

MINISTERIALBLATT

FÜR DAS LAND NORDRHEIN-WESTFALEN

Ausgabe A

30. Jahrgang	Ausgegeben zu Düsseldorf am 19. September 1977	Nummer 85
---------------------	--	------------------

Inhalt

I.

Veröffentlichungen, die in die Sammlung des bereinigten Ministerialblattes für das Land Nordrhein-Westfalen (SMBI. NW.) aufgenommen werden.

Glied.-Nr.	Datum	Titel	Seite
232340	12. 8. 1977	RdErl. d. Innenministers DIN 1054 – Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds	1306
232340	15. 8. 1977	RdErl. d. Innenministers DIN 4014 Teil 1 – Bohrpfähle herkömmlicher Bauart –	1338
232340	16. 8. 1977	RdErl. d. Innenministers DIN 4026 – Rammpfähle –	1354

II.

Veröffentlichungen, die nicht in die Sammlung des bereinigten Ministerialblattes für das Land Nordrhein-Westfalen (SMBI. NW.) aufgenommen werden.

Datum	Seite	
Ministerpräsident		
6. 9. 1977	Bek. – Kanadisches Generalkonsulat, Düsseldorf	1371
Innenminister		
6. 9. 1977	RdErl. – Anerkennung ausländischer Pässe und Paßersatzpapiere; Pässe der Sozialistischen Republik Vietnam	1371

232340

I.

DIN 1054 - Baugrund;
zulässige Belastung des Baugrunds

RdErl. d. Innenministers v. 12. 8. 1977 - V B 3 - 470.100

1 Die überarbeitete Norm

Anlage 1 DIN 1054 (Ausgabe November 1976)
 - Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds -

wird als Richtlinie und

Anlage 2 DIN 1054 Beiblatt (Ausgabe November 1976)
 - Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds; Erläuterungen -

wird als Hinweis nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

Die Ausgaben November 1976 der Norm DIN 1054 und des zugehörigen Beiblattes ersetzen die früheren Ausgaben November 1969, die mit RdErl. d. Innenministers v. 10. 8. 1973 bauaufsichtlich eingeführt worden sind.

2 Bei Anwendung der Norm DIN 1054 (Ausgabe November 1976) ist folgendes zu beachten:

2.1 Zu Abschnitt 3

Baugrundkundungen durch Schürfe, Bohrungen und Sondierungen und die Entnahme von Proben erfordern gründliche Kenntnis und große Erfahrung.

Während der Bohrarbeiten muß ein hierfür befähigter Geräteträger ständig auf der Bohrstelle anwesend sein.

2.2 Institute für Erd- und Grundbau

Zur Prüfung der Standsicherheitsnachweise des Bauwerks gehört auch die Prüfung des Entwurfs und der Berechnung der Gründung sowie ggf. die Beurteilung der dabei verwendeten Versuchsergebnisse und Erfahrungswerte. Da die Gründung die Standsicherheit des Bauwerks wesentlich beeinflußt, ist die Beurteilung der Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk von erheblicher Bedeutung. Eine einwandfreie Beurteilung ist nur dann gewährleistet, wenn Entwurf und Berechnung der Gründung durch die gleiche Stelle geprüft werden, die den Standsicherheitsnachweis prüft (Bauaufsichtsbehörde, Prüfamt für Baustatik oder Prüfingenieur für Baustatik).

Soweit bei der prüfenden Stelle die zur Beurteilung der Größe der Setzungen und ihrer Auswirkung auf das Bauwerk sowie der Sicherheit gegen Gleiten, Kippen und Grundbuch erforderliche Sachkunde nicht vorhanden ist oder wenn hinsichtlich der verwendeten Annahmen oder der Berechnung zugrunde gelegten bodenmechanischen Kenngrößen Zweifel bestehen, sind von der prüfenden Stelle geeignete Sachverständige einzuschalten.

Die an der Prüfung beteiligten Institute bzw. Sachverständigen müssen Gewähr dafür bieten, daß sie die Prüfung unabhängig und unparteiisch durchführen. Sie dürfen sich insbesondere dann nicht beteiligen, wenn sie oder einer ihrer Mitarbeiter den Entwurf oder die Berechnung aufgestellt haben. Grundbauinstutute, die ihre Eignung für die genannten Aufgaben nachgewiesen haben, werden in ein „Verzeichnis der Institute für Erd- und Grundbau“ aufgenommen, das beim Institut für Bau-technik geführt und in seinem Mitteilungsblatt¹⁾ veröffentlicht und jeweils ergänzt wird.

3 Den RdErl. v. 10. 8. 1973 (MBI. NW. S. 1621/SMBI. NW. 232340), mit dem die Ausgaben November 1969 der Norm DIN 1054 und des zugehörigen Beiblattes bauaufsichtlich eingeführt worden sind, hebe ich auf.

4 Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, Anlage zum RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBI. NW. 2323), erhält in Abschnitt 5.1 folgende Fassung:

Eingeführt					
DIN	Ausgabe	Bezeichnung	als*)	durch	Fundstelle
1	2	3	4	5	6
1054	November 1976	Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds	R	12. 8. 1977	MBI. NW. S. 1306 SMBI. NW. 232340
1054	November 1976	Baugrund; zulässige Belastung des Baugrunds; Erläuterungen	H	12. 8. 1977	SMBI. NW. S. 1306 SMBI. NW. 232340

5 Weitere Stücke der Normblätter DIN 1054 und DIN 1054 Beiblatt können beim Beuth Verlag GmbH, Burggrafenstraße 4-7, 1000 Berlin 30, und Kamekestraße 2-8, 5000 Köln 1, bezogen werden.

¹⁾ zu beziehen beim Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf

DK 624.131.524

DEUTSCHE NORMEN

Anlage 1
November 1976Baugrund
Zulässige Belastung des BaugrundsDIN
1054

Diese Norm wurde von einem gemeinsamen Ausschuß der Arbeitsgruppen Einheitliche Technische Baubestimmungen (ETB) und Baugrund im Fachnormenausschuß Bauwesen ausgearbeitet. Sie ist den obersten Bauaufsichtsbehörden vom Institut für Bautechnik, Berlin, zur bauaufsichtlichen Einführung empfohlen worden.

Die Benennung „Last“ wird für Kräfte verwendet, die von außen auf ein System einwirken; das gilt auch für zusammengesetzte Wörter mit der Silbe „...Last“ (siehe DIN 1080 Teil 1).

Erläuterungen zu dieser Norm siehe DIN 1054 Beiblatt.

Inhalt

1 Zweck und Geltungsbereich
2 Begriffe
2.1 Arten des Baugrunds
2.2 Lasten
2.3 Baugrundverhalten
3 Feststellen der Schichtfolge und Beschaaffenheit des Baugrunds
3.1 Zeitpunkt der Untersuchung
3.2 Art und Umfang der Untersuchungen
4 Flächengründungen
4.1 Allgemeines
4.2 Ermittlung der zulässigen Bodenpressung für Regelfälle mit Hilfe von Tabellenwerten
4.3 Ermittlung der zulässigen Bodenpressungen durch Setzungs- und Grundbruchuntersuchungen
5 Pfahlgründungen
5.1 Begriffe
5.2 Allgemeines zum Entwurf
5.3 Maßgebende Einflüsse auf die Tragfähigkeit der Pfähle
5.4 Zulässige Belastung von Pfählen aus Probobelastungen (Ermittlung der Grenzlast)

1 Zweck und Geltungsbereich

Die Norm gibt an, wie weit ein Baugrund durch Flächen (siehe hierzu Abschnitt 4) oder Pfahlgründungen beansprucht werden darf, damit Bauwerke unter der Einwirkung von Kräften aus überwiegend ruhenden Lasten keine schädlichen Bewegungen erleiden. Die hierfür erforderlichen Baugrunduntersuchungen werden genannt.

Diese Norm gilt nicht für Bauwerke, die im Untertagebau hergestellt werden, für Erdbauten und für Gründungen von Starkstrom-Freileitungsmasten nach VDE 0210.

2 Begriffe**2.1 Arten des Baugrunds**

Der Baugrund wird wegen seines unterschiedlichen Verhaltens bei der Belastung durch Bauwerke für die Zwecke dieser Norm in gewachsenen Boden (Lockergestein), in Fels (Festgestein) und in geschütteten Boden unterteilt.

Frühere Ausgaben:

08.34, 08.40, 06.53x, 11.69

Änderung November 1976:

St-Einheiten aufgenommen; redaktionell überarbeitet. Ermittlung der zulässigen mittleren Bodenpressungen für Flächengründungen mit den Grundbruchberechnungen nach DIN 4017 Teil 1 und Teil 2 abgestimmt.

5.5 Zulässige Belastung von Druckpfählen aus Erfahrungswerten
5.6 Zulässige Belastung von Pfählen aus Berechnungsverfahren
5.7 Standsicherheit von pfahlgegründeten Bauwerken an einem Geländesprung
5.8 Durchführung der Probobelastung von Pfählen

Anhang A**Regeln für die einheitliche Vorbereitung und Durchführung von Probobelastungen, für die Messungen und Aufzeichnungen der Versuchsergebnisse**

A.1 Einbringen der Probepfähle
A.2 Zeitpunkt der Probobelastung
A.3 Belastungsvorrichtung
A.4 Messungen
A.5 Verlauf der Probobelastung
A.6 Zugversuche
A.7 Belastungsbericht
Mustervordruck 1
Mustervordruck 2

Weitere Normen

2.1.1 Gewachsener Boden

Ein Boden wird als gewachsen bezeichnet, wenn er durch einen abgeklußten, erdgeschichtlichen Vorgang entstanden ist. Folgende Hauptgruppen sind zu unterscheiden:

2.1.1.1 Nichtbindige Böden, wie Sand, Kies, Steine und ihre Mischungen, wenn der Gewichtsanteil der Bestandteile mit Korngrößen unter 0,06 mm 15 % nicht übersteigt. Dem entsprechen die grobkörnigen Böden (GE, GW, GI, SE, SW, SI) und die gemischt-körnigen Böden (GU, GT, SU) nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970, Tabelle 1.

2.1.1.2 Bindige Böden, wie Tone, tonige Schluffe und Schluffe sowie ihre Mischungen mit nichtbindigen Böden (gemischt-körnige Böden mit größerem Feinanteil), wenn der Gewichtsanteil der bindigen Bestandteile mit Korngrößen unter 0,06 mm größer als 15 % ist (z.B. sandiger Ton, sandiger Schluff, Lehm, Mergel). Dem entsprechen die feinkörnigen Böden (UL, UM, TL, TM, TA) und die gemischt-körnigen Böden SÜ, ST, SÜ, GU und GT nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970, Tabelle 1.

2.1.1.3 Organische Böden wie Torf oder Faulschlamm und anorganische Böden der in den Abschnitten 2.1.1 und 2.1.1.2 genannten Gruppen mit organischen Beimengungen tierischer oder pflanzlicher Herkunft, wenn deren Gewichtsanteil bei nichtbindigen Böden mehr als 3%, bei bindigen mehr als 5% beträgt (z.B. humoser Sand, Faulschlamm oder torfhaltiger Sand, organischer Schluff oder Ton, Klei). Dem entsprechen die organogenen bzw. organischen Böden nach DIN 18196, Ausgabe Juni 1970, Tabelle 1.

2.1.2 Fels

Im Rahmen dieser Norm werden alle Festgesteine mit dem Sammelbegriff „Fels“ benannt.

2.1.3 Geschütteter Boden

Ein Boden wird als geschüttet bezeichnet, wenn er durch Aufschütten oder Aufspülen entstanden ist. Zu unterscheiden sind:

2.1.3.1 Unverdichtete Schüttungen beliebiger Zusammensetzung.

2.1.3.2 Verdichtete Schüttungen aus nichtbindigen oder bindigen Bodenarten oder aus anorganischen Schüttgütern (z.B. Bauschutt, Schlacke, Erzrückstände), wenn die Schüttungen ausreichend verdichtet worden sind (siehe Abschnitt 4.2.3).

2.2 Lasten

Der Baugrund wird durch ständige Lasten und durch Verkehrslasten beansprucht.

Zu den ständigen Lasten zählen unter anderem die Eigenlast des Bauwerks, ständig wirkende Erddrücke, Erdlasten und Wasserdrücke (z.B. auch Strömungsdruck aus Grundwassergefälle).

Zu den Verkehrslasten zählen unter anderem Lasten nach DIN 1055 Teil 3 und DIN 1072, wechselnde Erd- und Wasserdrücke und Eisdruck.

Lasten, die durch Veränderungen der Umgebung des Bauwerks, z.B. durch Baumaßnahmen, durch Belastungsänderungen oder durch Grundwassersenkungen entstehen, zählen je nach ihrer Dauer zu den ständigen Lasten oder zu den Verkehrslasten.

Folgende Lastfälle können unterschieden werden, wobei die Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens in voller rechnerischer Größe und die Dauer und Häufigkeit ihrer Ursache maßgebend sind:

Lastfall 1:

Ständige Lasten und regelmäßig auftretende Verkehrslasten (auch Wind).

Lastfall 2:

Außer den Lasten des Lastfalls 1 gleichzeitig, aber nicht regelmäßig auftretende große Verkehrslasten; Belastungen, die nur während der Bauzeit auftreten.

Außerdem in Sonderfällen

Lastfall 3:

Außer den Lasten des Lastfalls 2 gleichzeitig mögliche außерplanmäßige Lasten (z.B. durch Ausfall von Betriebs- und Sicherungsvorrichtungen oder bei Belastung infolge von Unfällen).

2.3 Baugrundverhalten

Der Baugrund verformt sich durch die von der Last des Bauwerks hervorgerufenen Kräfte entsprechend seiner Zummendrückbarkeit und Scherfestigkeit. Lotrechte Fundamentlasten verursachen zunächst vor allem lotrechte Verschiebungen (Setzungen).

Mit zunehmender Last wird der Boden auch seitlich verdrängt, bis das Fundament schließlich beim Erreichen der

Bruchlast im Boden versinkt, wobei es auch seitlich ausweichen kann (Grundbruch).

Wandert der Punkt, in dem die Resultierende der äußeren Kräfte die Sohle trifft, über den Rand des Kerns (siehe Bild 1) hinaus, so entsteht eine „klaffende Fuge“ und eine rasch anwachsende Sohldruckspannung im Druckbereich, die zum Grundbruch führen kann.

Im theoretischen Grenzfall des unnachgiebigen Untergrunds dreht sich das Fundament ohne vorausgehende Bodenverformung und Grundbruch um seine Kante, sobald die Resultierende sie überschreitet (Kippen).

Bei zu starker Neigung der Resultierenden gegen die Lotrechte tritt durch Überwinden des Widerstandes zwischen Sohle und Boden Gleiten ein.

2.3.1 Setzungen

Infolge der Lasten entstehen bei ausreichender Grundbruchsicherheit Setzungen überwiegend durch Zusammendrücken der Bodenschichten. Auch waagerechte Lasten können Setzungen verursachen.

Gleichmäßige Setzungen gefährden die Standsicherheit und Nutzung eines Bauwerks im allgemeinen nicht und führen auch zu keinen Setzungsschäden. Diese können jedoch bei ungleichmäßigen Setzungen von Bauwerksteilen auftreten, die bei Spannungsüberlagerungen, bei ungleichmäßiger Bodenzusammensetzung, unterschiedlicher Dichte und ungleichmäßiger Schichtenausbildung und bei unregelmäßigen Fundamentformen, unterschiedlichen Gründungstiefen, unterschiedlicher und ausmittiger Belastung im Untergrund zu erwarten sind.

2.3.1.1 Setzungen bei nichtbindigen Böden nach Abschnitt 2.1.1

Das Korngerüst wird je nach der vorhandenen Lagerungsdichte durch Umlagerung der Bodenteilchen zusammengedrückt. Die Setzungen treten deshalb nahezu voll beim Aufbringen der Last, d.h. während der Bauzeit, auf. Sie sind meist kleiner als bei bindigen Böden. Durch dynamische Einflüsse oder durch aufsteigendes Grundwasser kann der durch innere Reibung bedingte Widerstand des Bodens gegen die Kornumlagerung beträchtlich vermindert werden.

2.3.1.2 Setzungen bei bindigen Böden nach Abschnitt 2.1.2

Das Maß der Setzung hängt von der Verformbarkeit des Korngerüstes ab. Der Verlauf der Setzung wird je nach der Zeit, die für das Verdrängen des Porenwassers erforderlich ist, verzögert (Konsolidierung) und kann je nach Durchlässigkeit des Bodens lange über die Bauzeit hinausreichen. Dabei tritt ein Porenwasserüberdruck auf, dessen Abklingen bei gleichzeitiger Porenwasserabgabe ein Maß für die Konsolidierung des Bodens ist.

Dynamische Kräfte verursachen in bindigen Böden um so geringere Setzungen, je größer die Konsistenzzahl und die Plastizitätszahl des Bodens sowie die Belastungsgeschwindigkeit sind. Ihr Einfluß auf die Setzungen kann deshalb im allgemeinen außer Betracht bleiben, jedoch nicht der Einfluß der Baugrundelastizität auf die Schwingungen bei Schornsteinen und Türmen.

2.3.2 Grundbruch

Die Grundbruchgefahr wächst mit abnehmender Breite und Einbindetiefe der Fundamente, mit abnehmender Scherfestigkeit des Bodens sowie mit zunehmender Exzentrizität und Neigung der Last. Sie nimmt bei steigendem Grundwasserspiegel und abnehmender Wichte des Bodens zu.

Die Grundbruchgefahr wird bei bindigen Böden mit hohem Wassersättigungsgrad außerdem dadurch erhöht, daß die Scherfestigkeit bei schneller Belastung der Fundamente infolge des Porenwasserüberdrucks nicht entsprechend der Zunahme der Druckspannungen anwächst.

Bei Bauwerken an einem Geländesprung bzw. in oder auf einer Böschung kann der Grundbruch als Gelände- bzw. Böschungsbruch eintreten (siehe DIN 4084 Teil 1 (Vornorm) und Teil 2 (Vornorm)).

2.3.3 Kippen

Das Kippen von Fundamenten wird durch die Festlegungen über die Ausmittigkeit der Last nach Abschnitt 4.1.3.1 und die geforderte Grundbruchsicherheit vermieden, wenn alle Einflüsse zutreffend berücksichtigt sind. Unter diesen Voraussetzungen ist z. B. bei Fundamenten mit geschlossener Sohlfläche, die einen doppelt-symmetrischen Querschnitt haben, kein zusätzlicher Nachweis erforderlich. Die Kippsicherheit des Gesamtbauwerks oder der oberhalb des Fundaments befindlichen Bauteile bleibt davon unberührt.

Bei Baukörpern, bei denen eine relativ kleine Veränderung der Belastung die Exzentrizität der Resultierenden erheblich vergrößern kann, sind besondere Untersuchungen erforderlich.

Bei Baukörpern großer Schlankheit oder mit weit über die Sohlfläche auskragenden Bauteilen kann die ursprünglich vorhandene Kippsicherheit durch eine Schwerpunktverschiebung des Bauwerks infolge ungleichmäßiger Setzung vermindert werden.

2.3.4 Gleiten

Das Bauwerk gleitet, wenn die waagerechte Komponente der in der Sohlschnittfläche oder in einer darunter befindlichen Schnittfläche angreifenden resultierenden Kraft größer ist als die entgegenwirkende Scherkraft. Die Gleitgefahr wird durch den Erdwiderstand vor dem Bauwerk verhindert (siehe Abschnitt 4.1.2, letzter Absatz).

3 Feststellen der Schichtfolge und Beschaffenheit des Baugrunds

3.1 Zeitpunkt der Untersuchung

Möglichst vor dem Aufstellen der Baupläne, jedenfalls aber ehe Gründungstiefe, Gründungsart und Abmessungen der Gründungskörper sowie die Art der aufgehenden Konstruktion endgültig festgelegt werden, muß der Aufbau des Bodens unterhalb der in Aussicht genommenen Gründungssohle, bei Pfahlgründungen auch unterhalb der Pfahlspitzen, ausreichend bekannt sein.

3.2 Art und Umfang der Untersuchungen

Art, Beschaffenheit, Ausdehnung, Lagerung und Mächtigkeit der Bodenschichten sind durch Schürfe, Bohrungen und Sondierungen festzustellen, sofern die örtlichen Erfahrungen keinen ausreichenden Aufschluß geben. Die Normen DIN 4021 Teil 1 bis Teil 3, DIN 4022 Teil 1, DIN 4023, DIN 4094 Teil 1, DIN 4094 Teil 2 (Vornorm) und DIN 18 196 sind hierbei zu beachten.

3.2.1 Bohrungen und Sondierungen geben eine Übersicht über die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse des Baugeländes. Sie werden zunächst in großen Abständen als Hauptbohrungen ausgeführt. Nach den gewonnenen Ergebnissen werden dann Zusatzbohrungen oder Sondierungen zwischengeschaltet. Das Netz der Bohrungen und Sondierungen soll so eng sein, daß es über Lage, Neigung und Dicke der Schichten des Baugrunds, über ihre Zusammensetzung und über ihre Beschaffenheit und Gleichmäßigkeit Aufschluß gibt. Die Hauptbohrungen sind so tief zu führen, daß eine tragfähige Schicht in ausreichender Dicke (siehe Abschnitt 3.2.2) nachgewiesen wird. Die Zusatzbohrungen oder Sondierungen können abgebrochen werden, wenn sie diese Schicht erreicht haben.

3.2.2 Bohrungen für einzelne Bauwerke sind innerhalb und in nächster Umgebung der Grundfläche des geplanten Bauwerks niederzubringen. Wurden vorher Erkundungsbohrungen durchgeführt, so richten sich Lage, Tiefe und Anzahl nach ihrem Ergebnis, sonst nach Form und Abmessung des Bauwerksgrundrisses, der Last des Bauwerks,

seiner Lage zu benachbarten Bauwerken und der Regelmäßigkeit der Bodenschichten. Der Abstand der Bohrungen sollte nicht größer als 25 m sein. Die Bohrungen sind so tief zu führen, daß alle Schichten erfaßt werden, von denen die Setzungen des Bauwerks oder seiner Teile wesentlich beeinflußt werden können. Sie sind um so tiefer zu führen, je größer die Bauwerkslast und die Empfindlichkeit des Bauwerks gegen Setzungen sind.

In gewachsenem, nicht felsigem Untergrund genügt im allgemeinen eine Tiefe, die – von der Fundamentsohle ab gerechnet – bei Einzelgründungskörpern (auch Streifenfundamente, Fundamente unter Kranbahnen, Kaimauern, Brückenwiderlagern und dergleichen) das Dreifache, bei Plattengründungen das Eineinhalbfache der Sohlbreite, in beiden Fällen aber mindestens 6 m beträgt.

Bei Bauwerken mit mehreren Gründungskörpern, deren Einfluß sich in den tieferen Schichten überlagert, soll die Bohrtiefe – von der Gründungssohle ab gerechnet – gleich der dreifachen größten Breite der Gründungskörper oder gleich der eineinhalbfachen Bauwerksbreite gewählt werden, wobei der ungünstigere Wert maßgebend ist. Außerdem muß die Bohrtiefe bis mindestens 6 m unter Gründungssohle reichen.

3.2.3 Die Bohrungen sind tiefer zu führen und gegebenenfalls auch dichter zu setzen als in den Abschnitten 3.2.1 und 3.2.2 angegeben, wenn die geologischen und hydrologischen Verhältnisse, die Oberflächengestalt (z. B. Böschungen) oder die Beeinflussung der Nachbarbebauung es verlangen.

3.2.4 Bei nachweislich regelmäßigen Schichtenverlauf genügt es, von den notwendigen Bohrungen nur einen Teil bis zu der in Abschnitt 3.2.2 angegebenen Tiefe zu führen. Die übrigen Bohrungen müssen aber mindestens 6 m unter die Gründungssohle geführt werden. Sie können durch Sondierungen ersetzt werden, wenn die vorhandenen Bohrungen eine sichere Deutung der Sondierergebnisse ermöglichen.

3.2.5 Bei Pfahlgründungen sind die Bohrtiefen von der Pfahlfußebene an zu rechnen, wobei die in Abschnitt 3.2.2 genannte Bohrtiefe um etwa ein Drittel verringert werden darf.

3.2.6 Liegen vor Durchführung der Bohr- und Schürfarbeiten eindeutige Angaben über den geologischen Aufbau (Verlauf, Gleichmäßigkeit und Eigenschaften der einzelnen Schichten) vor, dann kann die Anzahl der Bohrungen oder Schürfe, in Einzelfällen auch ihre Tiefe, verringert werden. Die Verringerung muß nachprüfbar begründet werden.

4 Flächengründungen

Als Flächengründungen werden Gründungen bezeichnet, die in der Sohlfläche senkrechte, geneigte, mittige und ausmittige Kräfte abtragen, und zwar sowohl bei Flach- als auch bei Tiefgründungen.

Die zulässige Belastung des Baugrunds durch Flächengründungen ist bei lotrechter Belastung begrenzt durch die für das Bauwerk erträglichen Setzungen bzw. Setzungunterschiede und durch die Grundbruchsicherheit unter Beachtung der Ausmittigkeit und Neigung der Resultierenden sowie der Belastungsgeschwindigkeit. Bei Schrägbelastung muß außerdem eine ausreichende Sicherheit gegen Gleiten vorhanden sein.

Im Regelfall kann die zulässige Belastung des Baugrunds durch Flächengründungen mit Hilfe von Tabellenwerten nach Abschnitt 4.2 ermittelt werden, wobei eine Grundbruchberechnung entfällt. Abschnitt 2.3.2, letzter Absatz, ist jedoch zu beachten. Eine Setzungsberechnung wird nur dann erforderlich, wenn der Einfluß benachbarter Fundamente zu berücksichtigen ist. Wenn die Voraussetzungen nach Abschnitt 4.2 nicht gegeben sind oder die Werte für die zulässigen Bodenpressungen nach Abschnitt 4.2 überschritten werden sollen, ist ein genauerer Nachweis nach Abschnitt 4.3 erforderlich.

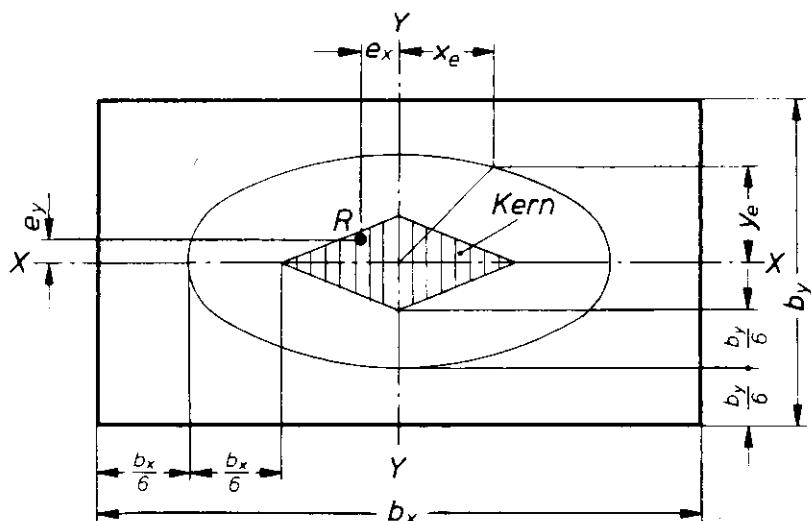


Bild 1. Grundriß eines rechteckigen Fundaments; Bezeichnungen bei zweiachsiger Verkantung

4.1 Allgemeines

4.1.1 Lage und Ausbildung der Gründungssohle

Die Gründungssohle muß frostfrei liegen, mindestens aber 0,8 m unter Gelände.

Hiervon darf abgewichen werden

- bei Bauwerken von untergeordneter Bedeutung (z. B. Einzelgaragen, einstöckige Schuppen, Bauwerke für vorübergehende Zwecke u. ä.) und geringer Flächenbelastung
- bei Gründungen auf nicht angewittertem Fels in gleichmäßig fest gelagertem Verband.

Der Baugrund muß gegen Auswaschen oder Verringerung seiner Lagerungsdichte durch strömendes Wasser gesichert sein.

Bindiger Boden muß während der Bauzeit gegen Aufweichen und Auffrieren gesichert sein.

4.1.2 Lastannahmen

Beim Entwurf der Gründungskörper ist die Verteilung der Bodenpressungen infolge der unter Abschnitt 2.2 genannten Lasten wie folgt anzunehmen:

- beim Nachweis der zulässigen Bodenpressungen nach Abschnitt 4.2 sowie bei einem Grundbruchnachweis als gleichmäßig verteilt;
- bei Ermittlung der Schnittkräfte sowie beim Setzungsnachweis als geradlinig verteilt;
- bei der Bemessung von biegeweichen Gründungsplatten und Gründungsbalken nach DIN 4018.

Stoßzahlen und Schwingbeiwerte brauchen nur bei der Schnittkraftermittlung unmittelbar befahrener Fundamente in die Verkehrslasten eingerechnet zu werden.

Bei der Bestimmung der resultierenden Kraft in der Gründungssohle darf auch die lotrecht wirkende Komponente des aktiven Erddrucks berücksichtigt werden.

Der Erdwiderstand darf nur dann als Reaktionskraft waagerechter Kräfte oder eines Drehmoments herangezogen werden, wenn das Fundament ohne Gefahr eine Verschiebung erfahren kann, die hinreicht, den erforderlichen Erdwiderstand wachzurufen. Der für die Mobilisierung des Erdwiderstands in Anspruch genommene gewachsene Boden muß eine mindestens mittlere Lagerungsdichte oder steife Konsistenz haben. Für geschüttete Böden gelten die Forderungen zu Abschnitt 4.2.3 sinngemäß. Der Boden darf weder vorübergehend noch dauernd entfernt werden, solange die ursächlichen Kräfte wirken.

4.1.3 Standsicherheit

4.1.3.1 Die aus den ständigen Lasten resultierende Kraft muß die Sohle im Kern schneiden, so daß keine klappende Fuge auftritt.

Die aus der Gesamtlast resultierende Kraft darf in begrenztem Umfang ein Klaffen der Sohfuge verursachen, und zwar höchstens bis zum Schwerpunkt der Sohle. Bei Fundamenten, deren Grundriß einen rechteckigen oder kreisförmigen Vollquerschnitt hat, muß sie die Sohle innerhalb eines Bereichs schneiden, der begrenzt ist durch:

- für den rechteckigen Vollquerschnitt (siehe Bild 1)

$$\left(\frac{x_e}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{y_e}{b_y}\right)^2 = \frac{1}{9}$$

- für den kreisförmigen Vollquerschnitt

$$\frac{r_e}{r} = 0,59$$

Hierbei sind e_x und e_y die Ausmittigkeiten der Kraft in Richtung der Fundamentachsen x und y mit den höchstzulässigen Werten x_e und y_e , b_x und b_y die dazugehörigen Fundamentbreiten, r der Radius bei kreisförmigen Fundamenten.

4.1.3.2 Die Grundbruchsicherheit η_p eines Fundaments muß mindestens sein:

Lastfall	1	2	3
η_p	2	1,5	1,3

Bei Ringfundamenten ist die Ringbreite für die Ermittlung der Grundbruchsicherheit maßgebend.

Bei Fundamentgrundrisse mit durchbrochener Sohle sind die äußeren Abmessungen maßgebend, solange die Summe der Aussparungen nicht mehr als 20% der gesamten umrissten Sohlefläche ausmacht (Richtwert).

Bei Bauwerken der in Abschnitt 2.3.3, Absatz 3, beschriebenen Art oder mit überwiegend waagerechter Beanspruchung des Gründungskörpers ist nachzuweisen, daß bei einer Schiefstellung des Bauwerks mit $\tan \alpha = \frac{W}{h_s \cdot A}$ für den Lastfall 1 noch eine Sicherheit von $\eta_p = 1,5$, für den Lastfall 2 noch eine Sicherheit von $\eta_p = 1,3$ vorhanden ist. Hierbei ist:

W Widerstandsmoment

A Inhalt der Sohle

h_s Höhe des Bauwerksschwerpunkts über der Sohle

4.1.3.3 Die Gleitsicherheit η_g eines Fundaments ist das Verhältnis der Resultierenden der horizontalen Reaktionskräfte (Sohlwiderstandskraft H_s und, gegebenenfalls, ein Teil E_{pr} der Erdwiderstandskraft E_p) zur Resultierenden H der horizontalen Aktionskräfte:

$$\eta_g = \frac{H_s + E_{pr}}{H}$$

Falls der Horizontalschub H nach zwei Richtungen x und y gleichzeitig wirkt, wird $H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$ als Kraftgröße eingesetzt.

Für H_s ist einzusetzen:

- a) wenn in dem Boden, in dem das Gleiten auftritt, keine Porenwasserdrücke wirken (Boden konsolidiert; kein Sohlwasserdruck),

$$H_s = V \cdot \tan \delta_{sf}$$

wobei δ_{sf} der Sohlreibungswinkel im Grenzzustand ist, für den bei Ortbetonfundamenten $\delta_{sf} = \varphi'$ (φ' nach DIN 18 137 Teil 1 (Vornorm)), bei den Sohlfächern von

Betonfertigteilen $\delta_{sf} = \frac{2}{3} \cdot \varphi'$ eingesetzt werden darf; dabei darf eine Kohäsion c' nicht berücksichtigt werden,

- b) wenn in dem Boden, in dem das Gleiten auftritt, Porenwasserdrücke wirken (Boden nicht konsolidiert; Sohlwasserdruck),

$$H_s = V' \tan \delta_{sf}$$

wobei V' die in der Sohlfäche oder kritischen Schnittfläche (siehe Abschnitt 2.3.4) wirksame Normalkraft ist, die sich aus der äußeren Normalkraft nach Abzug der Kraftresultierenden aus dem Porenwasserüberdruck ergibt; δ_{sf} wie unter a);

oder

$$H_s = A \cdot c_u$$

wobei A die für die Kraftübertragung in Frage kommende Fläche, gegebenenfalls unter Berücksichtigung der Reduktion nach Abschnitt 4.2.1 und c_u der Scherparameter des undrainierten Bodens bei vollem Porenwasserüberdruck nach DIN 18 137 Teil 1 (Vornorm) sind.

Die Gleitsicherheit η_g muß mindestens sein:

Lastfall	1	2	3
η_g	1,5	1,35	1,2

Zum Ansatz des Erdwiderstands siehe auch Abschnitte 2.3.4 und 4.1.2. Für E_{pr} darf höchstens $0,5 E_p$ eingesetzt werden.

4.1.3.4 Die Sicherheit η_a eines Gründungskörpers gegen Auftrieb muß mindestens sein:

Lastfall	1	2	3
η_a	1,1	1,1	1,05

Dabei ist vorausgesetzt, daß diese Sicherheit allein auf der Wirkung der Eigenlasten über der Gründungssohle beruht (siehe DIN 1055 Teil 1, Ausgabe März 1963, Abschnitt 1) und der maßgebende Grundwasserspiegel festliegt. Bei Berücksichtigung der seitlichen Bodenreaktion muß in den Lastfällen 1 und 2 eine um 0,3, im Lastfall 3 eine um 0,15 erhöhte Sicherheit nachgewiesen werden.

4.2 Ermittlung der zulässigen Bodenpressung für Regelfälle mit Hilfe von Tabellenwerten

Können die Eigenschaften des Bodens auf Grund von Baugrunderkundungen nach Abschnitt 3 zuverlässig einge-

schatzt werden, so dürfen die zulässigen Bodenpressungen nach den Abschnitten 4.2.1 und 4.2.2 bestimmt werden, wenn

- a) die Baugrundverhältnisse mindestens bis in eine Tiefe unter Gründungssohle annähernd gleichmäßig sind, die der zweifachen Fundamentbreite entspricht und Geländeoberfläche und Schichtgrenze annähernd waagerecht verlaufen;

- b) das Fundament nicht überwiegend oder regelmäßig dynamisch beansprucht wird.

Ist die Einbindetiefe auf allen Seiten des Gründungskörpers größer als 2 m, so darf die Bodenpressung um die Spannung erhöht werden, die sich aus der der Mehrtiefe entsprechenden Bodenbelastung ergibt. Dabei gilt Abschnitt 4.1.2, letzter Satz, sinngemäß.

Sind die Voraussetzungen a) und b) nicht gegeben, so ist nach Abschnitt 4.3 zu verfahren, sofern es sich nicht um Fels handelt.

4.2.1 Zulässige Bodenpressung bei nichtbindigem Baugrund

Die Angaben gelten für nichtbindigen Boden nach Abschnitt 2.1.1.1 bei einer Tragfähigkeit, die vorhanden ist bei

- a) einer Lagerungsdichte $D \geq 0,3$ in

- eng gestuften grobkörnigen Böden (Bodengruppe SE und GE nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970) mit einem Ungleichförmigkeitsgrad $U \leq 3$ sowie
- gemischtkörnigen Böden mit geringem Feinkornanteil, d. h. mit bis zu 15 Gew.-% Körnern $\leq 0,06$ mm (Bodengruppen SU, GU, GT nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970) mit einem Ungleichförmigkeitsgrad $U \leq 3$;

- b) einer Lagerungsdichte $D \geq 0,45$ in

- eng-, weit- und intermittierend gestuften grobkörnigen Böden (Bodengruppen SE, SW, SI, GE, GW, GI nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970) mit $U > 3$ sowie
- gemischtkörnigen Böden mit geringem Feinkornanteil, d. h. mit bis zu 15 Gew.-% Körnern $\leq 0,06$ mm, (Bodengruppen SU, GU, GT nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970) mit einem Ungleichförmigkeitsgrad $U > 3$.

Der Nachweis hierzu ist nach örtlicher Erfahrung durch Sonderungen oder durch Probennahme und Laborversuche zu erbringen.

Die Werte der Tabellen 1 und 2 gelten ferner nur für Fundamente mit lotrechten und mittigem Lastangriff. Bei außer mittigem Lastangriff ist die Fundamentfläche auf eine Teilfläche A' zu verkleinern, deren Schwerpunkt der Lastangriffspunkt ist. Bei Rechteckfundamenten sind die Seitenlängen dieser Teilfläche den Fundamentseiten parallel und gegenüber den Fundamentseitenlängen um die doppelte Größe der Lastexzentrität verkleinert. Die zulässige Sohldruckspannung ist dann auf die kleinere der reduzierten Seitenlängen b' zu beziehen.

Die zulässige Bodenpressung ist nach Abschnitt 4.3 zu bestimmen, wenn:

- c) bei Fundamenten, bei denen außer lotrechten Lasten V auch waagerechte Lasten H angreifen ($H/V = \tan \delta_s$), die Einbindetiefe $t < 1,4 b \tan \delta_s$ (b Fundamentbreite) ist,
- d) der maßgebende Grundwasserspiegel höher als die Fundamentsohle liegt und die kleinste Einbindetiefe $t < 0,8$ m bzw. $t < b$ ist.

4.2.1.1 Zulässige Bodenpressung für setzungsempfindliche Bauwerke (siehe Tabelle 1)

Bei Bauwerken, deren Fundamente sich nicht unabhängig voneinander setzen können, sondern die in ihrem Setzungsverhalten durch den Überbau wechselseitig beeinflußt wer-

den (statisch unbestimmt gelagerte Konstruktionen, z. B. Wohn- und Geschäftshäuser), oder bei denen ungleichmäßige Setzungen schädlich sind oder die Nutzung beeinträchtigen, sind für Streifenfundamente die zulässigen Bodenpressungen nach Tabelle 1 zu verwenden.

Zwischenwerte dürfen in der Tabelle geradlinig eingeschaltet werden. Wenn bei ausmittiger Belastung die kleinere reduzierte Seitenlänge $b' < 0,5$ m wird, dürfen die Tabellenwerte hierfür geradlinig extrapoliert werden.

Die angegebenen Bodenpressungen können zu Setzungen führen, die bei Fundamentbreiten bis 1,5 m ein Maß von etwa 1 cm, bei breiteren Fundamenten ein Maß von etwa 2 cm nicht übersteigen. Bei wesentlicher gegenseitiger Beeinflussung benachbarter Fundamente können sich die Setzungen vergrößern.

Bei Fundamentbreiten zwischen 3 m und 5 m müssen die Werte in der letzten Spalte der Tabelle 1 um 10% je Meter zusätzlicher Fundamentbreite vermindert werden, falls solche Fundamente überschlägig mit Hilfe von Werten nach der Tabelle bemessen werden. Die so ermittelten Werte für Erhöhungen und Abminderungen gelten als Tabellenwerte. Bei größeren Fundamentbreiten als 5 m ist nach Abschnitt 4.3 vorzugehen.

Tabelle 1. Nichtbindiger Baugrund und setzungsempfindliches Bauwerk

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Zulässige Bodenpressung in kN/m ²) bei Streifenfundamenten mit Breiten b bzw. b' von					
	0,5 m	1 m	1,5 m	2 m	2,5 m	3 m
0,5	200	300	330	280	250	220
1	270	370	360	310	270	240
1,5	340	440	390	340	290	260
2	400	500	420	360	310	280
bei Bauwerken mit Gründungstiefen t ab 0,3 m und mit Fundamentbreiten b ab 0,3 m	150					

¹⁾ Für Kraftgrößen wird nach DIN 1301 die Einheit kN (Kilonewton) 1 kN = 10³ N verwendet (1 kN = 1000/9,80665 kp, 1 kN ≈ 100 kp bzw. 1 kN/m² = 0,010 kp/cm²)

4.2.1.2 Zulässige Bodenpressung für setzungsunempfindliche Bauwerke (siehe Tabelle 2)

Die Werte nach Tabelle 2 dürfen für Streifenfundamente verwendet werden, deren Setzung für die Konstruktion des Bauwerks unschädlich ist.

Zwischenwerte dürfen geradlinig eingeschaltet werden. Wenn bei ausmittiger Belastung die kleinere reduzierte Seitenlänge $b' < 0,5$ m wird, dürfen die Tabellenwerte geradlinig extrapoliert werden. Die Werte für die Fundamentbreite 2 m dürfen auch bei größeren Breiten angewendet werden. Die genannten Bodenpressungen können bei Fundamentbreiten bis 1,5 m zu Setzungen von etwa 2 cm, bei breiteren Fundamenten zu wesentlich größeren Setzungen führen.

Bei wesentlicher gegenseitiger Beeinflussung benachbarter Fundamente können sich die Setzungen vergrößern.

Die nach Abschnitt 4.2.1.2 ermittelten Werte gelten als Tabellenwerte für Erhöhungen nach Abschnitt 4.2.1.3 oder Abminderungen nach Abschnitt 4.2.1.4.

Tabelle 2. Nichtbindiger Baugrund und setzungsunempfindliches Bauwerk

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Zulässige Bodenpressung in kN/m ²) bei Streifenfundamenten mit Breiten b bzw. b' von			
	0,5 m	1 m	1,5 m	2 m
0,5	200	300	400	500
1	270	370	470	570
1,5	340	440	540	640
2	400	500	600	700
bei Bauwerken mit Gründungstiefen t ab 0,3 m und mit Fundamentbreiten b ab 0,3 m	150			

¹⁾ 1 kN/m² = 0,010 kp/cm²

4.2.1.3 Erhöhung der Werte der Tabellen 1 und 2

a) Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis unter 2 und bei Kreisfundamenten dürfen die Werte der Tabellen 1 und 2 um 20% erhöht werden. Die Werte der Tabelle 2 und die Werte in den beiden ersten Spalten der Tabelle 1 dürfen jedoch nur erhöht werden, wenn die Einbindetiefe mindestens das 0,6fache der Fundamentbreite b bzw. b' beträgt.

b) Die in den Tabellen 1 und 2 angegebenen Werte dürfen bis zu 50% erhöht werden, wenn durch Untersuchungen bis in eine Tiefe entsprechend der doppelten Länge der kleineren Fundamentseite, jedoch nicht weniger als 2 m unter der Gründungssohle, zuverlässig und in angemessenem Umfang eine Tragfähigkeit des Bodens nachgewiesen wird, die bei einer Lagerungsdichte $D > 0,5$ für Böden nach Abschnitt 4.2.1, a) bzw. bei einer Lagerungsdichte $D > 0,65$ für Böden nach Abschnitt 4.2.1, b) vorhanden ist.

Anmerkung: Die Entscheidung hierüber erfolgt durch Sondierungen oder durch den Nachweis an Sonderproben.

Die Erhöhungen der Tabellenwerte sind nur für Fundamentbreiten $b \geq 0,5$ m und Einbindetiefen $t \geq 0,5$ m zulässig. Sie beziehen sich stets nur auf die Werte in den Tabellen 1 und 2, bzw. auf die für größere Fundamentbreiten daraus abgeleiteten Tabellenwerte, und sind gegebenenfalls zu addieren.

4.2.1.4 Herabsetzung der Werte der Tabelle 2

a) Ist der Abstand d zwischen maßgebendem Grundwasserspiegel und Gründungssohle kleiner als die maßgebende Fundamentbreite b bzw. b', dann sind die Werte der Tabelle 2 zu verringern, und zwar um 40%, wenn der Grundwasserspiegel das Fundament berührt ($d = 0$). Zwischenwerte (d/b zwischen 0 und 1) sind geradlinig einzuschalten. Liegt der Grundwasserspiegel über der Gründungssohle, gelten die Werte für $d = 0$, solange die Gründungstiefe t größer als 0,8 m und außerdem größer als die Fundamentbreite b ist.

b) Wirken auf einen Gründungskörper außer lotrechten Kräften V auch waagerechte Kräfte H ein, so sind die Werte

in Tabelle 2 bzw. die erhöhten oder herabgesetzten Tabellenwerte mit dem Abminderungsfaktor $\left(1 - \frac{H}{V}\right)^2$ zu multiplizieren.

