



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK
PADERBORN

Konstruktions-Elemente in Stein, Holz und Eisen, Fundamente

Marx, Erwin

Stuttgart, 1901

Zweite Abteilung. Fundamente.

[urn:nbn:de:hbz:466:1-78727](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-78727)

Handbuch der Architektur.

III. Teil:

DIE HOCHBAUKONSTRUKTIONEN.

ZWEITE ABTEILUNG.

FUNDAMENTE.

Von Dr. EDUARD SCHMITT.

Die Hochschulbibliothek

Zweite Abteilung

FUNDAMENTE

Von Dr. phil. Hans

1. Abschnitt.

Fundament und Baugrund.

Der unterste Teil des Bauwerkes, welcher den von letzterem ausgeübten Druck unmittelbar auf den darunter liegenden natürlichen Erdboden — den Baugrund — zu übertragen hat, wird Fundament¹⁵⁴⁾ genannt, und die Konstruktion des Fundaments heißt Gründung oder Fundierung.

335.
Vor-
bemerkungen.

Die untere Begrenzung eines Fundaments ist durch die eben gegebene Begriffsbestimmung genau gegeben; nicht so genau läßt sich die obere Begrenzung desselben festsetzen. Bei unterkellerten Gebäuden hört in der Regel das Fundament mit der Oberkante jenes Fundamentabfatzes auf, der in der Höhe der Kellerfohle, bezw. der Unterkante des Kellerpflasters gelegen ist. Bei nur teilweise oder gar nicht unterkellerten Bauwerken läßt sich im allgemeinen keine so bestimmte Angabe machen; bei Bauwerken ohne unterirdische Räume begrenzt man das Fundament am besten durch den unmittelbar unter der Erdoberfläche gelegenen Fundamentabfatz.

Die Betrachtung der Fundamente soll in der Weise eingeteilt werden, daß zunächst der Baugrund zur Besprechung kommt, hierauf die Grundfätze, die bei der Konstruktion und Ausführung der Fundamente zu beobachten sind, erörtert und schließlich die wichtigeren Gründungsverfahren vorgeführt werden.

Während im übrigen Hochbaukonstruktionswesen in den letzten 30 bis 40 Jahren wesentliche und erfreuliche Fortschritte gemacht worden sind, ist solches auf dem Gebiete der Gründungen in etwas geringerem Maße zuzugeben. Diese Erscheinung ist um so auffälliger, als im Bereiche des neueren Ingenieurbauwesens der Grundbau eine hervorragende Stellung einnimmt. Vielleicht kann neben dem eigentlichen Zwecke der nachfolgenden Betrachtung auch noch erreicht werden, daß einige veraltete Fundamentkonstruktionen verlassen werden und andere neuere, bisher verhältnismäßig wenig ausgeführte Gründungen eine häufigere Anwendung finden.

Litteratur

über »Fundamente im allgemeinen«.

- HAGEN, G. Handbuch der Wasserbaukunst. Theil I, Band 2: Fundierungen. Berlin 1841. — 3. Aufl. 1870.
 DOBSON, E. *Foundations and concrete works*. London 1850. — 5. Aufl. 1881.
De quelques procédés employés par les anciens dans la fondation de leurs édifices. Revue gén. de l'arch.
 1855, S. 174, 230.
 MÜLLER, H. Ueber Fundamentierungen. ROMBERG's Zeitschr. f. pract. Bauk. 1855, S. 121.
 SCHÄFFER. Allgemeine Uebersicht der Fundierungen mit besonderer Berücksichtigung der Anwendung des Eisens im Grundbau. ROMBERG's Zeitschr. f. pract. Bauk. 1860, S. 17, 123.

¹⁵⁴⁾ Man hat in neuerer Zeit das Fundament wohl auch »Grundbau« genannt. Da aber mit diesem Wort vor allem diejenige Wissenschaft bezeichnet wird, die sich mit der Theorie, der Konstruktion und der Ausführung der Fundamente befaßt, so wurde das Wort »Fundament« allein beibehalten.

- Allgemeine Uebersicht der Fundirungen mit besonderer Berücksichtigung der Anwendung des Eisens. HAARMANN's Zeitschr. f. Bauhdw. 1862, S. 172.
- SCHWARZ, F. Der Grundbau. Berlin 1865.
- CHLICH-LÖWENSBERG, H. v. Anleitung zum Wasserbau. Abth. 3: Entwässerungen und Bewässerungen, Kanal- und Kammerfleufenbau, Fundirungen, Seebau. Stuttgart 1865. S. 100.
- FOY, J. *Étude générale sur les fondations. Nouv. annales de la const.* 1865, S. 168, 174; 1866, S. 4.
- DEBAUVE, A. *Procédés et matériaux de construction. Tome II: Fondations.* Paris 1865.
- MENZEL, C. A. Die Gründungsarten der Gebäude und die Behandlung des Baugrundes. Herausg. u. verb. von C. SCHWATLO. Halle 1866.
- KNAPP's großes Vorlagwerk aus dem Gesamtgebiete der Bau-, Ingenieur-Wissenschaft und Gewerbskunde. Heft I: Gründungen. Halle 1871.
- MENZEL, C. A. & J. PROMNITZ. Die Gründung der Gebäude. Halle 1873.
- MORANDIÈRE. *Traité de la construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal. 1er fasc.* Paris 1874. S. 57.
- FRAUENHOLZ, W. Bau-Constructions-Lehre für Ingenieure. Band 3: Eisen- und Fundations-Constructions. München 1877. S. 275.
- KLASEN, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau. Leipzig 1879. — 2. Aufl. 1894.
- FELDEGG, E. v. Allgemeine Constructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von R. BAUMEISTER. Carlsruhe 1879. Theil II: Fundirungen.
- POWELL, G. T. *Foundations and foundation walls for all classes of buildings.* New-York 1879. — Neue Ausg. 1885.
- Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Band I. Leipzig 1880. S. 695: Grundbau. — 3. Aufl. Band I, Abth. 3, S. 1: Der Grundbau. Von L. v. WILLMANN. Leipzig 1900.
- BROWN, C. *Healthy foundations for houses.* New-York 1885.
- LYMAN, J. F. *Building foundations.* Building, Bd. 4, S. 45, 87, 140, 183, 283.
- KIDDER, F. E. *Building construction and superintendence. Foundations. Architecture and building.* Bd. 18, S. 208, 231, 255.
- Handbuch der Baukunde. Abth. III, Heft 1: Der Grundbau. Von L. BRENECKE. Berlin 1887. — Ergänzungen zum Grundbau. Berlin 1895.
- STRUCKEL, M. Der Grundbau etc. Helsingfors 1895.

I. Kapitel.

B a u g r u n d.

a) Beschaffenheit des Baugrundes.

336.
Technische
Anforderungen.

Die Beschaffenheit oder Qualität des Baugrundes, auch Untergrund genannt, ist in erster Reihe vom technischen Standpunkte aus zu beurteilen. Bei solchen Bauwerken, welche zum Aufenthalt von Menschen und Tieren dienen sollen, treten zu den rein technischen auch noch gesundheitliche Anforderungen hinzu.

Die technische Beurteilung eines Baugrundes bezieht sich hauptsächlich auf sein Verhalten gegen den vom Fundament ausgeübten Druck. Die verschiedenen Bodenarten zeigen in dieser Beziehung eine nicht geringe Mannigfaltigkeit, und für die hierdurch bedingte Beschaffenheit des Baugrundes sind insbesondere die nachstehenden Faktoren maßgebend.

337.
Festigkeit.

1) Die Beschaffenheit des Baugrundes hängt in erster Reihe von seiner Festigkeit ab, d. h. von seiner Widerstandsfähigkeit gegen den vom Bauwerk ausgeübten Normaldruck. Bezüglich dieser Eigenschaft der verschiedenen Bodenarten unterscheidet man preßbaren und unpreßbaren Baugrund. Zu letzterem gehören

alle Bodenarten, welche dieselbe oder eine grössere Druckfestigkeit wie das Fundamentmauerwerk besitzen; alle übrigen Bodenarten werden als preßbare bezeichnet.

Zum unpreßbaren Baugrund gehören die mässigen Felsarten (Basalt, Granit, Syenit, Porphy, harter Kalk- und Sandstein etc.), ferner geschichtete Felsarten, in denen sich keine Rutschflächen bilden können, und ganz feste Geschiebeablagerungen (von mindestens 4 bis 6^m Mächtigkeit), welche auf anderen guten Bodenschichten aufruhren. Bei den preßbaren Bodenarten ist das gegenfeitige Verhältnis zwischen dem vom Bauwerk ausgeübten Normaldruck und dem Mafß der Preßbarkeit für die Beschaffenheit des Baugrundes entscheidend. Ueber die Grenzen, welche in dieser Richtung noch zulässig sind, bezw. welche einen Baugrund als überhaupt noch brauchbar erscheinen lassen, wird später die Rede sein.

2) Die Beschaffenheit des Baugrundes ist nicht allein durch seine Druckfestigkeit, sondern auch durch die Mächtigkeit der betreffenden Bodenschicht bedingt. Ein sonst guter Baugrund, der in geringer Mächtigkeit auf einer lockeren Bodenschicht lagert, ist infolge dessen auch schlecht; ebenso wird eine weniger gute Bodenart dadurch, daß sie in dünner Lage auf einer ganz festen Schicht aufruhrt, etwas besser.

Hat die tragfähige Schicht eine genügende Mächtigkeit, ruht sie aber auf einer weicheren Schicht auf, so muß man bei Ausführung des Fundaments die erstere möglichst wenig schwächen, d. h. man muß das Fundament thunlichst wenig in die tragfähige Schicht versenken. Hat man z. B. unter dem zu errichtenden Gebäude Kellerräume anzulegen, so ist man allerdings genötigt, von der tragfähigen Schicht so viel abzugraben, als die gewünschte Kellertiefe es erfordert. Bei geringerer Mächtigkeit dieser Schicht jedoch kann es unter Umständen geboten sein, die Keller so hoch als irgend thunlich zu legen, d. h. dieselben möglichst hoch aus der Erde herauszubauen.

3) Auf die Beschaffenheit des Baugrundes ist auch von Einfluß, welche Neigung die betreffenden Bodenschichten haben. Je mehr durch die vorliegenden Neigungsverhältnisse das Abgleiten einzelner Schichten begünstigt werden kann, desto mehr verliert der fragliche Baugrund an Güte.

4) Durch das Wasser, welches bald als Grundwasser, bald als offen stehendes, als fließendes oder als wellenschlagendes Wasser auftritt, ist die Beschaffenheit des Baugrundes gleichfalls in erheblicher Weise bedingt. Vom Einflusse des Wassers, der im Erweichen des Bodenmaterials, im Auswaschen desselben etc. bestehen kann, wird noch eingehend gesprochen werden. An dieser Stelle soll nur hervorgehoben werden, daß Bodenarten, die sonst einen ganz geeigneten Baugrund abgeben würden, durch das Vorhandensein von Wasser unbrauchbar werden können.

5) Für die Beschaffenheit des Baugrundes ist endlich noch von Wichtigkeit, ob nachteilige Veränderungen desselben zu erwarten stehen oder ob auf solche Rücksicht genommen werden muß. Indem bezüglich dieses Gegenstandes gleichfalls auf spätere Betrachtungen verwiesen wird, sei hier nur bemerkt, daß mit derartigen Veränderungen in den betreffenden Bodenschichten auch eine Aenderung in ihrer Beschaffenheit als Baugrund eintritt.

Aus dem Gefagten geht hervor, daß die Beschaffenheit eines Baugrundes, insofern sie vom technischen Standpunkt aus zu beurteilen ist, durch eine nicht geringe Zahl von Faktoren beeinflusst wird, und daß es sorgfältiger Vorerhebungen und Bodenuntersuchungen bedarf, bevor man die Beschaffenheit des Baugrundes in genügender Weise beurteilen kann. Obwohl sich solche Untersuchungen mit großer Genauigkeit durchführen lassen, fehlt es doch häufig an einem sicheren Mafßstabe zur genauen Schätzung der Tragfähigkeit des Baugrundes. Man ist deshalb veranlaßt, die verschiedenen Bodenarten zu klassifizieren und sich dadurch allgemeine Anhaltspunkte für die sog. Güte des Baugrundes zu verschaffen.

338.
Mächtigkeit
der
Schichten.

339.
Neigung
der
Schichten.

340.
Wasser.

341.
Ver-
änderungen.

342.
Einteilung
und
Verschieden-
heit.

Mit Rücksicht auf die letztere Bezeichnung kann man den unpreßbaren Baugrund auch als sehr guten Baugrund bezeichnen und den preßbaren Baugrund in nachstehender Weise unterteilen:

1) Guter Baugrund, der sich nur in geringem Maße zusammenpressen läßt, wie grober und fest gelagerter Kies (von mindestens 2 bis 3^m Mächtigkeit), Gerölle, (von gleicher Mächtigkeit), fester Mergel, zerklüfteter Felsen etc., ferner, wenn kein Erweichen durch das Wasser stattfinden kann, fester Lehm und Thon, sowie alle Mischungen von Sand und Thon (in Schichten von mindestens 2 bis 3^m Mächtigkeit).

2) Ziemlich guter Baugrund, der zwar preßbarer als der gute Baugrund ist, dessen Nachgiebigkeit jedoch für den Bestand des Bauwerkes meist unschädlich ist, wie fester Lehm und grober Sand, ersterer jedoch nur, wenn er vom Wasser nicht erweicht werden kann, letzterer nur, wenn er fest gelagert ist, keine thonigen und humosen Teile enthält und wenn er nicht künstlich (durch Wasserschöpfen) oder natürlich (durch Aufheben des Gleichgewichtes im Wasser) in Triebfand verwandelt werden kann¹⁵⁵⁾.

3) Schlechter Baugrund, d. i. solcher Boden, der zwar nicht knetbar ist, aber jedem etwas stärkeren Drucke nachgiebt, dabei zum Teile seitlich ausweicht, wie feiner Sand, nasser Lehm und Thon, Damm- und andere vegetabilische Erde, aufgefüllter Boden etc.

Vegetabilische Erden und aufgefüllter Boden bilden nicht nur ihrer großen Preßbarkeit halber einen schlechten Baugrund, sondern auch wegen ihres bedeutenden Gehaltes an mineralischen und organischen Stoffen, welche das Mauerwerk in schädlicher Weise beeinflussen. Zu den ersteren gehören insbesondere die Chloralze, zu letzteren stickstoffhaltige Beimengungen, welche durch die Bodenfeuchtigkeit in Verwesung geraten und die Bildung des sog. Mauerfraßes veranlassen. Insbesondere ist der Grund und Boden unserer Städte häufig durch eingefickerte Fäkalflüssigkeit ganz verdorben.

4) Sehr schlechter Baugrund oder ganz weicher, meist knetbarer Boden, der seitlich ausweicht, sobald er belastet wird, wie Torf, Moorboden, Humus, Flugfand, Triebfand etc.

343.
Allgemeine
Verhältnisse.

Nur in sehr seltenen Fällen bildet die oberste Erdschicht einen brauchbaren Baugrund; nur vollständig frost- und witterungsbeständiger Felsen gehört hierzu. Sonst hat man es entweder mit einer so lockeren Bodenart zu thun, daß ein Bauwerk überhaupt nicht darauf gesetzt werden kann; oder es liegt eine festere Schicht zu Tage, die jedoch durch Frost und andere atmosphärische Einflüsse gelockert wird und deshalb auch nicht als Baugrund verwendet werden kann.

Auf dem flachen Lande ist es häufig die sog. Mutter- und Ackererde, welche die oberste Erdschicht bildet und die unter allen Umständen als Baugrund ungeeignet ist, nicht nur weil sie zu weich ist, sondern auch deshalb, weil sie infolge ihres starken Humusgehaltes leicht Anlaß zur Schwambildung giebt. In Städten findet man häufig aufgefüllten Schutt, auf den ein Bauwerk gleichfalls nicht gesetzt werden kann.

Findet man an der Baustelle schlechte oder sehr schlechte Bodenarten, so verfährt man, sobald dies möglich ist, am besten in der Weise, daß man die lockeren Bodenschichten abgräbt, bis man auf eine tragfähige Schicht gelangt; in der so gebildeten Baugrube kann alsdann das Fundament unmittelbar ausgeführt werden. Ist dieses Verfahren nicht zulässig, so muß durch entsprechende Konstruktion und Ausführung des Fundaments selbst dem Bauwerk die erforderliche Standfestigkeit

¹⁵⁵⁾ Aller Sand kann Triebfand werden, der feine am leichtesten.

verliehen werden; bisweilen kann schlechter Baugrund auch verbessert werden, wovon noch unter c die Rede sein wird.

Auf ziemlich guten Baugrund können Gebäude ohne weiteres gesetzt werden, wenn sie einen verhältnismäßig nur kleinen Druck ausüben und wenn ein geringes Setzen des Gebäudes für seinen Bestand unschädlich ist. Sonst muß man den Baugrund künstlich zu befestigen suchen.

Der gute Baugrund ist im Stande, die meisten vorkommenden Bauwerke mit Sicherheit zu tragen; bei sehr gutem Baugrund ist die Grenze der Tragfähigkeit noch niemals erreicht worden.

