

Bodenmechanische Probleme der Fundation

Autor(en): **Lang, Hans-Jürgen**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **88 (1970)**

Heft 22

PDF erstellt am: **05.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-84516>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Bodenmechanische Probleme der Fundation

DK 624.131:624.15

Von Prof. H.-J. Lang, ETH Zürich (VAWE)

Vortrag, gehalten an der Studientagung der SIA-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau (FGBH) vom 21. und 22. Nov. 1969 in Zürich

Viele der heute zur Sprache kommenden Bauverfahren waren vor etwa einem Jahrzehnt, mindestens in unserem Lande, noch so gut wie unbekannt, und die anderen, für welche das nicht zutrifft, haben in der gleichen Zeit ebenfalls eine starke Entwicklung erfahren. Die heute erforderliche intensive Baugrundnutzung hat Forderungen an die Bauwirtschaft gestellt; dies insbesondere bezüglich der sicheren und wirtschaftlichen Erstellung tiefer Baugruben und bezüglich der Abgabe grosser Kräfte an den Baugrund. Wir dürfen feststellen, dass es der Bauwirtschaft gelungen ist, diese Forderungen zu erfüllen. Ausführungstechnisch stehen auf diesen Gebieten heute wesentlich grössere Möglichkeiten zur Verfügung als zu Beginn der genannten Entwicklungsperiode.

Planung und Ausführung von Bauten bedingen auch im Grundbau eine innert vernünftiger Grenzen zutreffende Vorhersage über das Verhalten der einzelnen Bauelemente und über ihr Zusammenwirken, wobei man von der Vorhersage a priori keine grössere Sicherheit erwarten darf, als sie in den Grundlagen eingeschlossen ist. Die Aussage bedeutet, dass es im Grundbau keine absolute Sicherheit gibt. Die zahlenmässige Voraussage so wichtiger Bodeneigenschaften wie Scherfestigkeit, Zusammendrückbarkeit und Durchlässigkeit (um nur diese zu nennen) ist sogar unabhängig von der Inhomogenität der Böden nicht bei jedem Boden gleich gut möglich, und da die Inhomogenität eine sich täglich neu bestätigende Tatsache ist, haben wir gelernt, auf übertriebene Genauigkeitsansprüche zu verzichten und die Möglichkeit örtlich auch grösserer Änderungen in Betracht zu ziehen.

Auf dieser Grundlage dürfen wir die weitere Feststellung machen, dass es dem Bodenmechaniker im grossen und ganzen gelingt, die material-technischen und berechnungsmässigen Grundlagen zu geben, welche für die Anwendung der heute besprochenen Baumethoden erforderlich sind. «Im grossen und ganzen» heisst in der Regel, dass die gemachte Aussage auf einzelne Fragen in unterschiedlichem Masse zutrifft. Dass dem auch hier so sein kann, sollen die drei weiter unten folgenden Ausschnitte aus Einzelproblemen zeigen. Unangenehm ist ganz allgemein die oft sehr unsichere Kenntnis über den wahren Sicherheitsgrad der ausgeführten Bauten oder Bau-Massnahmen. Es ist dies einer der Gründe, welche uns veranlassen, nach besseren Untersuchungs- und Berechnungsmethoden zu streben, soweit das möglich ist, und vor allem durch die Beobachtungen von ausgeführten Bauwerken mehr über ihre Wirkungsweise zu erfahren. Die oft beträchtlichen Aufwendungen für derartige Messungen müssen deshalb in Kauf genommen werden, selbst auf das immer vorhandene Risiko hin, dass sich schliesslich kein grosser unmittelbarer Gewinn ergibt.

Bei dem Streben nach besseren Grundlagen dürfen wir aber die Verknüpfung zwischen materialtechnischer Untersuchung, Berechnungsmethode und effektivem Sicherheitsgrad nicht ausser acht lassen. Stark vereinfacht soll dies am Beispiel der Stabilitätsberechnung wie folgt formu-

liert werden: Die Erfahrung zeigt uns, dass für eine bestimmte Berechnungsmethode, in welche man auf bestimmte Art ermittelte Scherfestigkeitsparameter einführt, mit einigermaßen zutreffenden Aussagen über die Sicherheit einer Böschung gerechnet werden kann, obwohl wir wissen, dass damit verbundene Vorstellungen oder Annahmen über den Mechanismus ganz sicher von der Wirklichkeit abweichen. Da diese Verknüpfung noch für viele andere Anwendungen der Bodenmechanik zutrifft, müssen wir den Schluss ziehen, dass in jedem Fall bei Anwendung neuer Untersuchungen oder Berechnungsverfahren die Kongruenz zwischen allen Elementen überprüft werden muss. Es ist immer eine heikle Sache, in dem aus Überlegungen und Erfahrungen errichteten Gebäude der Bodenmechanik einzelne Bausteine durch Neuerungen zu ersetzen.

Besonders aktuell ist dieses Thema heute selbstverständlich wegen der durch die moderne Rechentechnik zur Verfügung gestellten Möglichkeiten. Sie gestatten die Durchführung von rechnerischen Bemessungsverfahren, die vorher wegen des damit verbundenen Aufwandes nicht angewendet werden konnten. Solange es sich im wesentlichen nur um eine Nachbildung der herkömmlichen Berechnungsmethoden handelt, werden sich keine besonderen Probleme im Sinne der vorhergehenden Bemerkungen ergeben. Allerdings wird auch keine übermässige Steigerung der Aussagekraft erreicht werden, denn auch zum Beispiel eine elektronisch durchgeführte Stabilitätsberechnung kann ausser dem Vorteil, dass es möglich ist, mehr Varianten durchzurechnen, keine über den Wert oder Unwert der zugrundegelegten Scherfestigkeitsparameter hinausgehende Aussage liefern.

Ganz anders verhält es sich demgegenüber bei der Anwendung bisher in der Bodenmechanik aus Gründen des Aufwandes nicht üblicher Berechnungsverfahren. Es ist möglich, dass uns diese neue Erkenntnisse und Impulse zu geben vermögen. Wir können uns aber hier nicht auf den Erfahrungsschatz stützen, der uns bei den herkömmlichen Methoden eine Aussage über die Kongruenz zwischen Bodenkennziffern, Berechnungsverfahren und der Wirklichkeit erlaubt. Mit anderen Worten, wir müssen diese Kongruenz erst schaffen oder, präziser formuliert, wir müssen eine den jeweiligen Methoden adäquate Form der Bodenkennziffern und ihrer Ermittlung suchen. Das beste Rechenprogramm kann eben die grundlegende Schwierigkeit jeder bodenmechanischen Betrachtungsweise nicht aus der Welt schaffen, wonach im Prinzip der Grad der zutreffenden Formulierung der Bodeneigenschaften die Aussagekraft begrenzt.

Die vorhergehenden Feststellungen sind natürlich nicht neu; es scheint aber angebracht, sie wieder einmal in aller Deutlichkeit zu wiederholen. Als Schlussfolgerung verbleibt die alte Tatsache, dass in bodenmechanischen und grundbaulichen Fragen vielleicht mehr als anderswo die Erfahrungen eine ausschlaggebende Rolle spielen. Die nachfolgenden Beispiele sollen aus dieser Sicht zeigen, in welcher Weise wir unter anderem mit der Problematik praktischer Beurteilungen konfrontiert werden.