Wirkt H parallel zur langen Fundamentseite, darf mit dem Abminderungsfaktor $\left(1 - \frac{H}{V}\right)$ multipliziert werden, sofern das Seitenverhältnis größer als 2 ist.

Hierin ist H die Summe der angreifenden Horizontalkräfte ohne Berücksichtigung des Erdwiderstands.

Die Werte nach Tabelle 1 dürfen unverändert verwendet werden, solange sie nicht größer sind als die herabgesetzten Werte der Tabelle 2. Andernfalls sind letztere maßgebend.

4.2.2 Zulässige Bodenpressungen bei bindigem Baugrund

Die Werte in den Tabellen 3 bis 6 gelten für Streifenfundamente auf einem bindigen Boden von steifem ($0,75 < I_C < 1,0$), halbfestem ($I_C \geq 1$) oder festem Zustand, der durch die Baumaßnahmen nicht beeinträchtigt werden darf. Dabei darf das Verhältnis von $H : V$ nicht größer als 1 : 4 sein. Wegen der Definition der Zustandszahl I_C (Konsistenzzahl) siehe DIN 18 122 Teil 1, Ausgabe April 1976, Abschnitt 3.4.

Anmerkung: Die Zustandsform eines bindigen Bodens kann im Feldversuch wie folgt ermittelt werden (siehe DIN 4022 Teil 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 9):

- Breiig ist ein Boden, der beim Pressen in der Faust zwischen den Fingern hindurchquillt.
- Weich ist ein Boden, der sich leicht kneten lässt.
- Steif ist ein Boden, der sich schwer kneten, aber in der Hand zu 3 mm dicken Röllchen ausrollen lässt, ohne zu reißen oder zu zerbröckeln.
- Halbfest ist ein Boden, der beim Versuch, ihn zu 3 mm dicken Röllchen auszurollen, zwar bröckelt und reißt, aber doch noch feucht genug ist, um ihn erneut zu einem Klumpen formen zu können.
- Fest (hart) ist ein Boden, der ausgetrocknet ist und dann meist heller aussieht. Er lässt sich nicht mehr kneten, sondern nur zerbrechen. Ein nochmaliges Zusammenballen der Einzelteile ist nicht mehr möglich.

Bei einem Untergrund von steifer Konsistenz setzt die Anwendung der Tabellenwerte voraus, daß die Fundamentbelastung nur allmählich wächst. Wird das Fundament innerhalb sehr kurzer Zeit voll belastet oder ist die Konsistenz des Baugrunds weicher als steif, so ist die zulässige Bodenpressung nach Abschnitt 4.3 und unter Berücksichtigung des auftretenden Porenwasserüberdrucks zu bestimmen. Für breiige und weiche bindige Böden können hier keine allgemeinverbindlichen Werte angegeben werden.

Die Werte in den Tabellen 3 bis 6 sind ferner nicht auf Bodarten anwendbar, bei denen ein plötzlicher Zusammenbruch des Korngerüstes zu befürchten ist.

Die Bodenarten können, z. B. um den Anteil an Sand, Schluff und Ton des Bodens abzuschätzen, nach DIN 4022 Teil 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 8.2 und 8.3, durch einfache Feldversuche eingeordnet werden.

Die Werte der Tabellen 3 bis 6 gelten nur für Fundamente mit mittigem Lastangriff. Bei außermittigem Lastangriff ist die Fundamentfläche wie in Abschnitt 4.2.1 auf eine Teilfläche A' zu verkleinern, deren Schwerpunkt der Lastangriffspunkt ist. Die zulässige Sohlepressung ist dann auf die kleinere der reduzierten Seitenlängen zu beziehen.

Die in Tabellen 3 bis 6 angegebenen Bodenpressungen können bei mittig belasteten Fundamenten zu Setzungen in der Größenordnung von 2 bis 4 cm führen (siehe hierzu Abschnitt 2.3.1). Bei außermittig belasteten Fundamenten treten Ver-

kantungen auf, deren Betrag erforderlichenfalls nachgewiesen werden muß.

Bei wesentlicher gegenseitiger Beeinflussung benachbarter Fundamente können sich für die Setzungen größere Werte ergeben.

Bei Fundamentbreiten zwischen 2 und 5 m müssen die Werte der Tabellen 3 bis 6 um etwa 10 % je Meter zusätzlicher Fundamentbreite vermindert werden, falls solche Fundamente überschläglicl nach den Werten dieser Tabellen bemessen werden. Bei größeren Fundamentbreiten ist nach Abschnitt 4.3 vorzugehen.

Bei Rechteckfundamenten mit einem Seitenverhältnis unter 2 und bei Kreisfundamenten dürfen die Werte der Tabellen 3 bis 6 bzw. die für größere Fundamentbreiten ermittelten Tabellenwerte um 20 % erhöht werden.

Die in Abhängigkeit von der Einbindetiefe genannten Werte in den Tabellen 3 bis 6 können bei anderen Einbindetiefen durch geradlinig eingeschaltete Zwischenwerte ergänzt werden.

In Ergänzung zu den Tabellen 3 bis 6 darf für kleinere Bauten (siehe Abschnitt 4.1.1) bei Streifenfundamenten mit Breiten von $b \geq 0,2$ m und Einbindetiefen $t \geq 0,5$ m mit einer zulässigen mittleren Bodenpressung von 80 kN/m^2 gerechnet werden.

Tabelle 3. Reiner Schluff¹⁾

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Zulässige Bodenpressung in kN/m^2 ²⁾ bei Streifenfundamenten mit Breiten b bzw. b' von 0,5 bis 2 m und steifer bis halbfester Konsistenz
0,5	130
1	180
1,5	220
2	250

¹⁾ Entspricht der Bodengruppe UL nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970.
²⁾ $1 \text{ kN/m}^2 = 0,010 \text{ kp/cm}^2$

Tabelle 4. Gemischtkörniger Boden, der Korngrößen vom Ton- bis in den Sand-, Kies- oder Steinbereich enthält (z. B. Sand- oder Geschiebemergel, Geschiebelehm)¹⁾

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Zulässige Bodenpressung in kN/m^2 ²⁾ bei Streifenfundamenten mit Breiten b bzw. b' von 0,5 bis 2 m und einer Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,5	150	220	330
1	180	280	380
1,5	220	330	440
2	250	370	500

¹⁾ Entspricht den Bodengruppen SU, ST, S \bar{T} , G \bar{U} , G \bar{T} nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970.
²⁾ $1 \text{ kN/m}^2 = 0,010 \text{ kp/cm}^2$

Tabelle 5. Tonig schluffiger Boden¹⁾

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Zulässige Bodenpressung in kN/m ² ²⁾ bei Streifenfundamenten mit Breiten b bzw. b' von 0,5 bis 2 m und einer Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,5	120	170	280
1	140	210	320
1,5	160	250	360
2	180	280	400

¹⁾ Entspricht den Bodengruppen UM, TL und TM nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970.
²⁾ 1 kN/m² = 0,010 kp/cm²

Tabelle 6. Fetter Ton¹⁾

Kleinste Einbindetiefe des Fundaments m	Zulässige Bodenpressung in kN/m ² ²⁾ bei Streifenfundamenten mit Breiten b bzw. b' von 0,5 bis 2 m und einer Konsistenz		
	steif	halbfest	fest
0,5	90	140	200
1	110	180	240
1,5	130	210	270
2	150	230	300

¹⁾ Entspricht der Bodengruppe TA nach DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970.
²⁾ 1 kN/m² = 0,010 kp/cm²

4.2.3 Zulässige Bodenpressung bei Schüttungen

Erfüllen Schüttungen nach Abschnitt 2.1.3.2 die in den Abschnitten 4.2.1 bzw. 4.2.2 genannten Voraussetzungen und ist für die bindigen Böden eine Proctordichte von 100% nach DIN 18 127 (Vornorm) vorhanden, so dürfen die Werte nach den Tabellen 1 bis 6 bei der Bemessung der auf ihnen zu gründenden Fundamente verwendet werden. Das gilt auch bei einem Gehalt an organischen Stoffen, der die in Abschnitt 2.1.3 genannten Anteile von 3 bzw. 5% nicht überschreitet.

Tabelle 7. Fels

Lagerungszustand	Zulässige Bodenpressung in kN/m ² ¹⁾ bei Flächengründungen und dem Zustand des Gesteins	
	nicht brüchig, nicht oder nur wenig angewittert	brüchig oder mit deutlichen Verwitterungsspuren
Fels in gleichmäßig festem Verband	4000	1500
Fels in wechselnder Schichtung oder klüftig	2000	1000

¹⁾ 1 kN/m² = 0,010 kp/cm²

4.2.4 Zulässige Bodenpressungen bei Flächengründungen auf Fels

Besteht der Baugrund aus gleichförmigem beständigem Fels in ausreichender Mächtigkeit, so dürfen die Bodenpressungen bei Flächengründungen die in Tabelle 7 angegebenen Werte erreichen, sofern das Gestein die dort angegebenen Eigenschaften aufweist, eine einwandfreie Ableitung der Lasten in tiefere Schichten gewährleistet ist und eine Verschlechterung der Felseigenschaften infolge von Baumaßnahmen ausgeschlossen ist.

Zwischenwerte dürfen entsprechend den örtlichen Erfahrungen eingeschaltet werden.

Die zulässigen Bodenpressungen sind im Einvernehmen mit einem sachverständigen Institut festzulegen, wenn

- die Einstufung des Baugrunds als Fels unklar ist;
- geologisch unübersichtliche Verhältnisse vorliegen;
- der Fels stark gestört ist;
- an Hängen die Neigung der Gebirgsschichtung und -klüftung nur wenig von der des Geländes abweicht;
- die Felsoberfläche mehr als 30° geneigt ist;
- höhere Bodenpressungen als in der Tabelle 7 angegeben zugrundegelegt werden sollen.

Ein sachverständiges Institut ist auch immer dann hinzuzuziehen, wenn die Gefahr eines Grundbruchs nicht ausgeschlossen werden kann, z. B. bei Gründungen an Felskanten.

4.3 Ermittlung der zulässigen Bodenpressung durch Setzungs- und Grundbruchuntersuchungen

Die in den Tabellen 1 bis 6 als zulässig angegebenen Werte dürfen überschritten werden, wenn die zu erwartenden Setzungen unschädlich sind und die Standsicherheit des Bauwerks rechnerisch nachgewiesen wird. Der gleiche Nachweis ist zu führen, wenn der Baugrund die in Abschnitt 4.2 genannten Bedingungen nicht erfüllt.

4.3.1 Ermittlung der Setzungen

Für den Nachweis der Setzungen wird auf die Empfehlungen in DIN 4019 Teil 1 und Teil 2 verwiesen. Mit Rücksicht auf die in Abschnitt 2.3.1.2 erwähnte geringe Bedeutung kurzzeitig wirkender Kräfte genügt es, bei bindigem Baugrund nur die ständigen und die wahrscheinlich langfristig wirkenden Verkehrslasten bei der Ermittlung der Kräfte anzusetzen. Ferner sind die Bodenspannungen aus benachbarten Fundamenten, Bauwerken oder Schüttungen bei der Setzungsberechnung mit zu berücksichtigen.

4.3.2 Ermittlung der Grundbruchsicherheit

Für die Ermittlung der Grundbruchsicherheit bei Flächengründungen wird auf die Empfehlungen in DIN 4017 Teil 1 und DIN 4017 Teil 2 (Vornorm) verwiesen, für den Nachweis der Geländebruchsicherheit auf DIN 4084 Teil 1 (Vornorm). Bei Flächengründungen mit großer Einbindetiefe (z. B. Brunnengründungen) braucht die Grundbruchsicherheit in der Regel nicht nachgewiesen zu werden.

4.3.3 Probebelastungen

Probebelastungen zur Bestimmung des Steifemoduls des Bodens dürfen nur im Zusammenhang mit der Bodenuntersuchung nach Abschnitt 3 vorgenommen werden. Größe und zeitlicher Verlauf der Setzungen sind bei Be- und Entlastung festzustellen. Das Abklingen der Setzung muß bei jeder Laststufe abgewartet werden.

Bei der Auswertung wird der Steifemodul jeweils aus den gemessenen Setzungen errechnet. Da Probebelastungen wegen ihrer geringen Tiefenwirkung in der Regel nur Aufschluß über das Verhalten der oberen Bodenschicht geben, ist ein

unmittelbarer Rückschluß von den bei der Probebelastung gemessenen Setzungen auf die Bauwerkssetzungen unzulässig. Ebenso lassen sich Probebelastungen nur dann für Setzungsberechnungen heranziehen, wenn an Hand der Bohrergebnisse gewährleistet ist, daß sich die setzungsempfindlichste Schicht des Bodenprofils an der Oberfläche befindet.

Bei kleinen Lastflächen ist auf ein seitliches Ausweichen des Bodens zu achten.

4.3.4 Setzungsbeobachtungen

Aus den Ergebnissen von Setzungsmessungen nach DIN 4107 an benachbarten, bereits fertiggestellten Bauten lassen sich bei gleicher Bodenbeschaffenheit Schlüsse auf das Setzungsverhalten des Baugrunds und das ungefähre Maß der voraussichtlichen Setzung ziehen. Durch Auswertung von Setzungsmessungen, die zu verschiedenen Zeitpunkten während der Errichtung solcher Bauwerke vorgenommen wurden, und an Hand der vorhandenen Bohrergebnisse kann auch der mittlere Steifemodul für die von der zusätzlichen Kraft beanspruchten Bodenschichten des – unter Umständen ungleichmäßig zusammengesetzten – Baugrunds berechnet werden. Dazu müssen aber die tatsächlichen (also nicht nur die in der statischen Berechnung angesetzten) Bauwerkslasten und gegebenenfalls ihre Einwirkungsdauer bekannt sein. Dieser Steifemodul kann dann zur Berechnung der voraussichtlichen Setzung unter Berücksichtigung der Tiefenwirkung des zu errichtenden Gebäudes dienen.

5 Pfahlgründungen

5.1 Begriffe

5.1.1 Arten der Pfahlgründung

Stehende Pfahlgründungen sind Pfahlgründungen, bei denen die Bauwerkslasten durch die Pfähle auf tiefer liegende, tragfähige Bodenschichten übertragen werden.

Schwebende (schwimmende) Pfahlgründungen sind Pfahlgründungen, bei denen die Bauwerkslast nicht unmittelbar auf den tiefer liegenden tragfähigen Baugrund, sondern auf stark zusammendrückbare Schichten übertragen wird.

5.1.2 Pfahlarten

5.1.2.1 Nach der Art des Einbaus und Herstellungsverfahrens unterscheidet man:

Fertigpfähle. Sie werden in ihrer ganzen Länge oder in Teillängen vorgefertigt bzw. geliefert und in den Untergrund gerammt, gespült, gerüttelt, gepreßt, geschraubt oder in vorbereitete Bohrlöcher eingestellt. (Rammpfähle siehe DIN 4026.)

Ortpfähle. Sie werden an Ort und Stelle in einem im Untergrund vorbereiteten Hohlräum hergestellt. Je nach der Art des Herstellens gibt es z. B. Bohrpfähle (siehe DIN 4014 Teil 1 und DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf)), Ortbeton-Rammpfähle, Preßrohrpfähle und Rüttelpfähle.

Mischgründungspfähle. Sie werden aus vorgefertigten und örtlich hergestellten Teilen zusammengesetzt.

5.1.2.2 Nach der Art, wie die Pfahllasten in den Baugrund eingeleitet werden, unterscheidet man:

Spitzendruckpfähle. Sie übertragen die Pfahllast vorwiegend durch den Druck der Pfahlspitze auf den Baugrund, während die Mantelreibung keine wesentliche Rolle spielt.

Reibungspfähle. Sie übertragen die Pfahllast vorwiegend durch die Mantelreibung am Pfahlumfang auf die tragfähigen Schichten.

5.1.2.3 Nach der Art des Pfahlbaustoffs unterscheidet man Beton-, Stahlbeton-, Spannbeton-, Stahl- und Holzpfähle.

5.1.2.4 Nach der Formgebung unterscheidet man Pfähle mit wechselnder Schaft- und Fußausbildung.

5.1.2.5 Nach der Art der Beanspruchung unterscheidet man axial, auf Biegung oder auf beide Arten beanspruchte Pfähle.

5.1.2.6 Nach der Wirkung auf den umgebenden Boden unterscheidet man Pfähle, bei denen der Boden durch den Arbeitsvorgang entweder verdichtet, verdrängt oder aufgelockert werden kann.

Anmerkung: Verdichtungspfähle, die lockeren, verdichtungsfähigen Baugrund verdichten sollen, gehören nicht zu den hier behandelten Pfahlgründungen.

5.2 Allgemeines zum Entwurf

5.2.1 Pfahlgründungen sind im allgemeinen so zu bemessen, daß die Kräfte aus dem Bauwerk allein durch die Pfähle auf den Baugrund übertragen werden.

Wesentliche waagerechte Kraftanteile können außer durch Schrägstellung der Pfähle (Schrägpfähle, Pfahlböcke) auch durch flachliegende Verankerungskonstruktionen, z. B. Ankerpfähle, Ankerplatten oder Ankerwände, sowie durch biegesteife Ausbildung der Pfähle aufgenommen werden. Die möglichen waagerechten Verschiebungsweges sind dabei zu berücksichtigen.

5.2.2 Bei der Ermittlung der auf die einzelnen Pfähle eines statisch unbestimmten Pfahlrostes wirkenden Kräfte ist der Einfluß der Formänderungen der Pfähle und des Baugrunds zu berücksichtigen. In einfachen Fällen dürfen auch geeignete Nahrungsverfahren angewendet werden.

5.2.3 Bei Pfahlgruppen darf die Summe der Druckkräfte den Baugrund im Mittel nicht höher beanspruchen, als es nach Abschnitt 4.3 für eine Flächengründung in der für die Aufnahme der Druckkräfte maßgebenden Tiefe zulässig wäre. Dabei ist zu beachten, daß sich die Setzung einer durch Pfähle gestützten Konstruktion aus der Setzung dieser Flächengründung (siehe Abschnitt 4.3.1) und der Setzung des Einzelpfahls zusammensetzt. Die für den Vergleich zugrunde zu legende Fläche ist durch eine Linie zu umgrenzen, die um den dreifachen Pfalschaftdurchmesser außerhalb der Achsen der Randpfähle verläuft. Schrägpfähle werden dabei nur insoweit mit einbezogen, als ihre Spitzen nicht weiter von den Spitzen der lotrechten Randpfähle nach außen hin entfernt sind, als dem mittleren Abstand der Lotpfähle entspricht.

5.2.4 Schwebende Pfahlgründungen sind nach Möglichkeit zu vermeiden; oft ist es zweckmäßig, sie durch Flächengründungen zu ersetzen. Sie können angewendet werden, wenn die nachgiebigen Schichten mit zunehmender Tiefe allmählich fester, d. h. weniger zusammendrückbar werden, so daß geringere Setzungen zu erwarten sind als bei einer Flächengründung.

5.2.5 Gründungspfähle sollen überwiegend in Richtung ihrer Achse beansprucht werden. Die Überleitung der Kräfte vom Bauwerk in die Pfähle ist nachzuweisen.

5.2.6 Die Dicke der Gründungspfähle ist von ihrer Länge und von der gewünschten Tragfähigkeit, der Pfahlbauart und dem Einbringungsverfahren abhängig. Druckpfähle herkömmlicher Bauart sollen mindestens 20 cm dick sein.

5.2.7 Die Pfähle müssen ausreichend tief im tragfähigen Boden stehen, z. B. in Kies- und Sandböden im allgemeinen etwa 3 m, sofern nicht aus anderen Gründen eine größere Einbindelänge erforderlich oder in sehr tragfähigen Böden eine kleinere Einbindelänge ausreichend oder empfehlenswert ist.

Eine möglichst gleichmäßige Gründungstiefe ist anzustreben. Ist eine Tiefenstaffelung benachbarter Pfähle nicht

zu vermeiden, so sollen die tieferen Pfähle vor den flacheren Pfählen eingebrochen werden.

5.2.8 Gleichgerichtete Pfähle müssen einen Achsabstand haben, der so groß ist, daß beim Einbringen keine schädlichen Rückwirkungen auf benachbarte Pfähle auftreten können. Bei gespreizten Pfählen gilt diese Regel sinngemäß (siehe DIN 4014 Teil 1 und DIN 4026).

5.2.9 Innerhalb einer Pfahlgründung sind für die gleiche statische Aufgabe (z.B. Übertragung von Druck- oder Zugkräften) Pfähle zu verwenden, die auf Grund ihres Herstellungsverfahrens, ihrer Länge und ihres Pfahlbaustoffs annähernd die gleichen Verformungs- und Setzungseigenschaften aufweisen. Dies gilt besonders bei statisch unbestimmten Pfahlsystemen.

5.2.10 Frei stehende Pfähle sind auf Knicksicherheit zu untersuchen, wobei darauf zu achten ist, daß Knicklängen und Auflagerbedingungen richtig angenommen werden. Selbst breite Bodenschichten verhindern das Ausknicken.

5.3 Maßgebende Einflüsse auf die Tragfähigkeit der Pfähle

Die Tragfähigkeit eines Pfahls hängt ab von den Bodenarten und ihren Eigenschaften, den Grundwasserverhältnissen, der Einbindelänge in die tragfähigen Schichten und deren Mächtigkeit, der Pfahlform und -querschnittsfläche, dem Pfahlbaustoff, der Beschaffenheit der Mantelfläche und der Ausbildung des Pfahlfußes, der Pfahlstellung und dem Pfahlabstand sowie der Einbringungsart. Auch die Mächtigkeit und Festigkeit der Deckschichten ist von Bedeutung.

Außerdem sind die Einflüsse der Zeit, der negativen Mantelreibung, der seitlichen Flächenbelastung und der dynamischen Beanspruchung gegebenenfalls zu beachten.

5.3.1 Einfluß der Zeit

Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle, bei denen die Mantelreibung einen entscheidenden Anteil am Tragvermögen hat, kann besonders in feinsandigen, schluffigen und tonigen Böden noch längere Zeit nach dem Rammen anwachsen.

5.3.2 Negative Mantelreibung

Ein Pfahl kann durch negative Mantelreibung zusätzlich beansprucht werden, wenn sich die oberen Bodenschichten setzen. Die Auswirkung negativer Mantelreibung auf das Bauwerk kann durch entsprechende Ausbildung der Pfähle und durch Wahl größerer Pfahlabstände verringert werden.

5.3.3 Einfluß seitlicher Flächenbelastung

Wird neben einer Pfahlgründung auf einer weichen Bodenschicht oberhalb des tragfähigen Baugrunds eine ausgedehnte Flächenbelastung (etwa in Form einer Aufschüttung) aufgebracht, können waagerechte Bewegungen des weichen Bodens ausgelöst werden. Die Pfähle werden dabei zusätzlich auf Biegung beansprucht.

5.3.4 Einfluß von dynamischen Beanspruchungen

Nennenswerte Schwingungen oder Erschütterungen können eine Abnahme der Pfahltragfähigkeit bzw. Zunahme der Setzungen bewirken.

5.3.5 Auftriebssicherheit

Die Auftriebskraft eines Baukörpers, die durch Zugpfähle oder andere Zugelemente aufgenommen wird, muß nach Abschnitt 4.1.3.4 mit den erhöhten Werten $\eta_a = 1,4$ in den Lastfällen 1 und 2 und $\eta_a = 1,2$ im Lastfall 3 nachgewiesen werden.

5.4 Zulässige Belastung von Pfählen aus Probobelastungen (Ermittlung der Grenzlast)

Probobelastungen von Druckpfählen sind, falls keine vergleichbaren Belastungsergebnisse vorliegen, immer dann

durchzuführen, wenn

- die Pfähle höher belastet werden sollen, als es die Bestimmungen über die zulässige Belastung von Ramm- und Bohrpfählen (nach DIN 4026) oder von Bohrpfählen (nach DIN 4014 Teil 1 und DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf)) zulassen;
- der tragfähige Baugrund nicht in ausreichender Mächtigkeit ansteht;
- beim Einbringen der Pfähle in der vorgesehenen Gründungstiefe Zweifel an der Belastbarkeit der Pfähle bzw. der Tragfähigkeit des Baugrunds auftauchen.

Die Tragfähigkeit von Zugpfählen und Ankerpfählen ist – abgesehen von Fällen geringfügiger Beanspruchung – immer durch Probobelastungen nachzuweisen (nach DIN 4014 Teil 1, Ausgabe August 1975, Abschnitt 13.8 und nach DIN 4026, Ausgabe August 1975, Abschnitt 8.1). Eine Ausnahme bilden gerammte Zugpfähle nach DIN 4026, Ausgabe August 1975, Abschnitt 8.1.2.

5.4.1 Kriterien zur Festlegung der zulässigen Belastung

Bei der Ermittlung der zulässigen Belastung durch eine Probobelastung sind die in den Abschnitten 5.4.1.1 bis 5.4.1.4 genannten Bedingungen zu berücksichtigen.

5.4.1.1 Die Sicherheit eines Pfahls wird auf die Grenzlast Q_g bezogen. Die Grenzlast ist die Last, unter der ein Druckpfahl bei einer Probobelastung merkbar versinkt bzw. ein Zugpfahl sich merkbar hebt. In der Last-Setzungs- bzw. -Hebungscurve bezeichnet die Grenzlast diejenige Stelle, bei welcher der flache Ast nach einem Übergangsbereich mit zunehmend größer werdenden Setzungen bzw. Hebungen in den steil abfallenden Ast übergeht (siehe Bild 2).

Nur wenn der Verlauf der Last-Setzungslinie keinen eindeutigen Aufschluß über die Lage der Grenzlast Q_g gibt, kann als Grenzlast bei Bohrpfählen nach DIN 4014 Teil 1 die Last bei einer Gesamtsetzung s von rund 2 cm (siehe DIN 4014 Teil 1 Beiblatt, Ausgabe August 1975, Erläuterungen zu Abschnitt 13.5), bei Ramm- und Bohrpfählen die Last bei bleibender Setzung s_{hl} von 0,025 des Pfahldurchmessers d (siehe DIN 4026, Ausgabe August 1975, Abschnitt 8.4.2) festgelegt werden. Bei Großbohrpfählen nach DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf) darf nach Abschnitt 5.4.3 verfahren werden.

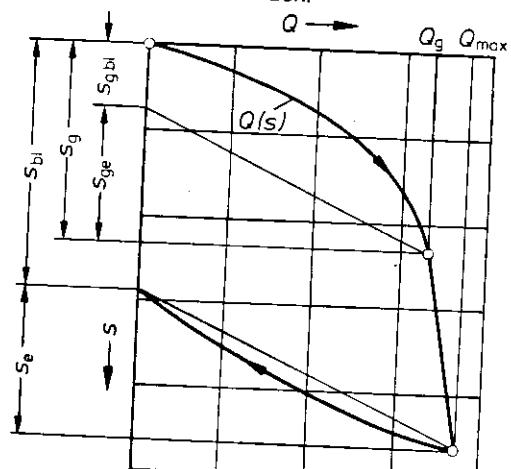


Bild 2. Last-Setzungsdigramm; Grenzlast Q_g und erreichte höchste Last Q_{\max}

Kann bei einem Versuch die Grenzlast nicht erreicht werden, so gilt die aufgebrachte höchste Last Q_{\max} als Grenzlast. Wird die Probobelastung nach einiger Zeit wiederholt und ergibt dann eine höhere Grenzlast, so gilt diese.

5.4.1.2 Die zulässige Pfahlbelastung ergibt sich, indem die Grenzlast Q_g durch die Sicherheit η (nach Abschnitt 5.4.2) dividiert wird.

5.4.1.3 Die nach Abschnitt 5.4.1.2 ermittelte zulässige Pfahlbelastung darf nicht zu einer Setzung (bzw. Hebung) oder zu Setzungsunterschieden führen, die die Konstruktion oder die Nutzung des Bauwerks beeinträchtigen.

5.4.1.4 Die nach Abschnitt 5.4.1.2 ermittelte zulässige Pfahlbelastung darf nicht zu einer Überbeanspruchung der Pfahlbaustoffe führen, was vor allem bei Pfählen mit großer freier Knicklänge Bedeutung hat.

Bei Bauwerkspfählen, die für eine Probebelastung vorgesehen sind, ist darauf zu achten, daß die Pfähle für die Aufnahme der erwarteten oder nachzuweisenden Grenzlast ausreichend bemessen werden.

Bei Bauwerkspählen, die für eine Probebelastung auf Druck und Zug vorgesehen sind, muß nach der Zugprobebelastung, die wegen Abschnitt 5.9.4 zuletzt auszuführen ist, der Kraftschluß zwischen Pfahl und Baugrund wiederhergestellt werden.

5.4.2 Sicherheit η

5.4.2.1 Die in Abschnitt 5.4.1.2 geforderte Sicherheit η eines Pfahls gegen ein Nachgeben unter Druck oder Zug muß mindestens die in Tabelle 8 angegebenen Werte haben. Bei Anwendung der bei mehr als einer Probebelastung herabgesetzten Sicherheiten ist Voraussetzung, daß die Probebelastungen an gleichen Pfählen und unter gleichen Baugrundverhältnissen (Schichtfolge, Festigkeit) durchgeführt werden. Als Grenzlast darf der Mittelwert aus den Probebelastungen genommen werden, sofern der kleinste und der größte Wert nicht mehr als 30% vom Mittelwert abweichen. Andernfalls ist der 1,2fache kleinste Wert anzusetzen.

5.4.2.2 Die Sicherheiten η nach Tabelle 8 für Zugpfähle gelten nur für alleinstehende Pfähle. Bei Zugpfählen, die in Gruppen nahe zusammenstehen, ist die Überschneidung der durch den Pfahlzug beeinflußten Erdkörper zu berücksichtigen und die zulässige Last entsprechend zu verringern.

5.4.2.3 In den im Abschnitt 5.3.4 genannten Fällen ist der Sicherheitswert vorsichtiger anzusetzen oder im Zusammenwirken mit anerkannten Fachleuten oder Baugrund-Instituten festzulegen.

5.4.3 Zulässige Belastung von Pfählen nach dem Setzungsverhalten

Bei Pfählen größeren Durchmessers, bei denen erfahrungsgemäß (siehe Abschnitt 5.4.1.3) die Setzung für die Begrenzung der zulässigen Pfahlkraft maßgebend ist, kann die Probebelastung häufig nicht bis zu einer Belastung gesteigert werden, die als Grenzlast im Sinne von Abschnitt 5.4.1.1 angesprochen werden kann. In solchen Fällen braucht die

Probebelastung nur bis zu einer Pfahlkopfsetzung durchgeführt zu werden, die der vierfachen zulässigen Setzung im Gebrauchsstand entspricht.

5.5 Zulässige Belastung von Druckpfählen aus Erfahrungswerten

Bei einfachen Bodenverhältnissen und häufig verwendeten Pfahlarten gelten die in DIN 4014 Teil 1, Ausgabe August 1975, Abschnitt 13, für Bohrpfähle, in DIN 4014 Teil 2, Tabellen 1 bis 4 (z. Z. noch Entwurf) für Großbohrpfähle und in DIN 4026, Ausgabe August 1975, Abschnitt 8, für Rammpfähle zusammengestellten Belastungen.

Bei Pfahlgründungen auf Fels dürfen, soweit in den vorgenannten Normen nichts anderes angegeben ist, die rechnerischen Pressungen in den Pfahlauflandflächen die Werte der Tabelle 7 in Abschnitt 4.2.4 bis zu 100% überschreiten. Nach Möglichkeit soll der Pfahl mindestens 0,5 m in den Fels einbinden.

5.6 Zulässige Belastung von Pfählen aus Berechnungsverfahren

Die zulässige Belastung von Pfählen darf im allgemeinen nicht mit erdstatistischen oder empirischen Berechnungsverfahren ermittelt werden.

Empirische Verfahren können nur dann zugelassen werden, wenn sie auf Grund örtlicher Erfahrungen unter genau festgelegten Voraussetzungen anerkannt oder auf Grund von Probebelastungen als zuverlässig nachgewiesen sind.

Über Rammformeln siehe DIN 4026, Ausgabe August 1975, Abschnitt 8.2.

5.7 Standsicherheit von pfahlgegründeten Bauwerken an einem Geländesprung

Bei Bauwerken, die an einem Geländesprung oder einer Böschung auf einer Pfahlgründung errichtet werden, ist nach Abschnitt 2.3.2 die Sicherheit des gesamten Bauwerks einschließlich des Pfahlrosts gegen Gelände- bzw. Böschungsbruch nachzuweisen (siehe DIN 4084 Teil 1 (Vornorm) und Teil 2 (Vornorm)).

5.8 Durchführung der Probebelastung von Pfählen

Durch Probebelastungen soll unter den Voraussetzungen von Abschnitt 5.4 die Tragfähigkeit sowie das Setzungsverhalten von einzelnen Pfählen für ein bestimmtes Bauwerk zuverlässig ermittelt werden.

Tabelle 8. Sicherheit η

	Pfahlart	Anzahl der unter gleichen Verhältnissen ausgeführten Probebelastungen	Sicherheit bei Lastfall		
			1	2	3 mindestens
2	Druckpfähle	1 ≥ 2	2 1,75	1,75 1,5	1,5 1,3
3	Zugpfähle mit Neigungen bis 2:1)	1 ≥ 2	2 2	2 1,75	1,75 1,5
4	Zugpfähle mit einer Neigung von 1:1 ¹⁾	≥ 2	1,75	1,75	1,5
5	Pfähle mit größerer Wechselbeanspruchung (Zug und Druck)	≥ 2	2	2	1,75

¹⁾ Bei Zugpfählen mit Neigungen zwischen 2:1 und 1:1 ist die Sicherheit in Abhängigkeit vom Neigungswinkel geradlinig zwischen den Werten der Zeilen 3 und 4 zu interpolieren.

5.8.1 Die Probepfähle müssen in allen Teilen (hinsichtlich der Boden- und Grundwasserverhältnisse, Pfahlart, Einbindetiefe, Einbringungsart) den tatsächlichen Verhältnissen im Bauwerk entsprechen.

5.8.2 Im Anhang A werden die einheitliche Vorbereitung und Durchführung der Versuche, die Messungen und Aufzeichnungen der Ergebnisse für die verschiedenen Pfahlarten geregelt. Sie ermöglichen damit eine vergleichbare und wissenschaftlich gültige Auswertung der Ergebnisse.

5.8.3 Anzahl und Verteilung der Probepfähle richten sich unter Beachtung des Abschnitts 5.4 nach der Gestalt des Bauwerks und der Beschaffenheit des Baugrunds. Bei wichtigen Bauten sollen mindestens zwei Probepfähle für jede Pfahlart belastet werden, bei ungleichmäßigem Baugrund entsprechend mehr. Das Auswählen der Versuchspfähle und die Durchführung der Versuche sollten so frühzeitig wie möglich geschehen. Ihr gegenseitiger lichter Abstand wie auch der lichte Abstand zwischen Probe- und Verankerungspfählen, soll das 4fache des Pfahldurchmessers, mindestens

jedoch 2,5 m betragen. Probepfähle sollen in der Nähe einer oder mehrerer Aufschlußbohrungen liegen; wo dies nicht möglich ist, soll nahe bei dem Probepfahl eine neue Bohrung niedergebracht werden. Soll an einem Pfahl sowohl eine Druck- als auch eine Zugprobobelastung ausgeführt werden, so ist der Druckversuch zuerst durchzuführen.

5.8.4 Probobelastungen dürfen sowohl an Probepfählen, die für diesen Zweck besonders hergestellt werden, als auch an Bauwerkspfählen vorgenommen werden, sofern diese dabei nicht beschädigt oder in ihrer Verwendbarkeit für das Bauwerk beeinträchtigt werden. Dies gilt auch für Reaktionspfähle.

Bei Druckpfählen, die bei der Probobelastung auf großer Länge frei stehen, ist die Knicksicherheit nachzuweisen.

Bei Bauwerkspfählen, deren Tragfähigkeit auf Zug geprüft werden soll, darf höchstens das Zweifache der vorgesehenen Pfahlbelastung aufgebracht werden. Dabei darf die Grenzlast nicht erreicht werden.

Anhang A

Regeln für die einheitliche Vorbereitung und Durchführung der Probebelastung von Pfählen, für die Messungen und die Aufzeichnungen der Versuchsergebnisse

A.1 Einbringen der Probepfähle

- a) Bei Rammpfählen ist für den gesamten Rammvorgang ein „Großer Rammbericht“ nach DIN 4026, Ausgabe August 1975, Abschnitt 6.5, zu führen. Rammpausen sollen vermieden werden. Nicht vermeidbare Rammpausen sind im Rammbericht zu vermerken.
- Bei Schnellschlaghämmern ist während des gesamten Rammvorgangs der erforderliche Betriebsdruck zu halten.
- b) Bei Bohrpfählen ist nach DIN 4014 Teil 1, Ausgabe August 1975, Abschnitt 3 zu verfahren, wobei Mustervordrucke nach DIN 4014 Teil 1, Anhang auszufüllen sind.
- c) Bei Großbohrpfählen ist nach DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf) zu verfahren, wobei Mustervordrucke nach DIN 4014 Teil 2, Anhang auszufüllen sind.
- d) Für das Einbringen von Probepfählen anderer Bauarten ist ein Bericht zu führen, der sinngemäß aufzustellen ist.

A.2 Zeitpunkt der Probebelastung

Probebelastungen von Rammpfählen dürfen niemals unmittelbar nach dem Rammen vorgenommen werden. Sie sollen in nichtbindigen Böden frühestens nach 3 Tagen, in bindigen Böden so spät wie möglich, frühestens jedoch 3 Wochen nach dem Rammen, begonnen werden.

A.3 Belastungsvorrichtung

Die Belastung ist so aufzubringen, daß sie genau in der Längsachse des Pfahls wirkt, während des Versuchs nicht schwankt und gegen Kippen gesichert ist. Die Kraft ist langsam und vorsichtig zu steigern oder zu verringern. Stöße und Erschütterungen sind zu vermeiden. Werden hydraulische Pressen, Schraubenspindeln oder Belastungshebel verwendet, müssen die Gegengewichte und Verankerungen so angeordnet werden, daß der Probepfahl durch sie nicht beeinflußt wird (siehe Abschnitt 5.8.3).

Die Belastungsvorrichtung soll nach Möglichkeit so hoch ausgelegt sein, daß die Grenzlast zuverlässig erreicht werden kann. Sie muß erforderlichenfalls häufige Lastwechsel (Druck-Zug) und die Durchführung von Dauerlastversuchen ermöglichen.

Hydraulische Pressen dürfen nur in einwandfreiem Zustand verwendet werden. Die Pumpen müssen so leistungsfähig sein, daß sie den Druck ohne Schwierigkeiten halten können und eine leichte Regelung des Pressendrucks erlauben.

A.4 Messungen

Durch die Belastung des Probepfahls dürfen weder die zum Messen der Setzungen benutzten Meßgeräte noch die zum Vergleich herangezogenen Festpunkte in ihrer Höhenlage beeinflußt werden. Für die Setzungsmessung sind Geräte mit so großem Meßbereich zu verwenden, daß ein Umsetzen während des Versuchs möglichst vermieden wird. Auf die Nullmessung vor Beginn der Versuche und den Anschluß der Messung an einen weiter entfernten Festpunkt ist besonders zu achten. Eine Meßgenauigkeit von mindestens 0,3 mm ist einzuhalten.

Jede Druck- und Verschiebungsmessung soll durch eine zweite unabhängige Kontrollmessung ergänzt werden. Zur Kontrolle der Druckmessung empfiehlt sich die Anordnung einer Druckmeßdose über dem Pfahlkopf.

Sämtliche Meßinstrumente und die Belastungsvorrichtung sind vor einer Versuchsserie zu eichen und gegebenenfalls zu justieren. Die Meßinstrumente sind dem zu erwartenden Meßbereich anzupassen.

A.5 Verlauf der Probebelastung

Die Last ist stufenweise – anfangs zum Erkennen etwaiger Mängel der Versuchsanordnung in besonders kleinen Stufen – zu steigern. Die Laststufen sind so zu wählen, daß sich die Last-Setzungslinie einwandfrei darstellen läßt. Nach Aufbringen jeder Laststufe ist die Last so lange zu halten, bis der Pfahl annähernd zur Ruhe gekommen ist. Dies läßt sich an der Zeit-Setzungslinie gut verfolgen. Sobald die Setzungen größer werden, sind die Laststufen zu verkleinern, um ein zu schnelles Absinken des Pfahls zu verhindern. Die Probebelastung ist möglichst so weit zu steigern, bis die Grenzlast (Abschnitt 5.4.1.1) erreicht, u. U. überschritten ist.

Um die bleibenden Setzungen des Probepfahls zu erfassen, sind einige Zwischenentlastungen vorzunehmen, was bei Verwendung hydraulischer Pressen leicht möglich ist. Solche Zwischenentlastungen sind besonders nach Erreichen der im Bauwerk vorgesehenen größten Pfahllast sowie nach Überschreiten der Grenzlast vorzunehmen.

Während der Probebelastung ist die Last-Setzungslinie laufend zeichnerisch aufzutragen, um den Verlauf der Messung zu überprüfen und etwaige besondere Ereignisse sowie den Wert der Grenzlast frühzeitig erkennen zu können.

A.6 Zugversuche

Probebelastungen der auf Zug beanspruchten Pfähle sind sinngemäß vorzunehmen und aufzutragen.

A.7 Belastungsbericht

Der Bericht über die Probebelastung muß folgende Angaben enthalten:

- a) Eine Lageplanskizze des Bauwerks mit Eintragung der Probepfähle und der benachbarten Bohrungen und Sondierungen.
- b) Boden- und Grundwasserverhältnisse, Wasserstände, Ergebnisse benachbarter Bohrungen und Sondierungen sowie die Ergebnisse bodenmechanischer Untersuchungen von Proben aus diesen Bohrungen.
- c) Art, Herkunft, Form und Abmessungen der Probepfähle, Gestalt und Abmessung der Pfahlenden, verwendete Baustoffe und ihre Güte, bei Fertigpfählen aus Stahlbeton oder Spannbeton sowie bei Ort beton-Pfählen außerdem Art und Zeitpunkt der Herstellung, Betonzusammensetzung und Bewehrung.
- d) Ausführliche Angaben über das Einbringen des Pfahls und die endgültige Höhenlage.

Bei Rammpfählen: Großer Rammbericht nach Mustervordruck 2 von DIN 4026, Ausgabe August 1975, Abschnitt 6.5 und Auftragen der Rammkurven nach DIN 4026, Mustervordruck 3.

Bei Bohrpfählen: ausgefüllter Mustervordruck für das Herstellen von Bohrpfählen nach DIN 4014 Teil 1, Ausgabe August 1975, Abschnitt 3 bzw. von Großbohrpfählen nach DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf), Abschnitt 5.1.

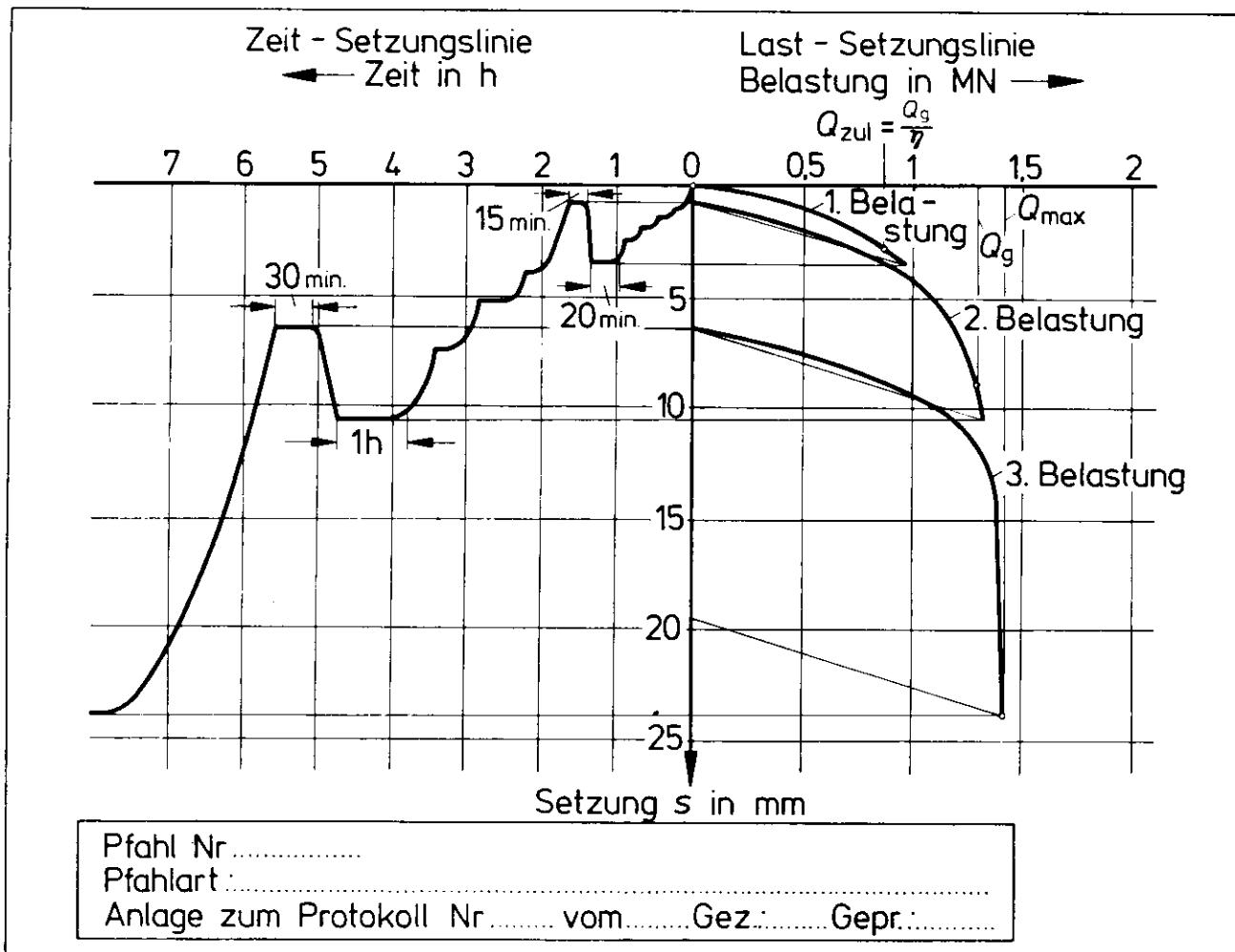
Bei anderen Pfahlarten: sinngemäß aufgestellter Bericht mit vollständigen Angaben.