Zu den technischen Bedingungen, welche ein guter Baugrund zu erfüllen hat, treten bei zum Bewohnen bestimmten Gebäuden noch die Anforderungen der Hygiene hinzu. Diese beziehen sich im wesentlichen darauf, daß die von Menschen und Tieren zu benutzenden Räume durch den Baugrund nicht »feucht« gemacht werden sollen und daß der Baugrund an diese Räume auch keine gesundheitschädlichen, von der Verwesung organischer Stoffe hauptsächlich herrührenden Gase abgeben darf¹⁵⁶⁾. In unseren Städten ist es hauptsächlich das Grundwasser, welches Kellerwohnungen und andere unterirdische Räume feucht macht, und im wesentlichen ist es der Inhalt von Abortgruben, Unratskanälen, Stall- und Kehrtrichtgruben, welcher bei schlechter Konstruktion dieser Anlagen in den umgebenden Boden sickert und denselben dadurch verpestet. Auf dem flachen Lande treten diese Uebelstände infolge der daselbst herrschenden Bauweise weniger stark auf; dort ist namentlich der sumpfige Boden, welchem die bekannten schädlichen Sumpfgase ihre Entstehung verdanken, nachteilig. (Siehe auch Teil III, Band 4 u. 5 dieses »Handbuches«, S. 1 u. ff.¹⁵⁷⁾.

344-
Gesundheits-
liche
Anforderungen.

Ohne den Wert und die Bedeutung dieser gesundheitlichen Anforderungen zu verkennen, haben dieselben für den Architekten, sobald er die Beschaffenheit eines Baugrundes als gut oder schlecht zu bezeichnen hat, doch im allgemeinen nur einen akademischen Charakter. In unseren Städten und auch an anderen Orten ist die Baustelle in der Regel so scharf oder doch innerhalb so enger Grenzen gegeben, daß das Gebäude, unbekümmert ob der Baugrund in gesundheitlicher Beziehung entspricht oder nicht, daselbst ausgeführt werden muß. Die Hauptaufgabe des Architekten besteht alsdann nur darin, durch zweckmäßige Konstruktion der Fundamente des Gebäudes und seiner sonstigen Teile den gesundheitschädlichen Einfluß des Baugrundes möglichst unwirksam zu machen¹⁵⁸⁾.

Gegen das Eindringen der Grundluft in die Kellerräume sichert eine unter dem ganzen Gebäude durchgehende Betonschicht; eine Lage von fettem Thon ist nicht so wirksam. Soll auch die das Gebäude umgebende Bodenschicht keine Grundluft an daselbe abgeben, so muß man die Kellermauern nach außen freilegen, was durch Anordnung eines ringsum laufenden Luft- oder Isoliergrabens¹⁵⁹⁾ erreicht wird.

¹⁵⁶⁾ Die Gasmenge, welche die obere Bodenschicht enthält, oder was das Gleiche ist, die Gase, welche die Poren dieser Schicht durchsetzen, heißen Grundluft oder Bodenluft. Dieselbe befindet sich fast unausgesetzt in einem Zustande langsamer Bewegung, hervorgerufen durch die Temperaturschwankungen im Erdboden, durch den einsickernden Regen, durch Luftdruckänderungen etc. Die Grundluft ist weder in ihrer Menge, noch in ihrer Zusammensetzung unveränderlich; die erstere ist hauptsächlich vom Feuchtigkeitsgehalt des Bodens abhängig, letztere insbesondere von der ursprünglichen Beschaffenheit des letzteren und von der Beschaffenheit jener Stoffe, welche ihm durch Luftwechsel, atmosphärische Niederschläge oder aus besonderen Quellen der Verunreinigung (Abortgruben, Unratskanäle, Kehrtricht- und Düngergruben etc.) zugeführt werden. (Siehe: PETTENKOPFER, M. v. Der Boden und sein Zusammenhang mit der Gesundheit des Menschen. Berlin 1882.)

Die Grundluft strömt durch die Sohle der Kellerräume in das Innere der Gebäude ein; das Emporsteigen derselben wird schon durch die Gleichgewichtsstörungen befördert, denen die Innenluft durch das Öffnen von Thüren und Fenstern, durch die Verschiedenheit in der Temperatur der einzelnen Innenräume etc. unterworfen ist, am meisten aber durch die Einrichtungen für Heizung und Lüftung des Gebäudes, sowie durch die sonst vorhandenen Feuerstellen, Schornsteine etc.

¹⁵⁷⁾ Siehe auch: Die Hausfundierung in gesundheitlicher Beziehung. Deutsches Bauwksbl. 1892, S. 498, 512 — ferner: PROSKAUER, B. Ueber die hygienische und bautechnische Untersuchung des Bodens auf dem Grundstücke der Charité und des sog. »Alten Charité-Kirchhofes«. Zeitschr. f. Hygiene, Bd. 11, S. 3.

¹⁵⁸⁾ Vergl. HASSELBERG, E. v. Ueber den Baugrund der Wohnhäuser. Deutsche Viert. f. öff. Gesundheitspf. 1870, S. 35.

¹⁵⁹⁾ Siehe auch Teil III, Bd. 2, Heft 1 (Abt. III, Abschn. 1, A, Kap. 12: »Schutz der Wände gegen Feuchtigkeit«).

Durchgehende Betonschicht sowohl, als auch Luftgräben dienen gleichfalls dazu, um die Bodenfeuchtigkeit vom Gebäude abzuhalten. Von anderen Mitteln, das Eindringen von Grundwasser in die Kellerräume und das Feuchtwerden des Mauerwerkes etc. zu verhüten, wird noch später die Rede sein.

b) Untersuchung des Baugrundes.

345-
Allgemeines.

Da von der Beschaffenheit des Baugrundes zum großen Teile die Konstruktion und Ausführung der Fundamente abhängt, da ferner der Bestand eines Bauwerkes wesentlich durch die richtige Gründung desselben bedingt ist, erscheint es von großer Wichtigkeit, von vornherein die Bodenbeschaffenheit der in Aussicht genommenen Baustelle genau zu kennen. In manchen Fällen liegen in dieser Beziehung bereits die nötigen Erfahrungen vor, indem z. B. in der unmittelbaren Nähe der Baustelle bereits Gründungen ausgeführt worden sind, oder die geologischen Verhältnisse sind so einfach und untrüglich, daß sie einen zuverlässigen Anhaltspunkt gewähren; alsdann sind besondere Vorarbeiten, welche die eingehende Ermittlung der Bodenbeschaffenheit bezwecken, nicht erforderlich.

Sobald jedoch solche Anhaltspunkte nicht vorliegen, sind besondere Bodenuntersuchungen vorzunehmen; dieselben sollten in solchen Fällen niemals unterlassen und stets auf das sorgfältigste vorgenommen werden. Nur auf Grundlage der genauesten Untersuchungen dieser Art läßt sich das richtige Gründungsverfahren wählen, und nur in solcher Weise lassen sich spätere Rekonstruktionsarbeiten, welche stets sehr zeitraubend und kostspielig sind, vermeiden; unter Umständen kann bloß auf diesem Wege dem baldigen Verfall eines Bauwerkes vorgebeugt werden.

Die Untersuchung des Baugrundes hat die Bodenforten festzustellen, welche auf der Baustelle vorhanden sind. Hierbei genügt es nicht, bloß die Aufeinanderfolge der verschiedenen Bodenschichten zu ermitteln; sondern es müssen auch ihre Mächtigkeit und Neigung festgestellt werden. Auf einer ausgedehnteren Baustelle genügt es ferner nicht, nur zu untersuchen, wie die Bodenschichten übereinander wechseln; vielmehr muß auch ermittelt werden, ob nicht nebeneinander gelegene Teile des Baugrundes gleichfalls von wechselnder Beschaffenheit sind. Es kommt auf größeren Bauplätzen nicht selten vor, daß einzelne Stellen ganz festen, die zunächst liegenden aber schlechten Boden zeigen. Man hat deshalb auf etwas ausgedehnteren Baustellen die Bodenuntersuchung an mehreren Punkten vorzunehmen; man hat dieselbe insbesondere an solchen Punkten auszuführen, wo später die größte Belastung stattfinden wird, also z. B. an den Gebäudeecken, an Stellen, wo stark belastete Freistützen, schwere Maschinen etc. zu stehen kommen.

Bisweilen müssen die Bodenuntersuchungen auch auf die Umgebung der Baustelle ausgedehnt werden; dies wird insbesondere dann erforderlich, wenn nachteilige Veränderungen des Baugrundes durch Wasser, Rutschungen etc. nicht ausgeschlossen sind.

Zu den Bodenuntersuchungen gehört in gewissem Sinne auch die Ermittlung der Grundwasserhältnisse; die Kenntnis des höchsten Grundwasserspiegels ist hauptsächlich für die Ausführung, die Kenntnis des niedrigsten Grundwasserspiegels häufig für die Konstruktion des Fundaments maßgebend. In gleicher Weise ist bei Bauwerken an den Ufern von Flüssen, Seen etc., ebenso bei Bauwerken, welche in solchen Gewässern zu errichten sind, die Kenntnis der höchsten, mittleren und niedrigsten Wasserstände von Wichtigkeit.

Die Tiefe, auf welche im Hochbauwesen Bodenuntersuchungen vorgenommen werden, ist in der Regel keine bedeutende; man wird in dieser Beziehung nur selten

bis 10^m gehen und nur ausnahmsweise die Unterfuchungen auf noch gröfsere Tiefen ausdehnen; doch dürfte man auch dann nicht leicht über 20^m gehen.

Man kennt im wesentlichen sechs Verfahren der Bodenunterfuchung, nämlich: das Aufgraben des Bodens, die Unterfuchung mit dem Sondiereifen, das Einschlagen von Probepfählen, die Anlage von Bohrlöchern, die Probebelastungen und die Anwendung von *Mayer's* Fundamentprüfer.

1) Aufgraben des Bodens. Dies ist das sicherste und beste Verfahren der Bodenunterfuchung. Indem man auf der Baustelle an verschiedenen, passend gewählten Punkten Vertiefungen ausgräbt, hat man die Lage und Beschaffenheit der Bodenschichten, sowie ihre Mächtigkeit deutlich vor Augen. Die Anwendung dieses Verfahrens ist einerseits durch die hohen Kosten, andererseits durch das etwaige Vorhandensein von Wasser beschränkt. Durch das in letzterem Falle notwendige Wasserschöpfen werden nicht nur die Kosten erhöht; bei manchen Bodenarten (Kies, Sand etc.) wird dadurch auch die Beschaffenheit derselben geändert.

Bei geringerer Tiefe werden einzelne Gruben mit möglichst steilen Wandungen ausgehoben; bei gröfserer Tiefe ist man genötigt, in bergmännischer Weise sog. Probe- oder Versuchschächte abzuteufen, nötigenfalls auszubauen. Die Gruben müssen eine so grofse Sohle erhalten, dafs ein bis zwei Arbeiter sich darauf bewegen können; die Schächte erfordern in der Regel eine gröfsere Grundfläche, weil darin auch noch Vorrichtungen zum Emporfchaffen der ausgegrabenen Bodenmassen angebracht werden müssen.

2) Sondieren¹⁶⁰⁾. Das Sondier- oder Visitiereifen, auch Sondiernadel genannt, ist eine Eisenstange von 2,00 bis 3,50^m Länge und 25 bis 45^{mm} Dicke, welche unten mit einer langen Spitze versehen ist und in den Boden eingestofsen, eingedreht oder eingerammt wird. Unten, nahe an der Spitze, ist eine Vertiefung angebracht, die mit Talg ausgefüllt wird; am oberen Ende ist das Eisen behufs Handhabung mit einem Knopf (Fig. 643), einem Bügel (Fig. 645) oder einem Drehhebel (Fig. 644) versehen. Bei gröfserer Tiefe setzt man das Sondiereifen aus zwei oder drei Stücken zusammen, die miteinander verschraubt werden (Fig. 645).

Fig. 643.

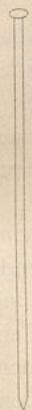
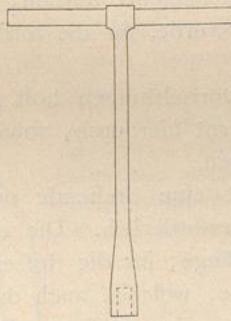
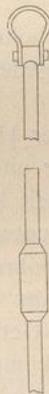


Fig. 644.



Sondiereifen.

Fig. 645.



den Boden eingestofsen, eingedreht oder eingerammt wird. Unten, nahe an der Spitze, ist eine Vertiefung angebracht, die mit Talg ausgefüllt wird; am oberen Ende ist das Eisen behufs Handhabung mit einem Knopf (Fig. 643), einem Bügel (Fig. 645) oder einem Drehhebel (Fig. 644) versehen. Bei gröfserer Tiefe setzt man das Sondiereifen aus zwei oder drei Stücken zusammen, die miteinander verschraubt werden (Fig. 645).

Aus dem geringeren oder gröfseren Widerstand beim Eindringen des Sondiereifens in den Boden, ferner aus dem Gefühle beim Hineinstofsen desselben, endlich aus den Bodenteilchen, die nach dem Herausziehen des

Eifens daran hängen, kann man, bei einiger Erfahrung und Uebung, auf die Beschaffenheit der durchstofsenen Bodenschichten schliessen.

Stöfst man das Eisen in den Boden und fährt es dabei tief hinein, so ist der Baugrund sehr weich; wenn es jedoch nur wenig eindringt, so ist er fest. Knirscht das Eisen beim Eindringen, so hat es sandigen Boden erreicht. Dreht man das Eisen und stöfst man mit dem Kopfe desselben gegen das Erdreich, so giebt auch der hierbei erzeugte Ton einigen Aufschluss: ein heller Ton deutet auf feste Bodenschichten; ein dumpfer Ton läfst darauf schliessen, dafs das Eisen entweder schon auf weiche Schichten gestofsen oder doch die nächst tiefere Schicht weich ist.

Die Bodenunterfuchung mit dem Sondiereifen wird in vielen Fällen als einziges Unterfuchungsverfahren benutzt; sie kann aber auch mit grossem Vorteil Verwen-

¹⁶⁰⁾ Unter Sondierungen versteht man häufig nicht nur Bodenunterfuchungen mit dem Sondier- oder Visitiereifen, sondern jede Art von Bodenunterfuchung.

dung finden, wenn man bereits durch Ausgraben eine feste Bodenschicht gefunden hat und sich von der Mächtigkeit derselben, bezw. von der Beschaffenheit der tiefer liegenden Schichten überzeugen will. Das Sondieren kann auch dann ausgeführt werden, wenn der zu untersuchende Baugrund unter Wasser steht. Man benutzt für diesen Fall wohl auch Sondiernadeln, die in verschiedenen Höhen mit fog. Taschen versehen sind, d. h. mit Oeffnungen, welche durch die ganze Dicke des Eisens hindurchgehen und sich mit den Erdteilchen der durchstoßenen Schichten anfüllen.

348.
Einschlagen
von
Probepfählen.

3) Einschlagen von Probepfählen. Dieses Verfahren ist nur eine etwas abgeänderte Anwendung des Sondiereisens; man erhält durch dieselbe nur über die Widerstandsfähigkeit, nicht aber über die Schichtung des Baugrundes Aufschluss. Aus dem langsamen oder schnellen Eindringen des Pfahles bei einer gewissen Anzahl von Rammschlägen, bei einem bestimmten Gewicht und einer bestimmten Fallhöhe des Rammjärens, urteilt man über die Festigkeit des Baugrundes. Man wendet dieses Verfahren namentlich dann an, wenn man glaubt annehmen zu dürfen, daß eine Pfahlgründung notwendig werden wird; man erfährt alsdann, wie lang die anzuwendenden Pfähle sein müssen, welches Gewicht der Rammjäre haben, wie groß seine Fallhöhe etc. sein muß.

349.
Erd-
bohrungen.

4) Erdbohrungen. Bodenuntersuchungen, welche durch Anlage von Bohrlöchern vorgenommen werden, gestatten die größte Tiefe. Sie kommen deshalb namentlich dann zur Anwendung, wenn es auf eine genaue Kenntnis der Beschaffenheit der einzelnen Schichten ankommt, und wenn die Untersuchung auf eine größere Tiefe ausgedehnt werden soll.

Die Bohrlöcher, die mittels der fog. Erdbohrer ausgeführt werden, erhalten 7 bis 15^m Weite und übersteigen, wie schon angedeutet wurde, für die vorliegenden Zwecke selten 20^m Tiefe¹⁶¹⁾.

Mit Hilfe des Bohrers oder mittels anderer Hebevorrichtungen holt man aus dem Bohrloch das gelöste Bodenmaterial hervor und lernt hierdurch, sowie durch die erreichte Bohrlochtiefe die Bodenbeschaffenheit kennen.

Bei der Ausführung der Bohrarbeit ist entweder eine drehende oder eine stoßende, bezw. frei fallende Bewegung des Bohrers erforderlich. Die drehende Bewegung erfordert immer ein steifes und starkes Gestänge; für die stoßende und frei fallende Bewegung genügt ein schwächeres Gestänge, welches auch durch ein Seil ersetzt werden kann. Das Freifallbohren kommt nur bei größeren Bohrloch-tiefen in Frage, wird deshalb im nachstehenden nicht weiter berücksichtigt werden.

Die Erdbohrtechnik hat sich in so mannigfaltiger Gestalt entwickelt und eine so große Bedeutung im Bergbau und im Bauwesen erreicht, daß sie sich zu einem selbständigen Fache ausgebildet hat. Im vorliegenden »Handbuch« können nur einige Grundzüge derselben wiedergegeben werden; im übrigen muß auf die einschlägige Literatur¹⁶²⁾ verwiesen werden.

¹⁶¹⁾ Für andere Zwecke, wie z. B. für artesische Brunnen, bergmännische Zwecke etc., werden viel weitere (50^m und darüber) Bohrlöcher angewendet und sehr bedeutende Tiefen (1200^m und mehr) erreicht.