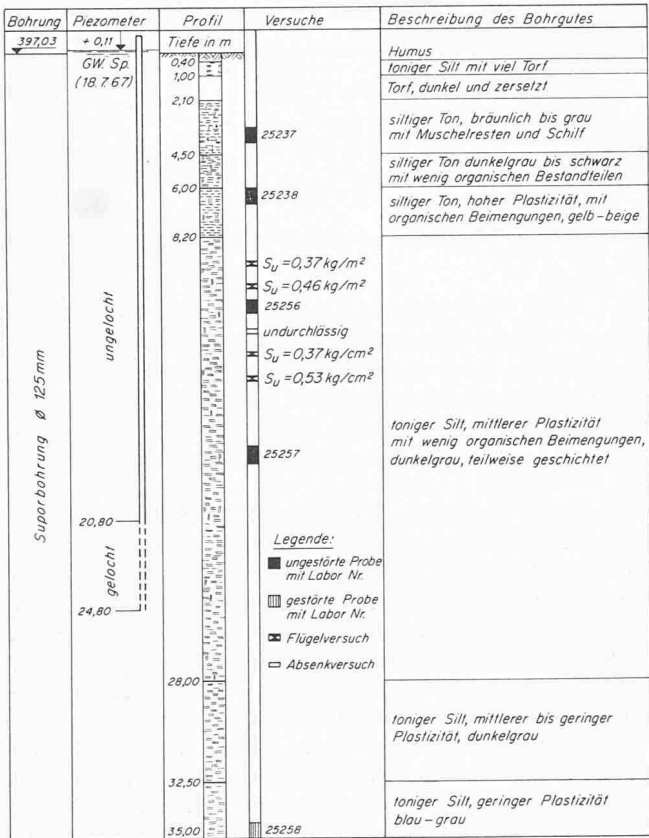


Bild 1. Bohrprofil

Eines der Standard-Probleme der im Rahmen der heutigen Studententagung liegenden Bauverfahren ist die Frage nach dem Tragfähigkeits- und Setzungsverhalten von Pfählen. Meist wird diese Fragestellung in die beiden Einzelprobleme Spitzenwiderstand und Mantelreibung zerlegt und entsprechend dem überwiegenden Anteil von Spitzenwiderstand oder Mantelreibung von einer «stehenden» oder «schwebenden» Pfahlfundation gesprochen. Über die Nachteile der letzteren ist schon ausreichend geschrieben worden, doch gibt es eben Fälle, in welchen wirtschaftliche Lösungen anderweitig nicht vorhanden sind. Bild 1 zeigt die Untergrundverhältnisse in einem solchen Fall, die durch das Vorhandensein von relativ weichen, tonigen Silten bis in grosse Tiefe gekennzeichnet sind. Im Bild 2 sind die

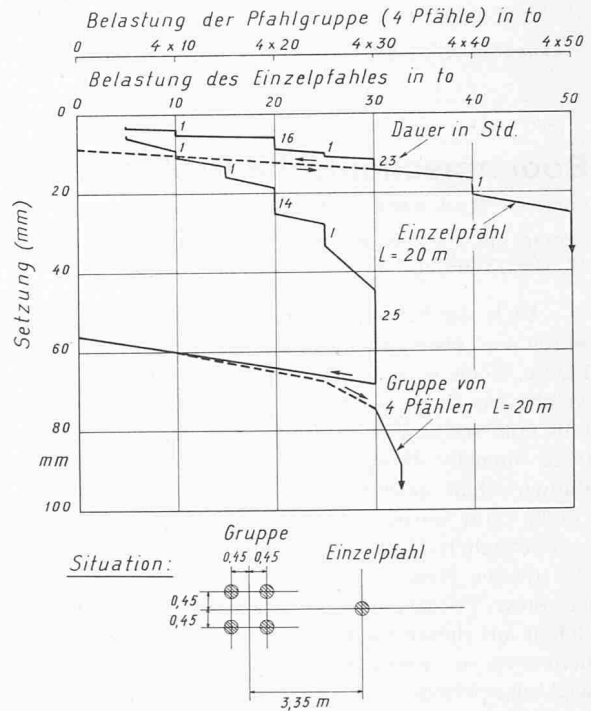


Bild 2. Belastungsversuche an Pfählen (Boden gemäss Bild 1)

Ergebnisse von Belastungsversuchen auf 20 m langen, gerammten Holzpfählen in diesem Boden aufgetragen, wobei es sich um einen klassischen Fall von «schwebender» Pfahlgründung handelt. Aus den Belastungsversuchen ist klar die ausgeprägte Gruppenwirkung zu erkennen, und zwar bei einer Gruppe von nur vier Pfählen, während für das ganze Bauwerk mehrere hundert Pfähle erforderlich sind. Insofern sind die Warnungen vor den Nachteilen der «schwebenden» Pfahlgründung augenfällig begründet.

Andererseits haben Versuche [1] ergeben, dass der Anteil der Mantelreibung oft grösser ist, als vielfach erwartet wird. Bild 3 zeigt die Ergebnisse von derartigen Versuchen. Das linke Diagramm ergibt gemessene Spitzenwiderstände von etwa 20 bis 30 % der Belastung am Pfahlkopf, d. h. Anteile der Mantelreibung an der gesamten Tragkraft von 80 bis 70 %, und zwar mehr oder weniger unabhängig von der Grösse der Pfahlbelastung.

Verteilung von Spitzenwiderstand und Mantelreibung sind abhängig von der Setzung des Pfahles, seiner Verkür-

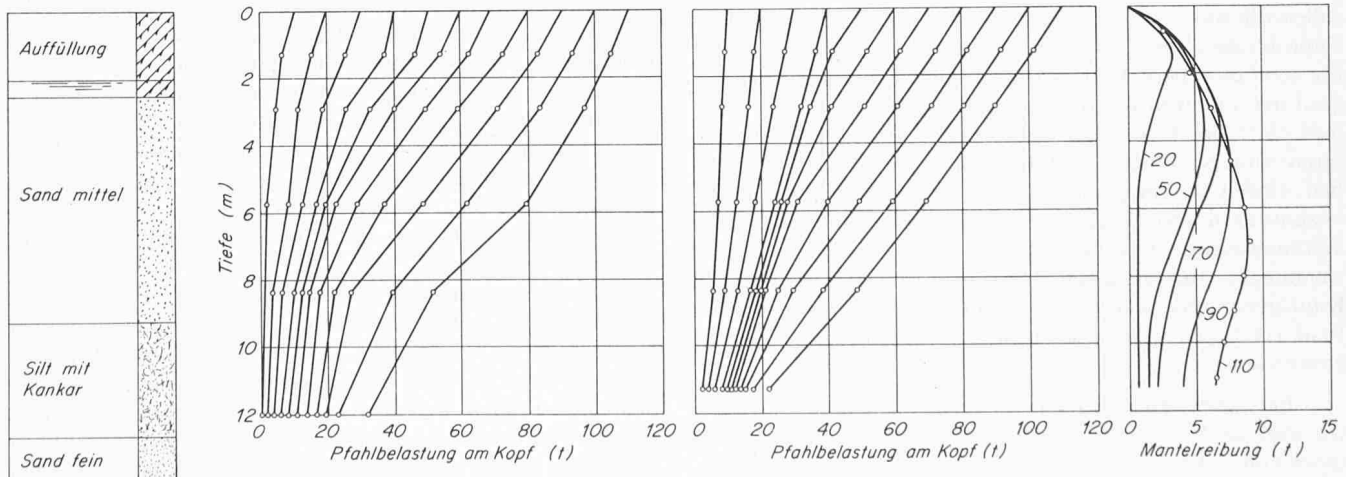


Bild 3. Links: Versuche von Dinesh Mohan. Gemessener Verlauf der Vertikalspannungen im Pfahl. Mitte: Berechnung der Vertikalspannungen im Pfahl nach Cambofort. Rechts: Berechnete Verteilung der Mantelreibung