- e) Beschreibung der Belastungs- und Meßvorrichtungen unter Beigabe von Zeichnungen, Nachweis der amtlichen Prüfung der Druck- und Dehnungsmesser.
- f) Protokoll über den Verlauf der Probebelastung nach Mustervordruck 1 für Druck- bzw. Zugversuche.
- g) Die Last-Setzungslinie und die Zeit-Setzungslinie nach Mustervordruck 2.
- h) Besondere Ereignisse während der Probebelastung.

Mustervordruck 1 nach DIN 1054, Anhang A

Protokoll über den Verlauf der Probebelastung:						Druck-Zug- Versuch			Lfd. Nr. Blatt Nr.		
Hierzu Großer Rammbericht (DIN 4026 Mustervordruck 2) Nr. gehört: Bericht über Herstellung des Bohrpfahls (DIN 4014 Teil 1 Mustervordruck) Bericht über Herstellung											
Firma		Baustelle:									
		Pfahl Nr	Pfahlart			Pfahlänge					
						insgesamt	$l = \dots$ m				
						im Boden	$l_0 = \dots$ m				
						über Boden bis Meßuhren	$l' = \dots$ m				
Belastung Q		Setzung s bzw. Hebung s,					Zeit		Bemerkungen		
Messung 1*)		Mes- sung 2 **) Manometer Nr. Meßbereich: 0 bis ... bar ***) Kolben: $A = \dots$ cm ²	Meßuhr 1		Meßuhr 2		$s = \frac{s_1 + s_2}{2}$	Uhrzeit	Belastungs- dauer		
			Nr.	Nr.							
bar ***)	MN		MN ****)	mm	mm	mm					
		Datum	Uhrzeit	Wetter		Temp. °C	Wasserstand				
Beginn											
Ende											
Für die Richtigkeit den 19. Versuchsleiter Verantwortlicher Leiter des Unternehmers											

*) bei hydraulischen Pressen
***) Überdruck 1 bar = 0,1 MN/m²**) für Kontrollmessungen bzw. bei Verwendung eines anderen Meßprinzips
****) 1 MN ≈ 100 MP

Mustervordruck 2 mit Beispiel nach DIN 1054, Anhang A**Weitere Normen**

- DIN 1055 Teil 1 Lastannahmen für Bauten; Lagerstoffe, Baustoffe und Bauteile
- DIN 1055 Teil 2 Lastannahmen für Bauten; Bodenkenngrößen; Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel
- DIN 1055 Teil 3 Lastannahmen für Bauten; Verkehrslasten
- DIN 1055 Teil 4 Lastannahmen im Hochbau; Verkehrslasten, Windlast
- DIN 1055 Teil 5 Lastannahmen für Bauten; Schneelast und Eislast
- DIN 1055 Teil 6 Lastannahmen für Bauten; Lasten in Silozellen
- DIN 1056 Teil 1 Frei stehende Schornsteine in Massivbauart; Berechnung und Ausführung
- DIN 1072 Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen
- DIN 4014 Teil 1 Bohrpfähle, herkömmlicher Bauart; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung
- DIN 4014 Teil 2 Bohrpfähle; Großbohrpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung (z. Z. noch Entwurf)
- DIN 4015 Bodenmechanik und Grundbau; Fachausdrücke, Formelzeichen
- DIN 4017 Teil 1 Baugrund; Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen
- DIN 4017 Teil 2 (Vornorm) Baugrund; Grundbruchberechnungen von schräg und außermittig belasteten Flachgründungen; Empfehlungen
- DIN 4018 Baugrund; Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen
- DIN 4019 Teil 1 Baugrund; Setzungsberechnungen bei lotrechter mittiger Belastung; Richtlinien
- DIN 4019 Teil 2 Baugrund; Setzungsberechnungen bei schräg und bei außermittig wirkender Belastung (Verkantung); Richtlinien

- DIN 4021 Teil 1 Baugrund; Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben; Aufschlüsse im Boden
- DIN 4021 Teil 2 Baugrund; Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben; Aufschlüsse im Fels
- DIN 4021 Teil 3 Baugrund; Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben; Aufschluß der Wasser-verhältnisse
- DIN 4022 Teil 1 Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels; Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben
- DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen; zeichnerische Darstellung der Ergebnisse
- DIN 4024 Stützkonstruktionen für rotierende Maschinen (vorzugsweise Tisch-Fundamente für Dampfturbinen)
- DIN 4025 Fundamente für Amboßhämmer (Schabotte-Hämmer); Hinweise für die Bemessung und Ausführung
- DIN 4026 Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung
- DIN 4030 Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase
- DIN 4084 Teil 1 (Vornorm) Baugrund; Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken zur Verhinderung von Gelände-bruch
- DIN 4084 Teil 2 (Vornorm) Baugrund; Standsicherheitsberechnung bei Böschungen zur Verhinderung von Böschungs-bruch
- DIN 4093 Grundbau; Einpressungen in Untergrund und Bauwerke; Richtlinien für Planung und Ausführung
- DIN 4094 Teil 1 Baugrund; Ramm- und Drucksondiergeräte; Abmessungen und Arbeitsweise der Geräte
- DIN 4094 Teil 2 (Vornorm) Baugrund; Ramm- und Drucksondiergeräte; Hinweise für die Anwendung
- DIN 4095 Baugrund; Dränung des Untergrundes zum Schutz von baulichen Anlagen; Planung und Ausführung
- DIN 4107 Baugrund; Setzungsbeobachtungen an entstehenden und fertigen Bauwerken
- DIN 4118 Fördergerüste für den Bergbau; Lastannahmen und Berechnungsgrundlagen
- DIN 4119 Teil 1 Oberirdische zylindrische Tankbauwerke aus Stahl; Berechnungsgrundlagen
- DIN 4123 Gebäudesicherung im Bereich von Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen
- DIN 4124 Baugruben und Gräben; Böschungen, Arbeitsraumbreiten und Verbau
- DIN 4125 Teil 1 Erd- und Felsanker; Verpreßanker für vorübergehende Zwecke im Lockergestein; Bemessung, Ausführung und Prüfung
- DIN 4125 Teil 2 Erd- und Felsanker; Verpreßanker für dauernde Verankerungen (Daueranker) im Lockergestein; Bemes-sung, Ausführung und Prüfung
- DIN 4149 Bauten in deutschen Erdbebengebieten; Richtlinien für Bemessung und Ausführung
- DIN 4150 Teil 1 (Vornorm) Erschütterungen im Bauwesen; Grundsätze, Vorermittlung und Messung von Schwingungs-größen
- DIN 4150 Teil 2 (Vornorm) Erschütterungen im Bauwesen; Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden
- DIN 4150 Teil 3 (Vornorm) Erschütterungen im Bauwesen; Einwirkungen auf bauliche Anlagen
- DIN 18 121 Teil 1 Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Wassergehalt; Bestimmung durch Ofentrocknung
- DIN 18 122 Teil 1 Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen); Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze
- DIN 18 123 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Korngrößenverteilung
- DIN 18 124 Teil 1 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Korndichte mit dem Kapillar-pyknometer
- DIN 18 125 Teil 1 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Dichte des Bodens; Labor-methoden
- DIN 18 125 Teil 2 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Dichte des Bodens, Feld-methoden
- DIN 18 126 Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung (z. Z. noch Entwurf)
- DIN 18 127 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Proctorversuch
- DIN 18 134 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Böden; Plattendruckversuch
- DIN 18 136 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit
- DIN 18 137 Teil 1 (Vornorm) Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Scherfestigkeit, Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen
- DIN 18 196 Erdbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke und Methoden zum Erkennen von Bodengruppen
- DIN 19 700 Teil 1 Stauanlagen; Richtlinien für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren
- DIN 19 700 Teil 2 Stauanlagen; Richtlinien für den Entwurf, Bau und Betrieb von Wehren
- DIN 19 702 Berechnung der Standsicherheit von Wasserbauten; Richtlinien

Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. ¹⁾

¹⁾ Zu beziehen durch den Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf

Baugrund
Zulässige Belastung des Baugrunds
 Erläuterungen

DIN
1054
 Beiblatt

Diese Erläuterungen beziehen sich auf die Ausgabe November 1976 der Norm DIN 1054; sie dienen dazu, etwaige Zweifelsfälle bei der Auslegung der Norm möglichst auszuschließen. In diesem Zusammenhang wird auf DIN 820 Teil 2, Ausgabe September 1969, Tabelle 1 Anwendung der modalen Hilfsverben in Normen, besonders hingewiesen.

Zu Abschnitt 1

DIN 1054 enthält allgemeine technische Mindestforderungen für Gründungsaufgaben. Unterschreitungen der Mindestforderungen dieser Norm sind im Rahmen der baurechtlichen Vorschriften zulässig, wenn solche Abweichungen durch bewährte örtliche Erfahrungen oder durch besonders eingehende Baugrunduntersuchungen begründet werden können. Die Norm nennt Art und Umfang der Baugrunduntersuchungen, die hinsichtlich ihrer Verfahrensmerkmale in den entsprechenden Prüfnormen beschrieben werden.

Örtliche Erfahrungen werden in der Regel an bereits ausgeführten Bauwerken gewonnen; es muß dann im Einzelfall die Übertragbarkeit auf die geplante Gründung nachgewiesen werden. Durch die mechanische Eigenart und Mannigfaltigkeit des Baugrunds ist es nicht möglich, die Standsicherheit einer Gründung theoretisch exakt zu begründen. Der Inhalt der Norm stellt deswegen eine Sammlung von technischen Regeln dar, die entweder durch Erfahrung am ausgeführten Bauwerk oder im Modellversuch belegt oder mangels solcher Erfahrung als sinnvolle, auf Berechnungen gestützte Abschätzung angesehen werden können.

Die Prüfung und Verbesserung der in der Norm enthaltenen Regeln wird erleichtert, wenn die Benutzer geeignete Erfahrungen in Form einer kurzen, aber vollständigen Beschreibung des Einzelfalls dem FNBau mitteilen.

Die Herausnahme der Starkstrom-Freileitungsmaste aus dem Geltungsbereich bezieht sich ausschließlich auf die baulichen Anlagen der Energieversorgungsunternehmen; für alle anderen Mastgründungen gilt die Norm.

Zu Abschnitt 2

Die in dieser Norm verwendeten Begriffe des Grundbaus und der Bodenmechanik werden im Schrifttum nicht ganz einheitlich verwendet. Zur Klarstellung werden sie daher für die Zwecke der Norm definiert.

Zu Abschnitt 2.1

Die nach DIN 4022 Teil 1 festgestellten Bodenarten werden gruppenweise zusammengefaßt, um für sie die zulässigen Belastungen festlegen zu können. Eine allgemeine Klassifizierung, z. B. eine allgemeine Unterscheidung von bindigen und nichtbindigen Bodenarten, ist damit nicht beabsichtigt.

Zu Abschnitt 2.1.1

Ein erdgeschichtlicher Vorgang ist im bautechnischen Sinne abgeklungen, wenn der Baugrund unter der Wirkung seiner Eigenlast keine praktisch meßbaren Verformungen, wie z. B. infolge Eigenkonsolidierung, mehr zeigt.

Frühere Ausgaben: 10.53, 11.69

Änderung November 1976:

Inhalt ergänzt, gesetzliche Einheiten aufgenommen.

Damit sind allerdings durch unterirdische Hohlräume ausgelöste Erscheinungen wie Erdfälle nicht ausgeschlossen.

Der im Abschnitt 2.1.1.1 angegebene Feinkornanteil bezeichnet für Mischböden die Grenze, von der ab im allgemeinen die Tragfähigkeit durch Kohäsion beeinflußt wird. Soweit andere bodenmechanische Eigenschaften angesprochen werden sollen (z. B. die Durchlässigkeit, Verdichtbarkeit, dynamische Empfindlichkeit, Frostverhalten), müssen die Grenzen von Fall zu Fall abweichend definiert oder durch weitere Merkmale ergänzt werden. So können sich vorwiegend schluffige Böden und da besonders Grobschluff (Mehlsand) zuweilen wie ein nichtbindiger Boden verhalten. Solche feinkörnigen Böden haben eine im Laborversuch nicht mehr zuverlässig bestimmbare Plastizitätszahl von wenigen Prozent (siehe DIN 18 196, Ausgabe Juni 1970, Bild 4).

Für die visuelle Bodenansprache wird auf DIN 4022 Teil 1 Ausgabe November 1969, Abschnitt 8.1, verwiesen.

Die für organische Bestandteile genannten Toleranzen gelten unabhängig davon, ob die Bestandteile im Boden gleichmäßig oder ungleichmäßig, z. B. in einzelnen Klumpen, verteilt sind. Im letzteren Fall ist das Gewicht der organischen Einlagerung auf ein so großes Bodenvolumen zu beziehen, daß sich ein kennzeichnender Mittelwert ergibt.

Zu Abschnitt 2.1.3

Soweit Schüttungen, wie etwa beim Bodenersatzverfahren, sachgemäß ausgeführt und verdichtet werden, kann auf ihnen uneingeschränkt gegründet werden. Wird nicht oder nicht ausreichend verdichtet, können erhebliche Setzungen und Sackungen eintreten, die sich kaum – allenfalls bei nichtbindigen Schüttgütern – im voraus schätzen lassen.

Bei Unterwasserschüttungen aus nichtbindigem Material müssen die Einschränkungen beachtet werden, die bei lockerer Lagerung des Bodens erforderlich sind. Nicht sachgemäß ausgeführte Schüttungen können nicht grundsätzlich – z. B. für leichte Bebauung – als Baugrund ausgeschlossen werden. Dasselbe gilt sinngemäß für Halden, die auf natürlichem Wege (Hangrutschung) entstanden sind.

Zu Abschnitt 2.2

Die Lastfälle können im Grundbau nach zwei Gesichtspunkten unterschieden werden:

- a) Soweit Baugrundverformungen, insbesondere Setzungen, nachgewiesen oder berücksichtigt werden, müssen die Verkehrslasten nach ihrer Einwirkungsdauer

(siehe [1], S. 512, Bild 1) aufgegliedert und qualitativ mit dem Zeitraum verglichen werden, innerhalb dessen die Bodenverformung zu erwarten ist. So kann z. B. eine Stabellast von einem Monat Dauer schon beträchtliche Setzungen verursachen.

Dagegen sind bei Grundbruchuntersuchungen grundsätzlich alle Lasten anzusetzen.

- b) Die Gliederung der Lastfälle, beispielsweise nach der Wahrscheinlichkeit, mit der die Beanspruchungen zu erwarten sind, ermöglicht eine differenzierte Festlegung der Sicherheiten und aller daraus abgeleiteten Werte (zulässige Spannungen). Sie ist im wesentlichen vergleichbar mit der Unterscheidung zwischen „normalen“, „ungünstigem“ und „außergewöhnlichem Betriebsfall“ im Wasserbau (siehe DIN 19 702). Sie ist nicht vergleichbar mit der im Stahlbau üblichen Einteilung der Lasten in Haupt- und Zusatzlasten, da alle in den einzelnen Teilen von DIN 1055 vorgeschriebenen Lasten in den Lastfall 1 eingehen. Die Einstufung nach Ermessen trifft daher nur die nicht genormten Lasten, z. B. aus Wasserstandsschwankungen, dynamischen Kräften, Eisdruck (zum Eisdruck siehe [1], S. 660).

Die Dauer einer Verkehrsbelastung ist für die Einordnung in die Lastfälle 1 bis 3 ohne Bedeutung.

Soweit also Gründungen, wie im Hochbau, ohne zusätzliche Belastungsvorschriften berechnet werden, kann der Betriebszustand als Lastfall 1, der Bauzustand als Lastfall 2 angesetzt werden. Dabei wird davon ausgegangen, daß sich die Beanspruchungen während des Bauzustands nicht auf den Endzustand auswirken.

Die bei Großbauvorhaben gelegentlich geforderten Nachweise von außerplanmäßigen Zuständen müssen als Lastfall 3 im einzelnen besonders vereinbart werden. Dasselbe gilt sinngemäß für Gründungen von Bauwerken, die als Katastrophenschutz dienen sollen. Belastungen, die seltener als einmal in 100 Jahren zu erwarten sind, sollten aus Wirtschaftlichkeitsgründen unter Lastfall 3 eingeordnet werden.

Zu Abschnitt 2.3

Bei tief genug angreifenden Kräften tritt kein Grundbruch bis zur freien Oberfläche auf. Für die Druck-Setzungslinie gilt dann sinngemäß das in Abschnitt 5.4.1.1 Gesagte.

Die Begriffe „Kern“ und „klaffende Fuge“ beziehen sich nach üblichem Sprachgebrauch auf die in Abschnitt 4.1.2 angegebene Sohlspannungsverteilung. Sie lassen sich aber sinngemäß auch auf andere Verteilungen übertragen (siehe z. B. [1], S. 119).

Zu Abschnitt 2.3.1

Gleichmäßige Setzungen beeinträchtigen die Nutzung eines Bauwerks erst dann, wenn dadurch z. B. Anschlußleitungen oder Dichtungen beschädigt werden. Man beachte aber, daß mit der Größe der gleichmäßigen Setzung erfahrungsgemäß auch die Wahrscheinlichkeit ungleichmäßiger Setzungen wächst, selbst wenn sich das rechnerisch nicht nachweisen läßt. Bei den ungleichmäßigen Setzungen sind die durch eine Mulden- oder Sattellagerung verursachten Setzungsunterschiede von denen infolge einer Verkantung des ganzen Bauwerks zu unterscheiden: bei einer Verkantung sind die inneren Zusatzspannungen im Bauwerk infolge der Setzungsunterschiede am kleinsten, bei einer Sattellagerung am größten. Bei einer Muldenlagerung sind erfahrungsgemäß Setzungsunterschiede von 1 : 300 zwischen benachbarten Stützen noch aufnehmbar, von 1 : 500 zulässig. Im übrigen wird auf [1], S. 126 [22], [23], und auf DIN 4019 Teil 1 und Teil 2 und die zugehörigen Erläuterungen hingewiesen.

Bei geringer Grundbruchsicherheit (besonders in weichen lockeren Böden) treten auch Setzungen als Folge

innerer Gleitungen (Kriechen) auf, die gegenwärtig rechnerisch noch schwer zu erfassen sind. Solche Bodenbewegungen sind unabhängig vom Konsolidierungsvorgang und können zeitlich weit über ihn hinausreichen.

Zu Abschnitt 2.3.1.1

Ein Sonderfall der Setzung kann bei Sanden auftreten, die im erdfeuchten Zustand geschüttet wurden. Es bildet sich infolge scheinbarer Kohäsion ein großporiges Korngerüst, das beim Überfluten durch Wasser zusammenbricht. Eine einwandfrei und nach den einschlägigen Regeln des Erdbaus verdichtete Schüttung setzt sich beim Überfluten nicht mehr nennenswert.

Bei den natürlichen schwachbindigen Bodenarten hat der echte Löß ein in diesem Sinne labiles Korngerüst. Besonders empfindlich gegenüber dynamischen Kräften sind locker gelagerte, nichtbindige Böden. Auch bei schwachbindigen Böden wie Schluffen mit Plastizitätszahlen $I_p < 10$ können dynamische Kräfte Setzungen verursachen.

Bei einmaligen, kurzzeitigen Stoßbelastungen sind nur in sehr locker gelagerten nichtbindigen Böden Kornumlagerungen zu erwarten. Schwachbindige Böden – ausgenommen Löß – zeigen hierbei im allgemeinen keine Setzungsreaktion.

Zu Abschnitt 2.3.1.2

Die Konsolidierungszeit nimmt mit dem zu verdrängenden Porenwasservolumen zu; in nicht vorbelasteten, homogenen bindigen Schichten geringer Dicke wächst sie mit dem Quadrat der Schichtdicke. Allerdings sind homogene Verhältnisse erfahrungsgemäß selten: beispielsweise treten in Sedimentböden (z. B. Bänderton) häufig Sandbänderungen auf, durch die sich die Konsolidierung beschleunigt.

Bei bindigen Böden kann die Konsolidierung auch künstlich durch Einbringen von Sandräns beschleunigt werden.

Reiner Grobschluff und Mischböden aus Grobschluff und sonstigen nichtbindigen Böden verhalten sich hinsichtlich ihrer Setzungen wie nichtbindige Böden, wobei auf die in den Erläuterungen zu Abschnitt 2.3.1.1 erwähnte dynamische Empfindlichkeit besonders hingewiesen sei.

Bei dynamischer Belastung verhält sich der bindige Baugrund steifer als bei statischer: es kann mindestens der zweifache Wert des Steifemoduls bei Wiederbelastung angesetzt werden. Deshalb erfolgt die Beurteilung des elastischen Verhaltens bei dynamischer Beanspruchung zweckmäßigerweise getrennt vom Nachweis der bleibenden Setzungen. Maßgebend ist in diesem Fall die gesamte, nicht die ständige Belastung.

Bei quasi-statischen, wiederholt auftretenden Wechselbelastungen ist eine große Empfindlichkeit mancher bindiger Böden abhängig von den Zeitintervallen zwischen den einzelnen Lastspielen festgestellt worden. Kurzzeitige Wiederholungen der Lastspiele können zu erheblichen Konsistenzverschlechterungen und zur Verringerung der Steifemoduln führen. Im Bedarfsfall werden Sonderuntersuchungen durch geeignete Fachinstitute empfohlen.

Zu Abschnitt 2.3.2

Sonderfälle des Grundbruchs sind das „Ausquetschen“ wassergesättigter bindiger Schichten und das Ausfließen von Feinsanden und Schluffen. Bei dynamischen Einwirkungen muß mit Fließerscheinungen in sehr gleichförmigen nichtbindigen Schichten im wassergesättigten und im trockenen Zustand gerechnet werden, weil die Scherfestigkeit, die nur von der inneren Reibung abhängt, dadurch erheblich abgemindert werden kann. Bei feinkörnigen Schichten mit geringer Kohäsion kann ein Fließen durch die Wirkung plötzlicher Schubspannungserhöhung, z. B. beim Abgraben, ausgelöst werden.

Zu Abschnitt 2.3.3

Der Nachweis einer Kippsicherheit über ein Momentenverhältnis ist bei exzentrischen vertikalen Lasten nicht eindeutig. Außerdem tritt bei Gründungen das Versagen – anders als bei starren Körpern – durch eine fortschreitende Plastifizierung des Bodens unter dem am stärksten beanspruchten Sohlflächenbereich auf.

Als einfache Regel für die Praxis hat sich im Grundbau seit 1940 der Nachweis über die „klaffende Fuge“ in Verbindung mit einer Begrenzung der Sohlespannung im am stärksten beanspruchten Sohlflächenbereich bewährt. Diese Art des Nachweises wird im Grundsatz beibehalten.

Auf einige Sonderfälle ist hinzuweisen:

- 1 – Fundamente mit aufgelöster Sohlfläche (Bild 1 a, b, c): Bei diesen Sohlflächen liegt der Schwerpunkt der Druckfläche weiter von der Symmetriearchse entfernt als bei einem geschlossenen Rechteck. Wenn man z. B. das Verhältnis $\frac{b}{2e}$ als „Kippsicherheit η_k “ bezeichnet, läßt sich keine von der geometrischen Form der Sohlfläche unabhängige Beziehung zwischen dem Klapfen der Fuge und η_k angeben (e -Exzentrizität der resultierenden).

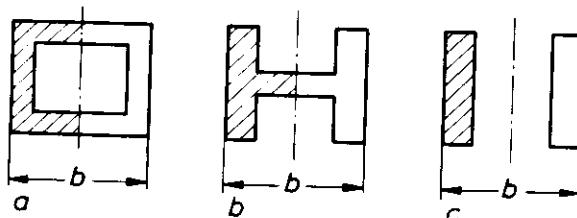


Bild 1. Druckzonen bei aufgelösten Grundrißformen von Flächenfundamenten

- 2 – Einzelfundamente von leichten Turmbauwerken (Bild 2):

Die Standsicherheit des Fundaments ist nicht die gleiche wie die Standsicherheit des Bauwerks, die nicht zum Gegenstand dieser Norm gehört.

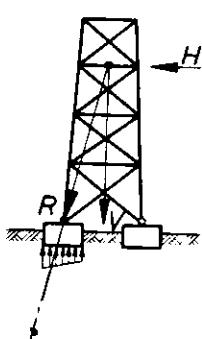


Bild 2.
Kippempfindliches Bauwerk
auf kippsicherer Flächengründung

- 3- Blockfundamente von Bauwerken mit auskragenden Massen oder von Bauwerken, die gegen Veränderungen der angesetzten Horizontalkräfte empfindlich sind (Bild 3a, b).

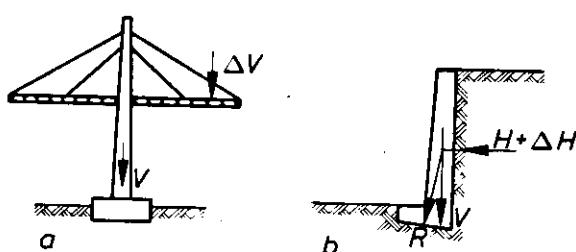


Bild 3. Beispiele für kippempfindliche Flächengründungen

Die Standsicherheit des Fundaments hängt von der zuverlässigen Bestimmung der angreifenden Kräfte ab und wird zweckmäßig durch Berechnung von Zusatzkräften ΔV , ΔH bewertet, die zum Umkippen führen würden.

Im übrigen ist gerade bei den Sonderfällen die im letzten Absatz von Abschnitt 2.3.3 angesprochene Rückwirkung ungleichmäßiger Setzungen auf die Standsicherheit zu prüfen.

Zu Abschnitt 2.3.4

Die Definition beschränkt den Begriff des Gleitens nicht auf den Fall, daß die Scherfestigkeit in der Grenzschicht B – C an der Fundamentsohle überschritten wird (Bild 4a). Auch der in Bild 4b dargestellte Fall, bei dem sich die kritische Fuge unterhalb von B – C in einer Schicht D – E von geringer Scherfestigkeit einstellen wird, kann mit einbezogen werden. Tatsächlich stellt dieser Fall den Übergang zu einer Sonderform des Grundbruchs mit einer Bruchfläche C – E – D – A dar. Da die übliche Grundbruchberechnung nach DIN 4017 Teil 2 (Vornorm) auf diesen Sonderfall nicht anwendbar ist, muß auch für diese Art des Versagens die Gefahr des Abgleitens überprüft werden, wobei dem Erdwiderstand eine um so größere relative Bedeutung als Reaktionskraft zukommt, je tiefer D – E unter B – C liegt. Ein reiner Gleitvorgang ist nur in seltenen Fällen – bei geringer Einbindetiefe in den Baugrund und glatter Fundamentsohle – möglich. Der Widerstand in der Fuge A – B bzw. A – D kann unter Beachtung der Einschränkungen nach Abschnitt 4.1.2 als Erdwiderstand in Rechnung gestellt werden.

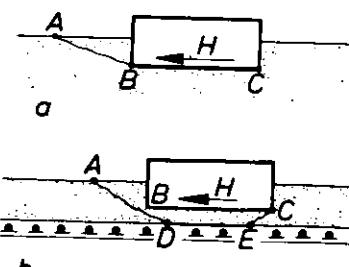


Bild 4. Beispiele zur Definition des Gleitens
Die Fuge B-C kann auch geneigt sein (z.B. siehe Bild 3b) [2].

Zu Abschnitt 3

Eine ausreichende Baugrunderkundung ist die Voraussetzung jeder Gründungsbeurteilung. Um das Baugrundrisiko für die Öffentlichkeit und für den Bauherrn in übersehbaren Grenzen zu halten, werden allgemeine Mindestforderungen (siehe Abschnitt 3.2.2 bis 3.2.5) an die Baugrunderkundung gestellt. Dabei ist berücksichtigt, daß es in vielen Fällen nicht möglich ist, einen Baugrundsachverständigen hinzuzuziehen. Man beachte, daß auch durch eine als ausreichend angesehene Baugrunderkundung das Baugrundrisiko nicht vollständig ausgeschaltet werden kann.

Zu Abschnitt 3.1

Für die Untersuchung des Bodens unterhalb der Gründungssohle bzw. der Pfahlspitzen hat der Bauherr oder sein Beauftragter zu sorgen. Falls beabsichtigt ist, einen Baugrundsachverständigen hinzuzuziehen, hat dies vor der Planung für die Baugrundaufschlüsse zu geschehen. Bei der zeichnerischen Darstellung sind die Normen DIN 4023 bzw. DIN 4094 Teil 1 zu beachten.

Wenn der mutmaßliche Verlauf von Bodenschichten oder Grundwasserhorizonten in Schnitten dargestellt wird,

empfiehlt es sich zu kennzeichnen, in welchen Bereichen die Angaben eindeutig sind (durchgezogene Schichtgrenzlinien) und in welchen sie auf Schätzungen beruhen (gestrichelte Schichtgrenzlinien).

Zu Abschnitt 3.2

Die Baugrunderkundung kann als ausreichend gelten, wenn die Mindestanforderungen dieser Norm erfüllt sind oder – siehe auch Abschnitte 3.2.4 und 3.2.6 – wenn sie durch örtliche Erfahrung (z. B. schon vorhandene Bohrungen) unter vergleichbaren Voraussetzungen teilweise oder ganz ersetzt werden. Im Zweifelsfall sollte eine sachkundige Auskunft eingeholt werden.

Die in diesem Abschnitt genannten Forderungen hinsichtlich Abstand und Tiefe der Aufschlüsse richten sich nach den unmittelbaren Lastwirkungen eines Fundaments bzw. eines Bauwerks. Gegebenenfalls können andere Gesichtspunkte maßgebend werden, z. B. die Beurteilung der hydraulischen Grundbruchsicherheit tiefer Baugruben, die Standsicherheit von Geländesprüngen oder die Lasteintragung durch Erdanker u.a.m.

Zu Abschnitt 3.2.1

Hauptbohrungen, die eine erste Übersicht über die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse des Baugeländes geben, sind bei Großbaustellen (Industrieanlagen, Siedlungen, Straßen usw.) zu empfehlen. Sie ermöglichen eine den Baugrundverhältnissen angepaßte Lage der Bauwerke. Die Beurteilung des Aufbaus des Untergrunds wird erleichtert, wenn gleichzeitig auch Unterlagen über die Geologie des untersuchten Gebietes beschafft werden. Dies gilt besonders für Bauwerke, die unmittelbar auf Fels oder wenig darüber zu gründen sind.

Vielfach ist zur Zeit der Voruntersuchungen die Art der Gründung nicht bekannt. Die Anordnung und die Tiefe der Bohrungen müssen daher so geplant werden, daß sie zur Beurteilung des Untergrunds für die verschiedenen, örtlich möglichen Gründungsarten ausreichen.

Zu Abschnitt 3.2.2

Die Bohrungen sind auch bei kleinen Bauwerken so über die Bauwerksfläche verteilt anzutragen, daß der mutmaßliche Verlauf der Schichten in mehreren Schnitten möglichst klar beurteilt werden kann. Bei fließgefährdeten oder hochkompressiblen Schichten, z. B. organischen Ablagerungen, soll das Bohrnetz durch Bohrungen auch außerhalb des Bauwerksgrundrisses erweitert werden.

Zu Abschnitt 3.2.3

Die Bohrungen müssen auch dann tiefer geführt werden, wenn bei schweren Bauwerken tiefer liegende Schichten einen Einfluß auf die Setzung erwarten lassen.

Über unterirdische Hohlräume, bei denen die Gefahr von Erdfällen (Dolinen u. ä.) besteht, können die Geologischen Landesämter Auskunft erteilen. Wenn ein solches Risiko besteht, müssen die Erkundungen für einzelne Bauwerke ebenfalls tiefer geführt werden. Dabei leisten geophysikalische Untersuchungsmethoden gute Dienste (siehe hierzu das Schrifttum, z. B. [1] S. 140, [3] S. 40).

Zu Abschnitt 3.2.5

Bei Pfahlgründungen sollen die Bohrungen zwar möglichst dort angeordnet werden, wo die Pfähle bzw. die Pfahlgruppen vorgesehen sind, jedoch nicht so nahe, daß die Pfähle durch die Bohrungen beeinträchtigt werden. Die geforderte ausreichende Mächtigkeit des tragfähigen Baugrunds unter den Pfahlspitzen ist in den Erläuterungen zu DIN 4014 Teil 1 und DIN 4026 zeichnerisch dargestellt. Ist unterhalb des tragfähigen Baugrunds eine stark nachgiebige Schicht zu vermuten, so muß bis zur nächsten tragfähigen Schicht gebohrt werden.

Besonders bei Schwerlastpfählen ist so tief zu bohren, daß alle Schichten, die zu den Setzungen beitragen können, erfaßt werden.

Zu Abschnitt 4

Beim heutigen Stand der Gündungstechnik gibt es keine eindeutige Grenze zwischen Flächen- und Pfahlgründungen. Daher werden zu den Flächengründungen alle Gründungskörper gerechnet, die in ihrer Sohlfläche außer Normalkräften auch Momente in den Baugrund einleiten. Da die Exzentrizität der Normalkraft infolge des Erdwiderstands und seiner Einspannwirkung mit der Tiefe abklingt, kann z. B. ein Brunnen statisch wie eine Flächengründung (Brunnen dreht sich als starrer Körper im Baugrund) oder wie ein Pfahl (Brunnen als elastischer Körper im Baugrund eingespannt) wirken.

Soweit Zugkräfte von der Gründung zu übertragen sind, müssen sie entweder durch Eigenlast, Auflast (Flächengründung) oder durch Scherkräfte aufgenommen werden, die im Baugrund mobilisiert werden (Pfahlgründungen und Zuganker).

Regelfälle sind durch die im Abschnitt 4.2 aufgezählten Voraussetzungen beschrieben. Dabei muß die Gefahr eines Gelände- oder Böschungsbruchs gegebenenfalls vorweg geprüft und ausgeschaltet werden.

Wegen des wechselseitigen Setzungseinflusses verbietet es sich beispielsweise, die Gründungen eines Hochbaus unmittelbar neben Häusern von niedrigerer Bauhöhe oder die Flächengründung eines setzungsunempfindlichen Bauwerks neben Pfahlgründungen als Regelfall anzusehen.

Für die Entscheidung, ob benachbarte Fundamente die Setzung des untersuchten Fundaments beeinflussen, ist nach Schultze [1], S. 115, das Verhältnis der Entfernung zur Tiefe der setzungsempfindlichen Schicht maßgebend.

Zu Abschnitt 4.1.1

Die Mindestforderung nach der frostfreien Gründungstiefe (Abstand zu der dem Frost ausgesetzten Oberfläche) wird gegebenenfalls nach örtlicher Erfahrung überschritten werden müssen. Bei Unterschreitung dieser Erfahrungswerte muß bei frostgefährdetem Baugrund mit Setzungs- und Hebungsrisiken und gewissen Verwerfungen gerechnet werden, die aber nicht die Nutzung des Bauwerks zu beeinträchtigen brauchen.

Die Herausnahme der Bauwerke von untergeordneter Bedeutung aus der sonst zwingenden Forderung bedeutet nicht, daß solche Bauwerke nicht in gleicher Weise frostgefährdet wären. Es besteht aber kein Grund, einem Bauherrn die Übernahme dieses Risikos zu verbieten.

Gründungen für vorübergehende Zwecke (Gerüste, fliegende Bauten), die nicht überwintern, können auch flach auf die Oberfläche gesetzt werden.

Die Forderung nach Sicherung eines bindigen Bodens wird auf die Bauzeit, d. h. die Zeit bis zur Übergabe des Bauwerks an den Bauherrn, beschränkt, weil die öffentlich-rechtliche Verantwortung damit endet.

Es ist möglich, daß auch andere nichtstatische Gesichtspunkte die Lage der Gründungssohle bestimmen; etwa eine tiefreichende Schrumpfneigung des Bodens neben dem Bauwerk in längeren Trockenperioden oder tiefreichende Baumwurzeln, die zum einseitigen Wasserentzug unter der Gründungssohle und damit zu ungleichmäßigen Setzungen Anlaß geben können.

Strömendes Grundwasser beeinträchtigt die Tragfähigkeit des Baugrunds nur dann, wenn der Strömungsdruck die Stabilität einer Böschung gefährdet, auf der gegründet wird, oder wenn aufsteigendes Grundwasser neben einem Fundament die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch vermindert.

Zu Abschnitt 4.1.2

Die Vereinfachung der in Wirklichkeit ungleichmäßigen Sohldruckverteilung durch eine Gerade ist bei starren Fundamentkörpern erfahrungsgemäß zulässig. Die wirkliche Verteilung ist in erster Linie von der Grundbruchssicherheit abhängig: bei großer Sicherheit, also geringer Fundamentbelastung, treten Spannungsmaxima in der Nähe der Fundamentkanten auf. Mit zunehmender Belastung füllt sich die Sohle und nähert sich asymptotisch einer Verteilung mit dem Höchstwert in Fundamentmitte (Bild 5) [4].

Die geradlinige Sohldruckverteilung liegt in bezug auf die Bemessung der Fundamente etwas auf der unsicheren Seite, und ist für die Tragfähigkeit des Baugrunds ohne praktische Bedeutung.

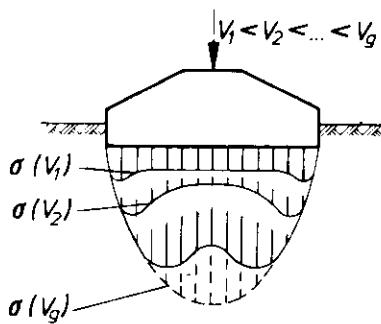


Bild 5. Schematische Darstellung der Entwicklung der Bodenpressungen bei wachsender Belastung eines Flächenfundaments

Bei Fundamenten oder Gründungsplatten, die weit auskragen (Bild 6a) oder sich über mehrere Stützen spannen (Bild 6b), verlagert sich die Sohle und nähert sich den Stützen. Diese Tendenz wird gegebenenfalls durch das Kriechen des Fundamentbetons noch unterstützt. Näheres hierzu siehe Erläuterungen zu DIN 4018 [5].

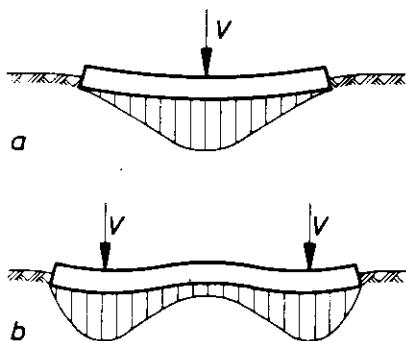


Bild 6. Beispiele für die Verteilung der Bodenpressungen unter biegeweichen Flächengründungen

Der Verzicht auf die Einrechnung dynamischer Beiwerte im Regelfall geht von der Überlegung aus, daß die Amplituden der dynamischen Anteile der äußeren Kräfte auf dem Wege vom Erregerort bis zum Fundament stark gedämpft werden. Eine Ausnahme bilden flach gelegene, unmittelbar befahrene Bankette oder Platten (Fabrikhallen, Verkehrsanlagen) oder Maschinenfundamente.

Wird bei Stützmauern mit dem aktiven Erddruck gerechnet, dann verringert sich das auf die Sohle bezogene Erddruckmoment bei Berücksichtigung des Wandreibungswinkels (siehe DIN 1055 Teil 2, Ausgabe Februar 1976, Abschnitt 8.2). Die Scherspannungen zwischen Wand und Boden werden durch eine geringfügige Kippung ausgelöst. Der für den aktiven Erddruck erforderliche Drehwinkel ist

sehr klein und dürfte nach den bisher bekannt gewordenen Messungen für Sand [6], [7] je nach Lagerungsdichte der Hinterfüllung in der Größenordnung von 10^{-3} bis 10^{-4} liegen. Dabei sinkt der Erddruck vom Ruhedruck (siehe DIN 1055 Teil 2, Ausgabe Februar 1976, Abschnitt 9.6) allein schon durch die elastische Entspannung des Bodens auf den aktiven Erddruck ab.

Die zur Mobilisierung des vollen Erdwiderstands erforderlichen Verschiebungen liegen – z. B. bei Sand je nach Lagerungsdichte – im Zentimeter- bis Dezimeterbereich (siehe [1] S. 240). Der Ansatz des halben Erdwiderstands, wie er im Abschnitt 4.1.3.3 festgelegt wird, beweist die Verschiebungen klein zu halten [8] und ist keine zusätzliche Sicherheitsforderung.

Der Wandreibungswinkel ($\delta_p \approx \frac{2}{3} \varphi$) sollte nur bei Fußpunkt-drehung der Wand und bei überwiegend statischer Belastung angesetzt werden; dynamische Störungen des Spannungszustands können die Scherspannungen an der Wand abbauen.

Bei der Erdwiderstandsberechnung vor Einzelfundamenten sollte vorläufig keine mitwirkende Breite angesetzt werden, da hier zu wenige gesicherte Erfahrungen vorliegen.

Wenn der Erdwiderstand in die Gleichgewichtsbetrachtung einbezogen wird, muß der Boden vor dem Fundament, vor allem wenn er verfüllt worden ist, verdichtet werden. Da die zum Erdwiderstand gehörigen Aktionskräfte nicht ständig wirken, sind spätere bauliche Maßnahmen (z. B. Leitungsverlegung, Unterfangung) innerhalb des vom Erdwiderstand beanspruchten Bodenvolumens bei entsprechendem Nachweis möglich.

Bei tief einbindenden Flächengründungen nimmt der Erdwiderstand nur in der oberen Verdrängungszone linear zu, in den tieferen Zonen entsprechend den Theorien der elastischen Einspannung (Bild 7). Siehe hierzu z. B. [1] S. 524, 678; [9].

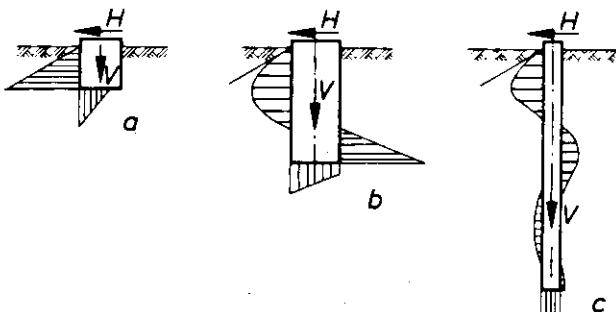


Bild 7. Einspannung im Baugrund bei abnehmender Steifigkeit des Gründungskörpers

Zu Abschnitt 4.1.3.1

Die Forderung im ersten Absatz soll gewährleisten, daß die Standsicherheit von Stützmauern (Erddruck als ständige Last) nicht durch Kriechverformungen des Baugrunds beeinträchtigt wird; unabhängig vom Grundbruch- und Setzungsnachweis besteht die Gefahr, daß der Baugrund unter dauernd hochbelasteten Fundamentkanten ausweicht. Die Forderung beschränkt sich auf die ständigen Lasten des Lastfalls 1 und ist im allgemeinen konstruktiv leicht erfüllbar. Dabei ist zu beachten, daß die Forderung nicht dadurch umgangen werden kann, daß ein Teil der Fundamentbreite statisch unberücksichtigt bleibt.

Die angegebene Formel a) für die zulässige Exzentrizität der Gesamtlast ist eine Näherung, die um maximal 6% auf der sicheren Seite liegt (siehe [10]). Formel b) ist genau.

Für Kreisringquerschnitte lautet die entsprechende Bedingung:

$$\frac{v_c}{r_a} = \frac{3\pi}{16} \cdot \frac{1 - r^4}{1 - r^3}$$

worin $r = \frac{r_i}{r_a}$ das Verhältnis des inneren zum äußeren Radius ist.

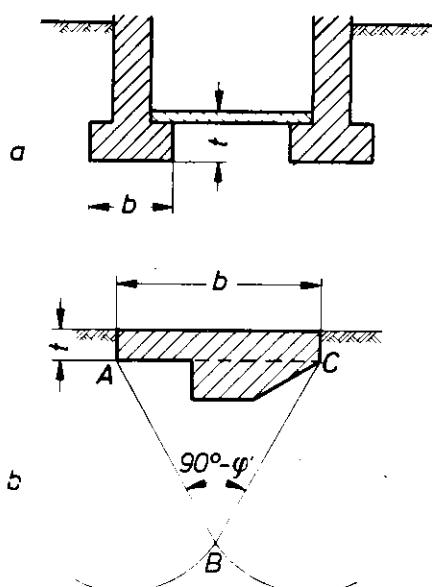
Es wird empfohlen, keine unsymmetrischen Sohlflächenformen (Dreieck, Trapez oder dergleichen) zu wählen, da hierfür keine anerkannten Erfahrungen vorliegen.

Gegebenenfalls ist der Nachweis für eine unsymmetrische Sohlfläche in der Weise zu führen, daß man den zugehörigen Schwerpunkt und die Hauptträgheitsachsen ermittelt und dann die Fläche in ein flächengleiches Rechteck mit gleicher Schwerpunktlage und gleichen Hauptrichtungen umwandelt [18].