¹⁶²⁾ FROMMAN, C. W. Die Bohrmethode der Chinesen oder das Seilbohren. Coblenz 1835.

KIND, C. G. Anleitung zum Abteufen der Bohrlöcher. Luxemburg 1842.

ROST, G. H. A. Deutsche Bergbohrer-Schule. Thorn 1843.

BEER, A. H. Erdbohrkunde. Prag 1858.

DEGOUSSÉE, M. & CH. LAURENT. *Guide du fondeur ou traité théorique et pratique des fondages*. 2. Aufl. Paris 1861.

GÄTZSCHMANN. Die Aufführung und Untersuchung von Lagerstätten nutzbarer Materialien. 2. Aufl. Leipzig 1866.

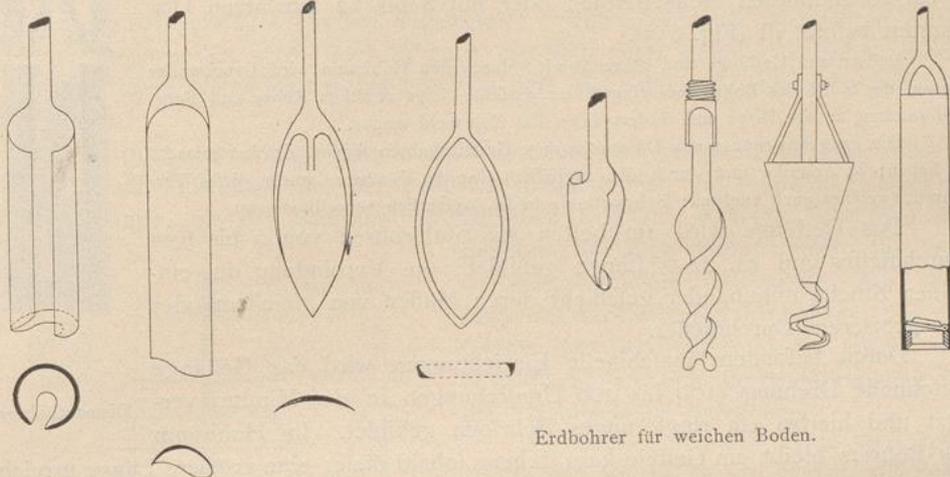
SERLO, A. Bergbaukunde. 2. Aufl. Bd. 1, Berlin 1873. S. 50.

α) Drehbohren in weichem Boden. Für weichere und lockere Bodenarten werden meist Bohrer verwendet, welche eine cylindrische, schaufelförmige oder löffelartige Gestalt haben; feltener kommen becherförmige, pumpenartige und anders gestaltete Bohrer in Benutzung. Ihr Durchmesser beträgt 10 bis 15 cm.

350.
Drehbohren
in weichem
Boden.

Das Gestänge besteht meist aus im Querschnitt quadratischen Stangen von geschmiedetem Eisen, die nur selten über 6 m Länge erhalten; die einzelnen Stangen

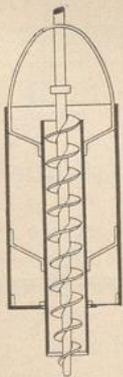
Fig. 646. Fig. 647. Fig. 648. Fig. 649. Fig. 650. Fig. 651. Fig. 652. Fig. 653.



Erdbohrer für weichen Boden.

werden durch Verschraubung oder mittels Schwalbenschwanz miteinander verbunden. Man hat aber auch hölzerne Gestänge und solche aus gezogenen Eisenrohren angewendet.

Fig. 654.



Der Schaufelbohrer (Fig. 646 u. 647) besteht aus einem hohlen, seitlich aufgeschlitzten Cylinder, der, je nach dem Zusammenhange der zu erbohrenden Bodenart, mehr oder weniger geschlossen ist und dessen Boden, bezw. dessen Unterkante schraubenartig gestaltet ist. Der Bohrlöffel (Fig. 648 u. 649) hat eine löffelartige Gestalt und wird in fettem Boden verwendet, aus welchem er beim Drehen dünne Schalen abschneidet. Aehnlich, jedoch vorteilhafter wirkt der Schneckenbohrer (Fig. 650), ist aber schwerer herzustellen. Der mit steileren oder flacheren Schraubenwindungen versehene Schlangenbohrer (Fig. 651) wird nach dem Eindrehen lotrecht emporgehoben, wobei er etwas Bodenmaterial mitnimmt. Ist in nassem Sande zu bohren, so verwendet man entweder den nach Fig. 653 gestalteten Sandlöffel oder aber Sandpumpen, welche ebenso wie die gewöhnlichen Kolbenpumpen eingerichtet sind; feltener kommen der Sandbecher (Fig. 652), in welchen der erbohrte, nasse Sand von oben hineinfällt, und die Sandschraube (Fig. 654) zur Anwendung.

Das Drehen des Gestänges geschieht in der Regel durch einen hölzernen oder eisernen Drehhebel, der am obersten Stück des Gestänges mittels Schrauben oder Keile befestigt wird.

- STOZ, W. Bohrapparat für jedes Gebirge, jede Tiefe und Weite der Bohrversuche bei Gewinnung von fortlaufenden Gebirgskernen. Stuttgart 1876.
 FAUCK, A. Anleitung zum Gebrauche des Erdbohrers. Leipzig 1877.
 STRIPPELMANN, L. Die Tiefbohrtechnik im Dienste des Bergbaus und der Eisenbahntechnik. Halle 1877.
 GEISENDORFER, *Appareils de sondage*. Paris 1881.
 ROMAIN, A. *Nouveau manuel du fondeur etc.* Paris 1881.
 FAUCK, A. Fortschritte in der Erdbohrtechnik. Leipzig 1885.
 TECKLEBURG, TH. Handbuch der Tiefbohrkunde. Leipzig. 1886 ff.

In lockerem Boden müssen die Bohrlochwandungen durch Ausfütterung gegen das Zusammenstürzen gesichert werden. In demselben Maße, als das Bohrloch vorwärts schreitet, treibt man sog. Futterrohre (durch Einrammen oder durch toten Druck) ein. Dies sind bisweilen hölzerne gebohrte Rohre oder hölzerne Kastenrohre; häufiger sind es gußeiserne, meistens aber aus Eisenblech zusammengeietete Rohre.

351.
Drehbohren
in feinigem
Boden.

β) Drehbohren in feinigem Boden. Für feinigem Baugrund kommen Röhrenbohrer zur Anwendung, deren Krone entweder mit 8 bis 10 stählernen Meißelzähnen oder mit 8 bis 12 schwarzen Diamanten besetzt ist (Fig. 655).

Bohrer und Gestänge sind röhrenförmig; durch den Hohlraum wird Druckwasser bis auf die Sohle des Bohrloches eingeführt; dasselbe steigt zwischen Röhre und Bohrlochwandung in die Höhe und fördert dabei das Bohrmehl empor.

Die erste Anwendung von Diamanten zum Gesteinsbohren scheint *Leschot* gemacht zu haben; in Amerika und durch den englischen Kapitän *Beaumont* wurde dieses Verfahren, welches auch englische Bohrmethode heißt, wesentlich vervollkommenet.

Das Gestänge wird am besten aus Stahlrohren von 5 bis 6 m Durchmesser und ca. 2,5 m Länge gebildet; die Verbindung der einzelnen Stücke miteinander geschieht durch Muffen von gleichem oder von größerem Durchmesser.

Durch besondere maschinelle Einrichtungen wird das Gestänge in schnelle Drehung (100 bis 200 Umdrehungen in der Minute) versetzt und hierbei ein ringförmiges Bohrloch gebildet. Im Hohlraum des Bohrers bleibt ein Gesteinskern stehen; sobald dieser eine größere Länge erreicht hat, läßt man das Gestänge leer laufen, wobei der Kern vom letzteren, infolge der Zentrifugalkraft, abgebrochen wird. Alsdann kann man denselben hervorholen.

Ein großer Vorzug dieses Bohrverfahrens ist in der Gewinnung fortlaufender Gesteinskern zu suchen, aus denen man nicht nur ganz genau die Gebirgsart, sondern auch das Einfallen der Schichten erkennen kann. Diesem Vorteile stehen die hohen Kosten des Bohrbetriebes gegenüber.

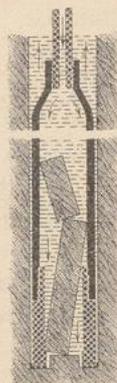
352.
Stofsbohren.

γ) Stofsbohren. In felsigem und anderem steinigem Boden können Bohrlöcher auch in der Weise hergestellt werden, daß man meißelartig gestaltete Bohrer stofsweise auf das Gestein einwirken läßt; die losgelösten Steinsplitter, der sog. Bohrschmand, wird mittels besonderer Vorrichtungen (Bohrlöffel) hervorgeholt.

Am häufigsten wird der einfache Meißelbohrer (Fig. 656) angewendet; doch werden auch der Kreuzbohrer und der Kolbenbohrer mit mehreren sich kreuzenden Schneiden (Fig. 657 u. 658) und der Kronenbohrer nicht selten benutzt, namentlich wenn einzelne festere und größere Steine zertrümmert werden sollen.

Das Gestänge ist ähnlich wie das unter α beschriebene eingerichtet; nur kann es hier etwas schwächer gehalten werden. Die Schläge werden in der Weise ausgeführt, daß man über Tag das Gestänge um ein bestimmtes Stück hebt und alsdann fallen läßt. Nach jedem Schläge wird der Bohrer etwas gedreht (gesetzt), damit er stets neue Stellen des Gesteines trifft.

Fig. 655.



Diamantbohrer.

Fig. 656.

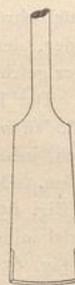
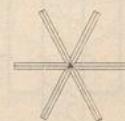
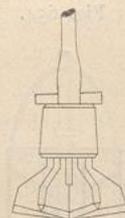


Fig. 657.



Stofsbohrer.

Fig. 658.



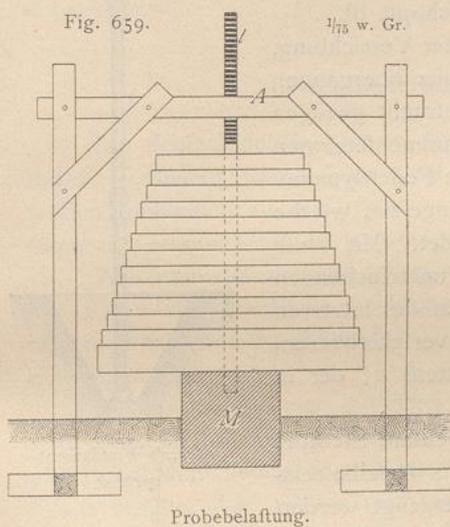
Zu diesem Ende muß über Tag ein besonderes Bohrgertüß errichtet werden, welches das Hervorholen und Hinablassen des Gestänges, sowie das Ausführen der Schläge gestattet; letzteres kann durch Menschenhand oder durch Maschinen geschehen.

Bei der sog. dänischen Bohrmethode wird mit hohlem Gestänge unter Wasserzufluß von oben gebohrt, und zwar mit kleinen Meißelbohrern von 5 bis 7 cm Durchmesser.

δ) Seilbohren. Das Bohren mit steifem Gestänge hat den großen Nachteil, daß bei jedesmaligem Hervorholen und Hinablassen des Bohrers das Gestänge in seine einzelnen Teile zerlegt, bezw. aus denselben zusammengesetzt werden muß; hierdurch ist ein großer Zeitverlust bedingt. Infolgedessen hat man mehrfach statt des steifen Gestänges ein Seil angewendet, welches auf einer wagrechten Welle auf- und abgewunden wird; doch ist auch die Seil- oder jenenfische Bohrmethode mit wesentlichen Uebelständen behaftet, so daß sie keine allgemeine Verbreitung gefunden hat.

5) Probelastungen dienen zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer Bodenschicht. Nach Ausschachtung der Baugrube belastet man die Sohle in geeigneter Weise so lange, bis der Baugrund nachzugeben anfängt. Alsdann läßt man die

353-
Probe-
belastungen.



Belastung so lange darauf ruhen, bis kein weiteres Einfinden stattfindet. Aus dem Maß des beobachteten Einfindens, aus der Größe der Belastung und der Größe der Druckfläche läßt sich die Beanspruchung für die Flächeneinheit berechnen.

Die Belastung wird meist in der Weise durchgeführt, daß man Bohlen oder größere, regelmäßig bearbeitete Steine auf die Sohle der Baugrube legt und darauf schwere Gegenstände, wie Baumaterial, Eisonschienen, Bleibarren etc., aufbringt. *Lehmann* empfiehlt¹⁶³⁾, um sichere Ergebnisse zu erzielen, nachstehendes Verfahren. Man schachte auf der den Baugrund voraussichtlich bildenden Bodenschicht eine quadratische Grube von etwa 1 m Seitenlänge und 40 bis 50 cm Tiefe aus, ebne die Grube sorgfältig ein und stelle darin einen Mauerklotz *M* (Fig. 659) von Klinkern oder lagerhaften, möglichst großen Bruchsteinen in Zementmörtel her mit thunlichst ebenen Flächen und so hoch, daß derselbe etwa 40 bis 50 cm aus der mit fest zu stampfendem Boden wieder gefüllten Grube hervorragte. In der obersten Schicht mauere man eine im oberen Teile mit einer Skala versehene Latte *l* ein und errichte über dem Mauerkörper ein Gerüst nach Fig. 659, an dessen wagrechtem Querstück *A* man das Maß des Einfindens beobachten kann. Ueber den Mauerkörper strecke man Bahnschienen oder starke Bauhölzer, auf welche die Belastung vorsichtig aufgebracht wird. Durch das Hinabgehen der Lattenkala wird das Einfinden in den Boden deutlich ersichtlich.

Eine Probelastung kann auch zu dem Zwecke vorgenommen werden, um zu ermitteln, ob ein bestimmter Baugrund eine gewisse Last mit Sicherheit zu tragen imstande ist. Man bringt das Anderthalbfache bis Zweifache der künftigen Last auf, läßt die Probelast möglichst lange ruhen, etwa einen Winter, und beobachtet während dieser Zeit genau die eintretenden Senkungen. Aus dem Maß der letzteren, aus ihrer allmählichen Abnahme etc. gewinnt man Anhaltspunkte zur Beurteilung der Tragfähigkeit des fraglichen Baugrundes.

Indes sind solche Untersuchungen niemals ganz zuverlässig, am allerwenigsten

163) In: Deutsche Bauz. 1881, S. 403.

bei elastischem Boden. Nimmt man noch hinzu, daß ein derartiges Verfahren auch zeitraubend und kostspielig ist, so ist Grund genug vorhanden, diese Untersuchungsweise nur wenig in Anwendung zu bringen¹⁶⁴⁾.

6) Mayer's Fundamentprüfer gestattet die Untersuchung von aus plastischen oder sandigen Stoffen bestehendem Baugrund nach einem Verfahren, welches mit dem eben beschriebenen in gewissem Sinne verwandt ist.

Die gedachten Bodenarten haben die durch zahlreiche Versuche festgestellte Eigenschaft, sich bei einer allmählich und gleichmäßig gesteigerten Belastung innerhalb gewisser Grenzen ähnlich zu verhalten, wie feste elastische Stoffe. Ein gleichmäßig gesteigerter Druck auf einen Pressstempel führt zunächst der Belastung proportionale Einenkungen der letzteren herbei. Uebersteigt jedoch diese Belastung eine gewisse, jeder Bodenart eigentümliche Grenze, so sinkt der überlastete Stempel ununterbrochen so rasch in den Boden ein, daß sich die Einenkungen einer weiteren Beobachtung entziehen. Naturgemäß ist dies ein Zeichen, daß die Tragfähigkeit des betreffenden Baugrundes erschöpft ist.

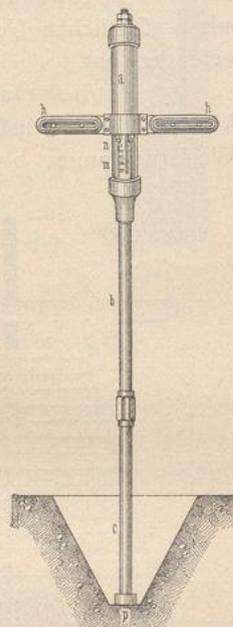
Wenn die ursprüngliche Konstruktion dieser Vorrichtung, die sich als nicht zweckmäßig erwiesen hat, hier übergangen und nur die neuere Anordnung derselben in Betracht gezogen wird, so besteht sie nach Fig. 660 aus 3 zusammensetzbaren Hauptteilen: aus dem Pressstempel *p*, aus einem Federdynamometer *a* von 25 kg Tragkraft und aus einer Stange *bc*, welche die beiden Teile *p* und *a* miteinander verbindet. Mit Hilfe des Federdynamometers wird gegen den zu untersuchenden Baugrund der Druck ausgeübt, und das Ablefen des letzteren (in Kilogr.) findet an der Skala *m* mittels des verschiebbaren, bloß durch Reibung festgehaltenen Indexschlittens *n*, der in jeder Lage stehen bleibt, statt.

Zu jeder Vorrichtung gehören 8 auswechselbare Stempel von 1, 2, 3, 4, 5, 10 und 15 qcm Fläche, so daß derselbe relative Druck mit verschiedenen großen Stempeln erzeugt werden kann; man ist hierdurch in der Lage, die Ergebnisse der angestellten Versuche miteinander zu vergleichen.