$$s = \frac{4 \cdot P}{\pi \cdot D} \cdot \frac{1 + \frac{4,5 \cdot M_E}{a \cdot D \cdot E} \cdot \operatorname{tgh}(a \cdot h)}{4,5 \cdot M_E + a \cdot D \cdot E \cdot \operatorname{tgh}(a \cdot h)}$$

$$E = E_b = 300'000 \text{ kg/cm}^2$$

$$a^2 = \frac{1,67 \cdot M_E}{D \cdot E}$$

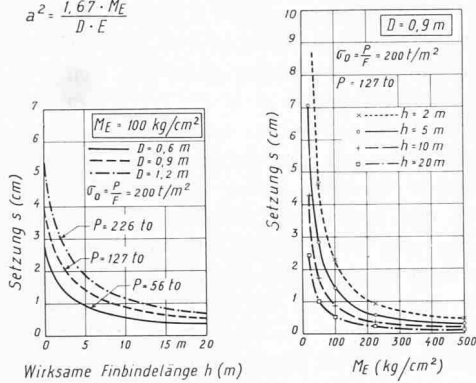


Bild 4. Setzung eines einzelnen Bohrpfahles, berechnet nach Cambeport

zung und von den Bodeneigenschaften. *Cambeport* [2] hat versucht, diese Zusammenhänge, d. h. das Zusammenwirken von Spitzenwiderstand und Mantelreibung, in einer Berechnungsmethode zu erfassen, deren Ergebnisse sich weitgehend mit den Versuchen decken (Bild 3, mittleres Diagramm). Im rechten Diagramm der selben Abbildung ist die resultierende Verteilung der Mantelreibung dargestellt, Parameter ist die Pfahlbelastung am Pfahlkopf. Die Mantelreibungsverteilung weicht von den üblichen Vorstellungen ziemlich ab.

Im Bild 4 werden die Betrachtungen von *Cambeport* angewendet auf die Setzung eines einzelnen Bohrpfahles, der um die Länge h in eine Schicht mit dem Zusammendruckmodul M_E eingebunden ist. Darüber liegende weichere Schichten werden nicht weiter berücksichtigt. Das linke Diagramm gibt die Setzung in Funktion der wirkamen Einbindelänge h für konstanten M_E -Wert und konstante Spannung am Pfahlkopf sowie für verschiedene Pfahldurchmesser. Zu beachten ist die grosse Wirkung schon relativ kleiner Einbindelängen, d. h. es muss schon bei kleinem h ein beträchtlicher Anteil der Belastung über Mantelreibung aufgenommen werden. Im rechten Diagramm ist für konstante Last und konstanten Durchmesser der Einfluss des M_E -Wertes aufgetragen, der erwartungsgemäss gross ist.

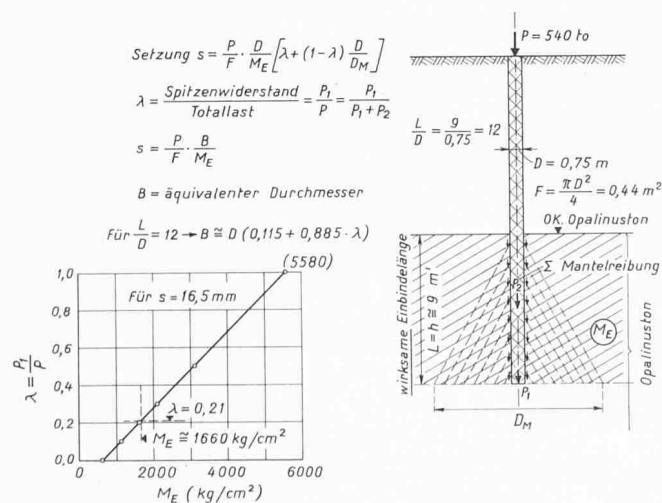


Bild 6. Ermittlung des M_E -Wertes aus Pfahlbelastungsversuch (gemäss Bild 5) nach Haefeli

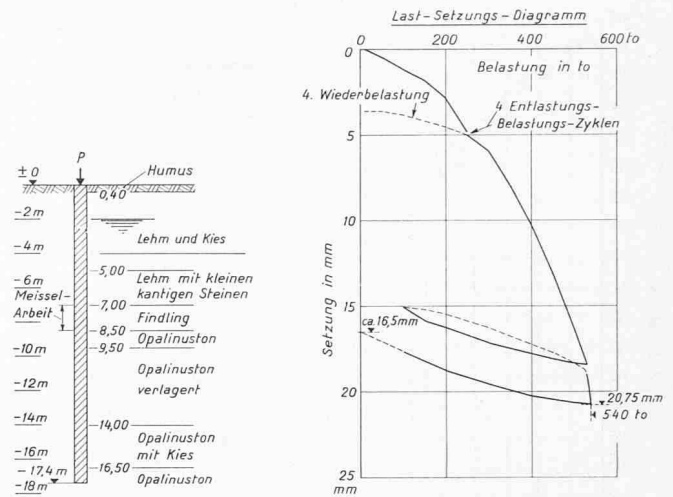


Bild 5. Belastungsversuch an einem Bohrpfahl

Alles in allem zeigt die Auswertung der Methode von *Cambeport*, dass schon bei relativ kleinen Einbindelängen grössere Anteile der Belastung durch Mantelreibung aufgenommen werden können, als man weithin annimmt. Diese Aussage steht in Einklang mit der Erfahrung, wonach die Setzung von Pfählen im allgemeinen kleiner ist als derjenige Wert, den man bei kleiner Einbindelänge aus der Vorstellung des quasi nur auf Spitzenwiderstand beanspruchten Pfahles erhält. Insofern ist jeder Pfahl, mit Ausnahme natürlich des auf relativ sehr harter Unterlage stehenden und praktisch nicht eingebundenen Pfahles, ein Mittelding aus «stehend» und «schwebend», wobei der Anteil «schwebend» in vielen Fällen überwiegt.