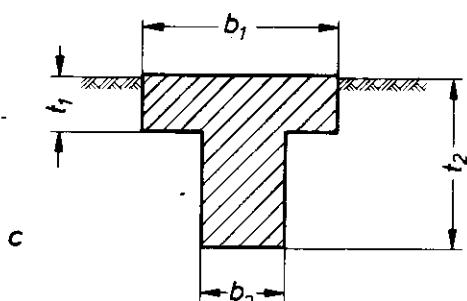
Zu Abschnitt 4.1.3.2

Das Verfahren des Grundbruchnachweises ist in DIN 4017 Teil 1 und Teil 2 (Vornorm) angegeben. Hinsichtlich näherer Einzelheiten wird auf die Rechenbeispiele nach DIN 4017 Teil 1 Beiblatt und Teil 2. Beiblatt hingewiesen. Ergänzend wird auf folgende Sonderfragen hingewiesen.

Bei den in Bild 8a) bis d) dargestellten Querschnitten sind b als maßgebende Breite und t als maßgebende Einbindetiefe einzusetzen.



Maßgebende Einbindetiefe: t für alle Verspringungen der Sohlfläche innerhalb des stabilen Bodenkeils ABC und zugehörige maßgebende Breite b (φ' innerer Reibungswinkel des dränierenden Bodens).



Nachweis für beide Kombinationen b_1 und t_1 sowie b_2 und t_2 erforderlich.

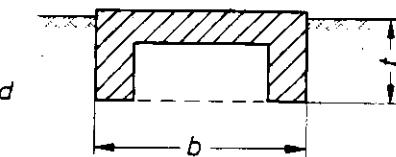


Bild 8. Maßgebende Längen für den Grundbruchnachweis bei unregelmäßigen Fundamentformen

Bei den in Bild 9 gezeigten Grundrissen sind die äußeren Abmessungen maßgebend, solange die Summe der Ausparungen nicht mehr als etwa 20% der gesamten umrissten Sohlfläche ausmacht (Richtwert).

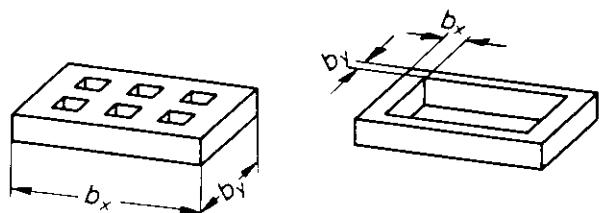


Bild 9. Maßgebende Breiten für den Grundbruchnachweis bei durchbrochenen Fundamentgrundrissen

Zur Beurteilung der gegenseitig stützenden Wirkung benachbarter Fundamente beim Grundbruchnachweis siehe [18].

Zu Abschnitt 4.1.3.3

Wenn der Erdwiderstand zur Aufnahme einer nicht seitenparallelen Horizontalkraft herangezogen wird, muß er auf dieselbe Kraftrichtung bezogen werden.

Wenn die resultierende Horizontalkraft exzentrisch angreift, kann man vereinfachend, beispielsweise analog zum Grundbruchnachweis bei exzentrischer Last (siehe DIN 4017 Teil 2 (Vornorm)), so vorgehen, daß bei der Ermittlung der Sohlschubkraft nur diejenige Teilfläche der Sohlfläche angesetzt wird, durch deren Schwerpunkt die Kraftwirkung von H hindurchgeht. Entsprechend sind dann für V die gleichzeitig möglichen kleinsten Vertikalkräfte anzusetzen, die auf diese Teilfläche wirken.

Der Sohlreibungswinkel wird auf den Scherparameter (innerer Reibungswinkel) φ' bezogen. Richtwerte dafür können DIN 1055 Teil 2, entnommen werden. Auch für den unkonsolidierten Zustand findet man dort Angaben für den Wert c_u der Scherfestigkeit.

Im konsolidierten Zustand ist beim Gleitsicherheitsnachweis der Ansatz der effektiven Kohäsion c' nicht zugelassen, weil sie durch die unvermeidlichen Störungen der Baugrubensohle vor dem Einbringen des Fundamentbetons häufig verloren geht.

Falls der Erdwiderstand und die Sohlreibung gemeinsam in Rechnung gestellt werden, muß berücksichtigt werden, daß die beiden Kräfte ihren Größtwert bei verschiedenen großen Verschiebungen erreichen.

Zu Abschnitt 4.1.3.4

Die Sicherheit gegen Auftrieb ist das Verhältnis der Eigenlasten zur Resultierenden der Kräfte, die das Fundament vom Baugrund abzuheben suchen. Dabei wird die Resultierende der Auftriebskräfte im Schwerpunkt des Fundaments angesetzt; ein etwaiges Versatzmoment wird in den Nachweisen gemäß Abschnitt 4.1.3.1 bis 4.1.3.3 berück-

sichtigt. Auch bei bindigem Untergrund muß der Auftrieb mit dem vollen Wert angesetzt werden.

Die Auftriebssicherheit, die ohne Berücksichtigung der seitlichen Bodenreaktion maßgebend ist, deckt die Ungenauigkeiten beim Ansatz der Eigenlasten. Dagegen ist eine zweifelsfreie Annahme der Wasserstände vorausgesetzt. Bei Ansatz der Scherkräfte am Umfang des Fundaments erhöht sich das Risiko wegen der Ungenauigkeit bei der Festlegung der bodenmechanischen Kennwerte. Für diesen Fall sind deshalb erhöhte Sicherheiten vorgeschrieben.

Diese erhöhten Sicherheiten können auch bei der Bemessung von Zugfundamenten zugrundegelegt werden.

Wenn die Auftriebskräfte teilweise durch Eigenlasten und teilweise durch Bodenreaktionen aufgenommen werden sollen, dividiert man jede der beiden maximalen Reaktionskräfte durch die zugehörige Sicherheit und prüft, ob die Summe der zulässigen Reaktionskräfte größer als die aufzunehmende Auftriebskraft ist.

Zu Abschnitt 4.2

Auf die grundsätzliche Forderung, die zulässige Belastung von Flächengründungen durch eine Berechnung der Grundbruchsicherheit sowie der Werte der voraussichtlichen Setzungen und Setzungsunterschiede in jedem einzelnen Fall nachzuweisen, kann verzichtet werden (siehe Abschnitt 4, letzter Absatz), wenn es sich um Streifen- und Einzelfundamente mit begrenzten und häufig vorkommenden Abmessungen einerseits und um häufig vorkommende typische Bodenarten andererseits handelt. Diese sogenannten Regelfälle sind Flächengründungen, die in den Tabellen 1 bis 6 genannten Abmessungen besitzen und auf den in diesen Tabellen genannten typischen Bodenarten ausgeführt werden.

Für diese Regelfälle sind die zulässigen Bodenpressungen, wie sie sich bei bewußt vorsichtiger Berechnung aus der Forderung einer ausreichenden Grundbruchsicherheit und einer begrenzten Setzung bei Auswertung vorliegender Erfahrungen und neuerer Forschungsergebnisse [11] ergeben, in den Tabellen 1 bis 6 zusammengestellt. Sie dürfen im allgemeinen unmittelbar angewendet werden, wenn die in Abschnitt 4.2 unter a) bis c) gestellten Bedingungen erfüllt sind.

Bei den in den Tabellen genannten Bodenpressungen ist ein etwaiger Einfluß von belasteten Nachbarfundamenten nicht besonders berücksichtigt, doch sind die Bodenpressungen so gewählt, daß bei den üblicherweise vorkommenden Fundamentabständen und Fundamentbelastungen eine merkbare Setzungsbeeinflussung nicht zu befürchten ist. Nur bei ungewöhnlich dichtem Fundamentabstand und höheren Bodenpressungen ist deshalb – sofern der Größe der Setzungen überhaupt eine Bedeutung zukommt – eine besondere Setzungsberechnung zum Erfassen der gegenseitigen Beeinflussung notwendig. Voraussetzung hierfür ist allerdings, daß im Einflußbereich des Bauwerks keine stark setzungsfähigen bindigen Böden vorkommen, da in ihnen selbst sehr geringe zusätzliche Spannungen Setzungen hervorrufen können und dadurch auch die Frage der gegenseitigen Beeinflussung des Setzungsverhaltens der einzelnen Fundamente (Spannungsüberlagerung) Bedeutung gewinnen kann.

Die unter a) geforderte Mindesttiefe $t = 2b$ mit gleichmäßigen Baugrundverhältnissen berücksichtigt, daß die den Grundbruch auslösende Gleitfläche bis in diese Tiefe hineinunterreichen kann und die vom Fundament auf den Baugrund übertragenen zusätzlichen Spannungen hinreichend abgeklungen sind (auf ungefähr 10% bei Einzelfundamenten, siehe Bild 10, und 30% bei Streifenfundamenten).

Die unter b) erwähnten dynamischen Beanspruchungen sind vor allem bei nicht dicht gelagerten nichtbindigen Böden von Bedeutung (siehe Abschnitt 2.3.1.1 und 2.3.1.2). Flächengründungen mit überwiegenden oder regelmäßigen dynamischen Beanspruchungen sind aber auch in allen anderen Bodenarten nach anderen Gesichtspunkten zu entwerfen als die im Abschnitt 4 behandelten Regelfälle mit überwiegend statischer Beanspruchung (siehe [1], S. 131).

Zum Begriff der Einbindetiefe wird auf die Erläuterungen zu Abschnitt 4.1.3.2 und Bild 8 verwiesen.

Mit wachsender Einbindetiefe nimmt die zulässige Bodenpressung wegen des größeren seitlichen Bodengegengewichts erheblich zu (siehe Tabellen 1 bis 6). Wenn man die dadurch gegebene höhere Tragfähigkeit nicht nach Abschnitt 4.3 voll ausnutzen will, ist bei Einbindetiefen über 2 m nur die verhältnismäßig geringe Steigerung der zulässigen Bodenpressung um $\Delta p_s = \gamma \cdot \Delta t$ in kN/m^2 möglich (Δt die über 2 m hinausgehende Einbindetiefe in m).

Zu Abschnitt 4.2.1

Die Tragfähigkeit hängt bei nichtbindigen Böden sehr stark von der Lagerungsdichte, aber auch vom Kornaufbau ab. Bei geringerer Lagerungsdichte kann z. B. die Tragfähigkeit eines nichtbindigen Bodens auf $\frac{1}{6}$ der Tragfähigkeit bei dichter Lagerung abfallen (siehe Bild 11).

Bei gleicher Lagerungsdichte D weisen enggestufte, d. h. gleichkörnige Böden, eine größere Tragfähigkeit auf als weitgestufte, ungleichförmig aufgebaute Böden (siehe Bild 12). Deshalb müssen bei weitgestuften Böden die Anforderungen an die Lagerungsdichte für die Anwendung der Tabellen höher angesetzt werden.

Ähnlich wie bei nichtbindigen Böden kann die Tragfähigkeit auch bei gemischtkörnigen Böden mit geringem Feinkornanteil beurteilt werden.

Ein gutes Maß für die Tragfähigkeit liefert der Spitzwiderstand einer Drucksonde. Die für die Anwendung der Tabellenwerte geforderte Mindesttragfähigkeit des Bodens ist vorhanden, wenn mit der Drucksonde nach DIN 4094 Teil 1 in 2 m Tiefe unter Geländeoberfläche ein Spitzendruck $\geq 7,5 \text{ MN/m}^2$ gemessen wird. Drucksondierungen lassen sich nur bei Böden mit einem Größtkorn bis etwa 4 mm ausführen. Der Nachweis der geforderten Mindesttragfähigkeit durch Rammsonden setzt wegen der Abhängigkeit des Rammwiderstands von der Korngrößenverteilung und der Kornform örtliche Erfahrungen voraus.

Durch Sondierungen kann der Nachweis für die ausreichende Tragfähigkeit in der Regel ohne Schwierigkeiten bis in die in Abschnitt 4.2 a) und Abschnitt 4.2.1.3 b) geforderte Tiefe gleich der zweifachen Fundamentbreite geführt werden. Ein Nachweis der Tragfähigkeit über die Bestimmung der Dichte des Bodens muß sich dagegen in der Regel auf die Gründungssohle beschränken, es sei denn, daß tieferreichende Schürfe außerhalb des unmittelbaren Fundamentbereichs ausgehoben werden. Die nach DIN 18 125 Teil 2 (Vornorm) ermittelte Trockendichte des Bodens wird entweder auf die Grenzen der Lagerungsdichte nach DIN 18 126 (z. Z. noch Entwurf), wobei je nach Korngrößenverteilung die im Normentext genannten Lagerungsdichten D von 0,30 bzw. 0,45 erbracht sein müssen oder auf die Proctordichte ϱ_{Pr} nach DIN 18 127 (Vornorm) bezogen.

Bei Böden mit mehr als 5% Feinkorn unter 0,06 mm lassen sich die Kenngrößen n_0 und n_d und damit auch die Lagerungsdichte D prüftechnisch zunehmend schwierig oder überhaupt nicht mehr ermitteln.

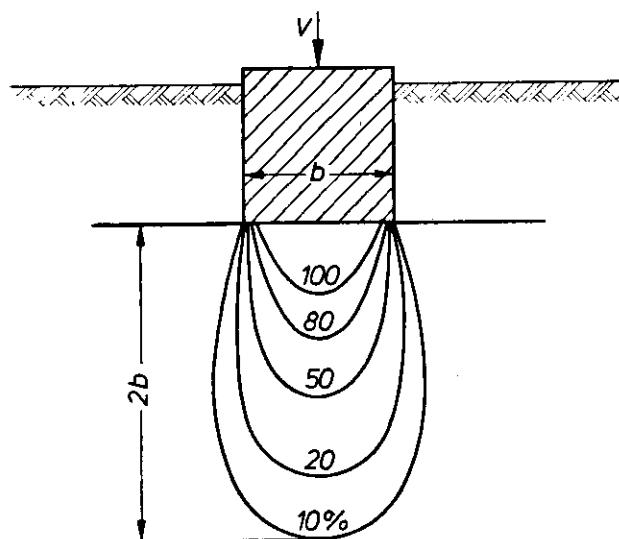


Bild 10. Abbau der Bodenpressung unter einem Einzelfundament

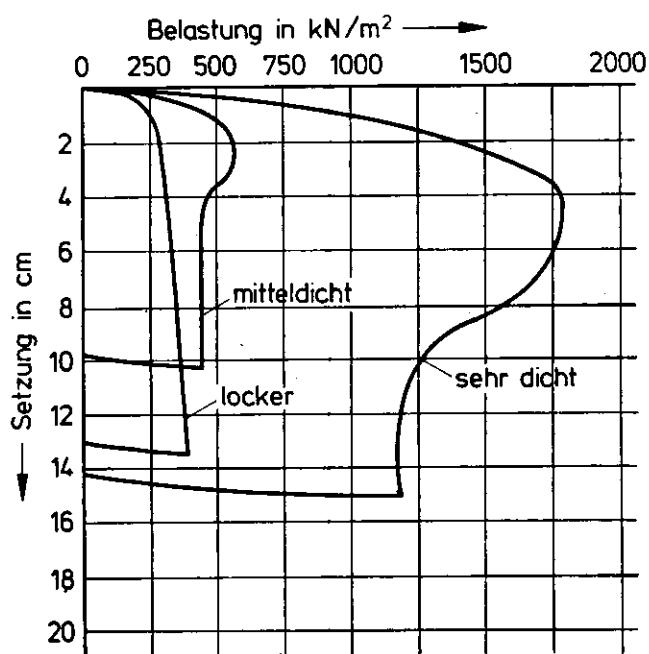


Bild 11. Abhängigkeit der möglichen Fundamentlast von der Lagerungsdichte eines nichtbindigen Baugrunds

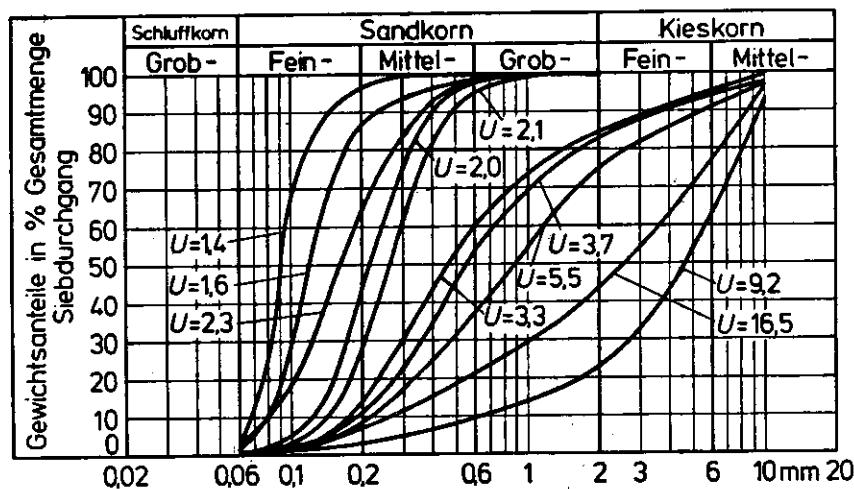


Bild 12. Ungleichförmigkeitszahlen bei typischen nichtbindigen Böden

Tabelle A. Voraussetzungen für die Anwendung der zulässigen Bodenpressungen nach Abschnitt 4.2.1

Bodengruppe nach DIN 18 196	Ungleichförmigkeitszahl U	Lagerungsdichte D	Verdichtungsgrad D_{Pr}	Spitzenwiderstand der Drucksonde q_s MN/m ²
SE, GE SU, GU GT	≤ 3	$\geq 0,3$	$\geq 95\%$	$\geq 7,5$
SE, SW SI, GE GW, GT SU, GU	> 3	$\geq 0,45$	$\geq 98\%$	$\geq 7,5$

Das genannte Verfahren liefert dabei entweder zu günstige Ergebnisse oder lässt sich nicht mehr anwenden. In diesem Fall ist es daher bei der Überprüfung der Lagerungsverhältnisse zweckmäßig, anstelle der Lagerungsdichte D den aus dem Proctorversuch ermittelten Verdichtungsgrad D_{Pr} zugrunde zu legen. Dabei kann von der in Tabelle A angegebenen Zuordnung zwischen Lagerungsdichte D und dem Verdichtungsgrad D_{Pr} ausgegangen werden.

Der Nachweis der Tragfähigkeit über Dichtebestimmungen in Verbindung mit Korngrößenanalysen und den Grenzen der Lagerungsdichte bzw. der Proctordichte verlangt wegen der Fehlerempfindlichkeit der Verfahren stets Parallelmessungen und ist daher vergleichsweise aufwendig. In homogenen Schüttungen ist die Bestimmung der Wichte mit der Isotopensonde anwendbar, wenn die Ergebnisse stichprobenweise *in situ* kontrolliert werden können.

Die für die Anwendung der Tabellen 1 und 2 der Norm geforderte Mindesttragfähigkeit, die durch die verschiedenen Verfahren nachgewiesen werden kann, ist bei einer etwa mitteldichten Lagerung gegeben.

Erfahrungsgemäß besitzen gewachsene Sand- oder Kiesablagerungen infolge des natürlichen Sedimentationsvorgangs im allgemeinen diese Lagerungsdichte. Vorsicht ist geboten, wenn eine lockere Lagerung des Sandes infolge seiner Entstehungsgeschichte erwartet werden muß (Dünensand, Ablagerungen aus Rutschungen o. ä.) oder wenn die Gründungssohle innerhalb eines früheren menschlichen Einwirkungsbereichs liegt (alte Abfallgruben, verfüllte ältere Baulichkeiten, Gräben oder Baugruben, Bombentrichter u. ä.). Nichtbindige Böden, in die ein Stahlstab von ≈ 20 mm Durchmesser ohne Anstrengung 0,5 m tief eingedrückt werden kann, sind mit Sicherheit locker gelagert.

Für dicht bis sehr dicht gelagerte nichtbindige Böden, die in der Natur seltener vorkommen, lässt Abschnitt 4.2.1.3 eine Erhöhung der Tabellenwerte zu.

Für außermittige Lasten wurde in der neuen Fassung dieser Norm das Verfahren der DIN 4017 Teil 2 übernommen, da es sehr einfach zu handhaben ist und die Einhaltung der erforderlichen Grundbruchsicherheit für die nach Abschnitt 4.2 bemessenen Fundamente anders nicht zu gewährleisten war. Abschnitt 4.2.1.3 a) der DIN 1054 in der Ausgabe November 1969, der bei Kanten- und Eckpressungen Erhöhungen zuließ, ist daher entfallen.

Zu Abschnitt 4.2.1.1

Die beiden grundsätzlichen Forderungen nach ausreichender Grundbruchsicherheit und Einhaltung einer zulässigen Setzung sind in Bild 13 schematisch dargestellt. Danach dürfen Fundamente von Bauwerken, bei denen die eintrende – und in nichtbindigen Böden auch immer begrenzte – Setzung ohne Bedenken in Kauf genommen

werden kann, allein nach der Grundbruchtheorie (Linie a in Bild 13) entworfen werden, d. h. mit großen zulässigen Bodenpressungen unter breiten Fundamenten. Demgegenüber sind die Fundamentlasten setzungsempfindlicher Bauwerke durch die Linie b in Bild 13 begrenzt. Dieser Erkenntnis entspricht die getrennte Festlegung der zulässigen Bodenpressung für diese beiden Fälle in den Abschnitten 4.2.1.1 und 4.2.1.2 bzw. in den Tabellen 1 und 2.

In der Tabelle 1 entsprechen die in der 2. und 3. Spalte angegebenen zulässigen Bodenpressungen der Linie a im Bild 13, während die in der 4. bis 7. Spalte angegebenen Werte und die Vorschriften im letzten Absatz dieses Abschnittes der Linie b entsprechen, d. h. das Auftreten von nur geringen Setzungsunterschieden sicherstellen.

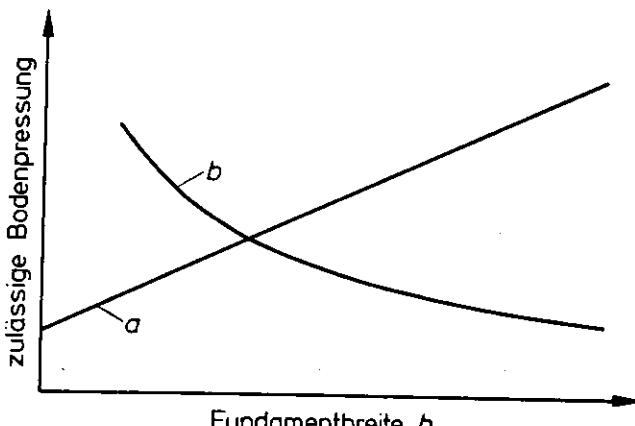


Bild 13. Schematische Darstellung der statischen Forderungen a) nach ausreichender Grundbruchsicherheit und b) bei Einhaltung einer zulässigen Setzung

Bei gleichzeitigem Vorkommen verschiedener Fundamentbreiten unter dem Bauwerk bleiben die auftretenden Setzungsunterschiede also in der Größenordnung von 0,5 bis 1 cm, was nach allen Erfahrungen auch für setzungsempfindliche Bauwerke, wie sie die aufgegliederten Wohn- und Geschäftshäuser darstellen, bei den üblichen Wand- oder Stützenabständen von mindestens 4 bis 5 m keine Gefahr bedeutet und zu keinen Setzungsschäden führt. Auf die Erläuterungen zu Abschnitt 4.2 wird noch einmal hingewiesen.

Zu Abschnitt 4.2.1.2

Die in Tabelle 2 genannten Bodenpressungen entsprechen der Linie a in Bild 13. Unter verschiedenen breiten oder verschieden tief gebrüdeten Fundamenten sind diese Bodenpressungen mit zum Teil recht großen Setzungsunterschieden verbunden, die ohne besonderen Nachweis einer Unschädlichkeit für die jeweilige Konstruktion nicht zulässig sind.

Zu Abschnitt 4.2.1.3

Die nach a) zulässige Vergrößerung der mittleren Bodenpressung bei gedrungenen Einzelfundamenten berücksichtigt die räumliche Tragwirkung bei derartigen Fundamenten gegenüber den beim Streifenfundament oder bei gestreckten Einzelfundamenten vorliegenden Verhältnissen des „ebenen Falls“. Bei Einbindetiefen von $t \geq 0,8$ m ist beim „räumlichen Fall“ die Tragfähigkeit gegenüber dem „ebenen Fall“ nach neueren Untersuchungen [19] stets größer, und zwar um so mehr, je gedrungener das Fundament, d. h. je kleiner sein Seitenverhältnis ist.

Die nach b) mögliche Erhöhung der zulässigen Bodenpressungen nach Tabellen 1 und 2 bis maximal 50% trägt der in den Erläuterungen zu Abschnitt 4.2.1 behandelten und aus dem Bild 11 hervorgehenden wesentlich besseren Tragfähigkeit dicht gelagerter nichtbindiger Böden Rechnung. Diese relativ große Erhöhung setzt aber voraus, daß die zum Nachweis der dichten Lagerung durchgeföhrten Untersuchungen ein einwandfreies und nicht durch widersprüchsvolle Versuchswerte beeinträchtigtes Ergebnis liefern. Da die Lagerungsverhältnisse nichtbindiger Böden infolge des Sedimentationsvorgangs selten einheitlich sind, ist der Nachweis für eine dichte Lagerung auch „in angemessenem Umfang“ zu erbringen, d. h., der Nachweis an nur einer Stelle genügt in keinem Fall, sondern es sind stets Untersuchungen an verschiedenen Stellen des Bauwerksgrundrisses erforderlich.

Hinsichtlich der geforderten unterschiedlichen Werte D bzw. D_{Pr} für die Lagerungsdichte bei gleichförmigem bzw. ungleichförmigem Boden, siehe Erläuterungen zu Abschnitt 4.2.1, ebenso hinsichtlich der Untersuchungsmöglichkeiten.

Für eine dichte Lagerung gelten die Werte der Tabelle B. Falls beide Erhöhungen nach Abschnitt 4.2.1.3 a) und b) ausgenutzt werden sollen, sind sie zu addieren.

Zu Abschnitt 4.2.1.4

Die unter a) vorgeschriebene Ermäßigung der zulässigen Bodenpressung bei hohem Grundwasserstand berücksichtigt annähernd den Einfluß des Auftriebs auf die Grundbruchsicherheit.

Bei Grundwasserständen zwischen Gründungssohle und dem Abstand $d = b$ unter Gründungssohle sind die aus der Forderung nach einer ausreichenden Grundbruchsicherheit abgeleiteten zulässigen Bodenpressungen der Tabelle 2 um 40% (bei $d/b = 0$) oder dem Verhältnis d/b entsprechend zu ermäßigen, jedoch auch die in Spalte 2 oder 3 von Tabelle 1 angegebenen Werte, die ebenfalls auf der erforderlichen Grundbruchsicherheit beruhen (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 4.2.1.1).

Bei Grundwasserständen oberhalb der Gründungssohle wird bei geringer Einbindetiefe der Fundamente die Grundbruchsicherheit beeinträchtigt. Deshalb wird für diese Fälle ein Nachweis nach Abschnitt 4.3 gefordert, siehe auch Abschnitt 4.2.1 d).

Liegt der Grundwasserspiegel in einem Abstand unter der Gründungssohle, der gleich oder größer als die Fundamentbreite ist, kann die Verringerung der Bodenlast durch den Auftrieb in den tiefer liegenden Schichten vernachlässigt und mit den unverminderten zulässigen Bodenpressungen für den erdfreudigen Boden gerechnet werden.

Die Abminderungen nach b) berücksichtigen die sowohl theoretisch wie durch Versuche [13] belegte Tatsache, daß eine Neigung der Last die Grundbruchlast vermindert.

Die Versuche haben aber gezeigt, daß mindestens im Bereich der Gebrauchslasten die theoretischen Abminde rungsfaktoren nach DIN 4017 Teil 2 (Vornorm) zu großen Reduzierungen hervorrufen.

Bei stark geneigten Belastungen sollte darüber hinaus stets auf eine ausreichende Einbindetiefe geachtet werden. Bei kleinen Einbindetiefen ist nach Abschnitt 4.2.1 c) ein Grundbruchnachweis erforderlich.

Zu Abschnitt 4.2.2

In den Tabellen 3 bis 6 werden für Regelfälle die zulässigen Belastungen bindigen Baugrunds angegeben [14]. Bei der Ermittlung dieser Tabellenwerte für bindigen Baugrund war fast ausschließlich das Setzungsverhalten maßgebend; eine Ausnahme bildete lediglich die Tabelle 3 für Schluff, bei der bei kleinen Fundamentbreiten das Grundbruchverhalten zu kleineren Bodenpressungen führte.

Da Flächengründungen auf weichem Untergrund nicht häufig ausgeführt werden und nicht als Regelfälle anzusehen sind, wurde die Aufstellung von Tabellen auf die Konsistenzen „steif“, „halbfest“ und „fest“ beschränkt. Die für „festen“ Baugrund angegebenen Tabellenwerte dürfen nur dann verwendet werden, wenn die feste Konsistenz durch eine größere Anzahl von Proben nachgewiesen ist, deren Zustand den Bedingungen im Baugrund entspricht.

Die anstehenden bindigen Bodenarten werden nach DIN 4022 Teil 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 6, benannt. Liegt die Benennung oder die ermittelte Konsistenz zwischen den Angaben der Tabellen 3 bis 6, so ist aus diesen der ungünstigere Wert zu entnehmen. So gilt z. B. für einen stark tonigen Schluff mit steifer bis halbfester Konsistenz der für steifen Ton in Tabelle 6 angegebene Wert.

Auf die Angabe einer zulässigen Bodenpressung für bindige Böden weicherer Konsistenz wurde verzichtet, weil diese Fälle sich einer verallgemeinerungsfähigen, einfachen Beurteilung entziehen (keine Regelfälle). Soweit

Tabelle B. Voraussetzungen für die Erhöhung der zulässigen Bodenpressungen nach Abschnitt 4.2.1.3 b)

Bodengruppe nach DIN 18 196	Ungleichförmigkeitszahl U	Lagerungsdichte D	Verdichtungsgrad D_{Pr}	Spitzenwiderstand der Drucksonde q_s MN/m ²
SE, GE SU, GU GT	≤ 3	$\geq 0,5$	$\geq 98\%$	≥ 15
SE, SW SI, GE GW, GT SU, GU	> 3	$\geq 0,65$	$\geq 100\%$	≥ 15

die bisher schon verwendeten Bodenpressungen nach übereinstimmender örtlicher Erfahrung zu keinen oder zu erträglichen Setzungsschäden geführt haben, stehen dieser Praxis die Bestimmungen in DIN 1054 nicht entgegen.

Die in den Tabellen 3 bis 6 aufgeführten Werte gelten unabmindernd auch für schräge Lasten, da die mittleren Fundamentsetzungen – solange die Gleitsicherheit nach Abschnitt 4.1.3.3 gewährleistet ist – von der Horizontalkraft kaum beeinflußt werden.

Für außermittige Lasten gilt das zu Abschnitt 4.2.1 Gesagte. Auf die Beachtung der in Abschnitt 4.1.3.1 genannten Voraussetzungen wird noch einmal hingewiesen.

Ferner ist zu beachten, daß in bindigen Böden von nur steifer Konsistenz bei schneller Belastung Porenwasserüberdrücke auftreten können. Die Tabellenwerte sind bei Bauzeiten, die in weniger als 15 Tagen die Höchstbelastung erreichen, nicht anwendbar (kein „Regelfall“).

Für die Bemessung von Fundamenten auf Löß können die Werte der Tabelle 3 verwendet werden. Steht echter (primär abgelagerter) Löß an, muß jedoch durch Untersuchungen oder örtliche Erfahrungen nachgewiesen sein, daß ein plötzlicher Zusammenbruch des Korngerüsts durch eindringendes Wasser oder durch die Fundamentbelastung nicht auftreten kann.

Vorausgesetzt ist bei der Ermittlung der Setzungen für die in den Tabellen 3 bis 6 angegebenen Bodenpressungen ein nicht zu enger Abstand von Einzelfundamenten, der 3,0 m oder das 3,5fache der Fundamentbreite nicht unterschreiten soll.

Die Werte der Tabellen 3 bis 6 sind bei Fundamentbreiten zwischen 0,5 und 2,0 m anwendbar. Sollen breitere Fundamente überschlägig mit den Tabellen bemessen werden, so müssen die Werte um etwa 10 % je m zusätzlicher Fundamentbreite verringert werden, um die Setzungen in den angegebenen Grenzen zu halten.

Die Erhöhung der zulässigen Bodenpressung für gedrungene Fundamente entspricht der Tatsache, daß diese Fundamente bei gleicher Sohlespannung und gleicher kleinerer Breite eine geringere Setzung haben.

Abweichend von DIN 1054, Ausgabe November 1969, wird der Einfluß des Grundwasserspiegels auf die zulässigen Sohlespannungen nicht mehr berücksichtigt. Zwar vermindert ein höherer Grundwasserstand die Eigenlastspannungen im Boden. Ein hierdurch geringfügig verändertes Verhalten des Fundaments ist jedoch durch die zulässige Sohlespannung abgedeckt.

Zu Abschnitt 4.2.3

Die Erfüllung der genannten Voraussetzungen setzt eingehende und umfassende Untersuchungen (z. B. Sondierungen, Probenahmen, Probebelastungen) voraus. Sie schließen den Nachweis ein, daß die in den Erläuterungen zu Abschnitt 2.3.1.1 genannten Setzungen durch geeignete Maßnahmen vorweg genommen sind.

Besondere Vorsicht ist bei Abfallhalden geboten. Auch wenn sie keine organischen Bestandteile enthalten, muß bei Fundamenten für dauernde Zwecke zusätzlich geprüft werden, ob das Schüttgut mechanisch beständig ist. Außerdem liegen im allgemeinen für industrielle Schüttgüter keine Erfahrungen vor.

Die Inhomogenität von Aufschüttungen, deren Zusammensetzung oft gar nicht im einzelnen festzustellen ist, ist besonders beim Gründen der setzungsempfindlichen Stützen von Traggerüsten zu berücksichtigen.

Zu Abschnitt 4.2.4

Zur Beurteilung von Fels als Baugrund ist neben anderen Kriterien insbesondere der Zustand des anstehenden Ge-

steins und seine Lagerungsform maßgebend. Da auch Fels in der überwiegenden Anzahl der Fälle aus einer Vielzahl von Einzelkörpern besteht, kann die Gebirgsfestigkeit wie die der Lockergesteine immer nur einen Bruchteil der Gesteinfestigkeit betragen. Die Belastbarkeit von Fels ist daher weitgehend davon abhängig, wie weit der Verband der Einzelkörper durch tektonische Einflüsse und durch Verwitterung gelockert worden ist. In Fällen, für die diese Verhältnisse sicher abgeschätzt werden, können die Werte der Tabelle 7 benutzt werden. Diese auf Erfahrungen mit Felsgründungen beruhenden Werte berücksichtigen nicht größere Klüfte mit setzungsempfindlichen Kluftfüllungen. Besondere Vorsicht ist immer dann geboten, wenn der Fels Zonen enthält, die mit plastischem bindigem Material gefüllt sind. Besonders bei Hanglagen ist außerdem auf die Gefahr des Anschneidens von Quellhorizonten zu achten.

Zu Abschnitt 4.3.1

Die Einwirkung von großflächigen Aufschüttungen auf die Setzungen benachbarter Bauwerke ist besonders dann sehr groß, wenn die Bauwerke einseitig oder allseitig umschüttet werden. Deshalb muß bei Bauwerken, die auf bindigem Baugrund oder auf Baugrund mit organischen Beimengungen gegründet werden sollen, der Einfluß von seitlichen Aufschüttungen auf die Setzungen stets untersucht werden.

Zu Abschnitt 4.3.3

Die praktische Bedeutung von Probebelastungen für die Ermittlung des Setzungsverhaltens ist im allgemeinen auf die Überprüfung der Gleichmäßigkeit der obersten Baugrundsschicht unter der Gründungssohle beschränkt, es sei denn, daß die Lastfläche annähernd der Grundfläche der Fundamente entspricht.

Probebelastungen können aber auch zur Bestimmung der Scherfestigkeit bindiger Böden im Feld eingesetzt werden. Dabei ist an Lastplattenversuche gedacht. In diesem Zusammenhang sind ferner auch Probebelastungen in Bohrlöchern zu erwähnen, die sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung angesetzt werden können.

Zu Abschnitt 5.1

Bei einer Pfahlgründung werden die Bauwerkslasten in Pfähle eingeleitet und von diesen an die tragfähigen Schichten des Baugrunds abgegeben. Das Verhältnis von Länge zu Durchmesser ist bei einem Pfahl gewöhnlich so groß, daß der Pfahl statisch als Gelenkstab angesehen werden kann. Das schließt nicht aus, daß der Pfahlschaft in begrenztem Maß (siehe Erläuterungen zu den Abschnitten 5.2.1 und 5.2.5) Biegemomente aufnimmt und Querkräfte an den Boden abgibt.

Bei großen Pfahldurchmessern, wie z. B. bei Großbohrpfählen oder bei Pfählen mit großer Fußverbreiterung, werden in der Sohle des Pfahlfußes unter Umständen auch Momente übertragen. Derartige Tiefgründungen stellen den Übergang zu Brunnen- und Pfeilergründungen dar, auf die dann sowohl die Bestimmungen des Abschnitts 4 als auch die von Abschnitt 5 sinngemäß anzuwenden sind.

Zu Abschnitt 5.1.1

Die „stehende Pfahlgründung“ ist bei der Anwendung von Pfählen der Regelfall. Zu den „schwebenden Pfahlgründungen“ siehe Erläuterungen zu Abschnitt 5.2.4.

Zu Abschnitt 5.1.2

Um eine einheitliche Bezeichnungsweise für die Pfahlgründungen zu erreichen, werden ihre Unterscheidungsmerkmale einleitend zusammengestellt.

Zu Abschnitt 5.2.1

Bei kurzzeitig wirkenden Kräften wird auch die Pfahlkopfplatte einen Anteil der auf sie vom Bauwerk übertragenen Last unmittelbar an den Baugrund abgeben können. Ein zuverlässiger Nachweis, um welchen Anteil es sich dabei im Einzelfall handelt, ist nach dem gegenwärtigen Stand der technischen Kenntnis nicht möglich.

Die Bestimmung schließt aber nicht aus, durch Fugen getrennte Bauwerksteile flach zu gründen (Beispiel: Stützen einer Halle auf Pfählen gegründet, Stapellasten unmittelbar auf den Baugrund gesetzt).

Waagerechte Kräfte sind entweder durch Schrägpfähle, durch Anker und Stützen oder durch Erdwiderstand aufzunehmen; eine Verbindung solcher unterschiedlicher Elemente kann statisch unklar sein. Dabei ist zu beachten, daß Schrägpfähle bei steiler Pfahlstellung unter Umständen die ihnen zugeteilte äußere Kraft eher über Biegung als durch Normalkräfte abtragen. Die Verschiebungswege und Drehungen können dann größer sein, als sie sich aus der biegespannungsfreien Pfahlbockberechnung ergeben. Sofern die auf einen in ganzer Länge im Boden stehenden senkrechten Pfahl oder Pfahlrost wirkende waagerechte Kraft nicht mehr als 3% im Lastfall 1 und 5% der lotrechten Kraft im Lastfall 2 beträgt, kann im allgemeinen auf einen besonderen Nachweis verzichtet werden.

Zu Abschnitt 5.2.2

Für die Berechnung statisch unbestimmter Pfahlroste wird auf [1], Abschnitt 2.7 verwiesen.

Zu Abschnitt 5.2.3

Bei dem geforderten ergänzenden Nachweis handelt es sich vor allem um die Setzungsberechnung nach Abschnitt 4.3.1, doch kann auch der Nachweis einer ausreichenden Grundbruch-, Geländebruch- und Gleitsicherheit gelegentlich notwendig sein (z. B. bei Pfahlrosten neben Geländesprüngen). Die Setzung besteht aus dem Setzunganteil des Einzelpfahls und dem des gesamten Pfahlrotes. Sie wird durch die Tiefenlage beeinflußt, in der die Pfahlkräfte in den Baugrund übergehen. Für die Setzungsberechnung wird die Kraftübertragung in der Regel in der Pfahlfußebene angenommen.

Wenn die Pfahlspitzen annähernd gleichmäßig über die betrachtete Grundfläche verteilt sind, genügt es, als stellvertretende Flächengründung eine durchgehende Platte mit stetiger, linearer Sohldruckverteilung anzusetzen. Konzentrieren sich dagegen die Pfähle in einzelnen Bereichen, dann muß man gegebenenfalls mit mehreren Einzelflächen rechnen und deren Wirkung superponieren.

Zu Abschnitt 5.2.4

Die für die Anwendung schwiegender Pfahlgründungen genannten Voraussetzungen sind in Deutschland selten gegeben, allenfalls bei nacheiszeitlichen Sedimenten großer Seen, der Flußmündungen oder an der Küste. Sie sind besonders bei ungleichmäßiger Schichtenverlauf bedenklich, weil dann die Pfähle entsprechend unterschiedliche Tragfähigkeiten haben. Oft empfiehlt es sich dann, eine schwimmende Flächengründung anzuwenden.

Zu Abschnitt 5.2.5

Die Bestimmung schließt nicht aus, daß Pfähle in geeigneten Fällen planmäßig auch auf Biegung beansprucht werden können (Beispiel: Gründungspfähle innerhalb zusammengesetzter Spundwände). Ein entsprechender Spannungsnachweis ist dann zu führen.

Im übrigen können auch bei Pfählen, die planmäßig nur axial beansprucht werden, Biegespannungen nicht immer

ausgeschlossen werden (siehe z. B. Abschnitt 5.3.3), was durch Wahl geeigneter Pfähle und Pfahlbaustoffe berücksichtigt werden kann. Die bei der Bauausführung üblicherweise zu erwartenden Ausmittigkeiten sowie etwaige Einflüsse der Kopfanschlüsse brauchen in der Regel nicht besonders nachgewiesen zu werden.

Zu Abschnitt 5.2.7

Voraussetzung ist, daß die tragfähige Schicht eine ausreichende Mächtigkeit besitzt. Sie ergibt sich bei Bohrpfählen nach DIN 4014 Teil 1 Beiblatt, Ausgabe August 1975 aus den Erläuterungen zu Abschnitt 13.1, bei Bohrpfählen nach DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf) aus Abschnitt 6.1.2, bei Rammpfählen nach DIN 4026 Beiblatt, Ausgabe August 1975, aus den Erläuterungen zu Abschnitt 8.1.1.1. Bei anderen Pfählen können diese Angaben sinngemäß angewendet werden. In Zweifelsfällen genügt es nicht, eine Setzungsberechnung aufzustellen, weil die Gefahr des Durchstanzens der Pfähle durch die tragende Schicht dabei nicht berücksichtigt wird.

Zu Abschnitt 5.2.8

Schädlich ist eine Rückwirkung, wenn die Tragfähigkeit der Nachbarpfähle dadurch vermindert oder in Frage gestellt wird. Auf DIN 4014 Teil 1, Ausgabe August 1975, Abschnitt 5.2, DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf), Abschnitt 6.1.2 und DIN 4026, Ausgabe August 1975, Abschnitt 7.2 wird verwiesen. Bei Spezialpfählen muß die Einhaltung dieser Forderung vom Hersteller gewährleistet werden. Besondere Sorgfalt ist bei Pfahlrosten geboten, die an einem Geländesprung oder einer Böschung stehen.

Zu Abschnitt 5.2.9

Von der Forderung kann gegebenenfalls abgewichen werden, wenn unterschiedliche Pfahlkopf- oder Pfahlbockbewegungen für das Bauwerk ohne Bedeutung sind.

Zu Abschnitt 5.2.10

Für das Festlegen der Knicklänge genügt eine überschlägliche Annahme (siehe z. B. [1], Abschnitt 2.7, Seite 682). Da es sich um einen Stabilitätsfall handelt, genügen sehr geringe seitliche Bodenreaktionen zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichts.

Bei Pfählen, die ganz im Boden stehen, entfällt der Nachweis der Knicksicherheit. Stattdessen ist gegebenenfalls die Beanspruchung infolge exzentrischer Normalkraft nachzuweisen (siehe Erläuterung zu Abschnitt 5.2.5).

Zu Abschnitt 5.3.1

Hierzu wird auf [15] hingewiesen.

Zu Abschnitt 5.3.2

Als Richtwert kann nach Erfahrungen im norddeutschen Raum für Sandschüttungen mit 20 kN/m^2 für die betroffene abgewinkelte Pfahlmantelfläche gerechnet werden.

Bei erstbelasteten bindigen Böden muß im unkonsolidierten Zustand die Kohäsion c_u und im konsolidierten Zustand diejenige Schubspannung angesetzt werden, die man aus der Vertikalspannung im Boden erhält, wenn man sie mit dem Ruhedruckbeiwert K_0 und dem Tangens des Scherparameters (inneren Reibungswinkels) $\tan \varphi'$ des entwässerten Bodens multipliziert.

Zur Frage der negativen Mantelreibung auf Pfahlgruppen wird auf [21] verwiesen.

Zu Abschnitt 5.3.3

In dem hier angesprochenen Fall werden die Pfähle den Boden durchschneiden oder dem Bodendruck teilweise

nachgeben. In beiden Fällen treten erhebliche Zusatzbeanspruchungen in den Pfählen bzw. im Pfahlrost auf. Wegen des Ansatzes für den Bodendruck wird auf den Entwurf [20] des Arbeitskreises „Bauart und Tragfähigkeit, der Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. hingewiesen.