Die Handhabung dieser Vorrichtung erfolgt in der Weise, daß der am Fuße derselben angebrachte Pressstempel *p* mittels der beiden Handhaben *h, h*, durch Vermittelung des Federdynamometers *a* und der Stange *bc*, lotrecht gegen den zu untersuchenden Baugrund gedrückt wird, bis ein merkbarer, die ganze Fläche des Pressstempels umfassender Eindruck erfolgt. Alsdann wird der Stempel bis zur ersten, dann bis zur zweiten, weiter bis zur dritten u. f. w. bis zur fünften Marke eingedrückt und werden die zugehörigen Belastungen an der Skala abgelesen.

In gleicher Weise wird mit anderen Pressstempeln verfahren, und aus dem Vergleiche der Größe des ausgeübten Druckes mit der bekannten Querschnittsfläche des Pressstempels ergibt sich alsdann unmittelbar die zulässige Belastung des Baugrundes für die Flächeneinheit. Um die Sicherheit des Prüfungsverfahrens zu er-

Fig. 660.



Mayer's Fundamentprüfer.

¹⁶⁴⁾ Ueber eine interessante Probebelastung, welche in Amerika für ein Bibliothekgebäude vorgenommen wurde, siehe: *American architect*, Bd. 23, S. 59, 71.

höhen, wird man eine gröfsere Reihe von Versuchen anstellen, und aus den Beobachtungsergebnissen, aus denen man auffallend abweichende auszufcheiden hat, den Mittelwert nehmen.

Aus den zusammengehörigen fünf Ablefungen wird sich in der Regel ergeben, dafs meist schon von der ersten Marke an (bei einer Einfenkung von 1 mm Tiefe) die Abweichungen zwischen den einzelnen Ablefungen immer kleiner werden; unter Umständen können sie ganz verschwinden, ein Zeichen, dafs bei diesem Druck die Tragfähigkeit des unterfuchten Baugrundes erschöpft ist.

Die Versuche sind, wenn die Ergebnisse Anspruch auf Zuverlässigkeit machen sollen, nur an frisch ausgegrabenen Baugruben, deren Sohle an den Messungstellen möglichst abzuebnen ist, vorzunehmen. Die Stempel sind dabei thunlichst lotrecht zu stellen.

Da die Pressstempel eine verhältnismäfsig kleine Aufstanzfläche besitzen, ist unter Umständen das seitliche Ausweichen des Baugrundes und dadurch die Beeinträchtigung der Messungsergebnisse zu befürchten. Es ist auch nicht ganz leicht, von Menschenhand aus den Druck stets genau gleichmäfsig und stetig zunehmend, ferner denselben völlig lotrecht auszuüben. Aus diesen Gründen hat der Gebrauch des Fundamentprüfers in seiner gegenwärtigen Gestalt in durchaus vorsichtiger Weise von fachkundiger Hand zu geschehen¹⁶⁵⁾.

c) Verbesserung schlechten Baugrundes.

Ein schlechter Baugrund, der infolge zu grofser Pressbarkeit oder infolge starken seitlichen Ausweichens nicht geeignet ist, dem Druck eines darauf zu errichtenden Gebäudes zu widerstehen, kann unter Umständen und innerhalb gewisser Grenzen verbessert¹⁶⁶⁾, d. h. weniger nachgiebig gemacht werden.

Will man die zu grofse Pressbarkeit einer Bodenart herabmindern, so wird in der Regel die künstliche Dichtung derselben vorgenommen; nur selten kommen andere Mittel zur Anwendung. Die wichtigsten hierher gehörigen Verfahren sind die folgenden.

1) Man bringt eine gröfsere tote Last auf die Baugrubensohle. Die letztere wird zunächst mit einer Bohlenlage bedeckt, und auf diese werden grofse Steine, alte Eisenbahnschienen oder andere schwere Gegenstände in thunlichst gleichmäfsiger Weise ausgebreitet. Wenn auch auf diese Weise ein geringes Zusammenpressen des Baugrundes erzielt werden kann, so ist der Erfolg im allgemeinen doch ein wenig nennenswerter. (Vergl. auch das in Art. 353 über Probelastungen Gefagte.)

354.
Tote Last.

2) Etwas besser wirkt bei gewissen Bodenarten das Abrammen der Sohle der Baugrube. Dazu dient die gewöhnliche Handramme, die je nach dem Gewichte von 2 bis 4 Mann gehandhabt wird. Wirkfamer, wenn auch teurer, würde das Abwalzen der Baugrubensohle sein, welches mit Hilfe von schweren Steinwalzen oder von mit Sand, unter Umständen mit Wasser gefüllten Eisenwalzen (ähnlich wie im Strafsenbau)

355.
Rammen.

¹⁶⁵⁾ Ueber den fraglichen Fundamentprüfer siehe auch: Deutsches Bauwksbl. 1896, S. 487. — Wiener Bauind.-Ztg., Jahrg. 14, S. 41. — Deutsche Bauz. 1897, S. 291. — Centralbl. d. Bauverw. 1897, S. 427, 439, 452. — Oest. Monatschr. f. d. öff. Baudienst 1897, S. 126. — Bauwks.-Ztg. 1897, S. 583. — Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1900, S. 673.

¹⁶⁶⁾ Unter »Verbesserung schlechten Baugrundes« sollen im vorliegenden nicht etwa dieselben Einrichtungen und Verordnungen verstanden werden, die man in einigen Teilen Deutschlands und in manchen Büchern und Zeitschriften unter dem Namen »künstliche Befestigung des Baugrundes« zusammenfaßt. Unter der letzteren, wenig zweckmäfsigen Bezeichnung werden nicht nur die Mittel verstanden, die dazu dienen, stark nachgiebigen Baugrund weniger nachgiebig zu machen, sondern auch Fundamentkonstruktionen, wie Schwellroste, Pfahlroste etc. Letztere sollten indes niemals als Mittel zur Befestigung des Baugrundes angesehen werden; vielmehr sind dies entweder die Fundamente selbst oder doch der wesentlichste Teil derselben. — Vergl. die Begriffsbestimmung des »Fundaments« in Art. 335 (S. 283).

vorgenommen werden könnte. Allein auch der Erfolg des Rammens, bezw. Walzens ist ein verhältnismäßig geringer, da die Dichtung des Bodens nur auf eine sehr geringe Tiefe hervorgebracht wird; in der Tiefe des Grundwasserspiegels ist die Wirkung ganz abgeschwächt. Durchweichter Lehm- und Thonboden, lockerer Sandboden etc. können auf diese Weise niemals gedichtet werden.

356.
Begießen
mit
Wasser.

3) Lofe aufgeschüttete Schichten von groberem Sand oder feinerem Kies können dadurch widerstandsfähiger gemacht werden, daß man denselben in vorsichtiger und ausgiebiger Weise Wasser zuführt. Hierdurch werden die einzelnen Körner näher aneinander geschoben und die Zwischenräume kleiner.

357.
Einrammen
von
Schutt etc.

4) Bei den meisten weichen Bodenarten, selbst bei durchweichtem Lehm- und Thonboden und bei Triebfand, läßt sich ein nennenswertes Ergebnis erzielen, wenn man in den Baugrund mehrere Lagen von BauSchutt oder Steinschlag einrammt. Dies geschieht mit Hilfe schwerer Handrammen oder besser mit einfachen Zugrammen, deren Gerüst auf dem Gelände, zu beiden Seiten der Baugrube, aufgestellt wird und deren Rammklotz ein Gewicht von 100 bis 150 kg hat.

Zunächst wird eine 25 bis 30 cm dicke Schicht von BauSchutt, Steinschlag, Wacken etc. auf der Sohle der Baugrube ausgebreitet und diese so lange gerammt, bis zwischen den Steinbrocken das lockere Bodenmaterial hervorquillt. Hierauf wird eine zweite, erforderlichenfalls noch eine dritte, ebenso dicke Schicht aufgebracht und gleichfalls festgerammt. Man hat für eine auf diese Weise gebildete Schicht wohl auch die wenig glückliche Bezeichnung »Rambbeton« gewählt.

Bei Gründungen am und im Wasser darf dieses Verfahren niemals angewendet werden, selbst dann nicht, wenn das Fundament von einer Spundwand umschlossen wird.

358.
Einrammen
von
Steinen.

5) Das eben beschriebene Verfahren führt zu einem noch günstigeren Ergebnis (namentlich bei durchweichtem Lehm- und Thonboden), wenn man statt kleinerer Steinbrocken grössere (mindestens faustgroße) Steine in den Boden einrammt. Am besten ist es, die Steine hochkantig auf die Sohle der Baugrube zu stellen und dieses Rollschichtpflaster mit Hilfe einer Zugramme festzustoßen.

359.
Anderweitiges
Ramm-
verfahren.

6) In Paris wird neuerdings ein Rammverfahren in Anwendung gebracht, welches mit der Herstellung einer »Rambbeton«-Schicht und den unter 4 und 5 beschriebenen Verfahren nahe verwandt ist.

Daselbe kam u. a. auch beim Bau des Verwaltungsgebäudes für die Weltausstellung daselbst 1900 zur Anwendung. Man ließ einen 1000 kg schweren Rammklotz von 70 cm Durchmesser aus einer Höhe von 10 cm unmittelbar auf den zu verbessernden Boden so lange herabfallen, bis die Rammtiefe (oder die Zusammendrückung des sehr weichen und stark pressbaren Bodens) das Maß von ca. 3 m erreicht hatte. In die so entstandene Vertiefung wurde eine Mischung von Kalkmilch und Eisenschlacke gebracht, die nun ebenfalls abgerammt wurde. Man setzte dieses Verfahren so lange fort, bis die Sohle der Baugrube wieder auf die frühere Tiefe gebracht war. Der so verbesserte Baugrund hatte eine solche Festigkeit erreicht, daß man das Bauwerk, welches einen Druck von 4 kg für 1 qm ausübte, darauf gründen konnte¹⁶⁷⁾.

360.
Einrammen
von
Pfählen.

7) Die Dichtung des Baugrundes kann in erheblichem Maße erzielt werden, wenn man Pfähle von etwa 1 bis 2 m Länge in denselben einschlägt. Je näher die einzelnen Pfähle aneinander gestellt werden, desto ausgiebiger wird die Dichtung des Bodenmaterials; man kann dieselbe so lange steigern, als nicht durch das Einrammen eines neuen Pfahles andere herausgetrieben werden. Hierbei ist darauf zu achten, daß die Pfähle stets unter dem Grundwasserspiegel bleiben.

Dieses Verfahren ist zwar in seinem Erfolge günstig, verursacht jedoch große Kosten.

¹⁶⁷⁾ Siehe auch: Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1898, S. 85. — HAARMANN'S Zeitschr. f. Bauhdw. 1898, S. 31.

8) Die Kosten des eben beschriebenen Verfahrens lassen sich etwas herabmindern, wenn man den Pfahl, nachdem man ihn eingerammt hat, wieder herauszieht und den zurückgebliebenen Hohlraum mit reinem Sande ausfüllt. Obwohl durch derlei Füll- oder Sandpfähle gleichfalls eine nicht unbedeutende Dichtung des Baugrundes erlangt werden kann, so sind doch die Kosten dem unter 6 angeführten Verfahren gegenüber nicht wesentlich geringer, weil das Ausziehen der eingerammten Pfähle einen großen Kraftaufwand erfordert.

361.
Sandpfähle.

Füll- oder Sandpfähle lassen sich auch als mit Sand gefüllte Bohrlöcher auffassen; sie unterscheiden sich jedoch von den gewöhnlichen Bohrlöchern dadurch, daß der Inhalt eines Loches nicht herausgefördert, sondern seitlich verdrängt und an seine Stelle reiner Sand eingebracht wird. Man hat wohl auch statt der Holzpfähle eiserne Röhrenpfähle angewendet, wenn der Boden so locker ist, daß beim Herausziehen des Holzpfahles das Loch sich wieder schließt. Derlei Pfähle werden aus Blechröhren gebildet, die am unteren Ende einige Schraubengänge tragen. Mit Hilfe der letzteren wird der Pfahl in den losen Boden eingedreht. Nunmehr führt man in den Hohlraum des Pfahles Wasser ein, das durch eine unten angebrachte Klappe ausfließt. Beim Zurückdrehen des Pfahles füllt das Wasser das Bohrloch aus und verhindert den Rücktritt des verdrängten Bodens.

Ueber eine hier einschlägige Ausführung aus der letzten Zeit siehe in der unten genannten Quelle¹⁶⁸⁾.

Wasserhaltiger Sand und lockerer Kies oder Sand und Kies unter Wasser können durch Einführen eines staubförmigen Bindemittels verfeinert, d. i. in eine feste und vollkommen tragfähige Bodenschicht verwandelt werden.

362.
Verfeinerung.

Nach *Neukirch's* patentiertem Verfahren¹⁶⁹⁾ wird Zement in Staubform durch einen starken Luftstrom in den Sand hineingeblasen. Zum Einführen des Luftstromes in den Sandboden dient ein eisernes Rohr, welches so lang ist, daß damit die Sohle des beabzielten Fundaments erreicht wird. Durch das Einblasen des Zementes entsteht eine kochende Bewegung des Wassers und Sandes, wodurch eine innige Vermischung zwischen Zement und Sand stattfindet; das vollständige Erhärten des ersteren unter Wasser dauert, wie beim Beton, mehrere Wochen¹⁷⁰⁾.

Bei der Gründung einer steinernen Brücke bei Ebingen auf lockerem Kiesgrund wurde dünnflüssiger Zement durch 4 cm weite *Mannsmann-Rohre* eingepumpt. Durch allmähliches Hochziehen der Rohre wurde der Zement in verschiedenen Höhen eingeführt, so daß sich ein großer Betonklotz bildete¹⁷¹⁾.

Nach *Lauter's* Mitteilungen¹⁷²⁾ ist der Erfolg der Zementeinspritzung nicht immer ein guter. Bei einem besonders bezeichneten Versuche zeigte es sich, daß das Eindringen des flüssigen Zementmörtels in das umliegende Erdreich nur in ganz geringem Maße stattfand und daß sich sehr schnell über der Einspritzöffnung ein kurzer, kegelförmiger Zementkörper mit stumpfer Spitze bildete, der das weitere Eindringen der Einspritzungen verhinderte. *Lauter* ist der Ansicht, daß bei festgelagertem und insbesondere bei feinem sandigen Boden ein guter Erfolg nicht erwartet werden darf.

Um Triebfand tragfähig zu machen, ist auch schon der Gedanke angeregt worden, durch Zuführen geeigneter Flüssigkeiten den Sandboden auf chemischem Wege in eine steinartige Masse zu verwandeln.

Man könnte in den Triebfand durchlöchernde Eisenrohre einfenken und die betreffende Flüssigkeit einpressen; man könnte in solcher Weise unbrauchbaren Baugrund mittels Einspritzens einer erhärtenden Flüssigkeit in Stein verwandeln¹⁷³⁾.

9) Nass Lehm- und Thonschichten lassen sich am besten durch eine vollständige und dauernde Entwässerung tragfähig machen. Meistens wird eine solche Entwässerung mittels der sog. Drainage vorgenommen.

363.
Entwässerung.

168) HOFFMANN, F. Dichtung und Tragbarmachung lockeren, aufgeschütteten Baugrundes. Centralbl. d. Bauverw. 1899, S. 485.

169) D. R.-P. Nr. 46842.

170) Näheres: Gesundh.-Ing. 1890, S. 609.

171) Siehe auch: BRAUN. Befestigung von sandigem und kiefigem Untergrund durch Einführen von flüssigem Cement. Zeitfchr. f. Arch. u. Ing., Wochausg., 1898, S. 445.

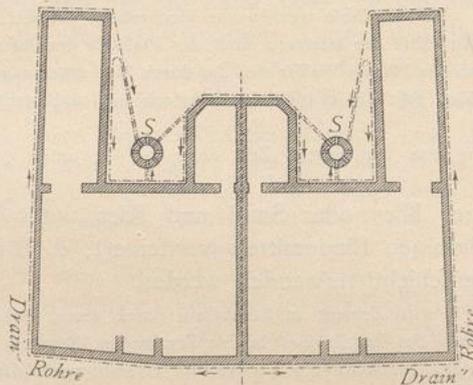
172) Zur Frage des Einspritzens von Cement in wasserhaltigem Boden. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 599.

173) Siehe hierüber: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 344.

Letztere geschieht mit Hilfe von Sickergräben oder mittels der bekannten, zur Wiefendrainage verwendeten Drainrohre oder durch beide Mittel zugleich.

Die Sickergräben (auch Drains genannt) sind oben geschlossene Gräben, welche das Wasser aus dem Boden aufzufangen und abzuführen haben. Man füllt diese Gräben entweder mit rundlichen Steinen (von 5 bis 6 cm Durchmesser) aus, wodurch die sog. Steinfilter entstehen; oder man verwendet die bekannten Drainrohre (Thonrohre von etwa 25 cm Länge, die ohne weitere Verbindung stumpf aneinander gelegt werden), wie sie zur Wiefentwässerung benutzt werden. Die Steinfilter erhalten ein Sohlengefälle von mindestens 1 : 150; besser ist es bis 1 : 100 zu gehen; die Sohlenbreite, welche von der Menge des abzuführenden Wassers abhängt, beträgt 25 bis 30 cm. Die Drainrohre müssen ein um so stärkeres Gefälle

Fig. 661.

