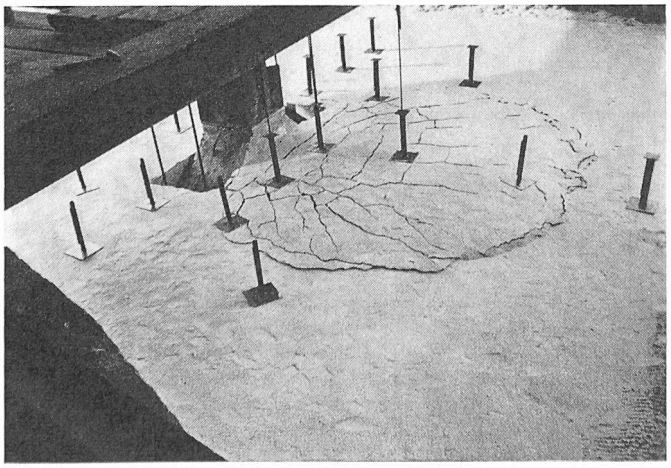


Bild 15. Gleitscholle bei Ueberbelastung des Rechteckfundaments mit 0,5 m Einbindetiefe in der lockeren bis mitteldichten Sandschüttung

gezogen werden, dass der Grundbruch im Sand nicht völlig überraschend, wie u. U. im bindigen Boden, eintritt, sondern sich vorher durch Setzungen ankündigt. Aus der Tatsache, dass die vor dem Bruch auftretenden Setzungen meist recht gross sind, folgt weiterhin, dass nicht die Grundbruchlast, sondern die für das Bauwerk zulässige Setzung die Belastungsfähigkeit der nichtbindigen Böden begrenzt. Auf jeden Fall ist es nicht gerechtfertigt, im Sand einseitig nach der Grundbruchtheorie aus der Auffassung heraus zu dimensionieren, dass es im Sand praktisch keine Setzungen und Setzungsdifferenzen gibt und deshalb die Grundbruchsicherheit allein ausschlaggebend sei.

Die Versuche haben weiterhin bei allen Versuchsreihen ein besseres Tragvermögen der gedrungenen quadratischen Fundamente gegenüber den flächengleichen, aber gestreckten rechteckigen Fundamenten mit einem Seitenverhältnis von 1:4 bewiesen. Die Tragfähigkeit der quadratischen Fundamente ergab sich im lockeren bis mitteldichten Sand um rd. 30 %, im dichten Sand um rd. 50 % höher als die des rechteckigen Fundaments. Die Erklärung hierfür liegt darin, dass sich bei den gedrungenen quadratischen Fundamenten keine einseitige Gleitscholle wie bei den rechteckigen Fundamenten bildete, sondern dass eine allseitige, räumliche Tragwirkung vorhanden war. Dies geht aus den Bewegungen der Bodenoberfläche (siehe Bild 3) und den dort sichtbaren Rissen — einem annähernd kreisförmigen Hauptriss und davon ausgehenden Radialrissen — klar hervor (Bild 17).

Durch die Versuche wurde ferner der auch nach der Theorie starke Einfluss der Gründungstiefe auf die Tragfähigkeit bestätigt. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse

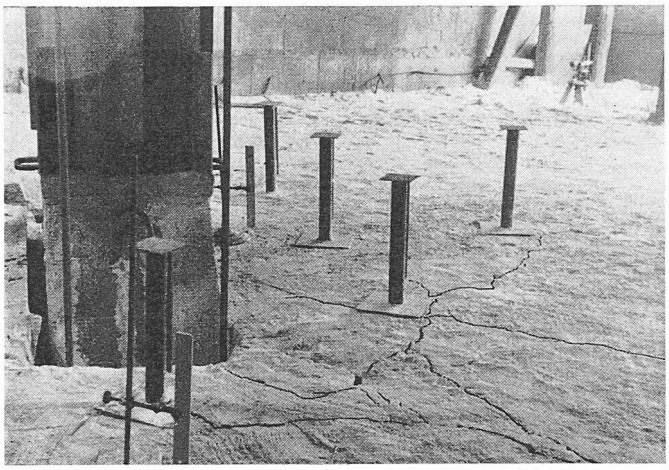


Bild 16. Rissbildung und Fuge seitlich des Fundaments bei Ueberbelastung des Rechteckfundaments mit 0,5 m Einbindetiefe in der dichten Sandschüttung