Das hat natürlich auch seine Konsequenzen in der Beurteilung der Bodeneigenschaften auf Grund von Pfahlbelastungsversuchen. Bild 5 zeigt einen solchen Versuch an einem etwa 17,5 m langen Bohrpfahl von 0,75 m Durchmesser, welcher auf rund 9 m Länge in aufgearbeitete, aber infolge späterer Vorbelastung hart gelagerte Opalinustone eingebunden war. Dieser Pfahl erreichte eine Traglast von etwa 530 bis 540 t bei rund 16,5 mm bleibender Setzung. Später wurde es aus Gründen, die mit dem Pfahl an sich nichts zu tun haben, notwendig, aus dem Verhalten dieses Pfahles Rückschlüsse auf die Zusammendruckbarkeit des Opalinustones zu ziehen.

ERMITTLUNG DES M_E -WERTES AUS PFAHLBELASTUNGSVERSUCH

Auswertung nach CAMBEFORT / CASSAN
[Sols-Soils No 18-19 / 1966 u. No 20 / 1968]

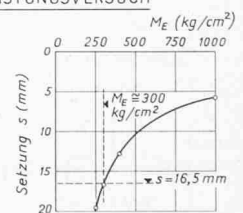
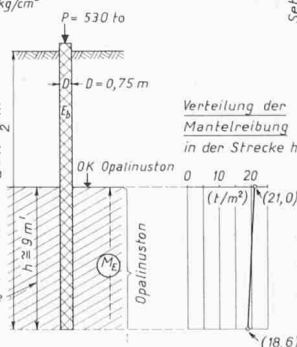
$$s = \frac{4 \cdot P}{\pi \cdot D} \cdot \frac{1 + \frac{R}{a \cdot D \cdot E} \cdot \operatorname{Tgh}(a \cdot h)}{R + a \cdot D \cdot E \cdot \operatorname{Tgh}(a \cdot h)}$$

s = Setzung
 $E = E_2 = 350'000 \text{ kg/cm}^2$
 $B, R = F(M_E)$

$$a^2 = \frac{4 \cdot B}{D \cdot E}$$

h = wirkame Einbindelänge des Pfahles
Pfahl:
 $D = 0,75 \text{ m}$
 $u = 2,36 \text{ m}$
 $h = 9,0 \text{ m}$
 $F_{HR} = u \cdot h = 21,2 \text{ m}^2$
wirkame Einbindelänge

wirkame Einbindelänge



Bilanz der Kräfte

Gesamtlast $P = 530 \text{ to}$ (1)
Mantelreibung $M_R \approx \frac{1}{2} (21,0 + 18,6) \times 21,2 \approx 420 \text{ to}$
Spitzenwiderstand $\approx 110 \text{ to}$ (2)
Verhältnis $\frac{(2)}{(1)} \approx \frac{110}{530} \approx 0,21$

Bild 7. Ermittlung des M_E -Wertes aus Pfahlbelastungsversuch (gemäss Bild 5) nach Cambeport

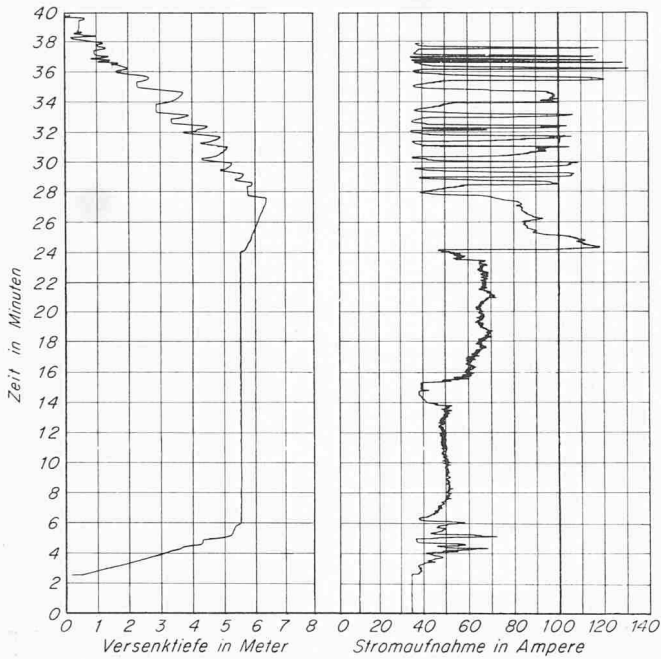


Bild 8. Tiefenverdichtung RDV: Aufzeichnung des Tiefenschreibers (links Versenkentiefe, rechts Stromaufnahme in Abhängigkeit der Zeit)

Zu dem Zwecke wurde zunächst das von R. Haefeli [3] vorgeschlagene Verfahren angewendet (Bild 6), wobei das Verhältnis λ von Spitzenwiderstand und Gesamtlast in die Berechnung einzuführen ist. Dieses Verhältnis kann beispielsweise aus einer Betrachtung über die Grösse des Spitzenwiderstandes auf Grund der bekannten Tragfähigkeitsformeln bzw. einer davon unabhängigen Betrachtung über die mögliche Grösse der Mantelreibung geschätzt werden. Das Verhältnis λ muss bekannt sein, weil die Setzung aus je einem Anteil infolge Spitzenwiderstand und Mantelreibung zusammengesetzt wird, wobei für den letzteren die Ausbreitung auf einen ideellen «Fundamentdurchmesser» D_M angenommen wird. Im Diagramm links im Bild 6 ist für die Last von 540 t und die Setzung von 16,5 mm der erforderliche M_E -Wert in Abhängigkeit des Verhältnisses λ dargestellt, wobei sich, wie erwartet, eine sehr starke Abhängigkeit ergibt. Eine Fehleinschätzung des Anteils des Spitzenwiderstandes an der Gesamtlast führt also zu erheb-

lichen Variationen im resultierenden M_E -Wert. Zu Vergleichszwecken sei erwähnt, dass für $\lambda = 0,21$ sich ein M_E -Wert von 1600 bis 1700 kg/cm² ergibt.

In Bild 7 wird der gleiche Pfahlbelastungsversuch nach dem bereits erwähnten Verfahren von Cambefort ausgewertet. Da dieses das Zusammenwirken von Spitzenwiderstand und Mantelreibung in Abhängigkeit von den Verformungen berücksichtigt, ergibt sich die Verteilung der Mantelreibung und die Kräftebilanz aus der Berechnung (Bild 7 rechts unten). Die mittlere Mantelreibung errechnet sich mit rund 20 t/m² in einer Höhe, welche auf Grund der Scherfestigkeit des Bodens als möglich erscheint; das Verhältnis λ ergibt sich aus einer Kräftebilanz zu 0,21. Der M_E -Wert beträgt nach dieser Auswertung für 530 t Last und 16,5 mm Setzung rund 300 kg/cm² (Bild 7 rechts oben), gegenüber dem etwa 5- bis 6fachen bei der vorhergehenden Auswertung. Solche Unterschiede sind natürlich recht bedeutend.

Nach diesen Betrachtungen über das Tragverhalten von Pfählen sei nun, unter Überspringen der Verankerungen im Lockergestein [4], zu einem anderen Problem im Zusammenhang mit dem Tagungsthema übergegangen: Auswirkungen einer Tiefenverdichtung.