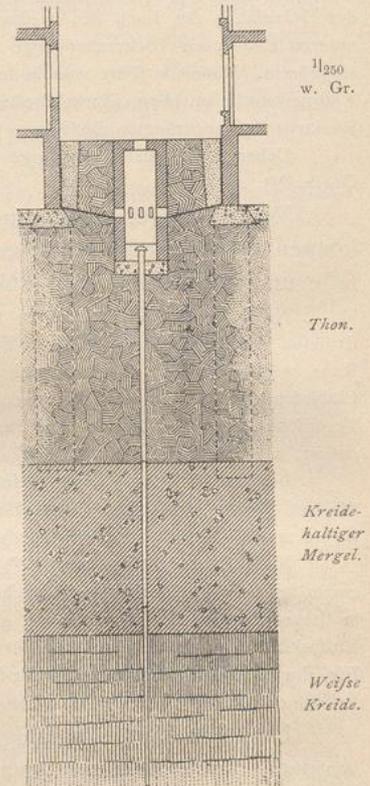


Grundplan. — $\frac{1}{500}$ w. Gr.

Entwässerung des Baugrundes beim Bau zweier Häuser zu Passy¹⁷⁴).

Arch.: Lethorel.

Fig. 662.



Schnitt durch einen Entwässerungschacht.

erhalten, je enger sie sind; daselbe ist mit 1 : 200 bis 1 : 50 zu wählen. Die Weite der Drainrohre, die sich gleichfalls nach der abzuführenden Wassermenge richtet, beträgt 2,5 bis 10 cm; doch genügt meist eine Weite von 5 cm.

Drainrohre sind dort besonders zweckmäßig, wo der Boden durchlässig ist; bei weniger durchlässigem Boden faugt ein Steinfilter mehr Wasser auf. Wenn die wasserführende Schicht eine größere Mächtigkeit hat, so kann man auch Steinfilter und Drainrohre gleichzeitig in Anwendung bringen; das Steinfilter führt alsdann den Drainrohren das Wasser zu.

Ist der Boden nur wenig nass, so genügen einzelne Sickergräben, die in angemessener Entfernung voneinander angeordnet und hauptsächlich längs der Außen- (Fundament-) Mauern des betreffenden Gebäudes angelegt werden. Ist ein größeres Grundstück, dessen Boden stark durchnässt ist, zu entwässern, so ordnet man einen Hauptdrain an, von dem Seitendrainen ausgehen; von den letzteren können unter Umständen wiederum Saugdrainen abzweigen. Der Hauptdrain folgt entweder der Richtung der stärksten Durchnässung oder der Richtung des stärksten Gefälles.

Das durch die Drainrohre gefammelte und nach einem passend gewählten, tiefgelegenen Punkte geleitete Wasser wird, wenn ein geeigneter natürlicher Sammler vorhanden ist, nach diesem geführt; sonst muß man Brunnen anlegen, welche das gefammelte Wasser aufnehmen¹⁷⁵).

¹⁷⁴) Nach: *La semaine des const.*, Jahrg. 9, S. 90, 91.

¹⁷⁵) Vergl. auch: Die in Amerika gebräuchliche Praxis der Drainierung von Wohnhäusern. Wiener Bauind.-Ztg. 1885, S. 456. — Die Hausfundierung in gesundheitlicher Beziehung. Deutsches Bauwksbl. 1892, S. 498, 512.

Zur Erläuterung des Gefagten sei¹⁷⁴⁾ hier die von *Lethorel* bei der Gründung von zwei Häusern in Paffy angewendete, durch Fig. 661 u. 662 veranschaulichte Entwässerungsanlage vorgeführt.

365.
Beispiel.

Der tragfähige Baugrund besteht in diesem Falle aus einer undurchlässigen Thonschicht; sobald dieselbe vom Wasser erreicht wird, wird sie vollständig nachgiebig. Deshalb mußten das einsickernde Meteorwasser und das Wasser der Umgebung von der Thonschicht ferngehalten werden.

Zu diesem Ende ist für jedes der beiden auf Senkbrunnen gegründeten Häuser je ein Entwässerungsfachschacht *S* angelegt worden, der in seinem oberen Teile wasserdicht gemauert ist; von der gleichfalls wasserdichten Sohle dieses gemauerten Vorfachschachtes sind eiserne Röhre von 20, 16 und 12 cm abgefenkt, und zwar bis in die Kreideschicht; die untersten Rohrstücke sind durchlöchert, und das Wasser versickert im Boden. Das oberste Rohrstück ragt über der Vorfachschachtfohle hervor, so daß rings um dasselbe eine Art Schlammfang entsteht. Sämtliche Außenmauern der beiden Häuser sind, soweit sie vom Erdreich begrenzt sind, durch einen wasserdichten Mörtelputz geschützt. An letzteren anschließend wurde ringsum ein 40 cm weiter Entwässerungsgraben angelegt, dessen Sohle von einer Hammerschlag-Betonschicht gebildet wird; auf letztere kommen die das ganze Gebäude umziehenden Drainrohre zu liegen; schließlich ist der Graben mit trockenem Hammerschlag zugefüllt. Die Drainrohre sind im Gefälle von 1:50 verlegt und nach den beiden Entwässerungsbrunnen geführt.

Das von der Straßens- und Hofoberfläche einsickernde, ebenso das von den Hausgärten zufließende Wasser wird durch die beschriebene Anlage abgefangen, bevor es an die Kellermauern gelangt. Um auch das Eindringen des Wassers durch die Kellerfohle zu verhüten, ist auf derselben zunächst ein 25 cm dickes Sandbett ausgebreitet und über diesem eine 40 cm dicke Betonschicht ausgeführt.

Die Drainierung des Baugrundes ist auch in größeren Städten das vorteilhafteste Mittel, wenn man einen zu hohen Grundwasserspiegel senken, bzw. einen wechselnden Grundwasserstand fixieren will. Am vollkommensten erreicht man den beabsichtigten Zweck, wenn man diese Drainierung an die Kanalisation der betreffenden Stadt anschließt, bzw. mit Hilfe derselben vornimmt.

366.
Städtische
Kanalisation.

In den meisten Fällen genügt die Anlage eines fachgemäßen unterirdischen Kanalnetzes mit entsprechenden Hausanschlüssen allein, um das Fundamentmauerwerk der Häuser und die Kellerräume derselben trocken zu erhalten und dem die Verwesung organischer Stoffe begünstigenden Schwanken des gefenkten Grundwasserstandes ein Ende zu machen. Wenn man die Baugruben, in denen die Kanäle ausgeführt werden, in einer gewissen Höhe mit Kies oder grobem Sande verfüllt, so entsteht längs der Kanalwände ein zusammenhängendes Netz von durchlässigen Sickeranlagen, welche Wasser aufnehmen, dasselbe, indem sie dem Gefälle der Kanäle folgen, abführen und es schließlich an die Kanäle selbst oder an andere Sammler abgeben. Näheres über diesen Gegenstand ist in Teil III, Band 5 dieses »Handbuches« (Abt. IV, Abchn. 5, B, Kap. 7, unter a) zu finden.

Ist eine Quelle vorhanden, welche die Durchnässung des Bodens bewirkt, so ist es am besten, dieselbe oberhalb des zu errichtenden Gebäudes zu fassen und so abzuleiten, daß ihr Abfluß keine Störung erleidet. Ist dies nicht möglich, so muß die Quelle auf der Baustelle selbst in einer fog. Quellentube gefaßt werden, aus der das Wasser mittels eines Kanals abgeleitet wird.

367.
Quellen.

10) Bei Torf- und Moorboden läßt sich bisweilen durch Beseitigung des lockeren Bodenmaterials und Ersatz durch besseres Material, wie Kies, Sand etc., ein tragfähiger Baugrund schaffen. Indes ist dieses Mittel weniger unter die »Verbefferung schlechten Baugrundes« einzureihen, bildet vielmehr den Uebergang zu den Fundamentkonstruktionen.

368.
Ersatz
durch besseren
Boden.

Wenn ein Baugrund unter dem auf ihn ausgeübten Druck stark feitlich ausweicht, so läßt sich dies durch Umschließung mit Spund- und Pfahlwänden oder durch Belastung des Bodens um das Fundament herum verhüten. Bei breiigem Boden kann man indes durch Anwendung solcher Mittel keineswegs auf einen ficheren Erfolg zählen.

369.
Mittel
gegen
Ausweichen.

2. Kapitel.

Konstruktionsbedingungen.

Ein richtig konstruiertes Fundament hat folgende Bedingungen zu erfüllen:

370.
Bedingungen.

- 1) Lage, Form und Gröfse der Fundamentbasis müssen den herrschenden Druckverhältnissen entsprechen.
- 2) Das Fundament muß gegen Einsinken, d. i. gegen Bewegung im lotrechten Sinne gesichert sein.
- 3) Das Fundament muß gegen seitliches Verschieben oder Abgleiten, d. i. gegen Bewegung im wagrechten Sinne gesichert sein.
- 4) Das Fundament muß so angeordnet und ausgeführt sein, daß sein Bestand durch äußere Einflüsse nicht gefährdet werden kann; insbesondere darf das Fundament nicht vom Wasser in schädlicher Weise beeinflusst werden.

Zu diesen allgemeinen Bedingungen, denen jedes Fundament zu entsprechen hat, kommen in einzelnen Fällen noch besondere, aus dem Zwecke des betreffenden Bauwerkes entspringende Anforderungen hinzu.

So z. B. wird in Gebäuden, worin feine physikalische, astronomische etc. Beobachtungen vorgenommen werden sollen, die Herstellung vollständig standfester und erschütterungsfreier Arbeitsplätze ein wesentliches Erfordernis sein; liegen solche Gebäude in verkehrsreichen Stadtteilen, so handelt es sich hierbei um die Erreichung eines ganz besonderen Widerstandes gegen die durch den Straßenverkehr hervorgerufenen Erschütterungen¹⁷⁶⁾.

a) Lage, Form und Gröfse der Fundamentbasis.

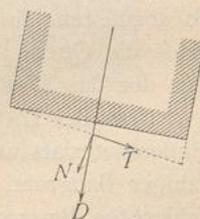
371.
Lage.

Für die Aufstanzfläche eines Fundaments oder die Fundamentbasis sind die folgenden Konstruktionsregeln maßgebend.

- 1) Die Fundamentbasis soll winkelrecht auf der Richtung des daselbst herrschenden Druckes liegen, um das Verschieben längs des Untergrundes zu verhüten. Sobald die Basis eine andere Lage hat, so zerlegt sich die Mittelkraft D (Fig. 663) aus sämtlichen auf die Aufstanzfläche wirkenden Kräften in eine dazu winkelrechte Seitenkraft N (Normaldruck), welche der Baugrund aufzunehmen hat, und in eine Seitenkraft T in der Richtung der Basis, welche das Verschieben des Fundaments herbeiführt.

Man kann allerdings innerhalb gewisser Grenzen von dieser theoretischen Lage abweichen, um anderweitigen Verhältnissen und Anforderungen Genüge zu leisten. Theoretisch darf diese Abweichung bis zum Reibungswinkel gehen, der im Mittel mit etwa 25 Grad angenommen werden kann; allein in der Praxis

Fig. 663.



¹⁷⁶⁾ Bei der Gründung des physikalischen, des physiologischen, des pharmakologischen und des zweiten chemischen Instituts an der Dorotheenstraße in Berlin wurden, auf Grund sorgfältiger Untersuchungen, folgende Konstruktionsbedingungen aufgestellt: α) die Fundamente recht tief und mäßig herzustellen und dadurch den Schwerpunkt der Mauern möglichst weit nach unten zu verlegen; β) so weit als thunlich die Gründung unmittelbar zusammenhängend zu bewirken; γ) da, wo Senkgründung erforderlich, die Röhren näher als sonst üblich zu stellen und die Pfeilerquerschnitte über das gewöhnliche Maß zu vergrößern; δ) bei Pfahlrostgründungen die Pfähle ohne besondere Rücksicht auf die einzelnen Mauern gleichmäßig und dichter als sonst über die ganze zu bebauende Fläche zu verteilen und in gehöriger Tiefe mit einer durchgehenden Verholmung und starkem Bohlenbelag zu versehen; ϵ) die ganze Gebäudegruppe mit einem 1 m breiten Isoliergraben von der Tiefe der benachbarten Umfassungsmauern zu umziehen; ζ) die Tische für die Präzisionsarbeiten besonders zu gründen und von dem zur Konstruktion der Gebäude gehörigen Mauerwerk etc. zu isolieren. (Näheres hierüber: KLEINWÄCHTER. Die Fundierung der Universitäts-Institute in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 359.)

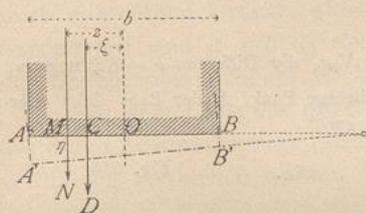
wird man diese Grenze nicht erreichen dürfen, weil durch Erschütterungen, durch Wasser und durch andere Einflüsse die Reibung wesentlich herabgemindert werden kann. Ein Winkel von 15, höchstens von 18 Grad ist als äußerste praktische Grenze anzunehmen, wenn man dem Abgleiten nicht durch andere, später noch zu besprechende Mittel entgegenwirkt.

Da die Fundamente der meisten Hochbauten im wesentlichen nur lotrechte Kräfte auf den Baugrund zu übertragen haben, so ist ihre Aufständerfläche meist wagrecht angeordnet. Wenn es sich jedoch um die Gründung von Konstruktionsteilen handelt, welche auch wagrechten Kräften (Schüben) zu widerstehen haben, wie z. B. bei Widerlagern größerer Gewölbe, bei Stützmauern, bei Wänden und Freistützen, welche größere Dächer zu tragen haben etc., so ist die Aufständerfläche winkelrecht zur Richtung der Mittelkraft aus sämtlichen wirkenden Kräften zu legen.

2) Die Fundamentbasis soll so gestaltet sein, daß der daselbst herrschende Druck durch ihren Schwerpunkt geht. Denn nur in diesem Falle wird sich der Druck gleichmäßig über die ganze Aufständerfläche verteilen; gleichartiger, pressbarer Baugrund wird alsdann durchweg um gleich viel zusammengepresst, und das Setzen des Bauwerkes ist ein gleichförmiges.

Es sei (Fig. 664) $AB = b$ die Breite einer Fundamentbasis, welche den Druck D aufzunehmen hat, der im Abstände $OC = \xi$ vom Schwerpunkte O die Basis trifft. Einen gleichartigen pressbaren Baugrund vorausgesetzt, wird das Zusammenpressen des letzteren und das Einfließen des Fundaments derart eintreten, daß die Aufständerfläche AB deselben in die Lage $A'B'$ übergeht.

Fig. 664.



In einem beliebigen Punkte M , der um $OM = z$ vom Schwerpunkte O absteht, ist der auf den Baugrund ausgeübte Druck¹⁷⁷⁾

$$N = \frac{D}{F} \left(1 + \frac{F \xi z}{J} \right),$$

sobald F den Flächeninhalt und J das Trägheitsmoment der Fundamentbasis bezeichnen.

Setzt man eine rechteckige Form der letzteren voraus, so wird der Schwerpunkt O in die Mitte zwischen A und B

fallen; nimmt man ferner die Abmessung winkelrecht zur Bildfläche gleich der Einheit an, so werden $F = b$ und $J = \frac{b^3}{12}$, (s. nach¹⁷⁸⁾

$$N = \frac{D}{b} \left(1 + \frac{12 \xi z}{b^2} \right) = \frac{D (b^2 + 12 \xi z)}{b^3} \dots \dots \dots 279.$$

Der größte Druck N_{max} findet im Punkte A , bzw. A' statt, für welchen z seinen Höchstwert $\left(= \frac{b}{2} \right)$ hat; es wird

$$N_{max} = \frac{D}{b} \left(1 + \frac{6 \xi}{b} \right) = \frac{D (b + 6 \xi)}{b^2} \dots \dots \dots 280.$$

Der kleinste Druck N_{min} ergibt sich für den Punkt B , bzw. B' , für den z seinen kleinsten Wert $\left(= -\frac{b}{2} \right)$ hat; es wird¹⁷⁹⁾

$$N_{min} = \frac{D}{b} \left(1 - \frac{6 \xi}{b} \right) = \frac{D (b - 6 \xi)}{b^2} \dots \dots \dots 281.$$

Die Druckverteilung in der Fundamentbasis läßt sich durch die sog. Druckfigur graphisch darstellen, über deren Konstruktion in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte (Art. 320 u. 321, S. 274 u. 275¹⁸⁰⁾ dieses »Handbuches« das Erforderliche zu finden ist.

Die Größe, um welche sich in einem beliebigen Punkte M der Baugrund zusammenpresst oder, was das gleiche ist, um welche das Fundament einfließt, sei η ; dieselbe wird dem daselbst herrschenden Drucke N nahezu proportional sein, also

$$\eta = \mu N.$$

¹⁷⁷⁾ Nach Gleichung 50, S. 273 (2. Aufl.: Gleichung 69, S. 86; 3. Aufl.: Gleichung 102, S. 112) in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

¹⁷⁸⁾ Siehe Gleichung 364 (S. 448) ebendaf.

¹⁷⁹⁾ Siehe auch die Gleichungen auf S. 448 (2. Aufl.: S. 88; 3. Aufl.: S. 114) ebendaf.

¹⁸⁰⁾ 2. Aufl.: Art. 111 u. 113, S. 86 u. 89; 3. Aufl.: Art. 126 u. 129, S. 112 u. 129.

372-
Form.

Da im Punkte A der Druck am größten, im Punkte B am kleinsten ist, wird auch η von A nach B hin stetig abnehmen. Sonach tritt das Schiefstellen oder das Drehen der Fundamentbasis ein.