Zu Abschnitt 5.3.4

Durch Einleitung dynamischer Kräfte wie Stöße oder Schwingungen können bei nichtbindigen oder schwachbindigen Böden innere Spannungen gelöst werden. Die dadurch bewirkten Kornumlagerungen führen zu Verdichtungen des Bodens, die dann zu zusätzlichen Setzungen der Pfähle Anlaß geben können. Besondere Untersuchungen sind erforderlich, wenn solche Kräfte durch die Pfähle selbst in den Untergrund eingeführt werden, wie etwa bei Maschinengründungen. Gelangen die Kräfte dagegen auf anderem Wege in den Boden, dann treten wegen der großen Baugrunddämpfung kaum nennenswerte Erschütterungen in den pfahltragenden Schichten auf (von Erdbeben und ähnlichen Stoßwellen abgesehen). Erschütterungen aus dem Einsatz von Baugeräten sind örtlich begrenzt und können bei Pfahlgründungen erfahrungsgemäß vernachlässigt werden.

In bindigen Böden sind Schwingungs- oder Stoßbelastungen von Pfählen im allgemeinen ohne Bedeutung, da hierbei eine wesentliche Vergrößerung des Steifemoduls bzw. des Bettungsmoduls eintritt. Werden dagegen Pfähle in bindigen Böden statischen Wechselbelastungen unterzogen, muß u. U. mit einer erheblichen Verschlechterung der Konsistenz um die Pfähle herum und auch der Bettungsreaktionen gerechnet werden.

Zu Abschnitt 5.4

Die unter a) genannten Kriterien für die Festigkeit der tragfähigen Schicht entsprechen den Forderungen der DIN 4026 und DIN 4014 Teil 1. Danach ist ein nichtbindiger Baugrund ausreichend tragfähig, wenn – mit den Bezeichnungen in Abschnitt 4.1 dieser Norm – die Lagerungsdichte

$$D \geq \begin{cases} 0,4 & \text{für Böden mit } U < 3 \\ 0,55 & \text{für Böden mit } U \geq 3 \end{cases}$$

ist. Die Forderung nach annähernd halbfester Konsistenz des bindigen Baugrunds entspricht der des Abschnitts 4.2.2 bei Flächengründungen.

Bei nichtbindigen tragenden Schichten muß die Lagerungsdichte im Fall der Pfahlgründung größer als im Regelfall der Flächengründung sein.

Zu Abschnitt 5.4.1.1

Durch die Definition und die bildliche Darstellung der Grenzlast wird klargestellt, daß der Übergangsbereich der Lastsetzungslinie bei der Bestimmung der Grenzlast einzubezogen wird. Siehe hierzu [17], Abschnitt 2.4. Im übrigen wird auf die Erläuterungen nach DIN 4014 Teil 1 Beiblatt und DIN 4026 Beiblatt hingewiesen.

Die angegebenen Hilfskriterien stellen einfache Möglichkeiten für die Grenzlastbestimmung dar, ohne Anspruch auf Ausschließlichkeit zu erheben. Ihre einheitliche Anwendung erleichtert aber die vergleichende Auswertung von Probebelastungsergebnissen. Sie sind nicht abhängig von der Anzahl der Be- und Entlastungen unterhalb der Grenzlast.

Bei Flügelpfählen wird empfohlen, als maßgebenden Pfahldurchmesser d den Mittelwert aus Fuß- und Schaftdurchmesser zu nehmen.

Mit der Bestimmung, daß die bei einer wiederholten Probebelastung sich ergebende Grenzlast zugrundezulegen ist, wird zugestanden, daß ein nachgewiesener Tragfähigkeitszuwachs des Pfahls wirtschaftlich genutzt werden darf.

Zu Abschnitt 5.4.1.3

Durch diese Bestimmung soll darauf hingewiesen werden, daß eine Probebelastung nicht nur nach der Grenzlast, sondern auch nach der Setzung des Pfahls unter Gebrauchslast zu beurteilen ist [17], Abschnitt 3.2.

Zu Abschnitt 5.4.1.4

Da für Probebelastungen häufig Bauwerkspfähle genommen werden, müssen die ausgewählten Pfähle für die Aufnahme der erwarteten oder nachzuweisenden Grenzlast ausreichend bemessen werden. Das gilt insbesondere bei Zugpfählen (siehe Abschnitt 5.9.5).

Zu Abschnitt 5.4.2.1

Für das Zuordnen der Kräfte zu den einzelnen Lastfällen gelten Abschnitt 2.2 und die zugehörigen Erläuterungen.

Zu Abschnitt 5.4.2.2

Wegen des Nachweises wird z. B. auf das Verfahren verwiesen, das in [1], Abschnitt 2.6, Seite 631–632 beschrieben ist.

Zu Abschnitt 5.4.3

Die Bestimmung bezieht sich insbesondere auf Großbohrpfähle, für die DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf) maßgebend ist. Die zulässige Belastung dieser Pfähle wird nur selten unmittelbar durch Probebelastung bestimmt; gewöhnlich wird sie unter Verwertung der Ergebnisse anderer Probebelastungen durch Vergleiche ermittelt.

Zu Abschnitt 5.5

Da die Kosten für eine Probebelastung im wesentlichen von der Größe der Prüflast und den örtlichen Gegebenheiten (ob beispielsweise der Pfahl an Land oder im tiefen Wasser steht) bestimmt werden, nicht jedoch von der Größe des Bauwerks, würden die – zwar erwünschten – Probebelastungen bei kleineren Bauvorhaben die Kosten relativ stark belasten. Für solche Fälle sind die auf der sicheren Seite liegenden Angaben der angeführten Pfahlnormen vorgesehen.

Zu Abschnitt 5.6

Die im Ausland teilweise noch verbreitete Errechnung der Pfahllast in Abhängigkeit von der Scherfestigkeit des Baugrunds ist theoretisch unsicher und hängt von bodenmechanischen Kennwerten ab, die in den tieferen tragfähigen Schichten schwer bestimmbar sind. Außerdem können sie durch das Einbringen der Pfähle in weiten Grenzen nicht nachprüfbar verändert werden.

Wo Drucksondierungen in nichtbindigen Böden möglich sind, kann man aus den Sondierergebnissen auf die Pfahltragfähigkeit rückschließen.

Zu Abschnitt 5.8

Die Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen sind nach wie vor die sicherste Möglichkeit zur Beurteilung der Tragfähigkeit eines Pfahls. Wo immer möglich, sollten solche Versuche ausgeführt werden.

Zur Auswertung und ständig weiteren Vervollkommenung der Kenntnisse über das Pfahlverhalten werden die Bauaufsichtsbehörden gebeten, von ausgeführten Probebelastungen eine vollständige Ausfertigung der Unterlagen an die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. zu übersenden.

Zu Abschnitt 5.8.4

An der Auswahl der für Probebelastungen vorgesehenen Pfähle sollen die mit der Prüfung und Überwachung beauftragten Stellen rechtzeitig beteiligt werden.

Schrifttum

- [1] Grundbautaschenbuch, Band I, 2. Auflage, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin 1966
- [2] Spang, J., Gründungssohle von Fundamenten bei schrägem und ausmittigem Kraftangriff, Straßen- und Tiefbau 1968, 340–349
- [3] Schultze, E. und Muhs, H., Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York 1967
- [4] Leussink, H. et al., Ausbildung plastischer Zonen im Untergrund bei Belastung durch flach gegründete Fundamente, Veröff. Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 27, Karlsruhe 1967
- [5] Arbeitsausschuß „Berechnungsverfahren“ des FNBau, Flächengründungen und Fundamentsetzungen, Beuth Verlag GmbH, Berlin 30 und Köln 1 1959
- [6] Terzaghi, K. und Jelinek, R., Theoretische Bodenmechanik, Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1954
- [7] Muhs, H., Erddruckversuche an einer durch Reibung verankerten Stützwand, Bautechnik-Archiv, Heft 9, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin 1953
- [8] Schultze, E. und Horn, A., Der Zugwiderstand von Hängebrücken-Widerlagern, Vorträge der Baugrundtagung 1966 in München, Deutsche Ges. für Erd- und Grundbau e. V., Essen 1966, 125–186
- [9] Schiel, K., Statik der Pfahlwerke, Springer-Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg 1960
- [10] Fuchssteiner, W., Betonkalender, Band II (1957), 421, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin
- [11] Muhs, H., Neue Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von flachgegründeten Fundamenten aus Großversuchen und ihre Bedeutung für die Berechnung, Bautechnik 1969, 181–191
- [12] Muhs, H. und Weiß, K., Die Grenztragfähigkeit und Schiefstellung ausmittig-lotrecht belasteter Einzelfundamente im Sand nach Theorie und Versuch, Berichte aus der Bauforschung, Heft 59, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin 1969
- [13] Muhs, H. und Weiß, K., Der Einfluß der Lastneigung auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Einzelfundamente, Berichte aus der Bauforschung, Heft 62, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin 1969
- [14] Jänke, S., Über die zulässige Belastung bindiger Böden, Berichte aus der Bauforschung, Heft 32, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin 1963
- [15] Schenck, W., Tragfähigkeit von Rammpfählen in Abhängigkeit von ihrer Standzeit im Boden, Die Bau-technik 43 (1966), Heft 6, 8 und 9, Verlag von W. Ernst und Sohn, Berlin
- [16] Wenz, K. P., Über die Größe des Seitendruckes auf Pfähle in bindigen Erdstoffen, Veröff. Inst. Bodenmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 12, 1963
- [17] Schenck, W., Bericht über die Tätigkeit des Arbeitskreises 5 „Bauart und Tragfähigkeit der Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Baumaschine und Bautechnik 10 (1963), Heft 10
- [18] Smolcicky, U., Sonderfragen beim Standsicherheits-nachweis von Flachfundamenten, Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin 1976, Heft 32
- [19] Weiß, K., Die Formbeiwerte in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden, Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Berlin 1973, Heft 29
- [20] Unterausschuß „Seitendruck auf Pfähle“ des Arbeitskreises 5 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Empfehlungen, zu beziehen bei der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Essen
- [21] König, G., Die Berechnung der negativen Mantelreibung bei Pfahlgründungen in weichen Böden, Der Bauingenieur 44 (1969), 186
- [22] Grant, R./Christian, J. T./Vanmarcke E. H., Differential Settlements of Buildings, Journal Geotechn. Engineering Div. ASCE 100 (1974), 973-991
- [23] British Geotechnical Society, Settlement of Structures, Proc. Conference Cambridge 1974, ed. Pentech Press Ltd., London.

232340

DIN 4014 Teil 1**- Bohrpfähle herkömmlicher Bauart -**

RdErl. d. Innenministers v. 15. 8. 1977 - V B 3 - 470.102

1 Die Norm**Anlage 1 DIN 4014 Teil 1 (Ausgabe August 1975)**

- Bohrpfähle herkömmlicher Bauart; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung -

wird als Richtlinie und

Anlage 2 DIN 4014 Teil 1 Beiblatt (Ausgabe August 1975)

- Bohrpfähle herkömmlicher Bauart; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung; Erläuterungen -

wird als Hinweis nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

Die Ausgaben August 1975 der Norm DIN 4014 Teil 1 und des zugehörigen Beiblattes ersetzen die Ausgaben November 1969 der Normen DIN 4014 und DIN 4014 Beiblatt, die mit RdErl. d. Innenministers v. 17. 8. 1973 bauaufsichtlich eingeführt worden sind.

Für Großbohrpfähle siehe DIN 4014 Teil 2 (z. Z. Entwurf, Ausgabe August 1975).

2 Bei Anwendung der Norm DIN 4014 Teil 1 (Ausgabe August 1975) ist folgendes zu beachten:**2.1 Zu Abschnitt 1 - Geltungsbereich - und Abschnitt 2.5 - Spezialpfähle -**

Spezialpfähle, die sich nicht nach der Norm DIN 4014 Teil 1 oder ggf. in Verbindung mit Abschnitt 5.2.6 der Norm DIN 1054 (Ausgabe November 1976) beurteilen lassen, dürfen nur verwendet oder angewendet werden, wenn die Brauchbarkeit für den Verwendungszweck nach § 23 BauO NW nachgewiesen ist.

2.2 Zu Abschnitt 3, Abschnitt 7 und Abschnitt 13

Die zuständigen Bauaufsichtsbehörden werden angewiesen, sich die nach Abschnitt 3 auszufüllenden Vordrucke, die Zeugnisse über die Eignungs- und Güteprüfung des Betons nach Abschnitt 7 in einfacher und die Niederschrift über Probebelastungen nach Abschnitt 13 in doppelter Ausfertigung vorlegen zu lassen.

Die Bauaufsichtsbehörde hat eine Ausfertigung dieser Unterlagen zu den Bauakten zu nehmen und die zweite Ausfertigung der Niederschrift über Probebelastungen der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Kronprinzenstraße 35 a, 4300 Essen 1, zuzuleiten.

- 3 Den RdErl. v. 17. 8. 1973 (MBI. NW. S. 1650/SMBI. NW. 232340), mit dem die Ausgaben November 1969 der Norm DIN 4014 und des zugehörigen Beiblattes bauaufsichtlich eingeführt worden sind, hebe ich auf.
- 4 Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, Anlage zum RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBI. NW. 2323), erhält in Abschnitt 5.1 folgende Fassung:

Eingeführt						
DIN	Ausgabe	Bezeichnung	als*)	durch	Fundstelle	
1	2	3	4	5	6	
4014 Teil 1	August 1975	Bohrpfähle herkömmlicher Bauart; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung	R	15. 8. 1977	MBI. NW. S. 1338 SMBI. NW. 232340	
4014 Teil 1 Beiblatt	August 1975	Bohrpfähle herkömmlicher Bauart; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung; Erläuterungen	H	15. 8. 1977	MBI. NW. S. 1338 SMBI. NW. 232340	

- 5 Weitere Stücke der Normblätter DIN 4014 Teil 1 und DIN 4014 Teil 1 Beiblatt können beim Beuth Verlag GmbH, Burggrafenstraße 4-7, 1000 Berlin 30, und Kamekestraße 2-8, 5000 Köln 1, bezogen werden.

DK 624.154.34

DEUTSCHE NORMEN

Anlage 1
August 1975

Bohrpfähle
herkömmlicher Bauart
Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung

DIN
4014
 Teil 1

Teilweise Ersatz für DIN 4014

Diese Norm wurde in der Arbeitsgruppe Baugrund des FNBau ausgearbeitet. Sie ist den obersten Bauaufsichtsbehörden vom Institut für Bautechnik, Berlin, zur bauaufsichtlichen Einführung empfohlen worden.

In dieser Norm sind die von außen auf eine Baukonstruktion einwirkenden Kräfte, z.B. Gewichtskräfte auch als Lasten, Belastungen bezeichnet.

Da das Herstellen von Bohrpfählen gründliche Kenntnis der Bauart und große Erfahrung erfordert, dürfen mit der Ausführung von Bohrpfählen nur solche Unternehmen betraut werden, die diese Voraussetzungen erfüllen und eine fachgerechte Ausführung gewährleisten. Als verantwortlicher Bauleiter des Unternehmens darf nur bestimmt werden, wer die Bauart und ihre Ausführung gründlich kennt. Die Arbeiten dürfen nur durch geschulte Poliere oder zuverlässige Vorarbeiter, die Bohrpfähle bereits mit Erfolg hergestellt haben, beaufsichtigt werden. Für den Einbau der Pfähle ist genügend Zeit zu geben.

Erläuterungen zu dieser Norm, siehe DIN 4014 Teil 1 Beiblatt.

Inhalt

1. Geltungsbereich
2. Begriffe
3. Bauleitung
4. Erkundung des Baugrunds
5. Anordnung und Abmessungen der Pfähle
6. Bohrarbeit
7. Beton
8. Bewehrung
9. Einbringen des Betons
10. Ziehen der Bohrrohre
11. Wulstbildung
12. Herstellen von angeschnittenen Pfahlfüßen
13. Tragfähigkeit und zulässige Belastung
Weitere Normen
Anhang „Mustervordruck für das Herstellen von Bohrpfählen nach DIN 4014 Teil 1, Abschnitt 3“

1. Geltungsbereich

Diese Norm gilt für geschüttete Bohrpfähle (siehe Abschnitt 2.1) und Preßbetonbohrpfähle (siehe Abschnitt 2.2) herkömmlicher Bauart bis höchstens 50 cm Schaftdurchmesser, beide ohne und mit Fußverbreiterung, deren Bohrrohre wiedergewonnen werden, sowie für Hülsenpfähle (siehe Abschnitt 2.4).

Für Spezialpfähle (siehe Abschnitt 2.5) gelten die allgemeinen Bestimmungen dieser Norm. Werden bei ihrer Herstellung Verfahren oder Baustoffe benutzt, die im Folgenden behandelt sind, gelten auch für sie die entsprechenden Bestimmungen.

Anmerkung: Für größere Schaftdurchmesser, siehe DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf).

2. Begriffe

Bohrpfähle sind Ortbetonpfähle, bei denen das Vortreibrohr im Bohrverfahren eingebracht wird.

Folgende Begriffe sind gebräuchlich:

2.1. Geschüttete Bohrpfähle

Geschüttete Bohrpfähle sind Bohrpfähle, bei denen der Beton eingeschüttet und das Bohrrohr wieder gezogen wird. Der Beton kann auch gerüttelt werden.

2.2. Preßbetonbohrpfähle

Preßbetonbohrpfähle sind Bohrpfähle, bei denen auf den eingefüllten Beton ein Druck mittels Preßluft ausgeübt wird, während das Bohrrohr wiedergewonnen wird.

*Frühere Ausgaben:
 DIN 4014: 12.60, 11.69*

Änderung August 1975:
 DIN 4014 aufgeteilt in DIN 4014 Teil 1 und DIN 4014 Teil 2 (z. Z. noch Entwurf). Inhalt von DIN 4014 Teil 1 beschränkt auf Bohrpfähle herkömmlicher Bauart. Festlegungen angepaßt an DIN 1045, Ausgabe Januar 1972. Redaktionelle Änderungen u. a. Berücksichtigung der gesetzlichen Einheiten.

2.3. Bohrpfähle mit Fuß

Bohrpfähle mit Fuß nach Abschnitt 2.1 oder 2.2 sind Bohrpfähle, bei denen die Standfläche des Fußes durch Anschneiden eines besonderen Pfahlfußes vergrößert wird.

2.4. Hülsenpfähle

Hülsenpfähle nach Abschnitt 2.1, 2.2 oder 2.3 sind Bohrpfähle, bei denen der Betonschaft der Pfähle oberhalb der tragenden Schicht ganz oder teilweise durch eine Hülse ummantelt ist.

2.5. Spezialpfähle

Spezialpfähle sind Bohrpfähle in Sonderbauarten erfahrener Bohrunternehmen, die sich in Konstruktion und Herstellung von den in dieser Norm beschriebenen Verfahren unterscheiden.

3. Bauleitung

Während des Herstellens der Bohrpfähle muß der verantwortliche Bauleiter des Bohrpfahlunternehmens oder sein Vertreter auf der Baustelle anwesend sein. Über das Herstellen jedes einzelnen Pfahls ist auf der Baustelle ein Vordruck auszufüllen, der von dem verantwortlichen Bauleiter oder seinem Vertreter täglich gegenzuzeichnen ist (Mustervordruck siehe Anhang).

4. Erkundung des Baugrunds

4.1. Vor Beginn der Ausführung ist der Baugrund nach DIN 1054 (Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf) zu erkunden. Die Bohrungen sollen Aufschluß über Beschaffenheit und Folge der Bodenschichten, über die Grundwasserträger, die Grundwasserstände und ihren Wechsel, besonders über artesisches Grundwasser, Bohrhindernisse und über die Tragfähigkeit und die Mächtigkeit der tragenden Schicht des Baugrunds geben. Die Untersuchungen sind so früh auszuführen, daß rechtzeitig entschieden werden kann, ob eine Gründung auf Bohrpählen möglich und empfehlenswert ist und welche anzuwenden sind. DIN 4021 Blatt 1, Blatt 2 (z. Z. noch Entwurf), Blatt 3 (z. Z. noch Entwurf), DIN 4022 Blatt 1, DIN 4023 (Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf) und DIN 18 196 sind zu beachten.

4.2. Grundwasser und Boden sind auf betonschädliche Eigenschaften zu untersuchen (siehe DIN 4030).

4.3. Eine Bohrpahlgründung darf nicht ausgeführt werden, wenn zu erkennen ist, daß beim Herstellen der Pfähle durch Auflockern oder Ausspülen des Bodens benachbare Bau-lichkeiten ernstlich gefährdet werden.

5. Anordnung und Abmessungen der Pfähle

5.1. Unter Pfahldurchmesser wird im folgenden (siehe Abschnitt 5 bis 13) stets der Außendurchmesser des Bohrrohres verstanden.

5.2. Gleichgerichtete Bohrpfähle müssen einen Achsabstand haben, der mindestens dreimal so groß ist wie der Pfahldurchmesser, aber nicht kleiner als 1,10 m, und bei Pfählen mit Fuß mindestens das Doppelte des Durchmessers des Pfahlfußes beträgt.

Bei geneigten Pfählen sind die in Bild 1 angegebenen Mindestabstände einzuhalten.

5.3. Schrägpfähle dürfen nur hergestellt werden, wenn keine Gefahr besteht, daß sich die durchbohrten Bodenschichten nennenswert setzen und wenn Sorgfalt und Güte des Herstellens durch die Schräglage nicht beeinträchtigt werden. Die Neigung der Schrägpfähle darf nicht flacher als 4 : 1 sein.

5.4. Bei nach der Tiefe gestaffelten Pfählen müssen die tiefer stehenden Pfähle zuerst ausgeführt werden.

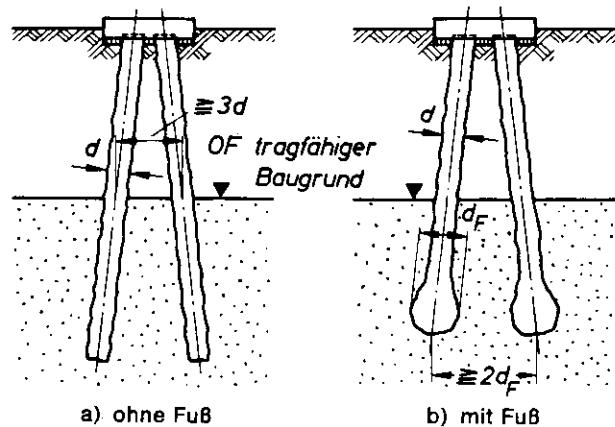


Bild 1. Mindestabstände bei geneigten Bohrpählen

5.5. Der Pfahldurchmesser ist von der Länge und von der gewünschten Tragfähigkeit der Pfähle abhängig. Die folgenden Werte für den Pfahldurchmesser sollen für die angegebenen Längen der Pfähle eingehalten werden:

Tabelle 1.

Pfahlänge m	Mindestpfahldurchmesser d cm
bis 10	30
über 10 bis 15	35
über 15 bis 20	40
über 20 bis 30	50

6. Bohrarbeit

6.1. Bohrgerät

Die Verrohrung muß bis Unterkante Pfahl reichen, bei besonders angeschnittenen Pfahlfüßen bis zu deren Oberkante.

Die Bohrrohre müssen auch an den Stößen innen glatt und bündig durchgehen. Die Stöße sind zu verschrauben oder zu verschweißen. Sie müssen im freien Wasser und im Grundwasser wasserdicht sein. Der Bohrkranz-Außendurchmesser darf höchstens 20 mm größer sein als der Außen-durchmesser des Bohrrohres.

Es sind nur Bohrwerkzeuge anzuwenden, durch die der Boden so wenig wie möglich aufgelockert wird.

6.2. Vorausilen der Bohrrohre

Die Bohrrohre sollen dem Räumen des Bodens aus den Rohren vorausilen, und zwar auch beim Bohren oberhalb des Grundwassers. Sie sind dabei genügend zu belasten. Das Maß des Vorauseilens soll der Bodenart entsprechen, z. B. soll nichtbindiger, feinkörniger Boden im Grundwasser und auch bei Zugabe von Wasser im Bohrloch etwa 30 bis 50 cm über der Unterkante des Bohrrohres stehen. Die Bohr-arbeiten zum Herstellen von Pfahlfüßen regelt Abschnitt 12.

6.3. Bohren im Grundwasser

Im Grundwasser ist stets unter Zugabe von Wasser zu bohren. Dabei soll die Wassersäule hoch genug über dem jeweiligen Grundwasserstand stehen, bei Feinsand und Schluff mindestens um 1 m bei herausgezogenem gefülltem Bohrwerkzeug. Der jeweilige Grundwasserstand muß während des Bohrens bekannt sein, nötigenfalls in besonderen Beobachtungsbrunnen gemessen werden.

6.4. Bohren bei gespanntem (artesischem) Grundwasser

Ist zu erwarten, daß die Bohrung gespanntes Grundwasser schneidet, so muß das Bohrrohr vor Erreichen der wasserführenden Schicht so hoch mit Wasser gefüllt werden, daß dem Druck des gespannten Wassers mindestens das Gleichgewicht gehalten wird. Dabei ist von der größten möglichen Druckhöhe auszugehen. In Zweifelsfällen ist von vornherein mit ausreichend hoher Wassersäule zu bohren.

6.5. Fließerscheinungen im Boden

Bei zum Fließen neigenden Sanden oder breiigen Böden sind die Maßnahmen nach Abschnitt 6.2 bis 6.4 besonders zu verstärken.

6.6. Bohrhindernisse

Beim Beseitigen von Bohrhindernissen soll jedes Auflockern des Bodens möglichst vermieden werden. Bohrungen, die vor Erreichen der Solltiefe auf schwer zu beseitigende Hindernisse, wie große Findlinge, treffen, sind aufzugeben. Ein Pfahl darf auf ein Hindernis, das oberhalb der Solltiefe liegt, nicht aufgesetzt werden.

6.7. Spülen

Die Bohrrohre dürfen nicht mit Spülhilfe niedergebracht werden.

6.8. Überprüfen der Baugrunderkundung

Das Verhalten des Bodens beim Bohren ist genau zu beobachten. Für jeden einzelnen Pfahl ist die Einbindetiefe in die tragfähige Schicht festzuhalten. Zur Überprüfung und Ergänzung der Erkundungsbohrungen sind in gewissen Abständen Schichtenverzeichnisse der Pfahlbohrungen aufzunehmen. Entstehen Zweifel über die Beschaffenheit des Baugrunds unter den Pfählen, so ist die Erkundung des Baugrunds nach Abschnitt 4.1 zu ergänzen.

6.9. Aufgegebene Bohrlöcher

Aufgegebene Bohrlöcher sind mit geeignetem Boden oder Beton sachgemäß zu verfüllen.

7. Beton

7.1. Für den Beton, besonders für seine Zusammensetzung, Festigkeit und für seine Bewehrung gelten allgemein DIN 1045, DIN 1048 Blatt 1 bis Blatt 3, DIN 1084 Blatt 1 bis Blatt 3, DIN 4226 Blatt 1 bis Blatt 3, DIN 1164 Blatt 1 bis Blatt 8, DIN 488 Blatt 1 bis Blatt 6, DIN 4030.

Der Beton muß mindestens der Festigkeitsklasse Bn 250 entsprechen.

7.2. Die Konsistenz des Frischbetons soll K3 nach DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, Tabelle 2 betragen.

7.3. Die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe soll nahe der Sieblinie B nach DIN 1045 liegen. Für Pfähle mit einem Durchmesser unter 40 cm soll eine entsprechend aufgebaute Mischung mit einem Größtkorn der Zuschläge von 16 mm verwendet werden.

7.4. Wird der Beton unter Wasser eingebbracht (siehe Abschnitt 9.6), so soll für die erste Füllung des Schüttrohres der Zementanteil 400 kg in 1 m³ Beton im eingebauten Zustand betragen.

7.5. Von dem Beton der ersten 25 Pfähle einer Bohrpfahlgründung sind für die Güteprüfung mindestens 6 Probewürfel nach DIN 1045, DIN 1048 bzw. DIN 1084 anzufertigen, wovon 3 nach 7 Tagen und 3 nach 28 Tagen geprüft werden müssen. Für jeweils weitere 25 Pfähle sind weitere 3 Probewürfel zu prüfen. Ändert sich im Verlauf der Ausführung einer Bohrpfahlgründung die Zusammensetzung des Betons, so ist so zu verfahren, als ob eine neue Gründung beginne.

8. Bewehrung

8.1. Allgemeines

Es gilt DIN 1045.

Bohrpfähle erhalten in der Regel eine Längs- und Querbewehrung, die über die gesamte Pfahlänge reicht. Die Bewehrung ist als Bewehrungskorb herzustellen und so in das Bohrrohr einzusetzen, daß sie beim Betonieren nicht verschoben und bei Anheben des Rohres nicht mitgenommen werden kann.

Auf eine durchgehende Bewehrung kann bei lotrechten Pfählen von mindestens 30 cm Durchmesser und höchstens 7,5 m Länge verzichtet werden, wenn gewährleistet ist, daß die Pfähle weder durch Erddruck noch durch den Seitendruck plastischer weicher Böden, noch durch außermittige Last oder aus anderer Ursache auf Biegung beansprucht werden können. In diesen Fällen erhalten die Pfähle eine Anschlußbewehrung nach Abschnitt 8.2, die mindestens 2 m in den Pfahlschaft hineinreicht.

8.2. Längsbewehrung

Als Längsbewehrung sind mindestens 5 Bewehrungsstäbe von 14 mm Durchmesser und höchstens 20 cm Abstand anzurufen. Die Summe der Querschnitte der Längsbewehrung muß mindestens 0,8 % des Pfahlquerschnittes betragen.

Wenn die Bohrpfähle Biegebeanspruchungen ausgesetzt sein können, ist der Querschnitt der Längsbewehrung zu überprüfen und gegebenenfalls zu verstärken.

Etwa verwendete Blechhülsen (siehe Abschnitt 2.4) dürfen wegen der Gefahr des Durchrostens nicht als Bewehrungsanteil gerechnet werden.

8.3. Querbewehrung

Die Querbewehrung ist als Wendel anzurufen, dessen Ganghöhe zwischen 15 und 20 cm liegen soll. Die Querbewehrung muß bei einem Pfahldurchmesser bis 35 cm mindestens 5 mm, bei dickeren Pfählen mindestens 6 mm Durchmesser haben.

8.4. Betondeckung

Die Betondeckung der Stahleinlagen muß mindestens 3 cm, in betonschädlichen Wässern und Böden mindestens 5 cm betragen, und zwar auch dann, wenn der Pfahlschaft durch Hülsen ummantelt ist.

8.5. Zugpfähle

Bei Zugpfählen hat die Längsbewehrung die mit dem Sicherheitsbeiwert vervielfachte Gebrauchslast allein aufzunehmen, wobei höchstens die Streckgrenze β_S des Betonstahls in Anspruch genommen werden darf. Darüber hinaus ist hinsichtlich der Beschränkung der Rißbreite unter Gebrauchslast DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, Abschnitt 17.6 zu beachten. Die Bewehrung muß mindestens der Längsbewehrung nach Abschnitt 8.2 entsprechen. Sie ist voll über die ganze Länge des Pfahls und gegebenenfalls ausreichend in den Pfahlfuß zu führen.

8.6. Stöße

Stöße der Längsbewehrung sind möglichst zu vermeiden, besonders bei Zugpfählen. Ist dies nicht möglich, so sind die Stöße nach DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, Abschnitt 18.4 auszubilden. Dort aufgeführte Lösungen mit Haken oder Winkelhaken sind für Druckstöße nicht zulässig.

In Zugpfählen müssen die Stöße der Längsstäbe geschweißt oder mit Schraubmuffen verbunden werden. Geschweißte Übergreifungsstöße sind zulässig. Für die Herstellung geschweißter Stöße gilt DIN 4099 Blatt 1.

9. Einbringen des Betons

9.1. Zeitfolge des Herstellens

Die Zeitfolge für das Herstellen der Bohrpfähle muß so gewählt werden, daß das Erstarren des Betons der gerade fertiggestellten Bohrpfähle nicht gestört wird. Dies gilt besonders für die Bodenarten, bei denen die Gefahr besteht, daß der Boden während des Bohrens aufgelockert oder ausgespült wird.

9.2. Beginn des Betonierens

Sofort nach Beendigung des Bohrens muß der Bewehrungskorb eingebracht und der Pfahl ausbetoniert werden. Wenn das ausnahmsweise nicht möglich ist, muß festgestellt werden, ob sich inzwischen die Standfläche des Pfahls angehoben hat. Gegebenenfalls muß dann vor dem Betonieren nachgebohrt werden.

9.3. Einbringen und Verarbeiten

Der Beton ist so einzubringen und zu verarbeiten, daß er tatsächlich bis Unterkante Pfahlfuß gelangt, daß er mit Sicherheit nicht entmischt, unterbrochen, eingeschnürt oder verunreinigt wird und daß er ein dichtes Gefüge erhält. Der Beton kann gerüttelt werden.

9.4. Einschütten im Trocknen

Der Beton darf nicht frei in das Bohrrohr eingeschüttet werden. Auch wenn kein Wasser im Rohr steht, muß mit einem Schüttrohr betoniert werden, das bei Beginn des Betonierens bis Unterkante Pfahlfuß reicht. Auch können besondere Schüttkübel verwendet werden, die in oder unmittelbar über dem Beton entleeren.

9.5. Verdrängen des Grundwassers

Wenn möglich, soll das Grundwasser vor dem Betonieren verdrängt werden.

9.6. Betonieren im Grundwasser

Kann das Grundwasser nicht verdrängt werden, so darf der Beton nur mit ortsfesten Trichtern nach DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, Abschnitt 10.4 eingebracht werden. Dabei muß das Trichterrohr immer tief genug (3 bis 1m) in den Beton hineinreichen, so daß die Betonsäule nicht abreißt und kein Wasser in das Trichterrohr eintritt. Stets ist so viel Frischbeton vorzuhalten und in einem Zuge einzubringen, daß der Pfahl um mindestens 2m Höhe aufgefüllt werden kann. Beim Füllen eines Pfahlfußes muß der Vorrat an Frischbeton das gleichzeitige Füllen des Fußes und des Pfahlschaftes auf 2m Höhe gestatten.

9.7. Nachweis des Betonverbrauchs

Für jeden Pfahl muß der Betonverbrauch gemessen und nachgewiesen werden. Dabei ist zu berücksichtigen, daß der Betonverbrauch steigt, wenn der Beton eingepreßt wird. Bei Preßbetonbohrpfählen soll der Betonverbrauch abschnittsweise festgestellt werden.

10. Ziehen der Bohrrohre

Beim Ziehen muß unbedingt vermieden werden, daß die Betonsäule abreißt oder eingeschnürt wird. Die Rohre müssen langsam und gleichmäßig angehoben werden, besonders im oberen Bereich des Pfahls. Beim Ziehen muß die Betonsäule im Rohr immer so hoch (mindestens 1m) gehalten werden, daß ein ausreichender Überdruck gegen nachdrängenden Boden oder Grundwasser vorhanden ist.

Bei Preßbetonbohrpfählen darf der Beton nur in so hohen Abschnitten eingebracht werden, daß der Preßdruck die Reibung zwischen Beton und Rohr mit Sicherheit überwindet. Während der Preßdruck auf den Beton wirkt, soll das Rohr nach Möglichkeit nicht auf andere Weise angehoben werden.

11. Wulstbildung

11.1. Wülste, die sich am Pfahlschaft durch Einpressen des Betons in den umgebenden Boden bilden, sind anzustreben. Sie erhöhen die Tragfähigkeit des Bohrpfahls, besonders wenn sie sich in dem tragfähigen Boden in der Nähe des Pfahlfußes bilden und so den Fuß verstärken.

11.2. Geht der Bohrpfahl jedoch durch weichere Bodenschichten, die sich setzen und dadurch den Pfahl zusätzlich (negative Mantelreibung) belasten können, soll in und oberhalb dieser Schichten die Wulstbildung verhindert werden, gegebenenfalls durch Einbau besonderer Hülsen, die im Boden verbleiben.

12. Herstellen von angeschnittenen Pfahlfüßen

12.1. Allgemeines

In mindestens steifen, bindigen Böden, siehe DIN 1054 (Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf) und in nichtbindigen, gewachsenen, ausreichend fest gelagerten Böden können durch besondere Geräte unterhalb des Bohrrohres Hohlräume hergestellt werden, die einen erweiterten Pfahlfuß aufnehmen.

Die Neigung der oberen Begrenzung des Fußhohlraumes ist in nichtbindigen Böden nicht flacher als 3 : 1, in bindigen Böden nicht flacher als 2 : 1 anzulegen.

12.2. Oberhalb des Grundwassers

Oberhalb des Grundwassers ist das Anschneiden von Pfahlfüßen nur zulässig, wenn:

12.2.1. der Durchmesser des Pfahlfußes nicht mehr als das 2-fache des Pfahldurchmessers und der Achsabstand der Pfähle mindestens das Doppelte des Durchmessers des Pfahlfußes beträgt (Abschnitt 5.2),

12.2.2. vor Beginn der Pfahlgründung nachgewiesen wird, daß der Boden im Bereich der Pfahlfüße so fest ist, daß der Hohlräum sauber hergestellt werden kann und daß seine Wandungen, besonders seine Sohle, von seiner Fertigstellung an bis zur Vollendung des Ausbetonierens unverändert bleiben, d. h. daß sich von den Wandungen keine Teile oder Schalen des Bodens lösen, daß der ausgeschnittene Boden sauber und restlos beseitigt wird und daß auch durch den wiederholten Ein- und Ausbau des Schneidgerätes und das Arbeiten des Räumgerätes die Wandungen des Hohlräumes nicht beschädigt werden,

12.2.3. während und nach dem Herstellen des Hohlräumes Wandungen und Sohle des Hohlräumes durch Stichproben in geeigneter Weise beobachtet werden und festgestellt wird, daß sie den Anforderungen nach Abschnitt 12.2.2 entsprechen,

12.2.4. die Bewehrung des Pfahls bis dicht über die Unterkante des Pfahlfußes reicht.

12.3. Im Grundwasser

Im Grundwasser dürfen Füße für Bohrpfähle nur angeschnitten werden, wenn zusätzlich zu Abschnitt 12.2:

12.3.1. der Unternehmer durch ausgegrabene Pfahlfüße und durch Ergebnisse von Probefbelastungen nachweist, daß er im Grundwasser in Böden gleichartiger Beschaffenheit einwandfrei und tragfähige Bohrpfähle mit Fuß hergestellt hat,

12.3.2. von vornherein genügend großer Wasserüberdruck im Bohrrohr besteht und mit Sicherheit gehalten wird, bis das Rohr mit Beton gefüllt ist.

13. Tragfähigkeit und zulässige Belastung

13.1. Die in Tabelle 2 genannten Belastungen gelten für einwandfrei hergestellte, mindestens 5m lange Bohrpfähle. Voraussetzung ist, daß ausreichend tragfähige nichtbin-

dige Böden oder annähernd halbfeste bindige Böden in ausreichender Mächtigkeit den tragfähigen Baugrund bilden und daß die Pfähle mindestens 3 m, solche mit Fußverbreiterung mindestens 2,50 m (bis Unterkante Pfahlfuß), in den tragfähigen Baugrund einbinden. Bei Hülsenpfählen ohne Fußverbreiterung gilt als Einbindelänge nur der nicht ummantelte Pfahlbereich innerhalb des tragfähigen Baugrunds.

Tabelle 2. Zulässige Belastung von Bohrpfählen
(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

Bohrpfähle ohne Fuß	
Pfahldurchmesser <i>d</i> cm	zulässige Belastung kN ¹⁾
30	200
35	250
40	300
50	400

¹⁾ 1 kN ≈ 0,1 MPa

Bohrpfähle mit Fuß (Standpfähle)	
Fußdurchmesser cm	zulässige Belastung Pfahl mit Fußverbreiterung kN ¹⁾
60	300
70	380
80	470
90	550
100	650

¹⁾ 1 kN ≈ 0,1 MPa

13.2. Die in der Tabelle 2 genannten zulässigen Belastungen können ohne Probebelastung bis zu 25 % überschritten werden, wenn die tragenden Schichten aus besonders tragfähigen nichtbindigen Böden oder festen, bindigen Böden bestehen.

13.3. Bei felsähnlichen Böden oder Fels darf die Einbindelänge gegenüber der Festlegung in Abschnitt 13.1 herabgesetzt werden. Die zulässige Pfahlbelastung richtet sich hierbei nach der Beschaffenheit der tragenden Schicht und der Festigkeit der Pfahlschäfte.

13.4. Binden die geschütteten oder Preßbetonbohrpfähle mehr als 3 m in die tragende Schicht ein (siehe Abschnitt 13.1), so steigt ihre Tragfähigkeit mit wachsender Einbindelänge. Sollen solche Pfähle höher belastet werden, so ist die höhere Tragfähigkeit nachzuweisen.

13.5. Die genannten zulässigen Belastungen dürfen überschritten werden, wenn die höhere Tragfähigkeit durch Probebelastungen auf der Baustelle an mindestens zwei Pfählen nachgewiesen wird. Bei etwa gleichen Untergrundverhältnissen können an anderer Stelle ausgeführte Probebelastungen zum Nachweis mit herangezogen werden. Für Durchführen und Auswerten der Probebelastungen gilt DIN 1054 (Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf).

13.6. Die Tragfähigkeit kann bei Untergrundverhältnissen, die nicht mindestens denjenigen des Abschnittes 13.1 entsprechen, erheblich abnehmen. In solchen Fällen ist die zulässige Pfahlbelastung an Hand von Probebelastungen festzulegen.

13.7. Die volle zulässige Belastung darf auf die Bohrpfähle bei Verwendung von Zement Z 250 erst 28 Tage nach dem Herstellen, bei höherwertigen Zementen oder Sonderzementen entsprechend früher, aufgebracht werden. Teillastungen können in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung des Betons aufgebracht werden.

13.8. Die zulässige Belastung von Zugpfählen ist – abgesehen von Fällen geringfügiger Beanspruchung – durch Probebelastung nachzuweisen.

Weitere Normen

- DIN 488 Blatt 1 bis Blatt 6 Betonstahl
- DIN 1045 Beton und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung
- DIN 1048 Blatt 1 bis Blatt 3 Prüfverfahren für Beton
- DIN 1054 Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds (Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf)
- DIN 1084 Blatt 1 bis Blatt 3 Güteüberwachung im Beton- und Stahlbetonbau
- DIN 1164 Blatt 1 bis Blatt 8 Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement
- DIN 4021 Blatt 1 Baugrund, Erkundung durch Schürfen und Bohrungen sowie Entnahme von Proben; Aufschlüsse im Boden
- DIN 4021 Blatt 2 –; Aufschlüsse im Fels (z. Z. noch Entwurf)
- DIN 4021 Blatt 3 –; Aufschluß der Wasserverhältnisse (z. Z. noch Entwurf)
- DIN 4022 Blatt 1 Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels, Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben
- DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen, zeichnerische Darstellung der Ergebnisse (Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf)
- DIN 4030 Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase
- DIN 4099 Blatt 1 Schweißen von Betonstahl; Anforderungen und Prüfungen
- DIN 4226 Blatt 1 bis Blatt 3 Zuschlag für Beton
- DIN 18196 Erdbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke und Methoden zum Erkennen von Bodengruppen

ANHANG

4. Pfahibeton

4.1. Festigkeitsklasse _____ Bn _____

4.2. Zementart (Lieferwerk) _____

4.3. Zementanteil _____ kg/m³

4.4. Zuschlagstoffe (Größtkorn) _____

4.5. Wasserzementwert $\left(\frac{W}{Z} = \frac{\text{Wassergewicht}}{\text{Zementgewicht}} \right)$

4.6. Beton-Zusatzmittel _____

5. Einbringen des Betons

5.1. Wasserstand im Bohrrohr bei Beginn des Betonierens _____ m unter Bohrebene

5.2. Schüttrohr (Ø _____ cm) / Schüttkübel

5.3. geschüttet
gerüttelt (Verfahren und Gerät)

gepreßt mit _____ bar (Überdruck) bis _____ bar (Überdruck)

5.4. Nachweis des Betonverbrauchs:

	Karren	je _____ l	Inhalt = _____ l
	Kübel		

6. Ausführungszeiten

	Arbeitsvorgang	Datum	Uhrzeit	Wetter	Temp. °C
Bohren	begonnen				
	beendet				
Betonieren	begonnen				
	beendet				

7. Bemerkungen und Besonderheiten

_____, den _____ 19_____

DK 624.154.34

DEUTSCHE NORMEN

Anlage 2
August 1975

Bohrpfähle
herkömmlicher Bauart
Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung
Erläuterungen

DIN
4014
 Teil 1 Beiblatt

Ersatz für DIN 4014 Beiblatt

Diese Erläuterungen beziehen sich auf die Ausgabe August 1975 der Norm DIN 4014 Teil 1; sie dienen dazu, etwaige Zweifelsfälle bei der Auslegung der Norm weitestgehend auszuschließen.

Zur Vorbemerkung

Da das Herstellen der Bohrpfähle eine besondere Sachkenntnis und Sorgfalt erfordert, muß bei der Ausschreibung und der Vergabe die Vertrauenswürdigkeit des Bieters entscheidend mit berücksichtigt werden. Es ist besonders wichtig, daß der Vergebende feststellt, ob der Preis auskömmlich und die benannte Anzahl des Führungspersonals und seine Fachbildung ausreichend sind. In Zweifelsfällen empfiehlt es sich, den Berufsverband anzusprechen. Jede Akkord- oder Nachtarbeit sollte wegen der damit verbundenen Gefahrenquellen für die Güte der Bohrpfahlherstellung vermieden werden.