In Bild 8 sind Versenkentiefe und Stromaufnahme der elektrisch angetriebenen Verdichtungsmaschine in Funktion der Zeit abgebildet. Man kann an der Stromaufnahme deutlich die wachsende Einspannung des Rüttlers erkennen, die sich infolge Umlagerung des kohäsionslosen Bodens in ein dichteres Gefüge ergibt. In dem abgebildeten Fall, welcher einen siltigen Kies betrifft, stellt sich eine wesentliche Verdichtungswirkung allerdings nur ein, wenn durch Auf- und Abbewegen des Rüttlers der Materialfluss unterstützt wird.

Tiefenverdichtungen werden ausgeführt, um die Tragfähigkeit eines Bodens zu vergrössern, seine Setzungsempfindlichkeit zu verkleinern oder um die Durchlässigkeit zu vermindern. Hier sollen die beiden erstgenannten Zweckbestimmungen berührt werden. Bei der diesbezüglichen Beurteilung der Auswirkung einer Tiefenverdichtung besteht die Schwierigkeit, dass der Boden nur teilweise, d. h. nur in einer bestimmten Zone, verdichtet und in seinen Eigenschaften verändert ist. N. W. A. Brough [5] hat den Einfluss einer Tiefenverdichtung auf die Tragfähigkeit eines Streifenfundamentes untersucht (Bild 9), folgerichtig für kohäsionslosen Boden, und ermittelt die Tragfähigkeitsbei-

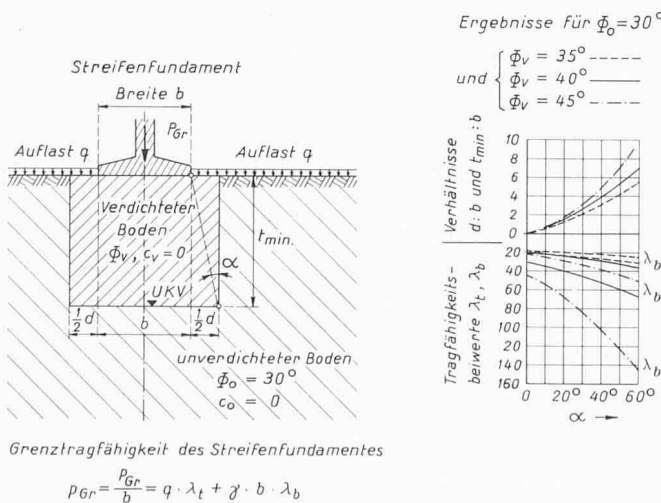
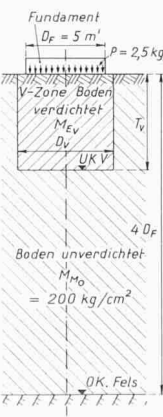


Bild 9. Einfluss einer Tiefenverdichtung auf die Tragfähigkeit eines Streifenfundamentes (nach Brough)

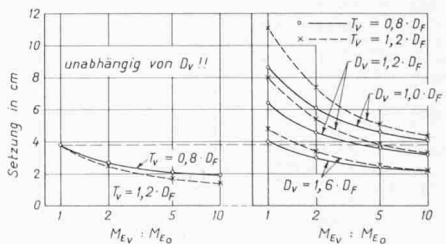
SETZUNGSBERECHNUNG BEI ZONENWEISE VERDICHTEM BODEN

Kreisrundes Fundament und kreisrunde Verdichtungszone



① Setzungsberechnung (für kennzeichnenden Punkt) ohne Berücksichtigung einer Veränderung der Spannungsverteilung infolge der Verdichtung.

(d. h. gleiche Spannungsverteilung wie ohne Verdichtung, nur erhöhter M_E -Wert in der V-Zone)



② Setzungsberechnung (für kennzeichnenden Punkt) aus 2 Anteilen:

a) Setzungsanteil in der V-Zone, d. h. zwischen UK-Fundament und UKV: $S_a \cong \frac{p^* \cdot T_v}{M_{Ev}}$ wo $p^* = p \cdot \frac{D_v^2}{D_f^2}$

Die gesamte Last $p \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D_f^2$ wird an UKF an den Untergrund abgegeben

b) Setzungsanteil unterhalb der V-Zone, d. h. im unverdichteten Boden zwischen UKV und OK Fels: Als Setzung eines kreisrunden Fundamentes vom $\phi = D_v$, belastet mit p^*

Bild 10. Einfluss einer Tiefenverdichtung auf die Setzungen eines kreisrunden Fundamentes; unzulässig vereinfachte Annahmen

werte im Rahmen einer gewohnten Tragfähigkeitsformel. Die Verbesserung der Tragfähigkeit ist sowohl von der Vergrößerung des Reibungswinkels infolge Verdichtung als auch von der Größe der verdichteten Zone abhängig. Bild 9 zeigt, dass der Tiefenfaktor λ_t (für $\Phi = 30^\circ$ ist $\lambda_t = 18,3$) nur für größere Winkel α , d. h. für relativ grosse Breite des Verdichtungskörpers merklich anwächst und das auch nur bei einer relativ grossen Zunahme des Reibungswinkels Φ . Diesbezüglich sagen deutsche Empfehlungen [6], dass bei Nichtvorliegen von genaueren Untersuchungen mit einer Zunahme von Φ um 5° gerechnet werden dürfe. Der Breitenfaktor λ_b (für $\Phi = 30^\circ$ ist λ_b etwa = 15) wird dagegen schon bei kleiner Verbreiterung der Verdichtungszone gegenüber dem Fundament wesentlich erhöht und wächst mit steigendem Φ rasch an.

Meistens stellt sich aber die Frage nach dem Einfluss der Tiefenverdichtung auf die Setzung (Bild 10). Will man die Frage beantworten, so liegt die Schwierigkeit darin, dass die Spannungsausbreitung im Boden durch die veränderten Eigenschaften des Baugrundes in der Verdichtungszone geändert wird und dass hierüber keine einfachen Aussagen verfügbar sind.

Die einfachsten Möglichkeiten einer diesbezüglichen Betrachtung sind in Bild 10 dargestellt. Das Diagramm 1 berücksichtigt nur den vergrößerten M_E -Wert in der Verdichtungszone, nicht aber eine Veränderung der Spannungsausbreitung. Das ist sicher nur vertretbar für sehr breite Verdichtungszone, d. h. D_V viel grösser als D_F . Im Diagramm 1 ist dargestellt, wie nach dieser Betrachtungsweise die Setzungen mit wachsendem Verhältnis $m = M_{E_V} : M_{E_0}$ relativ stark abnehmen. Für $m = 1$, d. h. ohne Verdichtung, ergibt sich eine Setzung von rund 3,8 cm. Eine andere Betrachtungsweise wird in Diagramm 2 des Bildes 10 gezeigt; sie ist das andere Extrem. Man tut hierbei so, als ob aus der Verdichtungszone seitlich überhaupt keine Spannungsabgabe erfolgen würde, d. h. die gesamte Fundamentbelastung wird erst an UKV an den unverdichteten Boden abgegeben. Die Tiefenwirkung der Zusatzlasten infolge

Bauwerk wird also wesentlich vergrößert, und das führt je nach den Randbedingungen zu dem nicht sinnvollen Ergebnis, dass die Setzungen durch die Tiefenverdichtung nicht unbedingt vermindert, sondern je nach den Randbedingungen sogar vergrößert werden können. Beide in Bild 10 dargestellten Methoden werden demnach in der Regel als unzulässige Vereinfachungen abzulehnen sein.