Nunmehr sind folgende 3 Fälle zu betrachten:

α) Die Richtung des vom Bauwerk ausgeübten Druckes D gehe durch den Schwerpunkt O der Fundamentbasis. Alsdann ist $\xi = 0$, und der Druck nach Gleichung 233

$$N_{\phi} = \frac{D}{b}; \dots \dots \dots 282.$$

derfelbe ist sonach unabhängig von z , somit für alle Punkte der Aufstandfläche der gleiche. Infolgedessen ist auch die Gröfse η unveränderlich, d. h. der Baugrund wird durchweg um gleich viel zusammengepresst; das Fundament sinkt in allen Punkten um gleich viel ein, und es findet kein Drehen, kein Schiefstellen desselben statt.

β) Es sei (Fig. 665) $\xi = \frac{b}{6}$; alsdann wird nach Gleichung 280

$$N_{min} = 0,$$

d. h. es findet im Punkte B kein Zusammenpressen, keine Einfenkung, sondern blofs Drehen der Basis um diesen Punkt statt. Die Normalpressung an einer beliebigen Stelle derselben beträgt

$$N = \frac{D}{b} \left(1 + \frac{2z}{b} \right) = \frac{D(b + 2z)}{b^2}, \dots \dots \dots 283.$$

und die größte Pressung im Punkte A , für welchen $z = \frac{b}{2}$, nach Gleichung 280

$$N_{max} = \frac{2D}{b}.$$

γ) Wird (Fig. 666) $\xi > \frac{b}{6}$, so wird im Ausdruck 235 für N_{min} die Differenz $b - 6\xi$ negativ, also auch der Druck N_{min} negativ. Da nun, je nachdem der beliebige Punkt M der Basis links oder rechts vom Schwerpunkt O gelegen ist, der Druck (nach Gleichung 279)

$$N = \frac{D(b^2 \pm 12\xi z)}{b^3} \dots \dots \dots 284.$$

ist, wird dieser Druck sich negativ ergeben, so lange

$$12\xi z > b^2 \text{ oder } z > \frac{b^2}{12\xi},$$

d. h. es findet (hier rechts vom Schwerpunkt) gegen B zu das Abheben des Fundaments statt, oder, mit anderen Worten, es tritt das Drehen der Fundamentbasis um einen zwischen O und B gelegenen Punkt ein; der Abstand des Punktes von O ergibt sich aus der Relation

$$-z = \frac{b^2}{12\xi};$$

denn für diesen Wert von z wird $N = 0$.

Da nun das Abheben des Fundaments vom Baugrund niemals eintreten darf, so ist es demnach auch nicht statthaft, ξ gröfser als $\pm \frac{b}{6}$ werden zu lassen; deshalb darf der Druck D niemals aufserhalb des mittleren Basisdrittels wirken.

Nur bei nicht pressbarem (felsigem) Baugrund ist es unschädlich, wenn die Druckrichtung nicht durch den Schwerpunkt der Aufstandfläche des Fundaments geht; allein auch in diesem Falle dürfen gewisse Grenzen nicht überschritten werden, die bei rechteckiger Basisgestalt, wie eben gezeigt, durch das mittlere Basisdrittel, bei beliebiger Form der Fundamentbasis durch die Bedingung gegeben sind, dafs an keiner Stelle derselben Zugspannungen auftreten sollen. Man hat diesen Grenzen um so ferner zu bleiben, je weniger widerstandsfähig der Baugrund ist.

373.
Gröfse.

3) Die Fundamentbasis soll so groß sein, dafs die in irgend einem Punkte derselben vorkommende größte Normalpressung die zulässige Druckbeanspruchung des Baugrundes nicht überschreitet. Ueber das Mafs der letzteren und die sonstigen hierbei mafsgebenden Faktoren wird noch (in Art. 379, unter 3) die Rede sein.

Fig. 665.

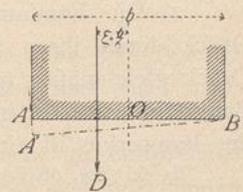
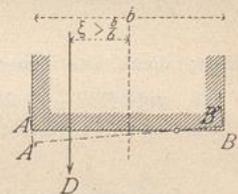


Fig. 666.



b) Sicherheit gegen Einfallen.

Das Einfallen oder »Setzen« des Fundaments kann entweder in einer lotrecht niedergehenden Bewegung oder in einer Drehung desselben bestehen. Die letztere ist meist eine Bewegung nach abwärts; indes kann ausnahmsweise auch ein teilweises Abheben des Fundaments von der Bauföhle stattfinden.

Das Einfallen des Fundaments kann eintreten:

- 1) infolge des Zusammenpressens des Baugrundes ¹⁸¹⁾,
- 2) infolge seitlichen Ausweichens des Baugrundes ¹⁸²⁾,
- 3) infolge des Einflusses des Wassers und
- 4) infolge anderweitiger äusserer Einflüsse.

Von den Mifsständen, die durch Wasser und andere äussere Einflüsse hervorgerufen werden, wird noch später (unter d) die Rede sein; hier wird hauptsächlich nur jenes Einfallen in Betracht gezogen, welches infolge des Zusammenpressens oder des seitlichen Ausweichens des Baugrundes eintritt.

Ein merkliches Zusammenpressen des Baugrundes wird nur dann ausbleiben, wenn derselbe aus vollständig widerstandsfähigem Felsen besteht. Bei jeder pressbaren Bodenart wird eine Kompression des Baugrundes eintreten, und zwar wird die Gröfse derselben vom Mafs seiner Pressbarkeit und von der Gröfse des vom Bauwerk ausgeübten Druckes abhängen. Je weicher die Bodenart ist, worauf gegründet werden soll, und je gröfser der vom Bauwerk ausgeübte Druck ist, desto mehr wird der Boden zusammengepresst und desto mehr sinkt das Fundament ein.

Aus dem Gefagten geht hervor, dafs in verhältnismäfsig nur wenigen Fällen das durch Zusammenpressen des Baugrundes hervorgerufene Einfallen des Fundaments vollständig vermieden werden kann. In der That ist daselbe meist auch unschädlich, wenn es gewisse Grenzen nicht überschreitet, wenn es gleichmäfsig vor sich geht und wenn die herrschende Druckrichtung von der Lotrechten gar nicht oder

374
Zusammen-
pressen
des
Baugrundes.

¹⁸¹⁾ Ueber das Verhalten verschiedener Bodenarten gegen das Eindringen eines festen Körpers stellte *Hagen* Versuche an, indem er Blechcylinder mit ebenen Rändern mit verschiedener Belastung auf die Erde stellte und sowohl die Tiefe des Eindringens, als auch die Art und Weise desselben genau beobachtete, bezw. wie die Umgebung der Eindringstellen sich dabei verhielt.

Hagen erhielt bei diesen Versuchen das bemerkenswerte Ergebnis, dafs bei den Sandschüttungen, und zwar sowohl bei den festeren als den loseren, und ebensowohl bei trockenen wie bei feuchten, die Tragfähigkeit nahe dem Quadrate der Einlenkung proportional wird. Bei allen Versuchen im Thonboden dagegen, sei er mit mehr oder weniger Wasser vermischt, ergab sich die Tragfähigkeit oder die Belastung als der ersten Potenz, d. h. als der einfachen Einlenkung proportional. Ferner zeigte sich der bemerkenswerte Unterschied, dafs bei den Sandschüttungen die Belastung sofort bis zur entsprechenden Tiefe einsank und sich nachher nicht mehr rührte, während bei Thonboden die Lasten nach und nach tiefer sanken, bis sie nach etwa 20 bis 30 Minuten ebenfalls keine weitere Bewegung mehr erkennen liefsen.

Trockener, aber fest gestampfter Sand ergab nahezu die doppelte Tragfähigkeit, als lose aufgeschütteter.

Ganz bedeutend vermehrt sich die Tragfähigkeit des Sandes, wenn er in eingeschlossenem Raume in dünnen Lagen und in feuchtem Zustande eingestampft wird, wobei durchfliefsendes Wasser nur sehr langsam eindringt und nur tropfenweise abfliefst. Sie ist alsdann 12- bis 18mal so grofs als bei trockenem losem Sande.

¹⁸²⁾ Ueber die Art und Weise, wie der Boden beim Eindringen einer Last ausweicht, hat *Hagen* bei seinen Versuchen folgendes bemerkt.

In den lose aufgeschütteten, trockenen Sand dringt die Last ein, ohne dafs irgend eine Erhebung der Oberfläche des Grundes in der Umgebung bemerkbar wird; vielmehr bildet sich eine kegelförmige Vertiefung um die Eintrittsstelle, woraus hervorgeht, dafs der Sand nur zusammengedrückt und dichter wird, indem die herabgedrückten Sandteilchen in die Zwischenräume der unteren lockeren Sandfichten eindringen.

Beim fest gestampften, feuchten (wenig benetzten) Sande zeigte sich um die Eindringstelle ebenfalls eine Vertiefung; aber in einiger Entfernung schwellt der Boden rings herum stark auf.

Bei allen Thonarten dagegen erhebt sich beim Eindringen der Last die Umgebung bedeutend über die Oberfläche des Bodens, was auch bei Bauten vielfach bemerkt werden kann, indem bei Dammschüttungen durch Wiesen und Sümpfe mit weichem Untergrunde ein Sinken des Damms eintritt, während daneben Erhöhungen des Bodens entstehen, welche oftmals den Damm selbst überragen.

Daraus folgt, dafs Thonboden sich in mancher Beziehung einer Flüssigkeit ähnlich verhält, und dafs ein auf Thonboden aufgeführtes Bauwerk niemals schwerer sein darf als die verdrängte Thonmasse selbst, weil nur in diesem Falle die Sicherheit gegen Versinken des Fundaments vorhanden ist.

nur wenig abweicht. In einem solchen Falle ist bloß die Vorsicht zu gebrauchen, daß man das Bauwerk langsam ausführt und das Einfallen desselben abwartet, erforderlichenfalls das Mauerwerk um das Maß des Einfallens höher macht.

Ungleichmäßiges Einfallen des Fundaments bringt in letzterem Trennungen hervor, da das Mauerwerk nur selten oder nur in geringem Maße biegsamen Kräften widerstehen kann. Der Zugwiderstand des besten Mauerwerkes beträgt bei (10-facher Sicherheit nach der Tabelle auf S. 247 in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«¹⁸³⁾ 1,8 bis 2,0 kg für 1 qcm; deshalb läßt sich unter Einwirkung bedeutender, auf dem Fundamentmauerwerk ruhender Lasten das Verhüten eines Bruches nicht erwarten.

375.
Drehen
des
Fundaments.

Das Drehen des Fundaments, welches, wie in Art. 372 (S. 302) gezeigt wurde, durch schiefe (exzentrische) Druckwirkung hervorgebracht werden kann, ist nur bei einigen seltener vorkommenden Bauwerken unschädlich, z. B. bei gewissen Stützmauern etc. In den meisten Fällen wird durch das Drehen das ungleichmäßige Setzen der einzelnen Fundamenteile hervorgerufen und dadurch ihr Bestand gefährdet.

376.
Gleichmäßig-
keit und Maß
des
Einfallens.

Man wird demnach bei Konstruktion und Ausführung der Fundamente das Hauptaugenmerk darauf zu richten haben, daß das Einfallen nicht zu groß wird und daß es vor allem gleichmäßig geschieht. Wo letzteres nicht erreicht werden kann, muß man darauf bedacht sein, das Maß des Einfallens möglichst herabzumindern.

Der Reibungswiderstand, den ein Fundament im Boden erfährt und der von seinem lotrechten Druck abzuziehen ist, ist sehr verschieden. Derselbe hängt von der Form der Fundamentbasis, von der Beschaffenheit der Fundamentaufenfläche, von der Gründungstiefe und von der Beschaffenheit der betreffenden Bodenschichten ab; er beträgt je nach örtlichen Verhältnissen (nach *Schmoll*) 0,10 bis 0,30 kg für 1 qcm (1900 bis 3000 kg für 1 qm).

Dem Drucke, den das Bauwerk auf den Baugrund ausübt und der die Zusammenpressung des letzteren hervorbringt, wirkt die Reibung zwischen den Außenflächen des Fundaments und dem daselbe umgebenden Bodenmaterial entgegen. Bei Hochbauten, die in der am häufigsten vorkommenden Weise, d. i. in einer ausgefachteten Baugrube, gegründet werden, kommt diese Reibung in der Regel gar nicht in Betracht; jedenfalls ist sie im Zeitraum unmittelbar nach der Ausführung des Fundaments nur von sehr geringem Einfluß. Allein bei den sog. versenkten Fundamenten, die ohne Baugrube hergestellt werden, spielt diese Reibung nicht selten eine wichtige Rolle; es kommt bei bedeutender Mächtigkeit der zu Tage liegenden lockeren Bodenschicht sogar vor, daß das Fundament nur vermöge seiner Reibung in dieser Schicht die nötige Standfestigkeit erhält.

377.
Ausweichen
des
Baugrundes.

Das seitliche Ausweichen des Baugrundes kommt in größerem Maße nur bei ganz weichem Baugrunde vor oder dann, wenn das Bauwerk auf einen Erdabhang zu stehen kommt. Mooriger, schlammiger etc. Boden steigt an allen Seiten einer aufgebrachten Last empor und läßt die letztere immer tiefer einfallen¹⁸⁴⁾.

378.
Mittel
gegen das
Einfallen.

Um das Einfallen der Fundamente auf ein möglichst geringes Maß zurückzuführen, sind die folgenden Regeln zu beobachten.

1) Man setze das Fundament auf eine möglichst wenig pressbare Bodenschicht.

Das sicherste Verfahren besteht immer darin, daß man das Fundament auf einer vollständig tragfähigen Bodenschicht — sei es unmittelbar oder mit Hilfe einzelner Stützen (Pfeiler, Pfähle, Brunnen, Röhren etc.) — ausführt. Nur wenn die

¹⁸³⁾ 2. Aufl.: S. 53. — 3. Aufl.: S. 64.

¹⁸⁴⁾ Siehe die Fußnote 182.

zu durchsetzende lockere Bodenschicht eine sehr bedeutende Mächtigkeit hat, so daß das Erreichen der tragfähigen Schicht nur sehr schwer oder nur mit sehr großen Kosten möglich ist, sollte es als zulässig erachtet werden, daß die erforderliche Standfestigkeit des Fundamentkörpers durch den Reibungswiderstand, den er in der lockeren Bodenschicht erfährt, erzielt werde.

Mittel, einen möglichst wenig preßbaren Baugrund zu schaffen, sind:

α) Vermehrung der Gründungstiefe. Erfahrungsgemäß wächst in der Regel die Festigkeit des Bodens mit der Tiefe, zum nicht geringen Teile deshalb, weil der Druck, den eine Schicht von den darüber liegenden Schichten erfährt, um so größer ist, in je größerer Tiefe die betreffende Bodenschicht gelegen ist.

Durch eine größere Gründungstiefe wird noch der weitere Vorteil erzielt, daß das seitliche Ausweichen des Bodens, welches von einem Emporsteigen desselben herrührt, geringer wird.

Mit Rücksicht auf das in Art. 338 (S. 285) Gefagte, ist dieses Mittel nur dann mit Erfolg anzuwenden, wenn die betreffende festere Bodenschicht eine entsprechende Mächtigkeit hat. Bei geringerer Mächtigkeit derselben ist es im Gegenteile angezeigt, sie thunlichst wenig zu schwächen, also die Gründungstiefe so gering wie möglich anzunehmen.

Für die Tragfähigkeit T einer Bodenschicht stellte Rankine die Formel auf:

$$T = t\gamma \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)^2,$$

worin t die Gründungstiefe, γ das Gewicht der Raumeinheit Erde und φ den Reibungswinkel der letzteren bezeichnet. Von Jankowski rührt der Ausdruck her:

$$T = 2t\gamma \cdot t g^2 \frac{45 + \varphi}{2} : t g^2 \frac{45 - \varphi}{2}.$$

Aus beiden Gleichungen geht hervor, daß die Tragfähigkeit mit der Gründungstiefe zunimmt¹⁸⁵⁾.

β) Verbesserung stark preßbarer Bodenschichten. Bereits im vorhergehenden Kapitel (unter c) wurden die Mittel angegeben, welche zur künstlichen Dichtung eines nachgiebigen Baugrundes, sowie zur Verhinderung des seitlichen Ausweichens lockerer Bodenarten dienen.

2) Man beachte, ob die Tragfähigkeit des Baugrundes auch für die Folge gesichert ist; nötigenfalls treffe man die erforderlichen Vorkehrungen gegen die Beeinträchtigung der Tragfähigkeit.

Die Beeinträchtigung der Bodenfestigkeit kann hauptsächlich durch den Einfluß des Wassers, durch Gleichgewichtstörungen in den tieferen Schichten des Baugrundes und durch anderweitige äußere Einflüsse hervorgerufen werden. Hiervon und von der Art und Weise, wie solchen Einflüssen begegnet werden kann, wird noch unter d die Rede sein.

3) Die Belastung des Baugrundes für die Flächeneinheit soll möglichst klein sein, keinesfalls die größte zulässige Druckbeanspruchung desselben überschreiten.

Im allgemeinen ist zu beobachten, daß der vom Bauwerk auf den Baugrund ausgeübte Normaldruck nicht über ein Zehntel der Druckfestigkeit der Baugrundmasse betragen soll.