Zu Abschnitt 1. Geltungsbereich

Die Norm behandelt in erster Linie die häufig vorkommenden und allgemein angewandten Ausführungsarten. Der Schaftdurchmesser ist auf maximal 50 cm beschränkt worden, da sich mit größerem Durchmesser die Herstellverfahren z. B. beim Fördern des Bohrgutes aus dem Vortreibrohr und beim Einbau des Betons immer mehr denen des Brunnenbaues annähern. Entsprechendes gilt für besonders kurze Bohrpfähle, die in standfesten Böden teilweise auch ohne Verrohrung ausgeführt werden können. Die für Spezialpfähle gültigen allgemeinen Bestimmungen der Norm betreffen die Abschnitte

1. Geltungsbereich,
2. Begriffe,
4. Erkundung des Baugrunds,
5. Anordnung und Abmessungen der Pfähle (ausgenommen Abschnitt 5.3, letzter Satz und Abschnitt 5.5, Tabelle 1)

ebenso alle übrigen Richtlinien über Bohrarbeit (Abschnitt 6) und Liefern und Einbringen der Bewehrung (Abschnitt 8, jedoch ohne Abschnitt 8.2 erster Absatz) und des Betons (Abschnitt 7, 9 und 11), Herstellen von angeschnittenen Füßen (Abschnitt 12), sowie bei der Herstellung solcher Sonderbauarten die in der Norm beschriebenen Verfahren oder Baustoffe. Insbesondere sei darauf hingewiesen, daß auch über das Herstellen von Spezialpfählen Protokoll zu führen ist, wofür ebenfalls der Mustervordruck von DIN 4014 Teil 1 dient.

Frühere Ausgaben:

DIN 4014 Beiblatt: 12.60, 11.69

Änderung August 1975:

Anpassung an DIN 1045, DIN 4014 Beiblatt in DIN 4014 Teil 1
 Beiblatt geändert. Ausgabe Januar 1972. Redaktionelle Überarbeitung unter anderem Berücksichtigung der gesetzlichen Einheiten.

Zu Abschnitt 2. Begriffe

Zur Herstellung eines Bohrpfahls wird ein stählernes Vortreibrohr in die tragende Schicht niedergebracht, indem der Boden innerhalb des Rohres bei gleichzeitigem Drehen und Beladen des Rohres durch Bohren entfernt wird. Der Hohlräum wird ausbetoniert, wobei das Bohrrohr im Boden lassen oder wiedergewonnen wird.

Zu Abschnitt 2.1. Geschütteter Bohrpfahl

Nach dem Niederbringen des Bohrrohres und dem Einbau der Bewehrung wird der Beton abschnittsweise in das Bohrrohr eingeschüttet und u. U. durch Stochem oder Rütteln in einfacher Weise verarbeitet, wobei gleichzeitig das Bohrrohrentsprechend dem Betonierungsfortschritt angehoben wird. Diese Pfahlart stellt die einfachste Form eines Bohrpfahls mit wiedergewonnenem Vortreibrohr dar.

Zu Abschnitt 2.2. Preßbetonpfahl

Nach Niederbringen des Bohrrohres sowie dem Einbau der Bewehrung wird der Beton abschnittsweise in das Bohrrohr eingebracht und anschließend mittels Preßluft einem Druck ausgesetzt.

Zu Abschnitt 2.3. Bohrpfahl mit Fuß

Nach dem Niederbringen des Bohrrohres wird unmittelbar unter diesem mit besonderen Geräten ein Fuß angeschnitten, dessen Durchmesser größer ist als der des Vortreibrohres. Voraussetzung ist, daß ein standfester Hohlraum hergestellt werden kann. Der Pfahl wird im übrigen nach Abschnitt 2.1 und 2.2 hergestellt. Bohrpfähle mit Fuß gelten als Standpfähle.

Zu Abschnitt 2.4. Hülsenpfähle

In besonderen Fällen (z. B. zur Verminderung der Einflüsse aus negativer Mantelreibung bei zur Setzung neigenden Bodenschichten oder zum Schutz des frischen Pfahlbetons gegen betonschädliche Wässer und Böden) können oberhalb der tragenden Schicht dünnwandige Hülsen (z. B. aus Blech) in das Bohrrohr eingebracht werden, die den Beton schaft in dem betroffenen Abschnitt ummanteln. Das Bohrrohr wird anschließend wieder gezogen. Im übrigen ist der Pfahl nach Abschnitt 2.1 bis 2.3 zu behandeln.

Zu Abschnitt 2.5. Spezialpfähle

Spezialpfähle sind dadurch gekennzeichnet, daß sie sich in Konstruktion und Herstellung von den in dieser Norm beschriebenen Bohrpählen unterscheiden und umfassen auch alle Bohrpfähle die nicht unter den Geltungsbereich nach Abschnitt 1 dieser Norm fallen. Die Unterscheidung kann sowohl die Güte des Pfahlbetons selbst als auch den Verbund zwischen diesem und dem angrenzenden Boden sowie eine im Zusammenhang mit der Pfahlherstellung stehende Verbesserung des Bodens betreffen.

Teilmaßnahmen können z. B. darin bestehen, daß das Vortreibrohr in ganzer Länge im Boden verbleibt, also nicht mehr gezogen wird (im Unterschied zum Hülsenpfahl, Abschnitt 2.4), daß besondere Rüttelverfahren in Verbindung mit dem Betonieren des Pfahls und Ziehen des Vortreibrohrs angewendet werden (Rüttelbetonbohrpfahl), daß vorgefertigte Pfähle aus Stahlbeton, Spannbeton oder Stahl in vorgebohrte Löcher eingestellt werden (Fertigbohrpfähle), u. a.

Zu Abschnitt 3. Bauleitung

Mit dieser Bestimmung soll vor allem sichergestellt werden, daß die verantwortliche Bauleitung sich ständig und unmittelbar mit allen Einzelheiten der Ausführung befaßt. Die Einführung des Mustervordruckes wird den nötigen raschen Überblick über die Einheitlichkeit und Zuverlässigkeit der Gründung ermöglichen, sowie die Auswertung und vergleichende Betrachtung erleichtern.

Zu Abschnitt 4.1.

Das Erkunden der Grundwasserverhältnisse muß ebenso über Strömungen des Grundwassers Aufschluß geben, die z. B. im Tidebereich der Nordsee oder neben Flüssen mit wechselnden Wasserständen sich kurzfristig ändern können.

Zu Abschnitt 4.2.

Beim Beurteilen von betonschädlichen Eigenschaften müssen auch schädliche Einflüsse berücksichtigt werden, die erst später auftreten können, z. B. bei Bauten auf Baugelände, das für die chemische Industrie vorgesehen ist.

Zu Abschnitt 4.3.

Eine ernstliche Gefährdung liegt dann vor, wenn Schäden (Bewegungen oder Risse) in einem solchen Ausmaß entstehen können, daß das Tragvermögen des betreffenden Bauwerkes beeinträchtigt wird.

Zu Abschnitt 5.2.

Durch die untere Begrenzung des Pfahlabstandes wird bewirkt, daß die Tragfähigkeit der Einzelpfähle durch Überschneidung der Last-Einflußzonen nicht merkbar herabgesetzt wird.

Ein Unterschreiten der Mindestabstände würde neben einer Abnahme der Tragfähigkeit auch das einwandfreie Herstellen (insbesondere langer Pfähle) gefährden.

Zu Abschnitt 5.3.

Nennswerte Setzungen können in erster Linie bei bindigen oder organischen Bodenschichten sowie bei nicht verdichteten Schüttungen auftreten. Sie entstehen durch Eigenkonsolidierung oder nachträgliche Erhöhung der Auflast. Diese Setzungen sind dann schädlich, wenn als Folge davon das Tragvermögen der Pfähle beeinträchtigt wird.

Bei sehr langfristigen Setzungsbewegungen kann sich diese Gefahr bei schlanken Pfählen verringern, da der Pfahl infolge Kriechens des Betons gewisse Verformungen schadlos überstehen kann.

Die angegebenen Grenzneigungen sind so bestimmt worden, daß die Bohrpfähle der verschiedenen Herstellungsverfahren mit Sicherheit auch in Schräglage einwandfrei ausgeführt werden können.

Zu Abschnitt 5.4.

Eine Staffelung der Pfähle kann erforderlich werden, wenn z. B. die Oberfläche der tragenden Schicht geneigt ist oder wenn einige Pfähle aus Gründen der Tragfähigkeit eine größere Einbindetiefe erhalten (siehe Bild 1 dieser Erläuterungen). In diesen Fällen würde bei einer von Abschnitt 5.4. abweichenden Arbeitsweise die Gefahr bestehen, daß unter bereits fertiggestellten Pfählen der Boden nachträglich in seiner Tragfähigkeit vermindert wird.

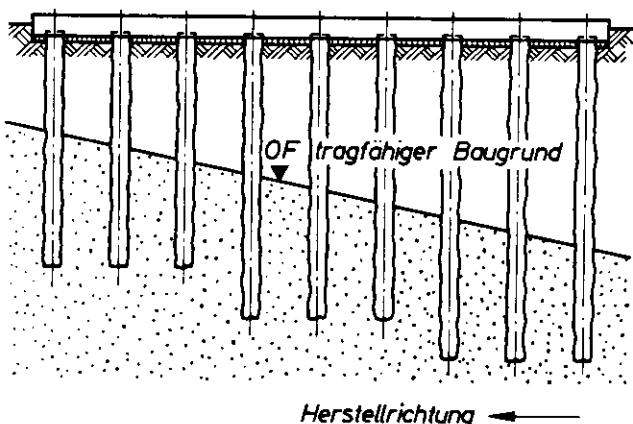


Bild 1. Herstellrichtung bei nach der Tiefe gestaffelten Bohrpählern

Zu Abschnitt 5.5.

Das sachgemäße Herstellen eines Bohrpahls erfordert für das Handhaben der Bohrwerkzeuge und das sichere Ausbetonieren einen Mindestquerschnitt, der mit der Pfahlänge anwächst. Deshalb sind in Tabelle 1 für verschiedene Längen Mindestwerte des Pfahldurchmessers angegeben, zwischen denen interpoliert werden darf. Stellt sich während der Bauausführung heraus, daß in Einzelfällen eine größere Pfahlänge als geplant erforderlich wird, kann eine dadurch bedingte geringfügige Unterschreitung des Mindestpfahldurchmessers unbedenklich in Kauf genommen werden, so daß die einmal eingesetzten Bohrrohre und Geräte beibehalten werden können.

Zu Abschnitt 6.1. Bohrgerät

Die zum Herstellen der Bohrpähle erforderlichen Bohrgeräte sollten vorzugsweise für maschinellen Antrieb geeignet sein. Eingefettete Gewinderohre gelten auch im freien Wasser als wassererdicht.

Innerhalb des Bohrrohrs lassen sich Auflockerungen nichtbindiger Böden unter Wasser bei Verwendung der gebräuchlichen Bohrgeräte normalerweise nicht ganz vermeiden. Geringfügige Auflockerungen dieser Art sind dann unschädlich, wenn das Bohrrohr der Kernräumung weit genug vorausseilt.

Alle Bohrgeräte, die weitreichende und damit nachteilige Auflockerungen auch außerhalb des Bohrrohrs zur Folge haben, müssen vermieden werden. Dazu zählen vor allem solche Geräte, deren Wirksamkeit ausschließlich auf dem Prinzip des Ansaugens beruht, wie z. B. die Kiespumpe.

Zu Abschnitt 6.2. Vorauseilen der Bohrrohre

Grundsätzlich sollte das Bohrrohr der Kernräumung immer so weit wie möglich vorausseilen. Wenn die laufende Nachprüfung ergibt, daß diese Vorschrift zu irgendeiner Zeit nicht genügend eingehalten worden ist, so sollte die betreffende Bohrung zum Herstellen eines Bohrpahles nicht verwendet werden.

Bei bestimmten Bodenschichten ist ein Vorauseilen nur in geringem Umfang (z. B. bei festen, bindigen Böden oder Kies) oder gar nicht (z. B. bei Fels) möglich.

Es gibt Fälle, bei denen von der Vorschrift abgewichen werden muß. So ist jeweils bei Beendigung der Bohrung vor dem Einstellen der Bewehrung oder vor Beginn des Betonierens der Boden bis Unterkante Rohr zu entfernen, ebenso beim Beseitigen von Hindernissen oder zum Anschneiden besonderer Pfahlfüße, desgleichen bei Baugrunduntersuchungen im Bohrrohr. Dann muß mit besonderer Sorgfalt vorgegangen werden.

Zu Abschnitt 6.3. Bohren im Grundwasser

Bei rasch wechselnden Grundwassерständen (z. B. im Tidebereich, siehe Abschnitt 4.1) ist laufend zu beobachten und entsprechende Vorsorge zu treffen.

Zu Abschnitt 6.4. Bohren bei gespanntem (artesischem) Grundwasser

Nur bei strengster Einhaltung der Vorschrift können Bodendurchbrüche und Bodeneintreibungen in das Bohrrohr vermieden werden. Eine einzige verunglückte Bohrung kann schon zu Entzug und Auflockerung des Bodens in einem solchen Umkreis führen, daß benachbarte Fundamente gefährdet sind oder die Tragfähigkeit benachbarter, schon fertiggestellter Bohrpfähle in Frage gestellt wird. Eine derart mißglückte Bohrung muß aufgegeben und das Ausmaß der Einwirkung auf die Umgebung erkundet werden. Ersatzpfähle sind entsprechend zu stellen und gegebenenfalls tiefer als geplant zu führen.

Da die nachteiligen Auswirkungen von Herstellungsmängeln hier besonders groß sein können, sollten Bohrpfähle bei Vorhandensein gespannten Grundwassers nur in Ausnahmefällen verwendet werden.

Um im Bohrrohr einen hinreichend großen hydrostatischen Gegendruck erzeugen zu können, muß nötigenfalls das Bohrrohr durch ein Aufsatztrohr erhöht werden.

Zu Abschnitt 6.5. Fließerscheinungen im Boden

Die in den Abschnitten 6.2 bis 6.4 angestellten Überlegungen gewinnen eine noch erhöhte Bedeutung, wenn in der tragfähigen Schicht Sande anstehen, die zum Fließen neigen. Jeder geringste, auch nur kurzfristig auftretende Unterdruck gegenüber dem Grundwasser kann im Bohrrohr schon zu schädlichen Bodenaufreibungen führen. Ein Sog entsteht z. B. jedesmal, wenn das Bohrgerät im Rohr angehoben wird. Schädlich wirkt er dann, wenn der hydrostatische Überdruck der Wassersäule im Bohrrohr gegenüber dem Grundwasser nicht ausreicht, einen durch den Sog entstehenden Unterdruck auszugleichen. Es ist also auf alle Fälle auf eine ausreichende Wasserfüllung im Bohrrohr zu achten. Aufwärtsbewegungen der Bohrgeräte im Bohrrohr müssen zudem entsprechend langsam ausgeführt werden.

Durch Messungen sollte laufend geprüft werden, ob im Bohrrohr Boden hochgetrieben wird. Ist innerhalb der tragfähigen Schicht ein Hochquellen festgestellt worden, so ist wie nach Abschnitt 6.4 zu verfahren.

Das Zusammentreffen von artesischem Grundwasser mit zum Fließen neigenden Sanden schafft häufig Verhältnisse, die es ratsam erscheinen lassen, Bohrpfähle nicht anzuwenden (siehe Abschnitt 4.1).

Zu Abschnitt 6.6. Bohrhindernisse

Sind für die Beseitigung von Bohrhindernissen in einer tragfähigen Schicht aus nichtbindigem Boden nennenswerte Auflockerungen unvermeidbar, so muß die Bohrung aufgegeben werden.

Liegt ein Hindernis, z. B. in Form eines großen Findlings, nur wenig oberhalb der Solltiefe des Pfahls, so kann in Einzelfällen das Aufsetzen des Pfahls gestattet werden, wenn das Maß nicht mehr als 50 cm beträgt und sicher ist, daß der Pfahl mit seiner ganzen Querschnittsfläche auf dem Hindernis aufsteht.

Zu Abschnitt 6.9. Aufgegebene Bohrlöcher

Eigent ist nichtbindiger Boden, der nach Möglichkeit verdichtet werden sollte. Eine Füllung mit Magerbeton ist vorzuziehen.

Zu Abschnitt 7. Beton

Beim Betonieren von Bohrpählen muß der Beton in verhältnismäßig enge und lange Rohre ausschließlich von oben und meistens unter Wasser eingebracht werden. Die Möglichkeiten einer guten Verarbeitung und Verdichtung sind gegenüber den Verhältnissen bei frei stehenden Säulen geringer und unsicherer. Um trotzdem die nach Vorschrift erforderliche Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons zu erreichen, enthält die Norm Festlegungen, die die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton bei den besonderen Verhältnissen der Bohrpähle folgerichtig ergänzen.

Zu Abschnitt 7.1.

Voll im Baugrund stehende Pfähle brauchen nach DIN 1054, Entwurf April 1975, Abschnitt 5.2.10, nicht auf Knickbeanspruchung untersucht und ausgebildet zu werden.

Zu Abschnitt 7.2.

Bei einem Zementanteil von 350 kg sind mit dem in den Zuschlagstoffen vorhandenen Feinstkornanteil etwa 400 kg Feinstoffe unter 0,2 mm in 1 m³ fertigem Beton enthalten, womit eine der Voraussetzungen für die Wasserundurchlässigkeit des Betons gegeben ist.

Bei der Wahl des Zementes ist die Frage seiner besonderen Eignung für die vorliegenden Verhältnisse zu prüfen.

Um beim Ziehen der Bohrrohre zeitlich einen ausreichenden Spielraum zu haben, sollten besonders schnell bindende Zemente nicht verwendet werden.

Die Wahl des Wasserzementwertes wird beeinflußt von den zur Verfügung stehenden Zuschlagstoffen, den Betonzusatzmitteln, der Art des Einbringens und der Möglichkeit des Verarbeitens des Betons sowie vom Durchmesser und der Länge der Pfähle.

Ganz allgemein sollte die Mischung etwas weicher sein als für gleichartige Stahlbetonbauteile.

Der angegebene Mindestzementgehalt und die Festlegung nur der oberen Grenze des Wasserzementwertes erlauben, die Beschaffenheit des frischen Betons den jeweils vorliegenden Verhältnissen anzupassen (je schlanker der Pfahl, desto weicher die Beschaffenheit des Betons).

Zu Abschnitt 7.3.

Für Pfahldurchmesser unter 40 cm ist das Größtkorn der Zuschläge mit 16 mm zu begrenzen, um der Gefahr zu begegnen, daß sich an der Bewehrung Kiesnester bilden. Die Zuschlagstoffe sind nach den in DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, Abschnitt 6.2.2.1, Bild 2 dargestellten Sieblinien abzustufen. Es ist eine Mischung im Bereich oberhalb der mittleren Linie, möglichst in deren Nähe, anzustreben.

Zu Abschnitt 7.5.

Beim Beurteilen der Würfeldruckfestigkeit muß beachtet werden, daß die Verhältnisse beim normgerechten Herstellen der Probewürfel sehr weit von denen abweichen, die beim Einbau des Pfahlbetons herrschen. Obwohl die normale Beanspruchung des Pfahlbetons aus der Belastung der Pfähle verhältnismäßig gering ist, muß doch mit Rücksicht auf die ungünstigen Einbaubedingungen von vornherein eine ausreichend hohe Würfeldruckfestigkeit, die mindestens der Festigkeitsklasse Bn 250 nach DIN 1045 entspricht, verlangt werden.

Zu Abschnitt 8.1. Allgemeines

Der Bewehrungskorb wird z. B. durch Abstandshalter in seiner Stellung im Bohrrohr so festgelegt, daß die notwendige Betondeckung sichergestellt ist und ein Mitgehen beim Ziehen des Bohrrohres nicht eintritt.

Zu Beginn des Betonierens sollte der Bewehrungskorb 5 bis 10 cm von der Sohle abgehoben werden, damit sein unteres Ende auch ausreichend vom Beton ummantelt wird.

Der Verzicht auf eine durchgehende Bewehrung bei Pfählen unter 7,50 m Länge ist an bestimmte Voraussetzungen gebunden. So ist es z. B. erforderlich, daß die Soll-Lage der Pfähle bei der Bohrung genau eingehalten wird, um Außermittigkeiten bei der Lastüberleitung zu vermeiden.

Bei Schrägpfählen muß ein besonders strenger Maßstab angelegt werden.

Zu Abschnitt 8.2. Längsbewehrung

Werden höhere Stahlgüten als Betonstahl I nach DIN 1045 verwendet, so dürfen trotzdem Anzahl und Durchmesser der Bewehrungsstäbe nicht verringert werden.

Nach DIN 1054, Entwurf April 1975, Abschnitt 5.2.5 sollen Pfähle überwiegend in Richtung ihrer Achse beansprucht werden. In besonderen Fällen ist jedoch eine Beanspruchung auf Biegung unvermeidbar, z. B. beim Einwirken des Seitendruckes plastischer weicher Böden (hinter nachgiebigen Spundwänden oder bei einseitigen Aufgrabungen) oder bei Schrägpfählen innerhalb konsolidierender Schichten u. a. Da in solchen Fällen beim Ansatz der angreifenden Kräfte große Unsicherheiten bestehen, ist ein zuverlässiger Spannungsnachweis in den seltensten Fällen möglich. Sind jedoch solche Einflüsse von vornherein erkennbar, so reicht es aus, ihre Größenordnung einigermaßen richtig zu erfassen. Liegen besonders ungünstige Verhältnisse vor, so kann es u. U. notwendig werden, von einer Bohrpfahlgründung ganz abzusehen. In Zweifelsfällen sollten Baugrund-Sachverständige hinzugezogen werden.

Zu Abschnitt 8.4. Betondeckung

Die angegebenen Mindestmaße der Betondeckung müssen eingehalten werden, damit der Zwischenraum zwischen Bewehrung und Vortreibrohr groß genug ist, um den Beton ohne Brückebildung so hindurchfließen zu lassen, daß eine vollständige und dichte Ummantelung des Betonstahls sichergestellt ist. Dies gilt genauso für Hülsenpfähle.

Bei geringerer Betondeckung würde die Gefahr bestehen, daß sich Kiesnester an der Bewehrung bilden (siehe Erläuterungen zu Abschnitt 7.4) und der Korb beim Ziehen des Rohres – z. B. durch Festkeilen von einzelnen größeren Bestandteilen der Zuschlagstoffe zwischen Bohrrohr und Bewehrung – mit angehoben wird.

Zu Abschnitt 8.6. Stöße

Rundhaken bei Übergreifungsstoß von Druckpfählen sind verboten, damit das Betonieren nicht behindert und somit eine sichere Betonfüllung erreicht wird.

Ist der Pfahl so lang, daß die Längsbewehrung gestoßen werden muß und kann der Bewehrungskorb in ganzer Länge eingestellt werden, so sollten die Stöße der einzelnen Längsstäbe immer gegeneinander versetzt werden.

Läßt sich bei beschränkter Bauhöhe die Bewehrung jedoch nur abschnittsweise einstellen, so daß die Stöße der Längsstäbe in gleicher Ebene liegen müssen, so ist ein geschweißter Stoß zu empfehlen.

Bei Zugpfählen müssen Übergreifungsstöße immer geschweißt werden. Dabei sind DIN 1045 und DIN 4099 Blatt 1 zu beachten.

Bei geschweißten Stößen ist die Eignung der Stahlsorten für das Schweißen besonders zu beachten.

Zu Abschnitt 9.2. Beginn des Betonierens

Diese Bestimmung besagt, daß jeder Pfahl noch am gleichen Tage zu betonieren ist, an dem die Bohrung beendet wurde. Danach ist es also nicht zulässig, eine Anzahl Pfähle bis auf Solltiefe zu bohren und erst dann mit dem Einstellen der Körbe und dem Ausbetonieren zu beginnen. Vor der Überprüfung einer möglicherweise angehobenen Standfläche ist ein zuvor eingestellter Bewehrungskorb nochmals heranzunehmen.

Zu Abschnitt 9.3. Einbringen und Verarbeiten

Die Füllgeschwindigkeit ist so zu wählen, daß ein ausreichendes Verarbeiten des Mischgutes möglich ist. Bei verhältnismäßig kurzen Pfählen – bei langen Pfählen im oberen Teil – kann der eingebrachte Beton durch Stochern in gewissem Umfang verdichtet werden. Besseres Verarbeiten des Betonmischgutes – auch über die gesamte Pfahlänge – kann durch richtig angewendetes Rütteln (z. B. Tauchrüttler oder Außenrüttler am Bewehrungskorb) erzielt werden.

Zu Abschnitt 9.4. Einschütten im Trocknen

Durch diese Bestimmung soll vermieden werden, daß sich der Beton beim Einschütten in den tiefen und engen Schacht eines Bohrrohres entmischt und einzelne Steine in der Bewehrung hängen bleiben und Brücken bilden. Insofern können auch geschlossene Kübel eingesetzt werden, die in das Bohrrohr bis auf oder in den Beton eingeführt werden, und durch einen von oben zu tätigen Verschluß nach unten entleeren.

Zu Abschnitt 9.5. Verdrängen des Grundwassers

Das Grundwasser darf nur in den Boden hinein, z. B. durch Druckluft verdrängt werden. Ein Heraus fördern durch Abpumpen ist verboten (siehe hierzu Abschnitt 6).

Zu Abschnitt 9.7. Nachweis des Betonverbrauchs

Für den Nachweis des Betonverbrauchs soll das Formblatt (Mustervordruck für das Herstellen von Bohrpfählen nach DIN 4014 Teil 1, Abschnitt 3) benutzt werden. Der gemessene Betonverbrauch ist mit dem vom Bohrrohrkranz ausgeschnittenen Rauminhalt des Bodens, vermehrt um den Hohlräum eines etwa angeschnittenen Pfahlfußes zu vergleichen, und sollte in der Regel dem insgesamt ausgeschnittenen Hohlräum mindestens gleichkommen.

Der Nachweis eines genügenden Betonverbrauchs allein bietet jedoch noch keine Gewähr für einen fachgerecht hergestellten fehlerfreien Pfahl.

Bei Preßbetonbohrpfählen wird zusätzlich verlangt, den Betonverbrauch abschnittsweise zu messen und zu vergleichen, wobei zweckmäßig die tragfähige Schicht als ein Abschnitt, und darüber lagernde verdrängungs- oder verdichtungsfähigere Schichten als weitere Abschnitte behandelt werden.

Bei Preßbetonpfählen tritt je nach der Verdrängungs- oder Verdichtungsfähigkeit des Bodens und dem aufgewendeten Luftdruck gegenüber geschütteten Bohrpfählen grundsätzlich ein höherer Betonverbrauch auf.

Zu Abschnitt 10. Ziehen der Bohrrohre

Die Rohre sollen entweder mechanisch mit Hilfe von Winden oder Pressen, oder durch Ausüben eines Preßdruckes auf den Beton (Druckluft) gezogen werden. In beiden Fällen kann das Anheben des Rohres durch Drehbewegungen unterstützt werden.

Beim Anheben darf sich die Bewehrung am Rohr nicht aufhängen. Die Höhe der zu wählenden Betonierabschnitte ist abhängig vom Pfahldurchmesser, von der Konsistenz des Betons, von der Geschwindigkeit des Betoneinbaues, vom Erddruck und der Ausführungsart.

Bei der Herstellung von Preßbetonbohrpfählen soll der Preßdruck allein die Reibung zwischen Rohrinnenwandung und Beton überwinden. Zum Anheben des Rohres muß aber auch die Reibung zwischen Rohr-Außenwandung und Boden überwunden werden. Sofern beide Kräfte allein durch die Druckluft überwunden werden, sollen die Bohrrohre lose am Förderseil hängend langsam aus dem Boden kommen.

Sind jedoch die äußeren Reibungskräfte sehr groß und genügt ein Hin- und Herbewegen des Bohrrohrs nicht, um es in Gang zu bringen, kann mit der Winde nachgezogen werden. Dies kann sogar notwendig sein, damit nicht durch übermäßig hohen Preßdruck bei dem Beton die Gefahr einer Propfenbildung entsteht und das Rohr bei freiwerdendem Druck plötzlich hochschießt. Es könnte dabei mit seiner Unterkante über die Betonsäule kommen, so daß Einschnürungen des Schaftquerschnittes dann die Folge wären. Gegen ein Herausschießen der Rohre aus dem Boden sind Sicherheitsmaßnahmen vorzusehen.

Die Bohrrohre müssen im Boden verbleiben, wenn die Gefahr besteht, daß durch strömendes Grundwasser (z. B. Tide) das Bindemittel aus dem frischen Beton ausgespült wird.

Zu Abschnitt 12.1.

Herstellen von angeschnittenen Pfahlfüßen

Angeschnittene Pfahlfüße dürfen nur in genügend standfestem Boden hergestellt werden, und zwar in einer solchen Tiefe, daß über dem Hohlraum noch mindestens 1,0 m standfester Boden zur Aufnahme von Gewölbespannungen ansteht.

Zu Abschnitt 12.2.1

Das für die Fußraum-Herstellung verwendete Schneidgerät muß eine Vorrichtung haben, die ein genaues Einstellen des Gerätes zum Ausschneiden des Hohlräumes in den geforderten Abmessungen zuläßt. Die Übereinstimmung der Endstellung des Fußschneiders mit seiner Sollstellung muß von der Bohrebene aus prüfbar sein.

Zu Abschnitt 12.2.2.

Zum Herstellen einer Pfahlgründung mit angeschnittenen Füßen muß nicht nur die Tragfähigkeit des Baugrunds erkundet, sondern auch festgestellt werden, inwieweit die Beschaffenheit der Gründungsschicht eine Fußausbildung erlaubt.

Ein sorgfältiger Baugrundaufschluß ist deshalb für Pfähle mit Fußverbreiterung besonders wichtig.

In mindestens steifen bindigen Böden (siehe DIN 1054, Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf) ist in der Regel ein Ausschneiden des Pfahlfuß-Hohlräumes ohne besondere Schwierigkeiten möglich, da diese Böden über eine ausreichend große Kohäsion verfügen.

In erdfeuchten, nichtbindigen Böden tritt eine scheinbare Kohäsion auf, die mit wachsender Korngröße abnimmt, jedoch die Ausbildung von Pfahlfuß-Hohlräumen in sandigen bis mittelkiesigen Böden gestattet.

In grobkiesigen Böden ist die scheinbare Kohäsion zu gering, und hier können Pfahlfüße nur dann zuverlässig angeschnitten werden, wenn eine Verkittung durch andere Bestandteile wie Lehm, Ton, Kalk oder Eisenoxid besteht. Grundsätzlich sind während der Herstellung eines solchen Fußes, insbesondere in nichtbindigen Böden, Erschütterungen im Bohrloch und in seiner Umgebung zu vermeiden.

Zu Abschnitt 12.2.3.

Das einwandfreie Herstellen des Pfahlfuß-Hohlräumes sollte mindestens auf folgende Weise geprüft werden:

- durch Spiegelung
- durch das Fußschneidegerät
- durch die Menge des eingebrachten Betons

zu b) Bei einwandfrei ausgeschnittenem Hohlraum muß sich das Fußschneidegerät in seiner Endstellung leicht vom Gelände aus drehen lassen.

zu c) Die einfache Prüfung bietet sich an durch den Vergleich des theoretischen Rauminhals des Fußschneiders mit dem tatsächlich geförderten Boden und der eingebauten Betonmenge. Dabei muß das geförderte Bohrgut aus dem Fuß in einem Meßbehälter gesammelt und sein Rauminhalt unter Berücksichtigung eines auf der Baustelle oder im Laboratorium ermittelten Beiwertes für die Auflockerung bestimmt werden. Die Menge des eingebauten Betons kann in Fördergeräten ermittelt werden¹⁾.

Zu Abschnitt 12.3.2.

Im Grundwasser fehlt die scheinbare Kohäsion nichtbindiger Böden.

Der Hohlraum für den Fuß kann in diesen Böden nur dann mit genügender Sicherheit hergestellt werden, wenn zusätzlich zur Gewölbewirkung ein ausreichend großer, stabilisierender Strömungsdruck auf alle Bereiche der Wandungen des Hohlräumes vorhanden ist. Der Wasserspiegel im Bohrrohr ist deshalb stets mindestens 1,0 m über dem Grundwasser zu halten.

In größeren Böden als Fein- bis Grobsand ist zur Aufrechterhaltung eines ausreichenden Strömungsdruckes ein größerer Wasserzufluß notwendig.

Zu Abschnitt 13.1.

Bei der Festsetzung der zulässigen Pfahlbelastung und der für sie erforderlichen Eigenschaften des tragfähigen Baugrunds wurde davon ausgegangen, daß es vor allem wichtig ist, Angaben für Böden zu machen, die einerseits nach den im Laufe von Jahrzehnten gesammelten Erfahrungen für Bohrfahrländungen eine ausreichende Tragfähigkeit haben, andererseits aber auch in der Natur häufig vorkommen. Es wurde also bewußt vermieden, zulässige Pfahlbelastungen für ausgesprochen dichte oder feste Böden, die aber seltener angetroffen werden, zu nennen. Für derartige Böden ist unter Abschnitt 13.2 jedoch eine Möglichkeit zur Erhöhung der zulässigen Pfahlbelastungen vorgesehen.

Bei den nichtbindigen Böden wird für den Normalfall eine „ausreichende“ Tragfähigkeit – gekennzeichnet durch die Lagerungsdichte D – gefordert. Diese Lagerungsdichte ist:

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}}$$

$\geq 0,4$ bei gleichförmigem Boden mit $U < 3$	$\geq 0,55$ bei ungleichförmigem Boden mit $U \geq 3$,
---	---

wobei n der Porenanteil des Bodens in natürlicher Lagerung ist und n_{\max} und n_{\min} die Porenanteile in der lockersten und dichtesten Lagerung sind und U die Ungleichförmigkeitszahl ist. (Die Anforderungen für eine „ausreichende“ Tragfähigkeit sind hier gegenüber DIN 1054, Entwurf April 1975, Abschnitt 4.2.1, heraufgesetzt, weil es sich bei Pfahllasten stets um konzentrierte, punktförmige Lasten und nicht um demgegenüber relativ niedrige Flächenlasten wie in DIN 1054 handelt.)

Hierzu kann der Porenanteil des natürlichen Bodens an Sonderproben bestimmt werden. Ihre Entnahme ist aber in den Tiefen, in denen die Spitzen der Pfähle stehen, nicht oder nur mit großem Aufwand möglich. Eine Auskunft über die Lagerungsdichte von sandigen und kiesigen Ablagerungen kann bis in etwa 20 m Tiefe durch Drucksondier-

¹⁾ Muhs, H.: Versuche mit Bohrpfählen, Bauverlag GmbH Wiesbaden – Berlin, 2. Auflage 1967.

rungen²⁾ gewonnen werden; eine „ausreichende“ Tragfähigkeit ist hierbei gegeben, wenn ein Spitzendruck von mindestens 10 MN/m^2 (100 kp/cm^2) in der Gründungsschicht gemessen wird.

Auch Schlagsondierungen oder Untersuchungen mit der Isotopensonde können Aufschlüsse über die Lagerungsverhältnisse vermitteln, desgleichen geeignete Untersuchungen im Bohrloch bei der Ausführung der Erkundungsbohrungen. Die Ergebnisse sind nur dann als zuverlässig anzusehen, wenn in den betreffenden Bezirken ausreichende Erfahrungen mit der Auswertung von Sondenmessungen vorliegen.

Die Lagerungsdichte nichtbindiger Böden der tragfähigen Gründungsschicht sollte in jedem Falle vor Ausführung einer Bohrpahlgründung untersucht werden, da sie sehr unterschiedlich sein kann und einen großen Einfluß auf die Tragfähigkeit und damit unter Umständen auch auf die Länge der Pfähle ausübt.

Bei den **bindigen** Böden wird der Regelfall auf eine „annähernd halbfeste“ Beschaffenheit der Böden bezogen, damit die Tabellenwerte für die häufigeren Fälle angewendet werden können, in denen der natürliche Wassergehalt etwas größer ist, als der der Ausrollgrenze. Gemeint sind hiermit bindige Böden, deren Konsistenzzahl

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p} \approx 1,0$$

ist, wobei w der natürliche Wassergehalt ist, w_L und w_p die Wassergehalte der Fließgrenze und der Ausrollgrenze sind und I_p die Plastizitätszahl ist.

Der natürliche Wassergehalt muß dabei an Sonderproben bestimmt werden, deren Entnahme aus bindigen Böden im allgemeinen ohne große Schwierigkeiten möglich ist. Ein annähernd halbfester Boden ist bereits so trocken, daß er sich nur noch schwer – oder nicht mehr – in der Hand zu 3 mm dicken, rissefreien Walzen ausrollen läßt; vielmehr bekommt er dabei Risse oder beginnt zu zerbröckeln.

Die **Einbindelänge** von mindestens 3 m ist bei Pfählen ohne Fußverbreiterung notwendig, damit die zur Lastaufnahme erforderliche Mantelfläche im tragfähigen Baugrund vorhanden ist. Bei relativ kurzen Pfählen mit Fußverbreiterung ist die Mantelfläche für die Lastaufnahme ohne Bedeutung, da die Last nur unter dem Pfahlfuß auf den Boden übertragen wird. Trotzdem ist die Einbindelänge von 2,5 m notwendig, damit die Auflast des Bodens neben dem Pfahlfuß hoch genug ist, um einen Grundbruch unter dem Pfahl mit ausreichender Sicherheit zu verhindern. Eine größere Einbindelänge in den tragfähigen Baugrund

²⁾ Schultze/Muhs: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, Kapitel 1.322.11, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 2. Auflage, 1967.

berechtigt deshalb bei Fußpfählen im allgemeinen nicht, die Pfahlbelastung zu steigern. Bei geschütteten und Preßbetonbohrpfählen ohne Fußverbreiterung kann durch eine größere Einbindelänge in die tragfähige Schicht dagegen eine Erhöhung der zulässigen Pfahlbelastung herbeigeführt werden (siehe Abschnitt 13.4). Das gleiche gilt bei Hülsenpfählen für den nichtummantelten Pfahlteil.

Die geforderte **ausreichende Mächtigkeit** des tragfähigen Baugrunds muß bei Pfahlbündeln oder bei verhältnismäßig breiten Pfahlreihen größer sein als bei einzeln stehenden Pfählen oder schmalen Pfahlreihen. Grundsätzlich sollte **unterhalb** der Pfahlspitzen tragfähiger Baugrund noch in einer Mächtigkeit anstehen, die mindestens das 4fache des Pfahlfußdurchmessers des Einzelpfahls oder die 2fache Breite der beanspruchten Fläche in Höhe der Pfahlspitzenebene bei Pfahlgruppen beträgt, den Wert 1,50 m jedoch nicht unterschreiten darf (Bild 2 dieser Erläuterungen). Unterhalb des tragfähigen Baugrundes dürfen keine stark nachgiebigen Bodenschichten liegen.

Anmerkung: Die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, 43 Essen, Kronprinzenstraße 35a, überprüft laufend die Angaben in DIN 4014 über die Tragfähigkeit von Bohrpfählen. Sie bittet, ihr die Ergebnisse von ausgeführten Probebelastungen von Bohrpfählen mit allen Unterlagen über den Untergrund mitzuteilen.

Zu Abschnitt 13.2.

Als „**besonders tragfähige**“ **nichtbindige Böden** gelten solche, bei denen die Lagerungsdichte

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \quad \begin{cases} \geq 0,5 & \text{bei gleichförmigem Boden} \\ & \text{mit } U < 3 \\ \geq 0,65 & \text{bei ungleichförmigem} \\ & \text{Boden mit } U \geq 3 \end{cases}$$

ist. Der Spitzendruck beim Sondieren muß hierzu mindestens 15 MN/m^2 (150 kp/cm^2) betragen.

Bei **festen bindigen Böden** liegt der natürliche Wassergehalt erheblich unter dem der Ausrollgrenze in der Nähe oder unter der Schrumpfgrenze. Der Boden ist dann nicht mehr plastisch verformbar, sondern bricht oder zerbröckelt bei einer Biegebeanspruchung. Eine Erhöhung der Pfahlbelastung nach Abschnitt 13.2 setzt in jedem Fall eine gründliche Bodenuntersuchung mit einem entsprechenden Ergebnis voraus.

Zu Abschnitt 13.3.

Felsähnliche Böden sind neben schieferartigen Gesteinen, verfestigten Gesteinstrümmern und ähnlichen Vorkommen harte bindige Böden, in denen die üblichen Bohrgeräte auch unter Wasserzusatz versagen und in denen mit dem Meißel gebohrt oder mit der Kernbohrung gearbeitet werden muß.

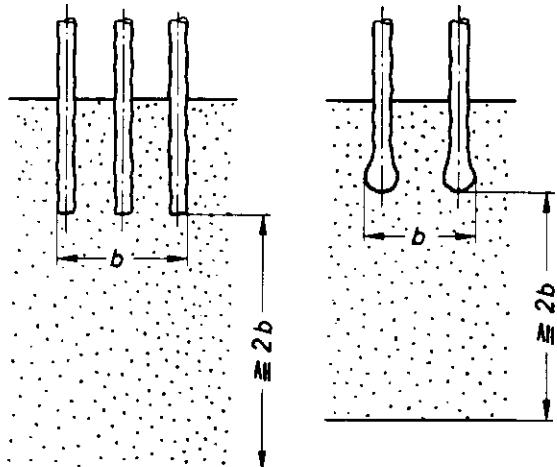
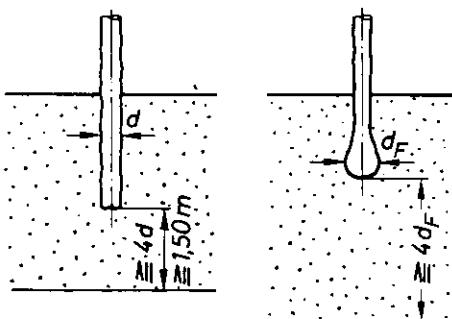


Bild 2. Erforderliche Tiefe des tragfähigen Baugrunds

Da in derartigen Böden die Pfahlspitzen lediglich gegen seitliches Verschieben zu sichern sind, genügt im nicht verwitterten, gesunden, festen Fels eine Einbindelänge von 0,3 m, in felsähnlichen Böden von 1 bis 2 m.

Pfähle, die in solchen Böden stehen, sind Standpfähle. Wenn die Gesteinsfestigkeit gleich oder größer ist als die Festigkeit des Pfahlbetons, kann die zulässige Pfahlbelastung entsprechend der zulässigen Beanspruchung des Betons gewählt werden.

Zu Abschnitt 13.4.

Der Nachweis kann rechnerisch durch Berücksichtigung der zusätzlichen Mantelfläche geführt werden.

Zu Abschnitt 13.5.

Bei der Ermittlung der zulässigen Pfahlbelastung aus Probebelastungen macht sich bei Bohrpählen das Fehlen eines deutlichen Bruchs oder des Beginns des Versinkens in der Last-Setzungslinie oft störend bemerkbar, da sie nicht selten eine fast gleichmäßige Krümmung aufweist. Bei allen Bohrpählen kann jedoch der Beginn des Versinkens bei einer Setzung von etwa 2 cm angesetzt werden, sofern keine andere niedrigere Versinkungsgrenze im Last-

Setzungsdiagramm erkennbar ist oder sofern nicht von vornherein eine größere Pfahlsetzung zugelassen wird.

Vergleichbare Untergrundverhältnisse liegen vor, wenn die Schichtenfolge, insbesondere Mächtigkeit und Tiefenlage der tragfähigen Schichten, einander ungefähr entsprechen und wenn die Baugrundeneigenschaften dieser Schichten einander ähnlich sind. Zum Nachweis hierfür müssen in bindigen Schichten Untersuchungsergebnisse ungestörter Proben (Porenziffer, Wassergehalt, Kornverteilung) aus dem Untergrund beider Baustellen vorhanden sein. In nicht-bindigen Bodenschichten müssen der Kornaufbau und die Lagerungsdichten der tragenden Schichten beider Baustellen bekannt sein.

Last-Setzungslinien von Probebelastungen sind für eine Übertragung der Ergebnisse nur dann brauchbar, wenn die bodenmechanischen Kenngrößen der tragenden Bodenschichten gleichzeitig vorliegen.

Zu Abschnitt 13.8.

Für die Ermittlung der zulässigen Zugbelastung durch Probebelastungen gilt DIN 1054, Entwurf April 1975, Abschnitt 5.4.

232340

DIN 4026
– Rammpfähle –

RdErl. d. Innenministers v. 16. 8. 1977 – V B 3 – 470.107

- 1 Die überarbeitete Norm

Anlage 1 DIN 4026 (Ausgabe August 1975)

– Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung –

wird als Richtlinie und

Anlage 2 DIN 4026 Beiblatt (Ausgabe August 1975)

– Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung; Erläuterungen –

wird als Hinweis nach § 3 Abs. 3 der Landesbauordnung (BauO NW) bauaufsichtlich eingeführt.

Die Ausgaben August 1975 der Norm DIN 4026 und des zugehörigen Beiblattes ersetzen die früheren Ausgaben Juli 1968, die mit RdErl. d. Innenministers v. 9. 8. 1973 bauaufsichtlich eingeführt worden sind.

- 2 Bei Anwendung der Norm DIN 4026 (Ausgabe August 1975) ist folgendes zu beachten:

- 2.1 Zu Abschnitt 1 – Geltungsbereich – und Abschnitt 2.4 – Spezialpfähle –

Spezialpfähle, die sich nicht nach der Norm DIN 4026 oder ggf. in Verbindung mit Abschnitt 5.2.6 der Norm DIN 1054 (Ausgabe November 1976) beurteilen lassen, dürfen nur verwendet oder angewendet werden, wenn die Brauchbarkeit für den Verwendungszweck nach § 23 BauO NW nachgewiesen ist.