Ein Versuch, eine wenigstens qualitativ befriedigendere Aussage zu schaffen, ist in Bild 11 skizziert. Es handelt sich um eine Annäherung, beruhend auf einer Annahme über die Veränderung der Spannungsausbreitung im Baugrund durch die Verdichtung. Massgebende Größen dafür sind die Abmessungen der Verdichtungszone (Durchmesser D_V , Tiefe T) und die Vergrößerung des M_E -Wertes durch die Verdichtung (Verhältnis $M_{E_V} : M_{E_0}$). Im einzelnen wird vorausgesetzt, dass an der seitlichen Begrenzung der Verdichtungszone (in Natur ist das natürlich ein allmählicher Übergang!) keine Setzungsdifferenz entstehen soll, und dass deswegen die senkrechten Druckspannungen unmittelbar innen bzw. aussen an der Begrenzung sich umgekehrt wie die M_E -Werte verhalten sollen. Das hat die weitere Folge, dass in jeder Tiefe z ein grösserer Anteil der gesamten Fundamentlast P_{tot} durch Druckspannungen im Innern der Verdichtungszone übertragen werden muss, als dies ohne Verdichtung der Fall wäre; für die Differenz ΔP ist eine weitere Annahme bezüglich Verteilung zu treffen.

Das Ergebnis einer solchen angenäherten Betrachtungsweise ist im Bild 11 rechts aufgezeichnet als Verhältnis der Setzungen mit und ohne Verdichtung. Das Ergebnis befriedigt rein qualitativ schon eher, indem doch wenigstens keine Vergrößerungen der Setzungen infolge Erhöhung des M_E -Wertes ausgewiesen werden. Es zeigt sich, dass das Verhältnis von $D_V : D_F$ bei grösserer Mächtigkeit t der zusammendrückbaren Schicht von grösserem Einfluss ist, und dass grössere Verhältnisse $D_V : D_F$ als etwa 2 (bei kleinerer Verdichtungstiefe etwa 1,2 bis 1,5) unwirtschaftlich sein dürften. Von ausschlaggebendem Einfluss auf die über-

SETZUNGSBERECHNUNG BEI TEILWEISE VERDICHTEM BODEN

Grobe Annäherung für kreisrundes Fundament und u. kreisrunde V-Zone

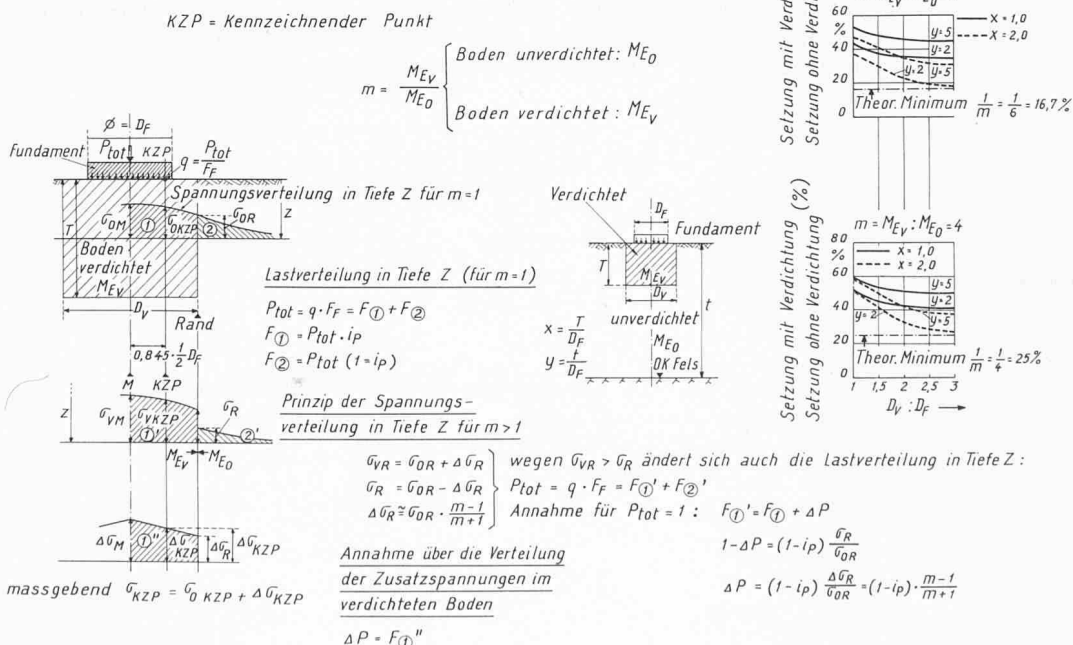
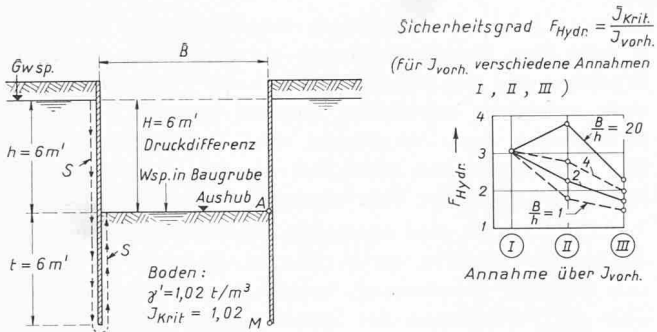


Bild 11. Einfluss einer Tiefenverdichtung auf die Setzungen eines kreisrunden Fundamentes; Näherungsbetrachtung



- (I) : Massgebend = J_{mittel} , linearer Druckabbau entlang idealer Stromröhre S
- (II) : Massgebend = J_A (Gradient im Punkt A) nach Harza
- (III) : Massgebend = J_M (Gradient im Punkt M) nach Davidenkoff

Bild 12. Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

haupt mögliche Setzungsreduktion ist selbstverständlich auch das Verhältnis $X : Y = T : t$ (Bild 11), d. h. die Stärke der zusammendrückbaren Schicht unterhalb der Verdichtungszone und ihr M_E -Wert. Gerade hier liegen in der Praxis die am wenigsten sicher erfassbaren Grössen.

Abschliessend soll nun noch kurz ein oft recht dornenvoller Aspekt der tiefen Baugruben gestreift werden: Die Frage des hydraulischen Grundbruches. In Bild 12 sind für eine angenommene Baugrube die Sicherheitsgrade gegen hydraulischen Grundbruches aufgetragen, wie sie sich bei Anwendung von drei Standardmethoden ergeben, nämlich I = mittlerer Gradient, II = Austrittsgradient nach Harza, III = Spundwandspitzengradient nach Davidenkoff. Auffallend ist ohne weiteres, dass für ein und dieselbe Baugrube da nun ausserordentlich verschieden grosse Sicherheiten ausgerechnet werden können, ganz besonders wenn man dazu noch die Breite der Baugrube variiert. Tatsächlich ist denn auch die Beurteilung der Grösse des «notwendigen» oder «zulässigen» Sicherheitsgrades in der Praxis eine heikle und mitunter auch undurchsichtige Frage.