Bei ganz widerstandsfähigem Felsen kann man diesen Normaldruck auf den Baugrund ebenso groß, als die zulässige Pressung im Fundamentmauerwerk selbst (7 bis 10 kg für 1 qcm) annehmen; sonst setzt man bei Felsen den größten zulässigen Normaldruck im Mittel zu 5 bis 6 kg für 1 qcm an. Ferner ist bei Gründungen auf Gerölle, sowie auf kompaktem Thon- und Lehm Boden, grobem und fest gelagertem Kies 3,5 bis 4,5 kg, bei Gründungen auf feinkörnigem Kies und festem Sand 3 bis 4 kg für 1 qcm Nutzfläche zu rechnen.

Durch die Berliner Bauordnung vom Jahre 1853 war die größte zulässige Belastung des dortigen Baugrundes auf 2,5 kg für 1 qcm festgesetzt; indes ist die Tragfähigkeit desselben eine größere und läßt

¹⁸⁵⁾ Siehe auch: ENGESSER, F. Zur Theorie des Baugrundes. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 306.
Handbuch der Architektur. III. 1. (3. Aufl.)

sich mit Sicherheit auf 3,5 kg bemessen; man ist in Berlin bei Kastengründungen auf scharfem Sande bis zu 5,12 kg für 1 qcm gegangen. — Auf Grund des § 19 der Bau-Polizei-Ordnung für den Stadtkreis Berlin vom 15. Januar 1887 ist die zulässige Beanspruchung »guten Baugrundes« mit 2,5 kg für 1 qcm festgesetzt.

Bei Bauten für vorübergehende Zwecke können die angegebenen grössten Pressungen um 40 bis 50 Vomhundert höher angenommen werden; ebenso kann man eine Vermehrung um etwa 25 Vomhundert eintreten lassen, wenn die grösste Belastung des Baugrundes nur von Zeit zu Zeit und nicht stofsweise oder mit Erschütterungen verbunden wirksam ist.

Wenn bei einem entworfenen Fundament die Rechnung, bezw. die statische Untersuchung ergibt, dafs die zulässige Belastung des Baugrundes für die Flächeneinheit überschritten ist, oder wenn man, um ein möglichst geringes Einsinken des Fundaments zu erzielen, die Pressung des Baugrundes auf ein geringeres, als das grösste zulässige Mafs herabmindern will, so mufs man entweder durch Abändern der Gesamtanordnung des betreffenden Gebäudes oder durch entsprechende Vorkehrungen bei Konstruktion und Ausführung des Fundaments Abhilfe schaffen.

Die hauptsächlichsten Mittel, die Belastung des Baugrundes für die Flächeneinheit zu verringern, sind folgende:

α) Man verteilt, wenn dies angeht, den vom Bauwerk ausgeübten Druck auf mehrere Punkte und konzentriert ihn nicht an einer einzigen oder an nur wenigen Stellen. So kann man z. B. die Zahl der Stützen, auf denen das Bauwerk ruht, vermehren etc.

β) Man vergröfsert die Aufflandfläche des Fundaments. Von dem Einfluss, den die Gröfse der Fundamentbasis auf die Konstruktion des Fundaments ausüben kann, war zum Teile schon in Art. 373 (S. 302) die Rede.

Betrachtet man zunächst die bei Hochbauten am häufigsten vorkommenden Fundamente, nämlich die aus Mauerwerk hergestellten, so erhält die Aufflandfläche fast stets einen gröfseren Flächeninhalt, als der zur Basis parallele Querschnitt des aufgehenden Mauerwerkes hat. Dies geschieht einerseits deshalb, um dem Mauerkörper durch die gröfsere Aufflandfläche auch gröfsere Standfestigkeit zu verleihen; andererseits darf die Druckbeanspruchung des Baugrundes in der Regel die grösste Pressung im Mauerwerk nicht erreichen, und aus diesem Grunde mufs der Druck auf eine gröfsere Fläche verteilt werden, mit anderen Worten eine Fundamentverbreiterung eintreten. Derlei Fundamentverbreiterungen werden nur selten stetig, meistens abatzweise ausgeführt, wodurch man zur Anordnung der sog. Fundamentabätze, Grundbänke oder Bankette (Fig. 667) gelangt.

Durch Anbringen eines, erforderlichenfalls auch mehrerer Fundamentabätze kann man die Aufflandfläche des Fundaments in solcher Gröfse erhalten, dafs der dafelbst vorkommende grösste Normaldruck die zulässige Pressung des Baugrundes nicht überschreitet. Man kann indes, wenn man das Einsinken des Fundaments noch weiter verringern will, eine noch beträchtlichere Verbreiterung des Fundaments, d. i. eine Vermehrung der Zahl der Fundamentabätze vornehmen.

Bezüglich der Breiten- und Höhenabmessungen der Fundamentabätze wird in der Praxis vielfach gefehlt. Die Verteilung des Normaldruckes von einem kleineren Querschnitt auf einen tiefer gelegenen, gröfseren Querschnitt findet nämlich nur innerhalb gewisser Grenzen statt, und eine Verbreiterung des Fundamentkörpers ist nur dann von Wert, wenn diese Grenzen eingehalten werden; geht man über dieselben hinaus, so ist die betreffende Mauermaffe nicht nur zwecklos, sondern unter Umständen sogar nachteilig für den Bestand des Fundaments.

Theoretische Untersuchungen zeigen, dafs die Verteilung des vom Bauwerk ausgeübten Druckes in Form einer nach unten sich erweiternden Pyramide vor sich geht, deren Verjüngungsverhältnis innerhalb der Grenzen 1 : 2 und 1 : 1 gelegen ist. Erfahrungsgemäfs soll

Fig. 667.

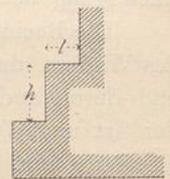


Fig. 668.

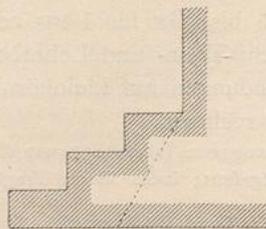
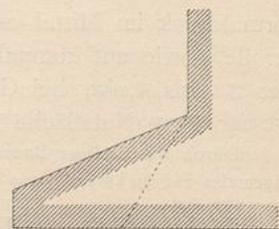


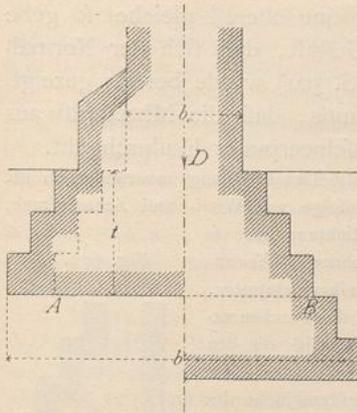
Fig. 669.



man das Verhältnis 1:1 nur in besonders günstigen Fällen erreichen, während das Verhältnis 1:2 unter allen Umständen genügt. Bringt man fonach die stetige Fundamentverbreiterung an, so find die Begrenzungslinien auf Grundlage der eben angeführten Ziffern zu wählen. Werden Fundamentabfätze angeordnet, so soll die Breite l die Höhe h derselben wenn möglich nicht erreichen; auch die Breite braucht aber nicht kleiner als die halbe Höhe zu sein (Fig. 667). Fundamentverbreiterungen, die nach einem größeren als dem angegebenen Verhältnis angeordnet werden, bedingen einerseits eine Mauerwerksverschwendung; andererseits können sie auch schädlich wirken, da sie unter Umständen Trennungen im Fundamentkörper herbeiführen (Fig. 668 u. 669¹⁸⁰).

Fig. 670.

Fig. 671.



Hat man demnach ein Bauwerk (Fig. 670 u. 671), das eine untere Breite b_0 hat und den Normaldruck D auf den Baugrund ausübt, zu gründen und ist die größte zulässige Pressung des Baugrundes für die Flächeneinheit K , so ist — eine zentrische Lage der Druckrichtung D vorausgesetzt — die Breite der Fundamentbasis für die Länge gleich 1

$$b = \frac{D}{K}.$$

Sobald K kleiner ist als die zulässige Druckbeanspruchung im Mauerwerk, so ist $b > b_0$. Um die erforderliche Fundamentbreite zu erhalten, fängt man mit der Anordnung der Fundamentabfätze möglichst hoch oben (bei Bauwerken ohne unterirdische

Räume nahe an der Erdoberfläche, sonst etwa in der Höhe der Kellerfohle) an. Ist die in Aussicht genommene Gründungstiefe t nicht zu klein und der Druck D nicht besonders groß, so wird man den beabsichtigten Zweck ohne weiteres erreichen. Bei größerer Belastung jedoch oder, wenn die tragfähige Schicht schon in geringer Tiefe zu finden ist, kann man auf diesem Wege allerdings zu einer zu geringen Basisbreite $AB (< b)$ gelangen. Ist nun das Ueberschreiten einer gewissen Gründungstiefe t nicht zulässig oder nicht wünschenswert, so kann man zwar die Fundamentbreite in derselben Tiefe auf das erforderliche Maß vergrößern, muß aber alsdann auch die entsprechende Verbreiterung des aufgehenden Mauerwerkes vornehmen (Fig. 670). Ist es dagegen vorzuziehen, die Gründungstiefe zu vergrößern, so legt man die Fundamentbasis in solche Tiefe, daß man bei zweckmäßiger Gestaltung der Fundamentabfätze die erforderliche Breite b erzielt (Fig. 671).

Die Vergrößerung der Fundamentbasis wird nicht immer durch unmittelbare Verbreiterung des Fundamentmauerwerkes vorgenommen; dazu dienen auch Sand- und Steinfüllungen, Betonschichten und Schwellroste.

γ) Man wendet fog. Erdbogen (siehe Abfchn. 2, Kap. 2, b, 1) und umgekehrte Gewölbe (siehe ebendaf., Kap. 2, a) an.

δ) Man vergrößert die Gründungstiefe. Schon früher (unter β) wurde gezeigt, wie durch die vermehrte Gründungstiefe die Vergrößerung der Fundamentbasis und dadurch die Verringerung des Druckes

¹⁸⁰ Francke hat in neuerer Zeit (in: Schweiz. Bauz., Bd. 35, S. 145) wieder solche theoretische Untersuchungen angestellt, auf Grund deren er für die erforderliche Stärke (Mächtigkeit) t eines Fundamentkörpers zur Formel

$$t = b \sqrt[3]{\frac{12 k b}{7 E}}$$

gelangt, wenn $2b$ die Breite dieses Fundamentkörpers, über welche sich der vom Bauwerk ausgeübte Druck noch verteilen soll, k die zulässige Beanspruchung des tragenden Baugrundes für die Einheit der Fläche und der Senkung und E die Elastizitätsziffer des Materials, aus dem das Fundament hergestellt ist, bezeichnen. Ist ω der Winkel, unter dem die Seitenflächen der oben erwähnten Druckverteilungspyramide zur Wagrechten geneigt sind, so ergibt sich für denselben der Ausdruck:

$$\operatorname{tg} \omega = \sqrt[3]{\frac{12 k b}{7 E}};$$

hiernach können die Begrenzungslinien der Fundamentabfätze eingezeichnet werden.

Wenn man den vom Bauwerk ausgeübten Normaldruck wieder mit D , auch hier zentrische Lage der Druckrichtung vorausgesetzt, bezeichnet, so beträgt der größte Bodendruck in der Mitte

$$\sigma_{\max} = \frac{0,75 D}{b}.$$

Beispiel: Es sei für fest gelagerten Kiesgrund $k = 14 \text{ kg}$ für 19 cm , $b = 400 \text{ cm}$ und für Mauerwerk $E = 21000$, so ergibt sich $\operatorname{tg} \omega = 0,74$ und $t = 296 \text{ cm}$. Würde statt Mauerwerk *Monier*-Masse mit dem Mittelwert $E = 66000$ gewählt werden, so würde eine Böschung $\operatorname{tg} \omega = 0,526$ und eine Fundamentstärke $t = 210 \text{ cm}$ hinreichend sein. Bei Anwendung von bestem Zementmörtel würde E auf 240000 steigen und dementsprechend t auf 137 cm herabgemindert werden können.

für die Flächeneinheit erreicht werden kann. Indes ist die Vermehrung der Gründungstiefe noch in anderer Weise wirksam, da hierdurch der vom Erdreich auf den Fundamentkörper ausgeübte Druck größer wird; infolgedessen ist auch der Reibungswiderstand größer, und der Normaldruck, den das Fundament auf den Baugrund zu übertragen hat, wird geringer¹⁸⁷⁾.

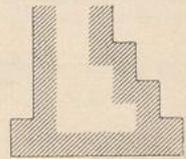
380.
Gleichmäßiges
Setzen.

Um das möglichst gleichmäßige Einsinken des Fundaments zu erzielen, beobachte man die folgenden Regeln.

1) Ist der Baugrund gleichartig und die Belastung eine überall gleiche, so gebe man der Aufstehfläche des Fundaments eine solche Gestalt, daß sich der Normaldruck gleichmäßig über dieselbe verteilt. In Art. 372 (S. 301) wurde bereits gezeigt, daß die Aufstehfläche alsdann so geformt werden muß, daß die Mittelkraft aus sämtlichen dafelbst wirksamen Kräften durch den Basischwerpunkt hindurchgeht.

Diese Bedingung läßt sich indes nur dann erfüllen, wenn die Druckrichtung unveränderlich ist. Wenn jedoch die Mittelkraft aus sämtlichen wirksamen Kräften infolge von Wind- und Schneedruck, infolge wechselnder zufälliger Belastungen etc. eine veränderliche Richtung hat, so läßt sich die Aufstehfläche des Fundaments nicht in der angegebenen Weise anordnen, und in gewissen Fällen wird eine ungleichmäßige Druckverteilung eintreten. Dieser Uebelstand wird dann am wenigsten nachteilig sein, wenn man die Fundamentbasis so gestaltet, daß ihr Schwerpunkt von jener Mittelkraft getroffen wird, die den größten Normaldruck ergibt.

Fig. 672.



Das Bestreben, den Druck thunlichst gleichmäßig auf die Aufstehfläche des Fundaments zu verteilen, kann auch zu unsymmetrischer Anordnung von Fundamentabfätzen (Fig. 672) führen, indem man an jener Seite eine größere Zahl derselben anbringt, an der die ursprünglich exzentrische Druckrichtung dies erfordert.

2) Ist der Baugrund zwar gleichartig, die Belastung dagegen an verschiedenen Stellen des Bauwerkes verschieden, so muß man durch ungleichartige Anordnung und Konstruktion der einzelnen Fundamenteile die thunlichst gleichmäßige Beanspruchung des Baugrundes zu erzielen trachten. Wo die Belastung größer ist, verbreitert man die Aufstehfläche des Fundaments oder vergrößert die Gründungstiefe¹⁸⁸⁾, oder aber man konzentriert in den weniger belasteten Teilen des Bauwerkes den Normaldruck an einzelnen Stellen, ordne Erdbogen an etc.

Man kann auch durch die Gesamtanlage eines Gebäudes das ungleichmäßige Setzen desselben vermeiden, wenn man beachtet, wie sich die Lasten auf ihre Unterstützungen verteilen. So z. B. haben Mittelwände und einzelne Freistützen im Inneren der Gebäude häufig einen wesentlich größeren Druck aufzunehmen und auf den Baugrund zu übertragen, als die Außenwände. Man kann unter Umständen durch eine anderweitige Grundrisanordnung die gleichmäßigere Verteilung der Lasten erzielen.

Indes findet man bei den hohen Häusern nordamerikanischer Großstädte auch entgegengesetzte Verhältnisse. *Leithof* hat in Chicago beobachtet, daß die Fundamentmauern von im Inneren der hohen Häuser gelegenen Freistützen, welche bloß durch die Deckengewichte mit zusätzlicher Last belastet sind, wegen teilweisen Fehlens der letzteren, in der Regel eine geringere Belastung für die Flächeneinheit erfahren, als die durch das Eigengewicht stark belasteten Fundamentmauern der massiven Frontwandpfeiler. Hieraus erklärt sich die merkliche Neigung der Decken nach der Frontwand hin, die bei Gebäuden früherer Zeit mit 6 bis 9 Geschossen und massiven tragenden Frontwänden nicht selten auftritt¹⁸⁹⁾.

3) Ist der Baugrund nicht gleichartig, so muß man gleichfalls durch verschiedene Anordnung und Konstruktion der einzelnen Fundamenteile die sonst unausbleiblichen schädlichen Einsenkungen desselben verhüten.

¹⁸⁷⁾ Man erieht hieraus, daß man sich die Tragfähigkeit einer Bodenart, wie *Brennecke* sagt, aus drei Teilen zusammengesetzt denken kann: 1) aus der Tragfähigkeit an der Oberfläche, 2) aus der Zunahme der Tragfähigkeit infolge der Belastung durch die darüber lagernden Bodenmassen und 3) aus der Reibung, welche zwischen dem umgebenden Erdreich und den Außenwänden des Fundamentkörpers erzeugt wird. — Siehe auch: *Engels, H.* Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörper. *Zeitfchr. f. Bauw.* 1896, S. 409.

¹⁸⁸⁾ Für die Gründung des Reichstagshauses in Berlin war, nach Maßgabe der im Herbst 1883 vorgenommenen Bohrungen, bestimmt, daß die Sohlen der minder belasteten Teile auf + 31,2 bis + 31,3 m über Normal-Null, diejenige der 4 Ecktürme und der Kuppel auf + 30,5 m über Normal-Null anzulegen seien.

¹⁸⁹⁾ Siehe: *Zeitfchr. f. Bauw.* 1895, S. 223.