- 2.2 Zu Abschnitt 5.4

Die Stoßverbindungen zusammengesetzter Rammpfähle gelten als neue Bauteile und bedürfen des Nachweises der Brauchbarkeit nach § 23 BauO NW.

- 2.3 Zu Abschnitt 6.5 und Abschnitt 8

Die nach Abschnitt 6.5 zu führenden Rammberichte hat der Bauleiter oder sein Vertreter an jedem Arbeitstag gegenzuzeichnen.

Die zuständigen Bauaufsichtsbehörden werden angewiesen, sich die Rammberichte in einfacher und die Niederschrift über Probobelastungen nach Abschnitt 8 in doppelter Ausfertigung vorlegen zu lassen.

Die Bauaufsichtsbehörde hat eine Ausfertigung dieser Unterlagen zu den Bauakten zu nehmen und die zweite Ausfertigung der Niederschrift über die Probobelastungen der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Kronprinzenstraße 35 a, 4300 Essen 1, zuzuleiten.

- 3 Den RdErl. v. 9. 8. 1973 (MBI. NW. S. 1804/SMBI. NW. 232340), mit dem die Ausgaben Juli 1968 der Norm DIN 4026 und des zugehörigen Beiblattes bauaufsichtlich eingeführt worden sind, hebe ich auf.

- 4 Das Verzeichnis der nach § 3 Abs. 3 BauO NW eingeführten technischen Baubestimmungen, Anlage zum RdErl. v. 7. 6. 1963 (SMBI. NW. 2323), erhält in Abschnitt 5.1 folgende Fassung:

Eingeführt					
DIN	Ausgabe	Bezeichnung	als*)	durch	Fundstelle
1	2	3	4	5	6
4026	August 1975	Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung	R	16. 8. 1977	MBI. NW. S. 1354 SMBI. NW. 232340
4026	August Beiblatt. 1975	Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung; Erläuterungen	H	16. 8. 1977	MBI. NW. S. 1354 SMBI. NW. 232340

- 5 Weitere Stücke der Normblätter DIN 4026 und DIN 4026 Beiblatt können beim Beuth Verlag GmbH, Burggrafenstraße 4-7, 1000 Berlin 30, und Kamekestraße 2-8, 5000 Köln 1, bezogen werden.

Rammpfähle

Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung

DIN
4026

Diese Norm wurde in der Arbeitsgruppe Baugrund des FNBau ausgearbeitet. Sie ist den obersten Bauaufsichtsbehörden vom Institut für Bautechnik, Berlin, zur bauaufsichtlichen Einführung empfohlen worden.

In dieser Norm sind die von außen auf eine Baukonstruktion einwirkenden Kräfte, z. B. Gewichtskräfte auch als Lasten, Belastungen bezeichnet.

Da das Herstellen und Einrammen von Rammpfählen große Sorgfalt und Erfahrung erfordert, dürfen mit der Ausführung von Rammpfahlgründungen nur solche Firmen betraut werden, die diese Voraussetzung erfüllen und eine fachgerechte Ausführung gewährleisten.

Erläuterungen zu dieser Norm siehe DIN 4026 Beiblatt.

Inhalt

1. Geltungsbereich	5.3. Rammpfähle aus Stahl
2. Begriffe	5.4. Zusammengesetzte Rammpfähle
3. Bauleitung	6. Rammen der Pfähle
4. Erkundung des Baugrunds	7. Anordnung der Pfähle
5. Pfahlarten	8. Tragfähigkeit und zulässige Belastung von Druck- und Zugpfählen
5.1. Rammpfähle aus Holz	Weitere Normen und Richtlinien
5.2. Rammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton	Anhang: Mustervordruck 1 bis 3 nach DIN 4026, Abschnitt 6.5
5.2.1. Rammpfähle aus Stahlbeton	
5.2.2. Rammpfähle aus Spannbeton	

1. Geltungsbereich

Die Norm gilt für alle Gründungs-Rammpfähle nach Abschnitte 2.1 bis 2.3. Für Spezialpfähle (siehe Abschnitt 2.4) gelten nur die Abschnitte 3, 4 und 6.5 dieser Norm. Werden bei ihrem Herstellen oder Einbringen Baustoffe, Fertigteile oder Verfahren benutzt, die in der Norm behandelt sind, gelten auch dafür die entsprechenden Festlegungen.

2. Begriffe

Rammpfähle sind Pfähle aus Holz, Stahlbeton, Spannbeton oder Stahl, die in ihrer ganzen Länge oder in Abschnitten (Teillängen) vorgefertigt oder zugerichtet und so in den Untergrund gerammt werden (Fertigpfähle). Das Rammen kann durch Spülén oder Rütteln unterstützt werden.

Folgende Begriffe sind gebräuchlich:

2.1. Einfache Rammpfähle

Einfache Rammpfähle sind Rammpfähle, die über ihre gesamte Länge eine einheitliche Querschnittsform und einen gleichen Baustoff aufweisen.

2.2. Rammpfähle mit Fuß

Rammpfähle mit Fuß sind Rammpfähle nach Abschnitt 2.1, bei denen die Standfläche des Pfahlschaftes im tragenden Boden vergrößert ist.

2.3. Zusammengesetzte Rammpfähle

Zusammengesetzte Rammpfähle sind Rammpfähle nach Abschnitt 2.1 oder 2.2, die in Abschnitten (Teillängen) vorgefertigt und vor oder während des Rammens zu großen Pfahlängen zusammengefügt werden, ebenso solche Rammpfähle, bei denen die Teillängen aus unterschiedlichen Querschnitten und unterschiedlichem Baustoff bestehen.

Frühere Ausgaben: 7.68

Aenderung August 1975:
Anpassung an DIN 1045, Ausgabe Januar 1972.
Redaktionelle Überarbeitung, unter anderem Berücksichtigung der gesetzlichen Einheiten.

2.4. Spezialpfähle

Spezialpfähle sind Sonderbauarten, bei denen Güte und Tragfähigkeit des Pfahles durch andere oder zusätzliche Maßnahmen gewährleistet werden. Hierzu gehören auch Ortbetonrammpfähle.

3. Bauleitung

Als Unternehmer-Bauleiter darf nur ein entsprechend geschulter und erfahrener Fachmann bestimmt werden, der die Handhabung der Fertigpfähle und die Besonderheiten bei ihrem Einbringen beherrscht. Er oder ein fachkundiger Vertreter müssen während der Rammarbeiten auf der Baustelle anwesend sein. Die Arbeiten dürfen nur durch zuverlässige Rammführer oder geschulte Rammpoliere beaufsichtigt werden.

4. Erkundung des Baugrunds

4.1. Vor Beginn der Entwurfsarbeiten ist der Baugrund nach DIN 1054 und DIN 4021 Blatt 1, Blatt 2 (z. Z. noch Entwurf), Blatt 3 (z. Z. noch Entwurf), DIN 4022 Blatt 1, DIN 4023 und DIN 18 196 zu erkunden. Die Bohrungen sollen ergänzenden Aufschluß geben über Rammhindernisse, Mächtigkeit der tragenden Schicht und ggf. natürliche Lagerungsdichte.

Die Lagerungsverhältnisse rolliger Böden werden zweckmäßigerweise mit der Drucksonde untersucht (siehe DIN 4094 Blatt 1). Auch Rammsonden sind hierfür geeignet. Die Festigkeitseigenschaften bindiger Böden sind an ungestörten Bodenproben zu untersuchen.

4.2. Die Erkundungen nach Abschnitt 4.1 können durch Proberammmungen ergänzt werden.

4.3. Grundwasser, freies Wasser und Boden sind auf baustoffschädliche Eigenschaften zu untersuchen.

5. Pfahlarten

5.1. Rammpfähle aus Holz

5.1.1. Holzarten

Es kommen für Rammpfähle in Betracht

- a) Kiefer, Fichte, Tanne, Lärche, Douglasie
- b) Eiche, wenn besondere Widerstandsfähigkeit verlangt wird
- c) Basralocus, Bongossi, Demarara-Greenheart und andere geeignete ausländische Harthölzer, wenn besondere Dichte, Härte und Dauerhaftigkeit gefordert werden.

5.1.2. Güte

Rammpfähle aus Holz sollen aus gesundem Holz bestehen. Sie sollen gerade (Pfeilhöhe $\leq 1/300$ der Pfahlänge) und frei von schädlichem Drehwuchs sein und eine möglichst gleichmäßige Verjüngung vom Stamm- zum Zopfende haben, wobei der Durchmesser höchstens 1,5 cm je Meter, möglichst jedoch nur 1,0 cm je Meter kleiner werden darf. Im übrigen muß das für Rammpfähle verwendete Baurundholz (Nadelholz) mindestens der Güteklaasse II nach DIN 4074 Blatt 2 entsprechen. Für Laubhölzer und ausländische Harthölzer gelten diese Festlegungen sinngemäß.

Für die zulässige Beanspruchung gilt DIN 1052. Ausländische Hölzer sind entsprechend ihren Festigkeitseigenschaften einzustufen¹⁾.

5.1.3. Abmessungen

Der mittlere Durchmesser (gemessen auf halber Pfahlänge) muß aus konstruktiven und rammtechnischen Gründen auf die Pfahlänge l abgestimmt werden. Dabei sollten die Faustregelmaße nach Tabelle 1 eingehalten werden:

Tabelle 1

Länge l m	mittlerer Durchmesser (zul. Abweichungen ± 2 cm) cm
< 6	25
≥ 6	$20 + l$ (l ist in m einzusetzen)

5.1.4. Zurichten der Pfähle

Die Pfähle müssen vor dem Rammen von Borke befreit werden. Bast braucht nicht entfernt zu werden.

Die Pfahlspitze, die in der Regel am Zopfende angeordnet ist, muß axial und symmetrisch angeschnitten werden. Die Höhe der Pfahlspitze soll 1,2- bis 2,0mal größer sein als der Pfahldurchmesser am Zopfende. Bei festen Böden sollte der kleinere, bei weichen Böden der größere Wert gewählt werden.

Pfahlschuhe sollen nur dort verwendet werden, wo es die besonderen Bodenverhältnisse erfordern und nur dann, wenn sie mit der Pfahlspitze unlösbar verbunden sind.

Der Pfahlkopf muß gegen Aufspalten beim Rammen durch Rammhauben oder Rammlinge gesichert werden.

Sofern bei schwerer Rammung die Holzstruktur des Pfahlkopfes zerstört wird (Perückenkopf), ist ein neuer Pfahlkopf anzuschneiden. Spaltet ein Pfahl, ist er für die Aufnahme von Kräften ungeeignet.

¹⁾ siehe z.B. Grundbau-Taschenbuch Band I, 2. Auflage, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München 1966, S. 579, Tafel 1 und S. 637.

5.1.5. Lebensdauer

Bei Pfahlgründungen, von denen eine große Lebensdauer verlangt wird, können Holzpfähle nur dort verwendet werden, wo sie unter der Fäulnisgrenze enden und Holzschädlinge nicht einwirken können.

Pfähle im Wasserwechselbereich und darüber haben im allgemeinen eine geringe Lebensdauer. Diese wird erhöht, wenn die Pfähle besonders geschützt und unterhalten werden.

Zum Schutz der Pfähle sollen nur solche Verfahren angewendet werden, die einen Tiefschutz (z. B. nach DIN 68 800) ermöglichen.

5.2. Rammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton

Rammpfähle aus Stahlbeton müssen so beschaffen sein, daß sie eine dauerhafte Gründung gewährleisten. Außerdem müssen sie den Beanspruchungen bei sachgemäßer Beförderung und fachgerechter Rammung gewachsen sein.

Stahlbetonrammpfähle werden als Massivpfähle oder Hohlpfähle mit quadratischem, rechteckigem, vieleckigem, kreisförmigem oder gegliedertem Querschnitt, mit schlaffer Bewehrung oder mit Vorspannung hergestellt.

Die Pfähle können sowohl in Betonwerken als auch auf Baustellen hergestellt werden. In jedem Falle müssen die Güteanforderungen durch entsprechende Fertigungsanlagen und laufende Überwachung sichergestellt werden.

5.2.1. Rammpfähle aus Stahlbeton

5.2.1.1. Herstellen

Für das Herstellen der Pfähle gilt sinngemäß DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, Abschnitt 5.3 — Anforderungen an Betonfertigteilwerke — soweit im Folgenden nichts anderes festgelegt ist.

5.2.1.2. Querschnittsform und -größe

Sie richten sich nach der Pfahlänge, dem Fertigungsverfahren, der erforderlichen Tragkraft und sonstigen Beanspruchungen, dem Untergrund und dem Schwierigkeitsgrad der Rammung.

Falls der Pfahlfuß als Spitze oder Schneide ausgebildet wird, soll ihre Höhe etwa das 1,3fache der kleineren Seitenlänge des Pfahlquerschnittes, bei runden Pfählen das 1,3fache des Durchmessers sein.

5.2.1.3. Baustoffe

5.2.1.3.1. Beton

Der Beton muß im Sinne der Norm DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, Abschnitt 6.5.7.4 dicht sein. Seine Nennfestigkeit muß beim Abheben des Pfahles vom Fertigungsboden $\geq 25 \text{ MN/m}^2$ ($\geq 250 \text{ kp/cm}^2$), beim Beginn des Rammens $\geq 35 \text{ MN/m}^2$ ($\geq 350 \text{ kp/cm}^2$) sein.

Diese Eigenschaften sind nach den Bestimmungen der DIN 1045 und DIN 1048 sicherzustellen.

5.2.1.3.2. Betonstahl

Als Längsbewehrung findet Betonstahl IG, III U und III K nach DIN 488 Blatt 1 Verwendung.

Für die Querbewehrung genügt Betonstahl IG oder Walzdraht.

5.2.1.4. Bemessung

Die Bewehrung der Rammpfähle aus Stahlbeton muß so bemessen werden, daß die beim Befördern und Hochnehmen des Pfahles auftretenden Biegemomente ohne nennenswerte Rissebildung aufgenommen werden können.

Für die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung ist im allgemeinen ein Lastfall zugrunde zu legen, der dem einseitigen Anheben des Pfahles beim Entformen bzw. Hochnehmen vor der Ramme Rechnung trägt, wobei der Sicherheitsbeiwert für

die Bemessung auf Biegung bzw. Biegung mit Längskraft mit $\nu = 1,5$ angesetzt werden darf.

Zugpfähle und Pfähle, die im Bauwerk auch auf Biegung beansprucht werden, müssen außerdem für diese Belastung nach DIN 1045 bemessen werden.

5.2.1.5. Anordnung der Bewehrung, Mindestbewehrung

Die Längsbewehrung der Pfähle soll bei Längen über 10 m nicht weniger als 0,8% des Pfahlquerschnittes betragen. Bei massiven Rechteckpfählen sind mindestens 4 Längsstäbe Ø 14 mm in den Ecken des Pfahlquerschnittes, bei runden Pfählen mindestens 5 Längsstäbe Ø 14 mm, gleichmäßig verteilt, ohne Endhaken anzutragen.

Der Durchmesser der Querbewehrung soll mindestens 5 mm betragen. Der Abstand der Bügel oder die Ganghöhe einer Wendel soll 12 cm nicht übersteigen. Wegen der dynamischen Druckbeanspruchung des Pfahles beim Rammen soll die Querbewehrung die Längsbewehrung straff umschließen. Am Kopf und Fuß des Pfahles muß auf je 1 m Länge die Ganghöhe bzw. der Abstand der Querbewehrung auf etwa 5 cm verringert werden.

5.2.1.6. Betonüberdeckung

Die Betonüberdeckung der Längsbewehrung muß 30 mm betragen. Für Pfähle, die dem Einfluß betonschädlicher Wässer und Böden ausgesetzt sind, ist sie bis auf mindestens 40 mm zu vergrößern. Im übrigen ist DIN 4030 zu beachten.

5.2.1.7. Kennzeichnung der Pfähle

In die Pfähle ist das Datum der Herstellung und das Firmenzeichen des Herstellers gut sichtbar einzudrücken.

5.2.1.8. Behandlung der Pfähle beim Transport

Rammpfähle aus Stahlbeton dürfen nicht rückweise gekantet oder angehoben und nicht geworfen werden. Die Beförderung hat so sorgfältig zu geschehen, daß Beschädigungen vermieden werden.

5.2.1.9. Zulässige Rißbildung beim Rammen

Beim Rammen auftretende Risse bis zu einer Breite von 0,15 mm sind unbedenklich.

5.2.2. Rammpfähle aus Spannbeton

Es gelten die Festlegungen über Rammpfähle aus Stahlbeton sinngemäß, soweit nachfolgend nichts anderes bestimmt ist.

Rammpfähle aus Spannbeton müssen so beschaffen sein, daß sie auch die beim Befördern und Hochnehmen des Pfahles auftretenden Biegemomente, ebenso die beim Rammen auftretenden Zug- und Druckspannungen in jedem beliebigen Pfahlquerschnitt ohne bleibende Risse aufnehmen können.

Für das Bemessen und Herstellen der Spannbetonpfähle gelten die „Richtlinien für Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen“ (Fassung Juni 1973)²⁾, wobei für Bauzustände teilweise Vorspannung zugelassen ist.

Die Vorspannung kann sowohl im Spannbett als auch nach dem Erhärten des Betons mit nachträglichem Verbund ausgeführt werden.

Das gewählte Vorspannsystem muß die dynamischen Beanspruchungen aus dem Rammstoß ohne Schaden aufnehmen können.

5.3. Rammpfähle aus Stahl

Stahlrammpfähle sind entweder in ihrer ursprünglichen Walzform gelieferte Walzwerkerzeugnisse oder aus solchen zusammengesetzt. Man unterscheidet Trägerpfähle sowie Kasten- und Rohrpfähle ohne oder mit geschlossener Spitze, sowie Pfähle mit Verstärkungen am Schaft oder an der Spitze (z. B. Flügel).

5.3.1. Werkstoffe

5.3.1.1. Stahlsorten

Für Rammpfähle aus Stahl genügt im allgemeinen St 37-1 nach DIN 17100 und Spundwandstahl der Güte 37 (St Sp 37)³⁾. In besonderen Fällen, vor allem bei Rammpfählen für schwere Rammungen, sind hochwertige Stahlsorten empfehlenswert⁴⁾.

Bezüglich der zu verwendenden Stahlsorten für Rammpfähle a) aus allgemeinen Baustählen siehe DIN 17100

b) aus Spundwandprofilen

siehe Empfehlung E 67 des Arbeitsausschusses „Ufer-einfassungen“⁵⁾ und Technische Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen⁶⁾

c) aus nahtlosen Rohren siehe DIN 1629

d) aus geschweißten Rohren siehe DIN 17100 und DIN 1626

5.3.1.2. Schweißverbindungen

Bezüglich Schweißverbindungen siehe DIN 4100 und DIN 8563 Blatt 1 und Blatt 2.

5.3.2. Verstärkungen

Werden Stahlpfähle zur Verbesserung der Lastabtragung im Boden, am Fuße oder am Schaft mit Verstärkungen (z. B. Flügel) ausgerüstet, so sind diese axial-symmetrisch anzutragen. Solche Verstärkungen werden in der Regel anschweißt, wobei die Schweißnaht (durchlaufend oder unterbrochen) so kräftig auszubilden ist, daß die absprengende Wirkung des Bodenpropfens auch bei schwerer Rammung aufgenommen werden kann. Insbesondere sind am Fuß der Verstärkungen Quernähte anzutragen.

5.3.3. Schweißen an gelieferten Pfählen

Bei Schweißungen, die an gelieferten Stahlpfählen vorgenommen werden, ist zuvor die Schweißbarkeit der Stahlsorte zu prüfen sowie das Schweißverfahren und die Auswahl der Elektroden in Zusammenarbeit mit dem Lieferwerk für die betreffende Stahlsorte festzulegen.

Im übrigen gelten die Festlegungen von Abschnitt 5.3.1.2.

5.3.4. Korrosionsschutz

Bei der Anwendung von Stahlpfählen in aggressiven Wässern und Böden und bei der Gefahr des Austrittes vagabundierenden Gleichstroms ist die Korrosionsgefährdung zu berücksichtigen⁷⁾.

Es sollten nur geschlossene Pfähle mit vergrößerter Wanddicke angewendet werden. Die Walzhaut ist dort zu entfernen, wo eine unmittelbare und ständige Gefahr der Lokalelementenbildung entsteht.

Rostschutzanstriche oder metallische oder sonstige Überzüge sind nur wirkungsvoll, wenn sie auf metallisch reiner Oberfläche aufgebracht sind und beim Rammen und im Betrieb nicht beschädigt werden.

Im Bereich der tragenden Bodenschichten sind alle Oberflächenbehandlungen zu vermeiden, die die Mantelreibung herabsetzen.

Bei besonderer Korrosionsgefährdung können die Pfähle unter Wasser sowie im ausreichend feuchten Boden durch eine richtig bemessene und betriebene kathodische Schutzanlage gesichert werden.

²⁾ Zu beziehen beim Beuth-Vertrieb GmbH, 1 Berlin 30, 5 Köln 1, 6 Frankfurt/M.

³⁾ Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufer-einfassungen“, 5. Auflage, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin - München - Düsseldorf 1975

⁴⁾ Technische Lieferbedingungen für Stahlspundbahnen, Fassung 1967, Verkehrs- und Wirtschaftsverlag Dr. Borgmann, Dortmund, Best.-Nr. 3035

⁵⁾ Wöllin, G.: „Korrasion im Grund- und Wasserbau“, Bericht des Ausschusses für Korrasionsfragen der HTG e. V., BAUTECHNIK 1963, S. 37

5.4. Zusammengesetzte Rammpfähle

Die Teillängen müssen zentrisch und axial gestoßen werden. Die Stoße müssen den konstruktiven Richtlinien für die betreffenden Baustoffe und Bauarten entsprechen. Sie dürfen sich während des Rammens nicht lösen. Für stählerne Stoßverbindungen gilt Abschnitt 5.3.3 sinngemäß.

Die Stoßverbindung muß mindestens die gleiche Druck- und Biegefesteitigkeit, bei Zugpfählen auch die gleiche Zugfestigkeit wie der benachbarte Pfahlabschnitt (Teillänge) haben.

6. Rammen der Pfähle

6.1. Rammgeräte

Das Rammgerät soll so beschaffen sein, daß die Pfähle mit der nötigen Sicherheit und Schonung gerammt und soweit erforderlich, ausreichend geführt werden können. Als Rammräbe können langsam wirkende Freifallräbe, Explosionsräbe sowie automatische Schnellschlagräbe verwendet werden. Bei Verwendung von Fallräben muß die Fallhöhe dem jeweiligen Untergrund und Pfahlbaustoff sowie dem Verhältnis Bärge wicht : Pfahlge wicht angepaßt werden. Das Verhältnis Bärge wicht : Pfahlge wicht ist mit 1:1 bis 2:1 besonders günstig; in Ausnahmefällen kann auch ein kleineres Verhältnis noch ausreichend sein.

Der Schlag soll immer mittig und in Achsrichtung geführt werden.

Zur Schonung des Pfahlkopfes sollen bei Rammpfählen aus Stahlbeton und Spannbeton schwere Rammräbe mit geringen Fallhöhen gewählt werden. Die Rammhaube ist dabei zwischen Pfahlkopf und Haube sachgemäß auszufuttern und muß den Pfahlkopf eng umschließen.

6.2. Auswahl der Pfähle

Bei der Auswahl der Pfähle sind die Eigenschaften der zu durchfahrenden Schichten zu berücksichtigen. So sollen z. B. bei locker gelagerten rolligen Böden Pfähle mit größerem Verdrängungsvolumen (z. B. Massivpfähle, Kastenpfähle), bei wenig verdichtungsfähigen rolligen und bei festen bindigen Böden solche mit kleinem Verdrängungsvolumen (z. B. Trägerpfähle) verwendet werden. Pfahlarten, die nur mit einem übermäßigen Aufwand auf Solltiefe gerammt werden können, sind auszuschließen.

6.3. Spülhilfe beim Rammen

Bei wenig verdichtungsfähigen rolligen Böden (siehe Abschnitt 6.2) kann das Rammen durch Spülhilfe (unter Umständen in Verbindung mit Rütteln) ermöglicht oder erleichtert werden.

Das Spülen ist so rechtzeitig vor Erreichen der Solltiefe einzustellen, daß keine Auflockerungen in den tragenden Bodenschichten verbleiben.

6.4. Rammhindernisse

Stößt ein Pfahl auf ein Hindernis, so ist das Rammen dieses Pfahles zu beenden. Wird dabei das Hindernis kurz vor Erreichen der Solltiefe angetroffen und kann angenommen werden, daß der Pfahl unbeschädigt ist, so kann ihm die volle Last zugemutet werden. In allen anderen Fällen ist der Pfahl durch einen vollwertigen zu ersetzen.

6.5. Rammberichte

Für alle Pfähle müssen während des Einbringens Berichte geführt werden; für Rammpfähle nach Mustervordruck 1 (Kleiner Rammbericht).

Bei einheitlichem Baugrund sind für mindestens 5% der Pfahlanzahl einer Rammpfahlgründung ausführliche Rammberichte nach Mustervordruck 2 (Großer Rammbericht) während des gesamten Rammvorganges zu führen, wobei die Eindringung nach jeder Hitze zu messen ist und die Ergebnisse in Form von Rammkurven nach Mustervordruck 3 aufzutragen sind.

Große Rammberichte sind außerdem für die ersten 5 Pfähle und für alle Pfähle, die für eine Probebelastung in Betracht kommen, aufzustellen. Bei unterschiedlichen Beobachtungen, wechselndem Baugrund oder hoch belasteten Einzelpfählen muß die Anzahl der Pfähle, für die ausführliche Rammberichte nach Mustervordruck 2 geführt werden sollen, erhöht und den besonderen Verhältnissen angepaßt werden.

Bei Verwendung verschiedener Pfahlarten ist diese Festlegung auf jede Pfahlart getrennt anzuwenden.

7. Anordnung der Pfähle

7.1. Rammtiefe

Die Pfähle sollen bei ausreichend tragfähigen nichtbindigen Böden im allgemeinen mindestens 3 m in den tragfähigen Baugrund einbinden, sofern nicht aus anderen Gründen ein höheres Maß erforderlich oder bei sehr festgelagerten Böden im Hinblick auf die Gefahr des Abrammens oder Stauchens der Pfähle ein geringeres Maß empfehlenswert ist.

7.2. Pfahlabstände

Die Pfahlabstände müssen so groß und die Reihenfolge des Rammens der Pfähle muß derart gewählt werden, daß durch die Verdichtungs- oder Verdrängungswirkung beim Rammen keine schädlichen Rückwirkungen auf benachbarte Pfähle oder Bauten auftreten können. Deshalb sind die im Bild 1 angegebenen Mindestabstände einzuhalten.

7.3. Pfahlneigung

Rammpfähle können in jeder Neigung gerammt werden, sofern hierfür geeignetes Rammgerät eingesetzt wird. Bei Festlegung des Neigungswinkels für eine bestimmte Pfahlart ist ein möglicher Einfluß aus Setzung und Seitenbewegung des Bodens zu berücksichtigen.

8. Tragfähigkeit und zulässige Belastung von Druck- und Zugpfählen

Die allgemeinen Gesichtspunkte, die bei der Bemessung von Pfahlgründungen zu beachten sind, wurden in DIN 1054, Entwurf April 1975, Abschnitt 5 festgelegt.

8.1. Erfahrungswerte

8.1.1. Druckpfähle

8.1.1.1. Die in den Tabellen 2, 3 und 4 genannten zulässigen Belastungen sind Erfahrungswerte⁴⁾ und gelten für Druckpfähle, die mindestens 5 m in den Baugrund einbinden, unter der Voraussetzung, daß ausreichend tragfähige nichtbindige Böden oder annähernd halbfeste bindige Böden in ausreichender Mächtigkeit den tragfähigen Baugrund bilden.

8.1.1.2. Die in den Tabellen 2, 3 und 4 genannten zulässigen Belastungen können ohne Probebelastung bis zu 25% überschritten werden, wenn die tragenden Schichten aus besonders tragfähigen nichtbindigen Böden oder festen bindigen Böden bestehen.

8.1.1.3. Die Tragfähigkeit kann bei Untergrundverhältnissen, die nicht mindestens denjenigen des Abschnittes 8.1.1 entsprechen, erheblich abnehmen. In solchen Fällen ist die Tragfähigkeit an Hand von Probebelastungen festzulegen (siehe Abschnitt 8.4).

⁴⁾ Petermann, Lackner, Schenck: „Tragfähigkeit von Pfählen, Großversuchen und ihre Auswertung“, 2. Versuchsreihe 1958/59, Berichte aus der Bauforschung, Heft 49, Berlin 1967, Vertrieb durch Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

⁵⁾ Grundbau-Taschenbuch, Band I, 2. Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München 1966, Abschnitt 2.6, Pfahlgründungen (Schenck).

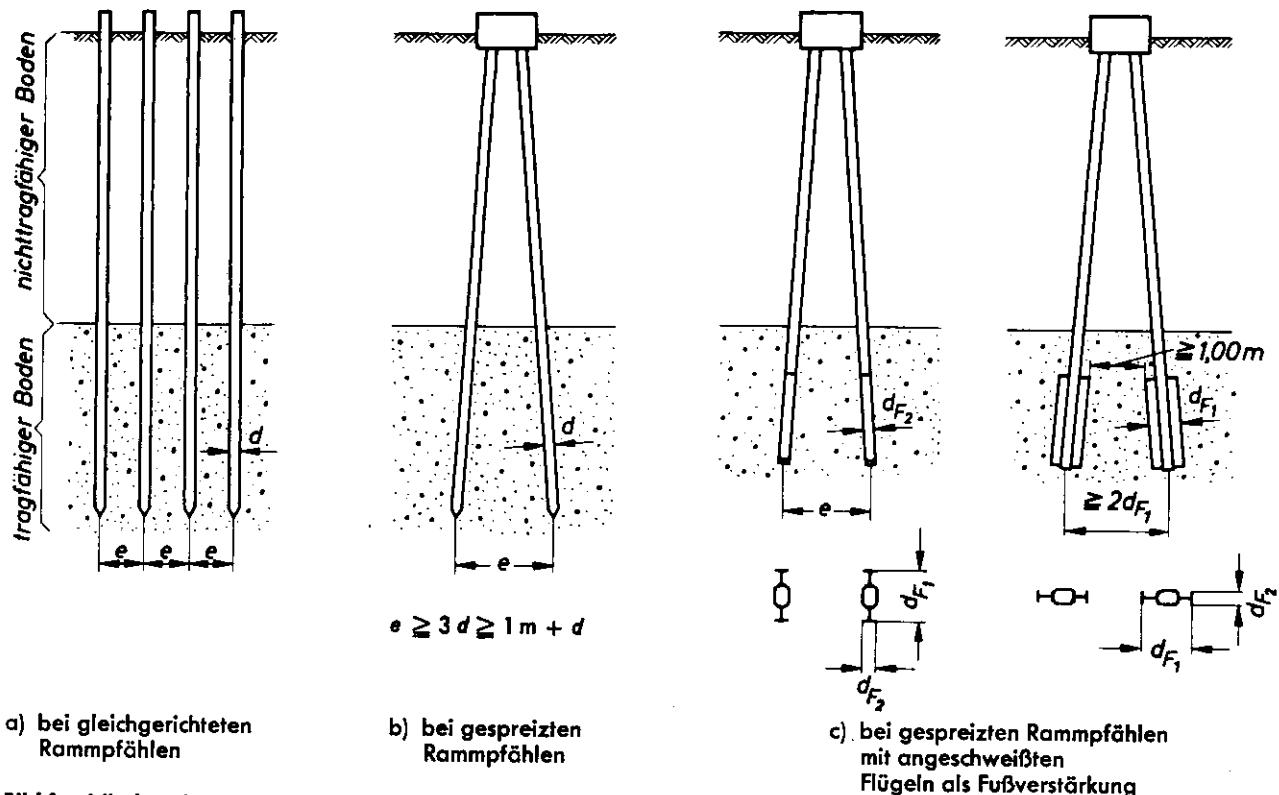


Bild 1. Mindestabstände

8.1.2. Zugpfähle

Gerammte Zugpfähle dürfen, soweit sie mehr als 5 m tief in mindestens ausreichend tragfähigen nichtbindigen Böden stehen, in diesen Schichten mit einer zulässigen Reibungskraft am Pfahlumfang (abgewinkelte Mantelfläche) von 25 kN/m² (2,5 MPa/m²) belastet werden, sofern keine nennenswerten Erschütterungen auf den Pfahl einwirken. Dieses gilt auch für mindestens annähernd halbfeste bindige Böden.

Die Tragfähigkeit von Zugpfählen kann bei Untergrundverhältnissen, die nicht mindestens dem vorstehend Genannten entsprechen, erheblich abnehmen (siehe Abschnitt 8.1.1.1). Dann ist die zulässige Belastung an Hand von Probobelastungen festzulegen (siehe Abschnitt 8.4).

8.2. Rammformeln

Die Tragfähigkeit von Druckpfählen darf aus Rammformeln nur bei nichtbindigen Böden und nur dann ermittelt werden, wenn die betreffende Rammformel auf Grund örtlicher Erfahrungen unter genau festgelegten Voraussetzungen anerkannt ist oder im Einzelfall auf Grund von Probobelastungen als zuverlässig nachgewiesen wird. Zum Feststellen der Rammenergie dürfen nur Rammbäume mit freifallendem Bärkörper verwendet werden.

Die Anwendung von Rammvorschriften zur Überprüfung bzw. Festlegung der Tragfähigkeit von bestimmten Rammpfahlarten auf Grund örtlich überprüfter Verhältnisse ist zweckmäßig.

8.3. Erdstatische Berechnungsverfahren

Die Tragfähigkeit von Rammpfählen darf nicht mit erdstatischen Berechnungsverfahren ermittelt werden.

8.4. Probobelastungen

8.4.1. Die zulässigen Belastungen für Druck- und Zugpfähle nach Abschnitt 8.1 dürfen überschritten werden, wenn die größere Tragfähigkeit durch Probobelastungen auf der Baustelle nachgewiesen wird.

Bei nachweislich vergleichbaren Untergrundverhältnissen und Pfählen können an anderer Stelle ausgeführte Probobelastungen zum Nachweis mit herangezogen werden.

Für Durchführung und Auswertung der Probobelastungen gilt DIN 1054 (Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf), soweit im Folgenden nichts anderes festgelegt ist.

8.4.2. Maßgebend für die Tragfähigkeit von Rammpfählen ist die Grenzlast, die sich aus der Lastsetzungslinie der Probobelastung ergibt.

Die Grenzlast ist jene Last, unter welcher der Pfahl merkbar zu versinken bzw. bei Zugpfählen sich zu heben beginnt. In der Lastsetzungslinie bezeichnet sie jene Stelle, bei welcher der flache Ast, nach einem Übergangsbereich mit zunehmend größer werdenden Setzungen, in den steil abfallenden Ast übergeht.

Gibt der Verlauf der Lastsetzungslinie keinen genügenden Anhalt für diese Stelle, so gilt als Grenzlast jene Last, die eine bleibende Setzung bzw. Hebung des Pfahles von 0,025 d (d = Durchmesser bzw. mittlere Seitenlänge des Pfahles bzw. des Pfahlfußes in cm) hervorruft (siehe Bild 2).

Tabelle 2. Zulässige Druckbelastung von Rammpfählen aus Holz (Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	Zulässige Belastung in kN ¹⁾				
	15	20	25	30	35
3	100	150	200	300	400
4	150	200	300	400	500
5	—	300	400	500	600

¹⁾ 1 kN ≈ 0,1 MPa

Kann bei einem Versuch die Grenzlast nicht erreicht werden, so gilt die aufgebrachte höchste Last als solche. Wird die Probebelastung nach einiger Zeit wiederholt und ergibt sie eine höhere Grenzlast, so gilt diese.

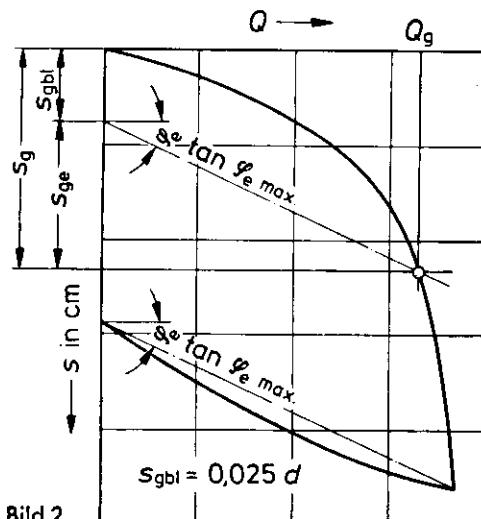


Bild 2

Tabelle 3. Zulässige Druckbelastung von Rammpfählen mit quadratischem Querschnitt¹⁾ aus Stahlbeton und Spannbeton
(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	Zulässige Belastung in kN ¹⁾				
	Seitenlänge $a^2)$ in cm				
	20	25	30	35	40
3	200	250	350	450	550
4	250	350	450	600	700
5	—	400	550	700	850
6	—	—	650	800	1000

¹⁾ 1 kN ≈ 0,1 MPa²⁾ Gilt auch für annähernd quadratische Querschnitte, wobei für a die mittlere Seitenlänge einzusetzen ist.

Tabelle 4. Zulässige Druckbelastung von Rammpfählen aus Stahl
(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	Zulässige Belastung in kN ¹⁾					
	Stahlträgerpfähle ²⁾ Breite oder Höhe in cm		Stahlrohrpfähle ³⁾ Stahlkastenpfähle ³⁾ d bzw. a in cm ⁴⁾			
			30	35	35 bzw. 30	40 bzw. 35
3	—	—	350	450	450	550
4	—	—	450	600	600	700
5	450	550	550	700	700	850
6	550	650	650	800	800	1000
7	600	750	700	900	900	1100
8	700	850	800	1000	1000	1200

¹⁾ 1 kN ≈ 0,1 MPa²⁾ Breite I-Träger mit Höhe: Breite ≈ 1:1 z. B. IPB- oder PSp-Profile (vgl. „Stahl im Hochbau“, Verlag Stahleisen mbH Düsseldorf; „Betonkalender“, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München; Grundbau-Taschenbuch, Band I, 2. Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München 1966, Abschnitt 2.6; „Peiner Kastenspundwand, Peiner Stahlpfähle“, Handbuch für Entwurf und Ausführung, 3. Auflage 1960).³⁾ Die Tabellenwerte gelten für Pfähle mit geschlossener Spitze. Bei unten offenen Pfählen dürfen 90% der Tabellenwerte angesetzt werden, wenn sich mit Sicherheit innerhalb des Pfahles ein fester Bodenpropfen bildet.⁴⁾ d = Äußerer Durchmesser eines Stahlrohrpfahles bzw. mittlerer Durchmesser eines zusammengesetzten, radial-symmetrischen Pfahles. a = mittlere Seitenlänge von annähernd quadratischen oder flächeninhaltsgleichen rechteckigen Kastenpfählen.

Weitere Normen und Richtlinien

- DIN 488 Blatt 1 bis Blatt 6 Betonstahl
 DIN 1045 Beton- und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung
 DIN 1048 Blatt 1 bis Blatt 3 Prüfverfahren für Beton
 DIN 1050 Stahl im Hochbau; Berechnung und bauliche Durchbildung
 DIN 1052 Blatt 1 Holzbauwerke; Berechnung und Ausführung
 DIN 1054 Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds (Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf)
 DIN 1055 Blatt 2 Lastannahmen für Bauten; Kenngrößen des Bodens; Wichte, Scherfestigkeit, Wandreibung (Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf)
 DIN 1164 Blatt 1 bis Blatt 8 Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement
 DIN 1626 Blatt 1 bis Blatt 4 Geschweißte Stahlrohre aus unlegiertem und niedriglegierten Stählen für Leitungen, Apparate und Behälter
 DIN 1629 Blatt 1 bis Blatt 4 Nahtlose Rohre aus unlegierten Stählen für Leitungen, Apparate und Behälter
 DIN 2448 Nahtlose Stahlrohre; Maße und Gewichte
 DIN 2458 Geschweißte Stahlrohre; Maße und Gewichte
 DIN 2462 Blatt 1 und Blatt 2 (Vornorm) Nahtlose Stahlrohre aus nichtrostenden Stählen
 DIN 2463 Blatt 1 und Blatt 2 (Vornorm) Geschweißte Rohre aus austenitischen nichtrostenden Stählen
 DIN 4021 Blatt 1 Baugrund, Erkundung durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben; Aufschlüsse im Boden
 DIN 4021 Blatt 2 —; Aufschlüsse im Fels (z. Z. noch Entwurf)
 DIN 4021 Blatt 3 —; Aufschluß der Wasserverhältnisse (z. Z. noch Entwurf)
 DIN 4022 Blatt 1 Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels, Schichtenverzeichnis für Untersuchungen und Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben
 DIN 4023 Baugrund- und Wasserbohrungen, zeichnerische Darstellung der Ergebnisse (Folgeausgabe z. Z. noch Entwurf)
 DIN 4030 Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase
 DIN 4074 Blatt 2 Bauholz für Holzbauteile; Gütebedingungen für Baurundholz (Nadelholz)
 DIN 4094 Blatt 1 Baugrund; Ramm- und Drucksondiergeräte; Abmessungen und Arbeitsweise der Geräte
 DIN 4094 Blatt 2 (Vornorm) Baugrund, Ramm- und Drucksondiergeräte; Hinweise für die Anwendung
 DIN 4099 Blatt 1 Schweißen von Betonstahl; Anforderungen und Prüfungen
 DIN 4100 Geschweißte Stahlbauten mit vorwiegend ruhender Belastung; Berechnung und bauliche Durchbildung
 DIN 4226 Blatt 1 bis Blatt 3 Zuschlag für Beton
 DIN 4234 Stahlbeton-Maste; Bestimmungen für Bemessung und Herstellung
 DIN 8563 Blatt 1, Blatt 2 und Teil 3 Sicherung der Güte von Schweißarbeiten
 DIN 17 100 Allgemeine Baustähle; Gütevorschriften
 DIN 18 196 Erdbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke und Methoden zum Erkennen von Bodengruppen
 DIN 52 175 Holzschutz; Grundlagen, Begriffe
 DIN 68 800 Blatt 1 bis Blatt 4 Holzschutz in Hochbau
- Richtlinien für Bemessung und Ausführung von Spannbetonbauteilen (Fassung Juni 1973) zu beziehen beim Beuth-Vertrieb GmbH, 1 Berlin 30, 5 Köln 1, 6 Frankfurt/M.

Anhang

Mustervordruck 1 nach DIN 4026, Abschnitt 6.5

Für die Richtigkeit: ...