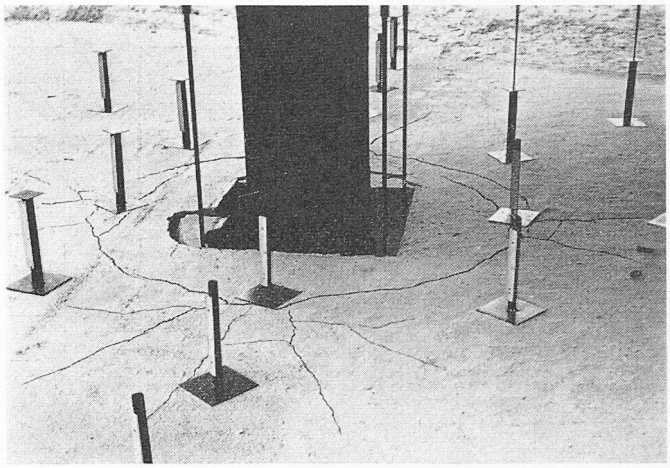
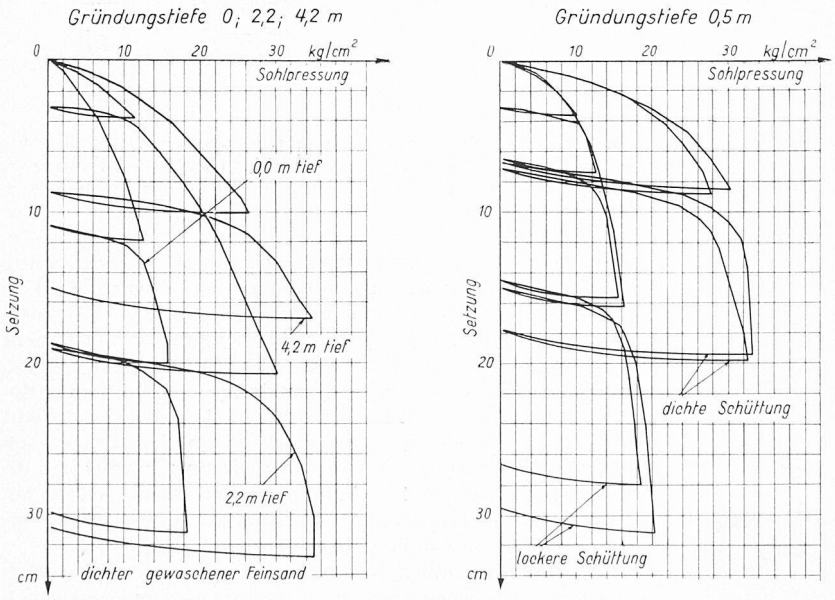


Bild 17. Rissbildung bei Ueberbelastung des quadratischen Fundaments mit 0,5 m Einbindetiefe in der lockeren bis mitteldichten Sandschüttung

der Versuche im gewachsenen Sand mit verschiedener Einbindetiefe der Lastfläche (Bild 18 links) zeigt den die Setzungen stark herabsetzenden Einfluss der seitlichen Erdauflast sehr deutlich. Eine Belastung von 10 kg/cm² verursachte z. B. bei einer Gründung in 4,2 m Tiefe eine Setzung von rd. 2 cm, bei einer Gründung an der Oberfläche dagegen von knapp 8 cm. Für eine Setzung von 5 cm war im letzten Fall eine Belastung von rd. 7 kg/cm², im ersten Fall dagegen von rd. 18 kg/cm² notwendig.

Auf das unterschiedliche Verhalten des lockeren bis mitteldichten und des dichten Sandes ist bei den Gleitschollenbildungen bzw. den Rissebildungen an der Bodenoberfläche schon hingewiesen worden. Besonders klar geht der sehr starke Einfluss der Lagerungsdichte auf die Tragfähigkeit aus der Gegenüberstellung der Last-Setzungslinien der Versuche im lockeren bis mitteldichten und dichten Sand (Bild 18 rechts) hervor. Die Tragfähigkeit ist gemäss der Darstellung im dichten Sand etwa um das Doppelte grösser als im lockeren bis mitteldichten Sand. Noch stärker ist der Unterschied bei wasserführendem Sand (Bild 19).

(Schluss folgt.)



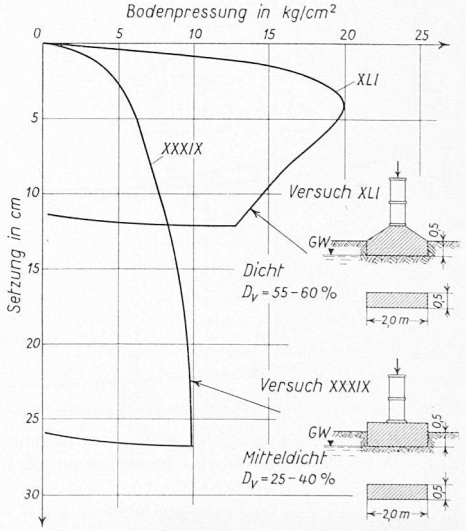


Bild 19. Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Lagerungsdichte im Grundwasser

Bild 18. Last-Setzungslinien von Versuchen mit quadratischen Fundamenten mit verschiedener Einbindetiefe (links) und verschiedener Lagerungsdichte (rechts)

Projekt-Wettbewerb für die Pfarrkirche Schellenberg (Fürstentum Liechtenstein) DK 726.5

Teilnahmeberechtigt waren die Architekten des Fürstentums Liechtenstein und des Kantons St. Gallen und auf Grund besonderer Einladung acht weitere Architekturfirmen.

Aus dem Raumprogramm

1. Die Kirche soll sich der Umgebung und der Landschaft gut einfügen. Gegen die Strasse (gegen Osten) soll ein genügend grosser Vorplatz zur Parkierung und für Anlagen verbleiben.

2. Der Raum ist sakral zu gestalten und hat den liturgischen Erfordernissen zu entsprechen: Der Altar (mit dem Altarraum) als Mittelpunk des katholischen Gottesdienstes ist demgemäss zu gestalten; der Raum muss die Bildung einer opfernden Gemeinschaft ermöglichen und fördern.

3. Die Kirche soll Raum bieten für etwa 350 Sitzplätze mit freiem Blick zum Altar bei noch genügend freiem Raum. Auf eine gute Akustik ist Bedacht zu nehmen.

4. Verlangt wird auch eine (Neben-) Kapelle mit einem Altar und einem Fassungsraum für etwa 30 Personen.