Weiter ist zu beachten, dass die oben erwähnten Methoden Homogenität und Isotropie des Bodens in bezug auf seine Durchlässigkeit voraussetzen. Hierbei handelt es sich um eine praktisch sehr einschneidende Einschränkung, wie in Bild 13 gezeigt werden soll. Betrachtet wird eine Schicht von mindestens vertikal anderer Durchlässigkeit als der übrige Boden. Sie ist im Fall B nur innerhalb der Spund-

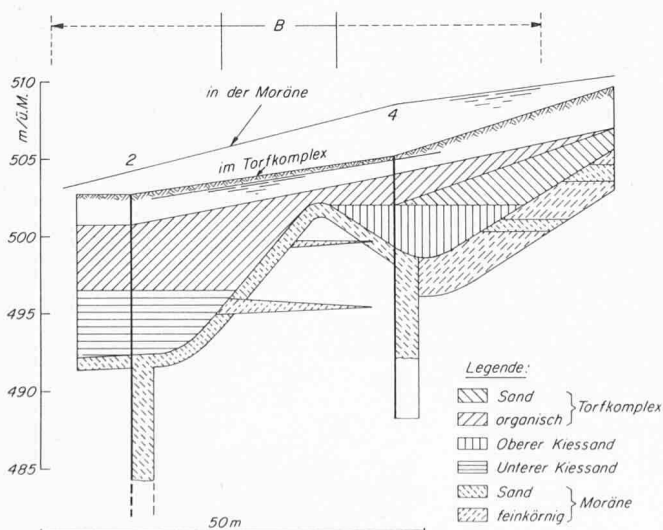


Bild 14. Schema Baugrundverhältnisse

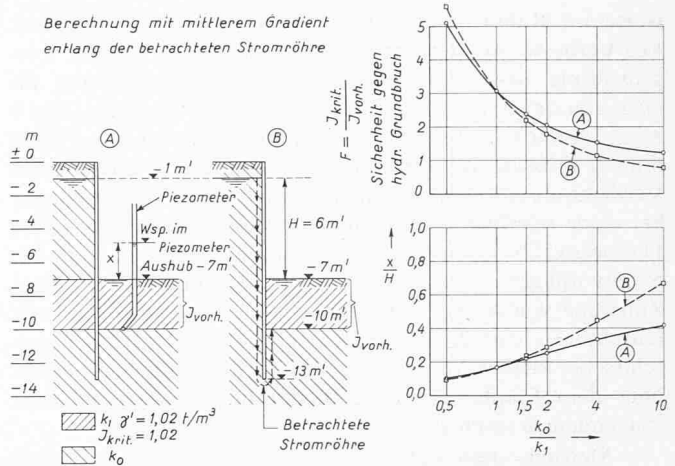


Bild 13. Einfluss einer Schichtung des Bodens auf die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

wand vorhanden, könnte also künstlich hergestellt sein. Im Bild 13 wird der Versuch unternommen, den Einfluss dieser Schicht aufzuzeigen, wobei der Berechnung der mittlere Gradient entlang einer idealisierten Stromröhre zugrunde gelegt ist; eine Betrachtungsweise, welche grosse Unsicherheiten aufweist und deshalb bei Anwendung mit den grössten Sicherheiten auszustatten ist. Rechts im Bild 13 ist unten der innerhalb der undurchlässigen Schicht abzubauende Anteil der gesamten Druckdifferenz, und oben der resultierende Sicherheitsgrad aufgetragen, beides in Funktion des Verhältnisses der Durchlässigkeiten. Es ist zu beachten, dass schon kleine Unterschiede in den k -Werten grosse Einbussen an Sicherheit nach sich ziehen können.

Die bis hierhin bezüglich des hydraulischen Grundbruches betrachteten Berechnungsmethoden haben wenigstens den Vorteil aufzuweisen, dass sie uns das $I_{vorh.}$, also den massgebenden vorhandenen Gradient (Sickergefälle) liefern. Die Frage ist nur, wie weit das im einzelnen Fall zulässig ist. Ganz sicher gibt es viele Fälle, die eine sehr kritische Beantwortung dieser Frage erheischen, so zum Beispiel Baugruben in Hanglagen oder am Hangfuss, Vorhandensein von verschiedenen Druck-Niveaus im Untergrund, eventuell sogar von gespanntem Grundwasser, Unsicherheit über Grösse und Ergiebigkeit des Wassernachschubes bei Wasserhaltung in der Baugrube, starke Inhomogenität des Baugrundes usw. In Bild 14 ist ein Fall schematisch dargestellt, für welchen viele dieser Punkte zutreffen,

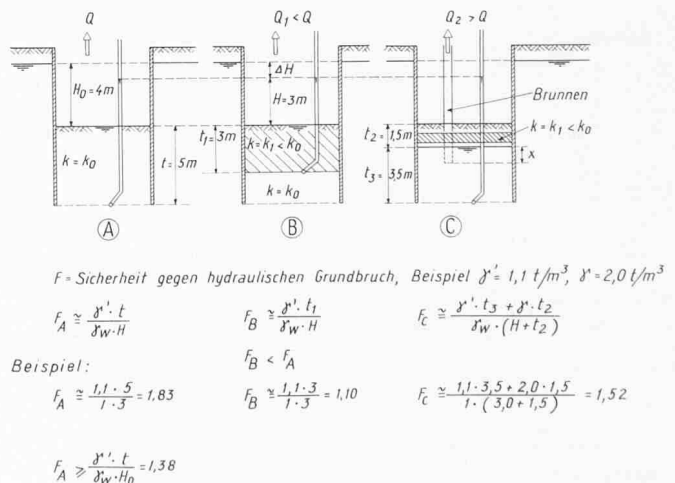


Bild 15. Näherungsweise Betrachtungen zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

und wo eine Baugrube in der angedeuteten Breite B herzustellen ist, die durchgehend in den «unteren Kiessand» bzw. in den sehr heterogen aufgebauten «Moränenkomplex» einbindet. In Bild 15 wird gezeigt, wie man sich hier eigentlich mit ganz einfachen Überlegungen weiterhelfen muss. Es sind dies Überlegungen bezüglich des Gleichgewichtes zwischen einem Wasserdruck und dem Gewicht eines als massgebend erachteten Bodenkörpers. Zu schätzen und gegebenenfalls später zu kontrollieren ist die Grösse H , d. h. der innerhalb der als massgebend angesehenen Schicht unter der Baugrubensohle abzubauen Anteil der gesamten Druckdifferenz H_0 . Wenn wie im Fall B eine undurchlässige Schicht vorhanden ist, wird der Abbau von H innerhalb dieser Schicht anzunehmen sein, sofern man nicht (wie im Fall C) den Wasserspiegel unter diese Schicht absenken will. Nachteilig ist dabei die Vergrösserung der zu pumpenden Wassermenge.