卷之三

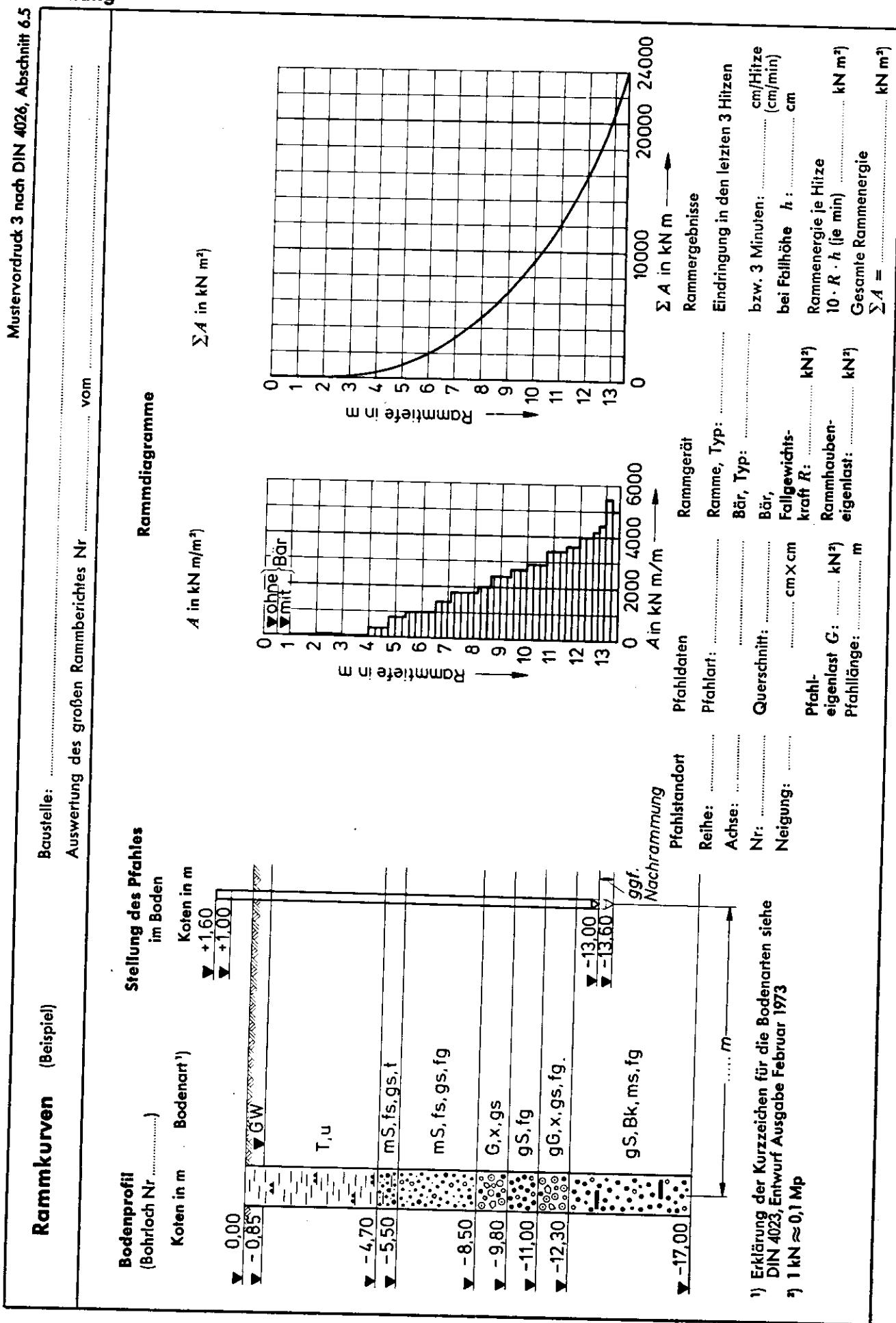
19

- 1) Bei Holzpfählen mittlerer Durchmesser und Fußdurchmesser.
 1) 1 Hizze entspricht 10 Schlägen; bei Schnellschlaghämmern Rammenergie je Minute einsetzen.
 1) Bei Schnellschlaghämmern gesamte Rammzeit einsetzen.
 1) Bei Schnellschlaghämmern Minuten einsetzen.
 1) u. Angaben über Abweichungen vom Rammpflan in Pfahlabstand und Neigung, sowie über Tiefe, bis zu der mit Spülhilfe gearbeitet wurde, usf.
 1) $1 \text{ kN} \approx 0,1 \text{ MP}$

Anhang

Mustervordruck 2 nach DIN 4026, Abschnitt 6.5

Großer Rammbericht		Nr			
Firma	Baustelle:	Datum:			
	Pfahlstandort	Pfahldaten	Rammgerät		
	Reihe:	Pfahlart:	Ramme, Typ:		
	Achse:	Querschnitt 1):	Bär, Typ:		
Nr:	cm x cm	Bär, Fallgewichtskraft R : kN ⁴⁾			
	Pfahleigenlast: kN ⁴⁾	Gewichtskraft der Rammhaube: kN ⁴⁾			
Bodenprofil Stellung des Pfahles im Boden Neigung:		Anzahl der Hitzen ³⁾ (Mi- nuten) Bär- fall- höhe je Hitze ²⁾ 10 $R \cdot h$ (je Mi- nute) ²⁾ h cm gesamt A kN m ⁴⁾ ΣA kN m ⁴⁾ Ab- lesung cm Eindringung ⁴⁾ je Hitze (je Mi- nute) cm/Hitze (cm/min) Ramm- tiefe des Pfahles m			
Bodenart	Koten in m bezogen auf NN				
Für die Richtigkeit: , den 19.... Rammpolier Bauleiter					
1) Bei Holzpfählen mittlerer Durchmesser und Fußdurchmesser. 2) 1 Hitze entspricht 10 Schlägen; bei Schnellschlaghämmern Rammenergie je Minute einsetzen. 3) Bei Schnellschlaghämmern Minuten einsetzen. 4) Ablesung bei Rammung von Land bzw. festen Gerüsten am Mäker, bei schwimmender Rammung von Behelfsgerüsten oder mittels Nivellierinstrument von Land aus. 5) u. a. Angaben über Abweichungen vom Rammplan in Pfahlabstand und Neigung, sowie über Tiefe, bis zu der mit Spülhilfe gearbeitet wurde, über etwaige Rampausen, Beschädigung der Pfähle beim Rammen, bei Hohlpfählen Absinken des Kernes gegen Bodenoberfläche, usf. 6) 1 kN ≈ 0,1 MPa					

Anhang

DK 624.154.21.7

DEUTSCHE NORMEN

Anlage 2
August 1975

Rammpfähle
Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung
Erläuterungen

DIN
4026
 Beiblatt

Diese Erläuterungen beziehen sich auf die Ausgabe August 1975 der Norm DIN 4026; sie dienen dazu, etwaige Zweifelsfälle bei der Auslegung der Norm weitgehendst auszuschließen.

Zu Abschnitt 1. Geltungsbereich

Die Norm behandelt in erster Linie die häufig vorkommenden und allgemein angewandten Rammpfahlarten, und zwar Fertigpfähle, die ausschließlich für die Gründung von Bauten verwendet und vorwiegend axial beansprucht werden. Eine Beschränkung des Geltungsbereiches auf eine bestimmte maximale Pfahlgröße ist nicht vorgesehen. Auch alle möglichen Querschnittsformen, wie Massivpfähle, Hohlpfähle, Trägerpfähle und andere sind grundsätzlich einzubezogen, da bei ihrem Herstellen und Einbringen kein grundlegender Unterschied besteht.

Man kennt auch Fertigpfähle, die nicht durch Rammen eingebracht, sondern die z. B. eingerüttelt, eingespült, eingepreßt, eingeschraubt oder in vorgebohrte Löcher eingesetzt werden. Auf diese Weise hergestellte Pfähle gelten als Spezialpfähle (siehe Abschnitt 2.4). Für Pfähle, die vorwiegend durch Rammen eingebracht werden und bei denen eines der vorstehenden Verfahren hilfsweise angewendet wird, gilt diese Norm (siehe Abschnitt 2). Orbibetonpfähle, bei denen das Vortreibrohr vorwiegend durch Rammen eingebracht wird, gelten als Spezialpfähle.

Zu Abschnitt 2.1. Einfacher Rammpfahl

Hierzu gehören auch unbearbeitete Holzpfähle, die sich naturgemäß vom Stammende zum Zopfende hin verjüngen, jedoch über die gesamte Länge eine einheitliche Querschnittsform aufweisen.

Zu Abschnitt 4.1.

Für die Baugrundaufschlüsse kann auch die Mitarbeit eines Geologen wertvoll sein, da oftmals die Wahrscheinlichkeit, mit der Steinhindernisse o. ä. erwartet werden müssen, aus der Entstehungsgeschichte des Baugrunds beurteilt werden kann. Hinweise auf Rammhindernisse können darüber hinaus auch aus alten Stadtplänen oder Bebauungsplänen entnommen werden.

In bestimmten Fällen kann die Baugrundkundung auch durch geophysikalische Methoden ergänzt werden.

Zu Abschnitt 4.2.

Eine Proberammung gibt nicht nur über die Schichtung und Tragfähigkeit (in Verbindung mit Probebelastungen) Aufschluß, sondern sie gibt auch Auskunft über die Rameigenschaften von Pfahl und Boden, über Art und Größe von Rammwiderständen sowie über Intensität und Reichweite von Rammerschüttungen. Man gewinnt damit zuverlässige Unterlagen für die Auswahl des zweckmäßigsten Rammgerätes (siehe Abschnitt 6.1) sowie geeigneter Pfahltypen (siehe Abschnitt 6.2).

Rammerschüttungen werden im allgemeinen übertrieben empfunden und in ihren Auswirkungen auf benachbarte Gebäude oftmals überschätzt. Zu prüfen ist immer, ob die

betreffenden Bauwerke nach den anerkannten Regeln der Baukunst errichtet worden sind und sich in gutem Erhaltungszustand befinden, ob ihre Gründung einwandfrei ist und keine setzunggefährdeten Böden vorhanden sind. Dies vorausgesetzt, können massive Bauten und Ingenieurbauten als unempfindlich gegen Rammerschüttungen angesehen werden. Leichte Bauwerke und Bauteile, die besonders zum Mitschwingen neigen, z. B. Decken, sollten bei Rammungen in großer Nähe sorgfältig überwacht werden.

Zu Abschnitt 5.1.2. Güte

Nach den Angaben der Norm sind Rammpfähle aus Holz hinreichend gerade, wenn die Pfeilhöhe $\leq 1/300$ der Pfahlänge ist. Diese Forderung bezieht sich auf die maximale Achsabweichung über die Gesamtlänge des Pfahles. Örtlich begrenzte Teilkrümmungen in kurzen Pfahlbereichen können bis zu einem Wert von 1 cm je lfd. Meter Pfahlänge zugelassen werden, wenn die erstgenannte Forderung eingehalten wird. Schädlicher Drehwuchs liegt vor, wenn die Verdrehung der Fasern mehr als 10° je lfd. Meter Pfahlänge beträgt.

Für ausländische (tropische) Holzarten sind bisher in DIN 1052 keine zulässigen Spannungen festgelegt worden. Zur Einstufung entsprechend ihrer Festigkeitseigenschaften können Angaben der Bundesforschungsanstalt für Forst- und Holzwirtschaft, Reinbek bei Hamburg, dienen¹⁾.

Zu Abschnitt 5.1.3. Abmessungen

Unter Pfahlänge l ist in der Tabelle 1 in der Regel die Länge des Pfahles, wie er unter die Ramme kommt, zu verstehen.

Holzpfähle sollen möglichst einen Zopf-Durchmesser von mindestens 20 cm aufweisen.

Zu Abschnitt 5.1.4. Zurichten der Pfähle

Das Herrichten der Pfahlspitze muß sorgfältig geschehen, da eine nicht symmetrische oder nicht in der Pfahlachse liegende Spitze den Pfahl aus der Rammrichtung drängt.

Stählerne Pfahlschuhe können gelegentlich von Vorteil sein, z. B. bei kiesigem Boden und einzelnen kleineren Steinen, leichten Holzhindernissen, Buschpackwerk und anderem. Sie müssen aber mit dem Pfahl so fest und zuverlässig verbunden sein, daß sie sich während des Rammen nicht lösen können. Andernfalls wird der Pfahl zerstört. In wichtigen Fällen sollte dieses durch eine Proberammung mit anschließendem Ziehen der Holzpfähle überprüft werden.

¹⁾ Siehe z. B. Grundbau-Taschenbuch Band I, 2. Auflage, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München 1966, S. 579, Tafel 1, und S. 637.

Frühere Ausgaben: 7.68

Änderung August 1975:

Anpassung an DIN 1045, Ausgabe Januar 1972.

Redaktionelle Überarbeitung, unter anderem Berücksichtigung der gesetzlichen Einheiten.

Zu Abschnitt 5.1.5. Lebensdauer

Holzpfähle befinden sich dann unter der Fäulnisgrenze, wenn sie auf ganzer Länge dauernd unter Wasser stehen oder wenn der Pfahlkopf noch innerhalb des Bereiches liegt, der ständig voll durchnäßt ist.

Im Tidebereich liegt die Fäulnisgrenze etwa in Höhe oder wenig unterhalb der Mittelwasserlinie und ist im Küstenbereich jeweils örtlich festzustellen.

Die Möglichkeit einer späteren Grundwasserabsenkung oder Senkung des offenen Wasserspiegels z. B. durch Flussregulierungen, künstliche Wasserentnahme aus dem Grundwasservorrat, länger einwirkende Baumaßnahmen mit künstlicher Absenkung des Grundwassers und anderes muß bedacht werden.

Enden Rammpfähle aus Holz, das keine natürliche Beständigkeit besitzt, innerhalb der Befallzone (z. B. Wasserwechselbereich oder Erd-Luftzone) und darüber, so müssen sie geschützt werden, sofern es sich um Bauwerke mit größerer Nutzungsdauer handelt. Zum Schutz der Pfähle sollen nur solche Verfahren angewendet werden, die einen Tiefschutz (DIN 52 175) ermöglichen (z. B. nach DIN 68 800). Neben Steinkohletereeröl können auch jene amtlich anerkannten Holzschutzmittel eingesetzt werden, die für den Schutz des frei verbauten Holzes geeignet befunden wurden (Prüfkennzeichen W), siehe DIN 68 800.

Handelt es sich um Pfähle, die im Wasser- und Hafenbau verwendet werden, ist bei der Wahl der Holzschutzmittel auf eine hohe Auslaugebeständigkeit, im Falle von Seewasserbau auf Wirksamkeit gegen Meeresschädlinge (Bohrmuschelgefahr) zu achten. Pfähle aus tropischen Harthölzern sind von Natur aus sehr dauerhaft und meistens bohrwurmssicher.

Zu Abschnitt 5.2.1.2.

Querschnittsform und -größe

Am häufigsten sind Massivpfähle mit quadratischer oder rechteckiger Querschnittsform und parallelen Außenkanten. Als reine Spitzendruckpfähle werden sie auch mit verdicktem Fuß hergestellt. Rechteckige Querschnitte werden zweckmäßig angewendet, wo Biegebeanspruchungen der Pfähle vorwiegend in einer Hauptrichtung auftreten können, also auch bei langen Pfählen (siehe Abschnitt 5.2.1.4).

Hohlpfähle mit kreisförmigem Querschnitt und parallelen oder konischen Außenkanten werden häufig im Schleuderverfahren hergestellt (Schleuderbeton-Rammpfähle) mit kegelförmiger massiver Spitze oder auch – bei größeren Außendurchmessern (z. B. > 90 cm) – unten offen.

Zu Abschnitt 5.2.1.3.1. Beton

Stahlbetonpfähle sind im allgemeinen den Einflüssen aus der Erdfeuchtigkeit, dem Grundwasser oder dem freien Wasser ausgesetzt. Im Hinblick auf eine ausreichende Lebensdauer der Stahlbetonpfähle wurde deshalb in der Norm ein dichter Beton gefordert, der den wirksamsten Schutz gegen die möglichen schädlichen Einflüsse aus Wasser und Boden darstellt. Einige wichtige Voraussetzungen für einen dichten Beton sind bekanntlich ein ausreichend hoher Zementgehalt in Verbindung mit dem notwendigen Anteil an Mehlkorn, niedriger Wasserzusatz und wirksame Verdichtungsgeräte. Die angegebene Nennfestigkeit des Betons von 25 MN/m² (250 kp/cm²) beim Abheben des Pfahles vom Fertigungsboden und von 35 MN/m² (350 kp/cm²) beim Beginn des Rammens haben sich in der Praxis unter üblichen Bedingungen als ausreichend und zweckmäßig erwiesen. Zu hohe Betonfestigkeiten können u. U. auch nachteilig sein, da ein solcher Beton mit wachsender Festigkeit spröde und gegen dynamische Beanspruchungen beim Rammen empfindlich wird.

Bei Schleuderbetonpfählen kann der Festigkeitsnachweis für den geschleuderten Beton in Anlehnung an DIN 4234, Ausgabe Januar 1953, Abschnitt 4.1, geführt werden.

Zu Abschnitt 5.2.1.3.2. Betonstahl

Die Querbewehrung wird vielfach als Wendel aus Walzdraht Ø 5 mm hergestellt. Gegen die Verwendung von gebogenen Betonstahlmatten bestehen keine Bedenken.

Zu Abschnitt 5.2.1.4. Bemessung

Da beim Hochnehmen und Befördern des Pfahles ein Rücken oder Verkanten nicht ganz ausgeschlossen werden kann, ist die nach DIN 1045, Ausgabe Januar 1972, Abschnitt 19.2 für diese Lastfälle mögliche Verminderung des Sicherheitsbeiwertes für die Bemessung bei Biegung und Biegung mit Längskraft nur mit $\gamma = 1,5$ in Anspruch genommen worden.

Im allgemeinen wird der Pfahl von der Länge l in einer Entfernung von 0,2 bis 0,3 l vom Kopf gefaßt. Bei langen Pfählen kann z. B. das Zwischenschalten einer Traverse zu günstigeren Momentbeanspruchungen des Pfahles führen, was bei der Bemessung berücksichtigt werden darf (siehe auch Abschnitt 5.2.1.8).

Zu Abschnitt 5.2.1.5. Anordnung

der Bewehrung, Mindestbewehrung

Nach den Angaben der Norm beträgt die Längsbewehrung der Pfähle unabhängig von der Stahlgüte mindestens 0,8% des Pfahlquerschnittes. Der Pfahlquerschnitt ist hierbei mit seinem tatsächlichen Wert, nicht etwa nur mit dem statisch erforderlichen Wert einzusetzen.

Bei der Rammung eines Pfahles entstehen auf Grund der Massenträgheit auch nennenswerte Zugspannungen. Mit der Anordnung einer Mindestbewehrung soll dabei u. a. auch eine gute Risseverteilung erreicht werden. Sie ist deshalb immer einzulegen, auch wenn auf den Pfahl während der Bauzustände oder im Endzustand keine Zugkräfte oder planmäßigen Biegemomente einwirken.

Bei planmäßiger Momentbeanspruchung der Pfähle darf die Mindestbewehrung auf die Biegebewehrung angerechnet werden.

Für den Abstand der Querbewehrung hat sich bei langen Pfählen ein Maß von 10 cm als zweckmäßig ergeben. Bügel oder Wendel sollen straff an die Längsbewehrung gebunden werden.

Zu Abschnitt 5.2.1.6. Betonüberdeckung

Die Vergrößerung der Betonüberdeckung in betonschädlichen Wässern und Böden wirkt sich besonders bei dünnen Pfählen aus, da mit zunehmender Dicke der äußeren ungesicherten Betonschale die Gefahr der Rissebildung und die Rißweite wächst. Deshalb verlangt die Norm in Abweichung von DIN 1045 lediglich eine Überdeckung der Längsbewehrung von mindestens 40 mm. Bei Pfählen mit großem Durchmesser, bei denen sich diese Einfüsse nicht so stark auswirken, sollte die Betonüberdeckung nach DIN 1045 mit 50 mm angewendet werden.

Zu Abschnitt 5.2.1.8.

Behandlung der Pfähle beim Transport

Da die Pfähle gewöhnlich für das Aufnehmen bemessen werden (siehe Abschnitt 5.2.1.4), ist darauf zu achten, daß die zulässigen Spannungen für den Bauzustand auch beim Transport nicht überschritten werden. Die Fahrgeschwindigkeit, der Zustand der Transportwege und die Federung der Transportfahrzeuge können hierbei einen nennenswerten Einfluß haben.

Zu Abschnitt 5.2.1.9.

Zulässige Rissebildung beim Rammen

Erfahrungsgemäß lassen sich auch beim ordnungsgemäßen Rammen von Stahlbetonpfählen Haarrisse gelegentlich nicht vermeiden. Sie sind unbedenklich, solange sie bezüglich Anzahl und Rißweite ein gewisses Ausmaß nicht übersteigen. In der Norm wurde für die zulässige Rißweite ein Maß von 0,15 mm genannt, das sich nach den bisherigen Kenntnissen als unschädlich erwiesen hat.

Zu Abschnitt 5.2.2. Rammpfähle aus Spannbeton

Im allgemeinen erhalten Spannbetonpfähle auch eine schlaffe Bewehrung in Anlehnung an Abschnitt 5.2.1. Es sind aber auch schon Spannbetonpfähle ohne schlaffe Bewehrung im Mittelbereich ausgeführt worden. Wegen der hohen (dynamischen) Flächenbeanspruchungen im Kopf- und Fußbereich wird hier aber eine schlaffe Zusatzbewehrung immer erforderlich sein. In die Norm wurden keine verbündlichen Angaben über Ausführungsform und Anteil der schlaffen Mindestbewehrung aufgenommen, um die weitere Entwicklung nicht einzuschränken.

Für Bauzustände wurde eine teilweise Vorspannung zugelassen, wobei also die Spannglieder auch in der gerissenen Betonzugzone liegen können.

Zu Abschnitt 5.3.2. Verstärkungen

Verstärkungen zur Verbesserung der Lastabtragung im Boden vergrößern den Eindringungswiderstand des Pfahles beim Rammen. Sie müssen axial-symmetrisch angeordnet werden, damit der Pfahl nicht beim Rammen von der Soll-Lage abwandert.

Lamellenverstärkungen, z. B. zur Erhöhung der Biegesteifigkeit eines Pfahles, die im allgemeinen beim Rammen keinen nennenswerten zusätzlichen Eindringungswiderstand ergeben, fallen nicht unter diese Forderung.

Zu Abschnitt 5.3.4. Korrosionsschutz

In aggressiven Wässern und Böden ist eine ernsthafte Korrosionsgefährdung erst dann gegeben, wenn durch das freie Wasser oder – in relativ durchlässigen Böden – durch das Grundwasser ständig neue aggressive Stoffe herangeführt werden können. In wenig durchlässigen Böden, z. B. Ton, Mergel, Lehm, Schluff, Klei, kommt die Korrosion sehr schnell zum Stillstand, da ein nennenswerter Wasseraustausch im Boden nicht stattfinden kann und deshalb in der nahen Umgebung des Pfahles sehr schnell eine Verarmung an aggressiven Stoffen eintritt.

Soll einer bestehenden Korrosionsgefahr allein durch eine vergrößerte Wanddicke begegnet werden, so ist es ratsam, die Walzhaut im angriffsgefährdeten Bereich zu entfernen, da sie nach teilweiser Unterrostung als zusätzliches Lokalelement wirken würde.

Bei einer Korrosionsgefährdung durch vagabundierenden Gleichstrom ist besonders darauf zu achten, daß der Strom nicht punktförmig, sondern großflächig austritt. Da eine bestimmte Strommenge immer ein bestimmtes Stahlvolumen abführt, wird der Pfahl bei großflächigem Austritt erst wesentlich später gefährdet als bei punktförmigem Angriff. Deshalb sind in solchen Fällen die Pfähle vor dem Rammen in den betreffenden Bereichen z. B. durch Sandstrahlen zu entrostet bzw. von der Walzhaut zu befreien.

Die im Sandboden durch die anfängliche Korrosion entstehende Verkrustung der Pfahloberfläche wirkt nicht nur als Korrosionsschutz, sondern trägt durch die Vergrößerung der Rauigkeit zu einer Erhöhung der Mantelreibung bei.

Zu Abschnitt 5.4. Zusammengesetzte Rammpfähle

In der Norm wird gefordert, daß die Teillängen zusammengesetzter Rammpfähle zentrisch und axial gestoßen werden müssen. Diese Forderung ist vorwiegend aus rammtechnischen Gründen erhoben worden, damit der Rammschlag nur Normalkräfte im Pfahl hervorruft. Im anderen Falle würden in Teillängen des Pfahles auch Biegebeanspruchungen auftreten, die neben einer Gefährdung des Pfahles den Wirkungsgrad des Rammschlags stark herabsetzen.

Zu Abschnitt 6.1. Rammgeräte

Als langsam wirkende Rammbäre gelten solche, mit denen bis zu 90 Schlägen je Minute ausgeführt werden. Hierzu gehören Freifallbäre, halbautomatische Dampfhämmer und Explosionsbäre (Dieselrammen).

Schnellschlaghämmer werden vorwiegend bei Stahlpfählen in rolligen Böden angewendet. In bindigen Böden reicht die Energie des einzelnen Schläges oft nicht aus, um den Eindringungswiderstand zu überwinden, da sie durch die große Eigenelastizität der betreffenden Böden aufgebraucht wird.

Bei der Verwendung von Fallbären wird in der Norm als günstiges Verhältnis Bärfallgewicht : Pfahlgewicht mit 1:1 bis 2:1 angegeben. Besonders bei langen und schweren Pfählen wird es nicht immer möglich sein, diesen Bereich einzuhalten. So sind beispielsweise in Ausnahmefällen auch Stahlbetonpfähle und Stahlpfähle gerammt worden, bei denen das Verhältnis nur 0,6:1 oder 0,4:1 betrug. Der Wirkungsgrad des Rammschlags nimmt dabei erheblich ab, so daß dieses Vorgehen nur bei relativ leichter Rammung und rammgünstigen Querschnitten (z. B. offene Großrohre oder Trägerprofile) angewendet werden sollte. Besonders bei Stahlbetonpfählen führt ein zu leichter Rammbär dazu, daß durch eine zu große Fallhöhe bzw. hohe Gesamtschlagzahl der Pfahlkopfbereich zerstört wird.

Zu Abschnitt 6.3. Spülhilfe beim Rammen

Eine Spülhilfe beim Rammen hat nur in Sandböden Bedeutung und sollte dann bevorzugt werden, wenn der Pfahl sonst nur mit übermäßigem Aufwand auf Tiefe gerammt werden kann und damit die Gefahr einer Beschädigung besteht.

Bei Böden, die von Natur aus schon fest gelagert sind, soll das Spülen bei vorwiegend auf Spitzendruck belasteten Pfählen etwa 0,5 bis 1 m vor Erreichen der Solltiefe eingestellt werden. In allen anderen Fällen, besonders auch bei Zugpfählen, ist dieses Maß so weit zu vergrößern, daß die gewünschte Tragfähigkeit nicht beeinträchtigt wird.

Zu Abschnitt 6.5. Rammberichte

Bei der Anwendung von Schnellschlaghämtern ist die Eindringung des Pfahles jeweils nach einem einheitlich festzulegenden Zeitintervall zu messen, für das zweckmäßig 1 Minute gewählt wird. Es ist darauf zu achten, daß während der beobachteten Rammzeit der erforderliche Betriebsüberdruck gehalten wird.

Zu Abschnitt 7.1. Rammtiefe

Die Einbindelänge von mindestens 3 m ist notwendig, damit die Auflast des Bodens neben dem Pfahlfuß hoch genug ist, um einen Grundbruch unter dem Pfahl mit ausreichender Sicherheit zu verhindern. Eine kleinere Einbindelänge ist nur dann gestattet, wenn von den Voruntersuchungen bekannt ist, daß die Schicht besonders tragfähig ist und diese gute Beschaffenheit beim Einrammen durch ungewöhnlich kleine Eindringungen je Rammhitze bzw. Zeitintervall bestätigt wird. Dies wird sich bei Pfählen mit verdicktem Fuß besonders auswirken.

Zu Abschnitt 7.2. Pfahlabstände

Die im Bild 1 angegebenen Mindestabstände müssen besonders dann vergrößert werden, wenn bei dicht gelagerten Böden gleichgerichtete Pfähle mit großem Verdrängungsvolumen in größeren Gruppen gerammt werden. Dabei ist zu berücksichtigen, daß besonders lange Pfähle im Boden von ihrer Sollachse abwandern können.

Die Reihenfolge des Rammens ist so festzulegen, daß jeder Pfahl den ihn umgebenden Boden in möglichst gleichem Maße und allseitig verdrängen kann. Z. B. wird bei Pfahlgruppen zweckmäßig von „innen nach außen“, bei Pfahlreihen mit relativ engstehenden Pfählen werden zunächst jeder zweite und anschließend die Zwischenpfähle gerammt.

Die Norm sieht für den Mindestfußabstand gespreizter Pfähle das gleiche Maß wie bei gleichgerichteten Pfählen vor. Bei kleinen Pfahlgruppen wird man die Pfähle zweckmäßig in Schrägstellung (Pfahlbock) rammen, um zu vermeiden, daß die Fundamente unnötig groß werden.

Zu Abschnitt 8.1.1. Druckpfähle

In den Tabellen 2, 3 und 4 werden Richtwerte für die zulässige Druckbelastung nur für einige gängige Pfahlarten und Pfahlgrößen gegeben, über die genügend Ergebnisse aus Probebelastungen vorliegen. Holzrammpfähle und dünne Stahlbetonpfähle können bei den betrachteten Böden nur bis zu einer begrenzten Tiefe in die tragende Schicht eingerammt werden, wenn die Gefahr von Beschädigungen ausgeschlossen werden soll. Deshalb finden sich am Ende der Tabellen 2 und 3 einige leere Fächer. Umgekehrt werden in Tabelle 4 für Stahlträgerpfähle bei Einbindetiefen von nur 3 und 4 m keine Belastungswerte angegeben, da sich diese Pfähle bekanntlich anfangs sehr leicht in den Boden einschneiden und ihre Tragfähigkeit bei einer kleineren Rammtiefe als 5 m schnell abnimmt und deshalb unsicher ist.

Zu Abschnitt 8.1.1.1.

Bei der Festsetzung der zulässigen Pfahllasten und der für sie erforderlichen Eigenschaften des tragfähigen Baugrundes wurde davon ausgegangen, daß es vor allem wichtig ist, Angaben für Böden zu machen, die einerseits nach den im Laufe von Jahrzehnten gesammelten Erfahrungen für Rammpfahlgründungen eine ausreichende Tragfähigkeit haben, andererseits aber auch in der Natur häufig vorkommen. Es wurde also bewußt vermieden, zulässige Pfahllasten für ausgesprochen dichte oder feste Böden, die aber seltener angetroffen werden, zu nennen. Für derartige Böden ist unter Abschnitt 8.1.1.2 jedoch eine Möglichkeit zur Erhöhung der zulässigen Pfahllasten vorgesehen.

Bei den nichtbindigen Böden wird für den Normalfall eine „ausreichende“ Tragfähigkeit — gekennzeichnet durch die Lagerungsdichte D — gefordert. Die Lagerungsdichte ist:

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \left\{ \begin{array}{l} \geq 0,4 \text{ bei gleichförmigem} \\ \text{Boden mit } U < 3 \\ \geq 0,55 \text{ bei ungleichförmigem} \\ \text{Boden mit } U \geq 3 \end{array} \right.$$

wobei n der Porenanteil des Bodens in natürlicher Lagerung ist,

n_{\max} und n_{\min} die Porenanteile in der lockersten und dichtensten Lagerung sind und U die Ungleichförmigkeitszahl ist. (Die Anforderungen für eine „ausreichende“ Tragfähigkeit sind hier gegenüber DIN 1054, Entwurf April 1975, Abschnitt 4.2.1 heraufgesetzt, weil es sich bei Pfahllasten stets um konzentrierte, punktförmige Lasten und nicht um dem gegenüber relativ niedrige Flächenlasten wie in DIN 1054 handelt.)

Hierzu kann der Porenanteil des natürlichen Bodens an Sonderproben bestimmt werden. Ihre Entnahme ist aber in den Tiefen, in denen die Spitzen der Pfähle stehen, nicht

oder nur mit großem Aufwand möglich. Eine Auskunft über die Lagerungsdichte von sandigen und kiesigen Ablagerungen kann bis in etwa 20 m Tiefe durch Drucksondierungen²⁾ gewonnen werden; eine „ausreichende“ Tragfähigkeit ist hierbei gegeben, wenn in der Gründungsschicht ein Spitzendruck von mindestens 10 MN/m^2 (100 kp/cm^2) gemessen wird. Auch Schlagsondierungen oder Untersuchungen mit der Isotopensonde können Aufschlüsse über die Lagerungsverhältnisse vermitteln, desgleichen geeignete Untersuchungen im Bohrloch bei der Ausführung der Erkundungsbohrungen. Die Ergebnisse sind nur dann als zuverlässig anzusehen, wenn in den betreffenden Bezirken ausreichende Erfahrungen mit der Auswertung von Sondenmessungen vorliegen.

Bei den bindigen Böden wird der Regelfall auf eine „anähernd halbfeste“ Beschaffenheit der Böden bezogen, damit die Tabellenwerte für die häufigeren Fälle angewendet werden können, in denen der natürliche Wassergehalt etwas größer ist als der der Ausrollgrenze. Gemeint sind hiermit bindige Böden, deren Konsistenzzahl

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{w_L - w}{J_P} \approx 1,0$$

ist, wobei w der natürliche Wassergehalt ist, w_L und w_P die Wassergehalte der Fließgrenze und der Ausrollgrenze sind und J_P die Plastizitätszahl ist.

Der natürliche Wassergehalt muß dabei an Sonderproben bestimmt werden, deren Entnahme aus bindigen Böden im allgemeinen ohne große Schwierigkeiten möglich ist. Ein anähernd halbfester Boden ist bereits so trocken, daß er sich nur noch schwer — oder nicht mehr — in der Hand zu 3 mm dicken, rissefreien Walzen ausrollen läßt; vielmehr bekommt er dabei Risse oder beginnt zu zerbröckeln.

Die geforderte ausreichende Mächtigkeit des tragfähigen Baugrundes muß bei Pfahlbündeln oder bei verhältnismäßig breiten Pfahlreihen größer sein als bei einzelnstehenden Pfählen oder schmalen Pfahlreihen. Grundsätzlich sollte unterhalb der Pfahlspitzen tragfähiger Baugrund noch in einer Mächtigkeit anstehen, die mindestens das 4fache des Pfahlfußdurchmessers des Einzelpfahls oder die 2fache Breite der beanspruchten Fläche in Höhe der Pfahlspitzenebene bei Pfahlgruppen beträgt, den Wert 1,50 m jedoch nicht unterschreiten darf (Bild 1 der Erläuterungen).

Unterhalb des tragfähigen Baugrunds dürfen keine stark nachgiebigen Bodenschichten liegen (siehe auch DIN 1054, Entwurf April 1975, Abschnitt 5.2.3).

²⁾ Schulte/Muhs: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauwerke, Kapitel 1.322.11, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 2. Auflage 1967

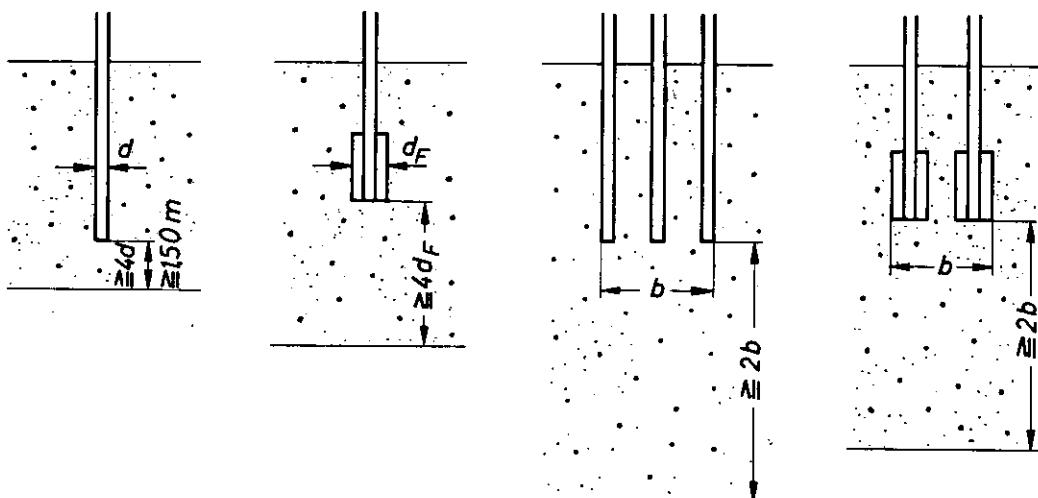


Bild 1. Erforderliche Tiefe des tragfähigen Baugrunds

Zu Abschnitt 8.1.1.2.

Als „besonders tragfähige“ nichtbindige Böden gelten solche, bei denen die Lagerungsdichte

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq 0,5 \text{ bei gleichförmigem} \\ \text{Boden mit } U < 3 \\ \geq 0,65 \text{ bei ungleichförmigem} \\ \text{Boden mit } U \geq 3 \end{array} \right.$$

ist.

Der Spitzendruck beim Sondieren muß hierzu mindestens 15 MN/m^2 (150 kp/cm^2) betragen.

Bei festen bindigen Böden liegt der natürliche Wassergehalt erheblich unter dem der Ausrollgrenze in der Nähe oder unter dem der Schrumpfgrenze. Der Boden ist dann nicht mehr plastisch verformbar, sondern bricht oder zerbröckelt bei einer Biegebeanspruchung.

Eine Erhöhung der Pfahllasten nach Abschnitt 8.1.1.2 setzt eine gründliche Bodenuntersuchung mit einem entsprechenden Ergebnis voraus.

Zu Abschnitt 8.1.1.3.

Bei nicht ausreichender Lagerungsdichte nichtbindiger Böden nimmt die Tragfähigkeit von Rammpfählen stark ab, was sich schon an den großen Eindringungen beim Rammen zeigt. Wenn möglich, sollte immer versucht werden, mit längeren Pfählen doch noch eine tragfähige Schicht zu erreichen.

Zu Abschnitt 8.1.2. Zugpfähle

Hinsichtlich der geforderten Tragfähigkeit der nichtbindigen Bodenarten beziehungsweise Beschränktheit der bindigen Bodenarten siehe Erläuterungen zu Abschnitt 8.1.1 und 8.1.1.2.

Der angegebene Wert für die Mantelreibung ist ein Erfahrungswert und enthält die notwendige Sicherheit. Er ist bei Kastenpfählen, Trägerpfählen u. ä. auf den abgewinkelten Umfang zu beziehen, also nicht auf die Umhüllende.

Zu Abschnitt 8.2. Rammformeln

Rammformeln, auch wenn sie das elastische Verhalten des Pfahles gut erfassen, geben stets nur Auskunft über den dynamischen Eindringungswiderstand. Das Verhältnis zwischen diesem und dem statischen Eindringungswiderstand gegen ruhende Lasten schwankt aber für verschiedene Pfahlarten und Baugrundverhältnisse erheblich. Auch die aufgewandte Rammarbeit steht bei verschiedenen Pfahlarten und verschiedenem Baugrund nicht in einem festen Verhältnis zur Pfahltragfähigkeit. Bei Anwendung von Rammformeln werden sich deshalb vergleichbare Ergebnisse nur erzielen lassen, wenn

der Baugrund im gesamten Gründungsbereich der Baustelle annähernd gleich geartet ist,

gleiche Pfahltypen verwendet werden,

die in den Pfahl geleitete Rammenergie eindeutig festgestellt wird,

die Rammformel in Entwicklung und Aufbau richtig ist.

Zur zuverlässigen Messung der Rammenergie dürfen deshalb bei Proberammungen nur Rammbäre mit frei fallendem Bärkörper verwendet werden.

Auszuschließen sind demnach solche Bäre, die ihre Seilwinde (z. B. Schnellschlagwinde) mitnehmen, oder Dieselsäre, deren Schlagenergie sich mit der Größe der Pfahleindringung, also des Eindringungswiderstandes, verändert.

Zu Abschnitt 8.3. Erdstatistische Berechnungsverfahren

Diese Verfahren haben den Nachteil, daß z. B. durch eine entsprechende Auswahl der Erddruckbeiwerte beliebige Ergebnisse erhalten werden können, daß ferner die maßgebenden Bodenkennwerte kaum ungestört zu messen sind und daß diese außerdem durch das Einbringen des Pfahles in weiten Grenzen nicht nachprüfbar verändert werden. Dies

trifft in besonderem Maße auf Rammpfähle zu, bei denen der durch das Einrammen des Pfahls geschaffene Verspannungszustand des Bodens für die Tragfähigkeit von großer Bedeutung ist. Eine theoretische Abschätzung, wie hoch die erzielte Verdichtung ist und wie weit sich die verdichtete und verspannte Zone um den Pfahlmantel und unter dem Pfahlfuß erstreckt, ist im allgemeinen nicht möglich. Des weiteren ist fraglich, ob die beim Rammen entstehende Bodenverdichtung in voller Höhe erhalten bleibt oder sich mit zunehmender Standzeit des Pfahls im Boden wieder abbaut, um welches Maß und in welcher Zeit. Die genaue Kenntnis dieser Dinge wäre für die Anwendung eines erdstatistischen Berechnungsverfahrens aber Voraussetzung.

Zu Abschnitt 8.4. Probebelastungen

Das sicherste Verfahren, die Tragfähigkeit und Setzung von einzelnen Rammpfählen zu bestimmen, ist noch immer die Probebelastung. Sie sollte bevorzugt angewendet werden. Nicht zuletzt, um weitere Erfahrungen zu sammeln und zu immer sichereren Ergebnissen zu gelangen. Die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., 43 Essen, Kronprinzenstr. 35 a, überprüft laufend die Angaben in DIN 4026 über die Tragfähigkeit von Rammpfählen. Sie bittet, ihr die Ergebnisse von ausgeführten Probebelastungen an Rammpfählen mit allen Unterlagen über den Untergrund mitzuteilen.

Zu Abschnitt 8.4.1.

Unter Umständen lassen sich durch Probebelastungen auf der Baustelle jeweils günstigere Ergebnisse für die zulässige Belastung von Druckpfählen erzielen, als die Tabellen angeben. Dann dürfen diese günstigeren Werte angewendet werden. Ergeben sich andererseits bei einer Probebelastung ungünstigere Werte, so dürfen auch nur diese genutzt werden (siehe Abschnitt 8.1.1.3 und 8.1.2 für Zugpfähle).

Vergleichbare Untergrundverhältnisse liegen vor, wenn die Schichtenfolge, insbesondere Mächtigkeit und Tiefenlage der tragfähigen Schichten, einander ungefähr entsprechen und wenn die Baugrundeigenschaften dieser Schichten einander ähnlich sind. Zum Nachweis hierfür müssen in bindigen Schichten Untersuchungsergebnisse ungestörter Proben (Porenziffer, Wassergehalt, Kornverteilung, Zustandszahl) aus dem Untergrund beider Baustellen vorhanden sein. In nichtbindigen Bodenschichten müssen der Kornaufbau und die Lagerungsdichten der tragenden Schichten beider Baustellen bekannt sein.

Zu Abschnitt 8.4.2.

Der Grund, bei den Rammpfählen – anders als bei den Bohrpfählen (DIN 4014 Beiblatt, Ausgabe August 1975 Abschnitt 13.5) – zur Festlegung der Grenzlast von der bleibenden und nicht von der Gesamtsetzung auszugehen, liegt darin, daß die elastischen Verformungen von Rammpfählen im Gegensatz zu den Bohrpfählen einen beträchtlichen Anteil an der Gesamtsetzung haben können. So kann z. B. die elastische Längenänderung langer Stahl- und Holzpfähle durchaus Werte von mehreren Zentimetern erreichen³⁾.

Die Überprüfung einer größeren Anzahl von Probebelastungen an gerammten Pfählen aller Art hat gezeigt, daß die bleibende Setzung in Abhängigkeit vom maßgebenden Pfahldurchmesser zur Festlegung der Grenzlast bei Rammpfählen besonders geeignet ist, wie es auch der Bruchlasttheorie entspricht. Dabei darf jedoch nicht übersehen werden, daß die mit zunehmender Größe der Pfahlfußflächen auftretenden höheren Lasten auch mit größeren Gesamtsetzungen des Pfahles verbunden sind.

³⁾ Siehe Schenck, 2. Bericht über die Tätigkeit des Arbeitskreises 5 „Bauart und Tragfähigkeit der Pfähle“ der Dt. Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Baumaschine u. Bautechnik 10 (1963), Heft 10, Ziff. 2.47.

II.
Ministerpräsident

Kanadisches Generalkonsulat, Düsseldorf

Bek. d. Ministerpräsidenten v. 6. 9. 1977 –
I B 5 – 430 – 1/77

Die Bundesregierung hat dem zum Kanadischen Generalkonsul in Düsseldorf ernannten Herrn Frank Jackman am 30. August 1977 die vorläufige Zulassung erteilt.

Der Konsularbezirk des Generalkonsulats umfaßt das Land Nordrhein-Westfalen mit Ausnahme des Regierungsbezirks Köln.

– MBl. NW. 1977 S. 1371.

Innenminister

**Anerkennung
ausländischer Pässe und Paßersatzpapiere
Pässe der Sozialistischen Republik Vietnam**

RdErl. d. Innenministers v. 6. 9. 1977 –
I C 3 / 43.62 – V 6

Die vietnamesischen Behörden verwenden ab 1. Juni 1977 folgende Pässe:

1. Diplomatenpässe,
2. Dienstpässe,
3. Pässe für Reisen in offizieller Mission (dunkelblau),
4. Reisepässe (hellblau).

Lediglich die hellblauen Reisepässe enthalten eine Angabe über die Staatsangehörigkeit. Das Außenministerium der Sozialistischen Republik Vietnam hat jedoch bestätigt, daß vietnamesische Pässe ausschließlich an vietnamesische Staatsangehörige ausgegeben werden. Im Hinblick auf diesen Sachverhalt hat der Bundesminister des Innern im Einvernehmen mit dem Auswärtigen Amt gemäß Nummer 4 Abs. 3 zu § 3 AuslVwV für den Dienstpaß und den Paß für Reisen in offizieller Mission eine Ausnahme von dem Erfordernis der Nummer 4 Abs. 1 Buchstabe c) (Angabe der Staatsangehörigkeit) zugelassen und diese neuen vietnamesischen Pässe als ausreichend für den Grenzübergang und den Aufenthalt im Bundesgebiet anerkannt.

Für den Diplomatenpaß bedarf es gemäß Nummer 5 Satz 2 zu § 3 AuslVwV keiner Ausnahme. Er wird ebenfalls anerkannt.

Die vor dem 1. Juni 1977 ausgestellten Pässe der ehemaligen Demokratischen Republik Vietnam und der früheren Republik Südvietnam bleiben nach Mitteilung des vietnamesischen Außenministeriums bis zum 31. Dezember 1978 in Gebrauch.

– MBl. NW. 1977 S. 1371.

Einzelpreis dieser Nummer 12,- DM

Einzellieferungen nur durch den August Bagel Verlag, Grafenberger Allee 100, 4000 Düsseldorf, Tel. 6888293/94, gegen Voreinsendung des vorgenannten Betrages zuzügl. 0,50 DM Versandkosten auf das Postscheckkonto Köln 8516-507. (Der Verlag bittet, keine Postwertzeichen einzusenden.) Es wird dringend empfohlen, Nachbestellungen des Ministerialblattes für das Land Nordrhein-Westfalen möglichst innerhalb eines Vierteljahres nach Erscheinen der jeweiligen Nummer bei dem August Bagel Verlag, Grafenberger Allee 100, 4000 Düsseldorf, vorzunehmen, um späteren Lieferschwierigkeiten vorzubeugen. Wenn nicht innerhalb von vier Wochen eine Lieferung erfolgt, gilt die Nummer als vergriffen. Eine besondere Benachrichtigung ergeht nicht.

Herausgegeben von der Landesregierung Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, Elisabethstraße 5. Verlag und Vertrieb: August Bagel Verlag, Düsseldorf; Druck: A. Bagel, Graphischer Großbetrieb, Düsseldorf. Bezug der Ausgabe A (zweiseitiger Druck) und B (einseitiger Druck) durch die Post. Ministerialblätter, in denen nur ein Sachgebiet behandelt wird, werden auch in der Ausgabe B zweiseitig bedruckt geliefert. Bezugspreis vierteljährlich Ausgabe A 29,50 DM, Ausgabe B 31,- DM.
Die genannten Preise enthalten 5,5% Mehrwertsteuer.