Der Vorteil dieser sehr einfachen Betrachtungsweise liegt vornehmlich darin, dass man mit der Wahl $H = H_0$ eine maximal ungünstige Berechnung durchführen kann, deren Ergebnisse also auf alle Fälle auf der sicheren Seite liegen. Damit wird die Beurteilung des «notwendigen» Sicherheitsgrades wesentlich klarer: Er kann relativ klein sein. Die Erfahrung zeigt, dass Sicherheitsgrade von 1,3 bis 1,5 ausreichen, und es liegen darüber hinaus Erfahrungen vor, nach welchen tatsächlich Grundbruch eingetreten ist, wenn der so errechnete Sicherheitsgrad in der Gröszenordnung von 1,0 lag.

Étwas respektlos, aber nicht unzutreffend bezeichnet man solche Rechnungen im Grundbau oft als «Milchmädchen-Rechnungen». Man will damit zum Ausdruck bringen, dass sie sehr einfache Überlegungen zur Grundlage haben. Andererseits pflegen sie deshalb oft viel klarer zu sein, als komplizierte Berechnungen. Wenn man sich vor unzulässigen Vereinfachungen hütet, ist die Klarheit ein wesentlicher Vorteil. «Milchmädchen-Rechnungen» können also, mit Mass und am rechten Ort angewendet, in der Praxis des Grundbaus durchaus ihre Berechtigung haben.

Literaturverzeichnis

- [1] *Dinesh Mohan*: Load-bearing capacity of Piles, „Géotechnique“ 1963.
- [2] *Cambefort/Cassan*: Le tassement des pieux; synthèse des recherches récentes et essais comparatifs. „Sols-Soils“ No. 18—19 (1966), Nr. 20 (1968).
- [3] *R. Haefeli*: Neuere Untersuchungen und Erkenntnisse über das Verhalten von Pfählen und deren Anwendung in der Praxis der Pfählfundation. Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik, Heft 30/1961.
- [4] *P. Lendi*: Beitrag zur erdstatischen Berechnung von Verankerungen im Lockergestein. Institut für bauwissenschaftliche Forschung, Stiftung Kollbrunner/Rodio, Heft 6, März 1969.
- [5] *N. W. A. Broug*: Die Berechnung der Tragfähigkeit von Streifenfundamenten bei partiell verdichtetem Baugrund. „VDI-Zeitschrift“ Nr. 17/1968.
- [6] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, siehe u. a. Grundbautaschenbuch, 2. Auflage, Bd. II, p. 287 ff.

Adresse des Verfassers: Prof. Hans-Jürgen Lang, Direktor der Erdbauabteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau (VAWE) an der ETH Zürich, 8006 Zürich, Gloriastrasse 37/39.

Frostversuche beim SBB-Hardturm-Viadukt in Zürich

DK 666.97:620.179.13

Von Ingenieur G. Müller, Zürich

1. Allgemeines

Der Hardturm-Viadukt ist ein Teil der neuen SBB-Bahnlinie Zürich-Altstetten–Zürich-Oerlikon. Diese Linie ist am 1. Juni 1969 in Betrieb genommen worden. Vorläufig dient sie nur zur Abwicklung des Güterverkehrs, entlastet aber dadurch die heute täglich von über 290 Zügen befahrene Strecke Hauptbahnhof–Wipkingen–Zürich–Oerlikon beträchtlich. Später sollen jedoch auch Personenzüge über die zukünftige doppelspurige Verbindungsschleife Herdern–Hauptbahnhof geführt werden. Dementsprechend besteht der Hardturm-Viadukt vom Portal des doppelsturig ausgebauten Käferbergtunnels bis zur zukünftigen Verzweigungsstelle Herdern aus dem 478 m langen zweigleisigen Teil und, anschliessend bis zum Widerlager Altstetten, aus dem 647,6 m langen eingleisigen Teil.

Wegen der einsetzenden Überbauung im Bereich der Abzweigung Hardturm-Viadukt Richtung Hauptbahnhof (Industriebauten, Strassenbrücke Herdern, Pfingstweidstrasse als Zubringer von der N 1 zur Westtangente) entschlossen sich die SBB, das erste Teilstück der zweigleisigen Verbindung zum Hauptbahnhof vorzeitig zu bauen. Dieser erste Abschnitt mit einer Länge von 230 m in Richtung Hauptbahnhof ist bereits fertig erstellt.

Der Frostbeständigkeit des Betons ist bis anhin wenig Beachtung geschenkt worden. Es sind im Normalfall für im Freien stehende Betonkonstruktionen keine Frostversuche durchgeführt worden. Die alte SIA-Norm 162 aus dem Jahre 1956 hat keine konkreten Angaben über die Anforderungen an den Beton bezüglich Frostbeständigkeit enthalten. In der neuen SIA-Norm 162 (1968) ist nun diese Lücke geschlossen worden.

Die SBB verlangen seit jeher bei ihren Bauwerken eine qualitativ einwandfreie und sichere Ausführung. Sämtliche Arbeiten an Bahnobjekten sollen so ausgeführt werden, dass

später möglichst wenig Reparaturarbeiten auftreten können. Die Reparaturarbeiten bei Bahnobjekten sind äusserst kostspielig, da sie meist unter vollem Betrieb ausgeführt werden müssen. Die SBB haben von der mit dem Projekt und der Bauleitung beauftragten Ingenieurgemeinschaft D.J. Bänziger, Dr. H. Hugi und Dr. C. Menn im Rahmen der Bauleitungsaufgaben verlangt, dass Untersuchungen über die Frostbeständigkeit im Untersuchungsprogramm aufgenommen werden.

Der Hardturm-Viadukt ist ein durchlaufender Balken. Im Querschnitt ist die eingleisige Brücke ein einzelliger und die zweigleisige Brücke ein drei-zelliger Hohlkasten mit seitlichen Konsolen. Die beiden Betonkonsolen neben dem Schottertrog dienen als Gehweg für das Bahnpersonal. Die ganze Konsole (Konsolkopf und Schotterbord) ist in einer zweiten Betonieretappe vor der ersten Vorspannetappe betoniert worden. Die erste Betonieretappe umfasste den ganzen übrigen Querschnitt (Druckplatte, Längsträger und Fahrbahnplatte).

Um eine möglichst feine Betonoberfläche zu erreichen, ist der frische Beton, so gut es die jeweiligen Wetterverhältnisse

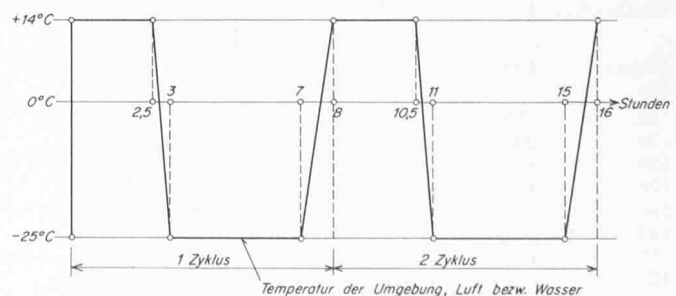


Bild 1. Frostdiagramm. Zyklus: drei Frostwechsel im Tag, nämlich: Frost 5 1/2 h bei -25°C, Auftauen 2 1/2 h bei +14°C.