Ein ungleichartiger Baugrund bringt am leichtesten ungleichmäßige Senkungen im Fundamentkörper hervor. Diefelben bewirken, daß die an der Basis gelegenen Fundamenteile auf Biegung beansprucht werden; gewöhnliches Fundamentmauerwerk widersteht biegenden Kräften nur wenig; selbst größere Fundamentquader brechen erfahrungsgemäß unter dem Einfluß solcher Kräfte. Das Zerreißen und Zerbrechen des Fundaments ist ferner häufig die Folge ungleichmäßiger Setzungen.

Um die letzteren zu vermeiden, können je nach örtlichen Verhältnissen hauptsächlich dreierlei Mittel in Anwendung kommen.

a) An jenen Stellen, wo der Baugrund nachgiebiger ist, trachtet man durch Fundamentverbreiterung oder durch Vergrößerung der Gründungstiefe den Druck für die Flächeneinheit um so viel herabzumindern, daß die Pressung des ungleichartigen Baugrundes an allen Punkten nahezu dieselbe ist.

β) Man wählt eine Fundamentkonstruktion, welche biegenden Kräften besser zu widerstehen geeignet ist als Mauerwerk, wie: Sandfüllungen, Betonfichten ohne oder mit Eiseinlagen und Schwellroste.

γ) Bei größeren Gebäuden wendet man in den einzelnen Teilen, der verschiedenen Beschaffenheit des Baugrundes entsprechend, auch verschiedene Gründungskonstruktionen an. Die verschiedenen gegründeten Gebäudeteile werden alsdann am besten stumpf aneinander gefügt, damit die vorkommenden ungleichmäßigen Senkungen in den einzelnen Teilen unabhängig voneinander eintreten können und keine schädlichen Trennungen im Mauerwerk hervorbringen. Erst wenn das Setzen stattgefunden hat, findet der entsprechende Höhenausgleich und die Vereinigung der einzelnen Teile statt.

Beispiele. a) Für die Gründung der Universitätsinstitute an der Dorotheenstrasse zu Berlin ergaben sorgfältige Bodenuntersuchungen, daß einst ein Wasserlauf der Spree das Grundstück von Südost nach Nordwest durchzogen haben mußte. Der tragfähige Baugrund fällt von 2,50 m unter Erdgleiche in der neuen Wilhelmstrasse anfangs allmählich, dann aber sehr rasch bis zu einer Tiefe von 20 m; in gleicher Weise senkt sich der tragfähige Sand von der Dorotheenstrasse nach dem Ufer der Spree hin.

Diesen Verschiedenheiten entsprechend wurden folgende Gründungsarten in Anwendung gebracht: mittlerer Teil des Mittelbaues vom physiologischen Institut — gemauertes Fundament in einer Tiefe von 1 m unter Grundwasser, ausgeführt bei Wassererschöpfen; übrige Teile des Mittelbaues und der südliche Flügel des physiologischen Instituts — Boden unter Wasser ausgebagert, dann betoniert und das Wasser ausgepumpt; nördlicher Teil des Ostflügels und die um das große Auditorium nordöstlich und östlich gruppierten Bauteile — hölzerne Senkröhren; übriger Teil der Baualanlage — Pfahlrost (mit Pfählen bis 16 m Länge); Präzisionsarbeitsitze — Senkbrunnen¹⁹⁰⁾.

b) Auch beim Bau des neuen Reichstagshauses zu Berlin wurden in den einzelnen Teilen, der verschiedenartigen Beschaffenheit des Baugrundes und den verschiedenen Belastungen der einzelnen Gebäudeteile entsprechend, verschiedene Gründungsverfahren in Anwendung gebracht, und zwar: gewöhnliche gemauerte Fundamente, Fundamentmauerwerk mit Gegenbogen, Betongründung und Betonpfahlrost¹⁹¹⁾.

c) Sicherheit gegen seitliches Verschieben.

Das seitliche Verschieben oder das Abgleiten des Fundaments kann eintreten:

- 1) durch unzweckmäßige Lage der Aufständerfläche des Fundaments,
- 2) durch den Einfluß des Wassers, durch Gleichgewichtstörungen in den oberen Bodenschichten und durch anderweitige äußere Einflüsse.

An dieser Stelle wird nur von dem unter 1 angeführten Faktor die Rede sein.

Damit das seitliche Verschieben des Fundaments nicht eintrete, sind die folgenden Regeln zu beobachten.

- 1) Man lege die Aufständerfläche des Fundaments winkelrecht zur herrschenden Druckrichtung. Von dieser Lage der Fundamentbasis, die man auch die theoretische nennen kann, wurde schon in Art. 371 (S. 300) gesprochen.

Wenn ein Bauwerk oder ein bestimmter Konstruktionsteil derselben nur lotrechte Lasten zu tragen hat, so ist auch auf den Baugrund nur ein lotrechter Druck zu übertragen, und die Aufständerfläche des Fundaments wird vorteilhafterweise wagrecht gelegt. Treten jedoch noch seitliche Schübe, wie Erddruck, Gewölbschub, Winddruck etc., hinzu, so nimmt die Mittelkraft aus sämtlichen auf die Fundamentbasis

¹⁹⁰⁾ Näheres hierüber: KLEINWÄCHTER. Die Fundierung der Universitäts-Institute in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 359.

¹⁹¹⁾ Näheres hierüber: Der Bau des Reichstagshauses in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.

wirkenden Kräften eine von der lotrechten abweichende Richtung an. Sind nun lotrechte und wagrechte Kräfte unveränderlich, so ist auch die Mittelkraft unveränderlich, und man kann dem seitlichen Verschieben des Fundaments dadurch vorbeugen, daß man die Aufflandfläche winkelrecht zur Richtung der Mittelkraft anordnet oder doch nur wenig (vergl. Art. 371, S. 300) von dieser Lage abweicht.

Dies setzt voraus, daß man es bei Konstruktion und Ausführung des Fundaments in der Hand hat, unter Aufwendung verhältnismäßig geringer Kosten der Aufflandfläche eine beliebige Lage zu geben.

Bisweilen sind die Kräfte, namentlich die wagrechten Kräfte, die ein Bauwerk, bezw. einen Konstruktionsteil beanspruchen, veränderlich (Winddruck, seitliche Schübe, die von zufälligen Lasten herühren etc.); alsdann hat auch die auf die Fundamentbasis wirkende Mittelkraft eine veränderliche Richtung. Erreichen die Unterschiede die Größe des Reibungswinkels nicht, so wird man eine zweckentsprechende Anordnung erhalten, wenn man die Basis winkelrecht zur mittleren Druckrichtung legt. Sind die Schwankungen größer, so wird man zwar der Fundamentbasis eine ähnliche Lage geben, wird aber dem seitlichen Verschieben durch andere Vorkehrungen vorbeugen.

2) Ist es aus irgend welchen Gründen nicht zulässig oder nicht wünschenswert, von einer bestimmten, den herrschenden Druckverhältnissen nicht entsprechenden Lage der Fundamentbasis abzuweichen, so muß man durch anderweitige Vorkehrungen das Abgleiten des Fundaments verhüten.

Derlei Vorkehrungen sind:

a) Man vermehrt das Gewicht des zu gründenden Bauwerkes. Hierdurch wird die Mittelkraft in günstigem Sinne abgelenkt; die zur Aufflandfläche des Fundaments winkelrechte Seitenkraft wird größer, sonach die Reibung vermehrt.

β) Man vermehrt in anderer Weise die Reibung des Fundaments auf dem Baugrund. Dies kann durch hervortretende Schwellen und Pfähle geschehen oder dadurch, daß man das Fundamentmauerwerk zahnförmig (Fig. 673) in den Baugrund eingreifen läßt.

Solche Fundamentzähne sollten nicht unter 30 cm, besser nicht unter 50 cm Tiefe und nicht unter 60 cm, besser nicht unter 1 m Länge haben.

γ) Man vergrößert die Gründungstiefe. Hierdurch wird einerseits gleichfalls in dem schon unter α gedachten Sinne das Gewicht des Bauwerkes vermehrt; andererseits wirkt der Erdkörper, welcher vor der herrschenden Druckrichtung gelegen ist, durch den sog. passiven Erddruck gegen das Abgleiten des Fundamentkörpers¹⁹²⁾.

δ) Man bringt an der am tiefsten gelegenen Stelle des Bauwerkes einen so großen Mauerkörper an, daß dieser durch sein Maffe allein das Abgleiten des Fundaments zu verhindern im stande ist.

ε) Wenn ein langgestrecktes Fundament im wesentlichen nur lotrechte Drücke zu übertragen hat und wenn dasselbe auf einem zwar widerstandsfähigen, jedoch stark geneigten Baugrund MN (Fig. 674) herzustellen ist, so würde das unmittelbare Aufsetzen des Fundamentmauerwerkes auf die stark abfallende Bodenfläche das Abgleiten desselben zur Folge haben. Wollte man andererseits eine stetig fortlaufende Aufflandfläche MP , welche den theoretischen Anforderungen entspricht, zur Ausführung bringen, so wird der Rauminhalt des Fundamentkörpers wesentlich vermehrt, der letztere also verteuert, und auch das Ausheben der Fundamentgrube wird kostspieliger, letzteres namentlich dann, wenn der Baugrund fellig ist.

¹⁹²⁾ Nach Ol's Baumechanik (Teil I., 2. Aufl. Prag 1877) läßt sich die in diesem Falle erforderliche Gründungstiefe t berechnen aus der Gleichung

$$t = \frac{1,414}{f + \sqrt{1 + f^2}} \sqrt{\frac{2H - (G + 2V)f}{\gamma}}$$

worin G das Eigengewicht des Fundament- und des darüber aufgeführten aufgehenden Mauerwerkes, V die Mittelkraft der sonst wirksamen lotrechten Kräfte, H die Mittelkraft aus den das Bauwerk angreifenden wagrechten Kräften, γ das Gewicht der Raumeinheit Bodenmaterial und f den Reibungskoeffizienten des letzteren bezeichnen. Bei nassem Erdreich ist der kleinste Wert von $f = 0,3$ einzuführen; der größte Wert ist zu $0,65$ anzunehmen.

Fig. 673.

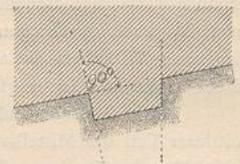
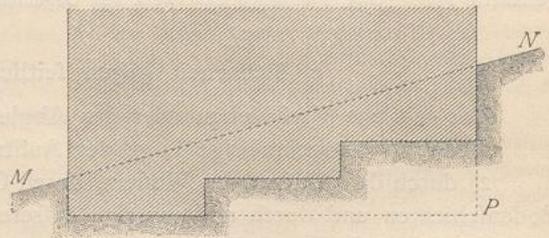


Fig. 674.



In einem solchen Falle treppe man den Baugrund ab, und zwar derart, daß die Begrenzungen der einzelnen Stufen winkelrecht, bezw. parallel zur herrschenden Druckrichtung gelegen sind. Haben die einzelnen Stufen eine größere Länge und ist das zu gründende Bauwerk stark belastet, so ist der über jeder Stufe stehende Mauerkörper unabhängig von den benachbarten auszuführen. Würde die Mauerung im Verbands gefeichen, so würde das den verschiedenen Höhen entsprechende, ungleichmäßige Setzen Trennungen im Mauerwerk hervorrufen. (Vergl. auch Art. 380, S. 309).

d) Sicherheit gegen äußere Einflüsse.

Äußere Einflüsse, welche den Bestand der Fundamente gefährden können und die infolgedessen für ihre Konstruktion und Ausführung maßgebend sind, rühren zumeist vom Wasser, von Gleichgewichtstörungen in den oberen Bodenschichten und von Gleichgewichtstörungen, welche in den tieferen Bodenschichten durch unterirdische Baue hervorgerufen werden, her.

1) Einfluß des Wassers. Derselbe macht sich in mehrfacher Weise geltend:

α) Die natürliche Bodenfeuchtigkeit wird im Winter dadurch schädlich, daß der Frost den Baugrund auflockert und denselben nachgiebiger macht. Nur wenige, vollkommen frostbeständige Felsarten widerstehen diesem Einfluß.

β) Das Grundwasser steigt im Fundamentmauerwerk, unter Umständen auch im aufgehenden Mauerwerk empor, veranlaßt den feuchten Zustand der Wände und der von denselben umschlossenen Räume. Konstruktionsmaterialien, welche der Feuchtigkeit nicht genügend widerstehen können, werden angegriffen, wodurch der Bestand des Bauwerkes gefährdet werden kann. Kohlenfäurehaltiges Wasser, ebenso feuchter Boden, der organische, in Verwesung begriffene Stoffe enthält, wirken besonders zerstörend auf das Mauerwerk ein. Unter Umständen tritt das Grundwasser auch in die unterirdischen Räume der Gebäude — feilich oder durch die Kellerföhle — ein. (Siehe auch Art. 344, S. 287.)

γ) Quellen und sonstige Wasseradern, welche den Baugrund durchsetzen, führen die Erweichung desselben mit sich; infolgedessen tritt die Senkung des Fundaments ein.

In geschichteten, sonst widerstandsfähigen Felsarten können Wasseradern auch dann einen schädlichen Einfluß ausüben, wenn sie von geneigten Thon- oder Lehmschichten durchsetzt sind. Die letzteren werden durch das Wasser schlüpfrig, und im Laufe der Zeit kann das Abrutschen des Fundaments eintreten¹⁹³⁾.

Quellen und anderes den Boden durchfließendes Wasser¹⁹⁴⁾ können auch das Unterpülen des Fundaments und dieses wieder eine beträchtliche Senkung des letzteren zur Folge haben¹⁹⁵⁾.

¹⁹³⁾ Bei den Bergbrüchen zu Caub (1876), wo die Gebirgsformation aus Thonschiefer mit eingelagerten Dachschieferblöcken besteht, war die auf der nordwestlichen Seite zu Tage tretende Lettenschicht durch die vorhergehenden anhaltenden Regengüsse wie mit Seife geschmiert und hatte den Fels- und Schuttmassen als Rutschfläche gedient. (Vergl.: Deutsche Bauz. 1867, S. 291.)

¹⁹⁴⁾ Hierzu gehört auch das Wasser, welches aus Fluß- und Strombetten in die Uferwandungen sickert, was namentlich bei Hochwasser eintritt und auf den Bestand von auf den Ufern errichteten Bauwerken zerstörend wirken kann.

Mehrere der alt-ägyptischen Denkmälbauten, wie z. B. der Palaß von Karnak, die meisten Monumente Thebens etc., sind hauptsächlich deshalb in Verfall geraten, weil ihre ohnedies nicht sehr sorgfältig ausgeführten Fundamente vom Nilwasser, welches bei den periodischen Ueberschwemmungen in das Ufergelände einsickert, einen zerstörenden Einfluß erfahren haben.

¹⁹⁵⁾ Die schon in der Fußnote 181 (S. 303) erwähnten Hagen'schen Versuche bezogen sich auch auf den Einfluß, den Wasser auf einige Bodenmaterialien ausübt.

Ließ man in eine Schüttung von trockenem Sande Wasser von unten eintreten und dieses mit einer Druckhöhe wirken, welche sich etwa 3 cm über die Oberfläche erhob, so verlor der Sand alle Festigkeit und quoll stellenweise hoch auf. Ließ man aber das Wasser von oben nach unten durch die Masse fließen, so ergab sich eine bedeutend größere Tragfähigkeit.

Beim Durchfließen von Wasser durch die Sandschicht von unten wird die Tragfähigkeit immer noch etwas größer, als

Ein Baugrund mit ungleichem Wassergehalt, welcher nicht gleichmäßig entwässert wird, kann die ungleiche Senkung oder — bei eintretendem Frost — selbst die ungleiche Hebung von Gebäudeteilen veranlassen, wodurch das Reißen des Mauerwerkes eintritt¹⁹⁶⁾.

δ) Offenes, insbesondere das fließende und das wellenschlagende, Wasser kann bei fortgesetztem Angriff das Unterwaschen des Fundaments herbeiführen. Dieser Punkt wird sonach bei Hochbauten, die an und in Teichen, Seen, Flüssen oder am Meeresufer zu errichten sind, besonders zu berücksichtigen sein.

ε) Bisweilen ist auch der vom Wasser erzeugte Auftrieb für Konstruktion und Ausführung der Fundamente von Einfluss. Kommt ein Bauwerk unmittelbar auf Felsen oder auf eine sonstige wasserundurchlässige Bodenart zu stehen, so ist ein Auftrieb nicht vorhanden. Wenn jedoch das betreffende Bodenmaterial vom Wasser durchzogen wird, ist in vielen Fällen der Auftrieb in Betracht zu ziehen. —

Diesen verschiedenartigen nachteiligen Einflüssen des unter- und oberirdischen Wassers muss in geeigneter Weise begegnet werden. In dieser Beziehung sind die nachstehenden Regeln zu beobachten.

Zu α). Die Aufständerfläche des Fundaments ist in frostfreie Tiefe zu legen. In unseren Klimaten dringt der Frost meist nur in eine Tiefe von 80 cm bis 1 m ein; deshalb ist mindestens eine Gründungstiefe von 1,00 bis 1,25 m zu wählen.

Bei allen wichtigeren Bauwerken ist die größere der beiden angegebenen Grenzziffern zu verwenden; nur bei Nebengebäuden, bei Einfriedigungen etc. kann man eine geringere Gründungstiefe wählen. Bei vollkommen frostbeständigem Felsen kann man auch unter 1 m Tiefe gehen.

Zu β). Dem schädlichen Einfluss des Grundwassers muss durch entsprechende Dichtungs- und Entwässerungsanlagen, sowie durch Wahl geeigneter Konstruktionsmaterialien vorgebeugt werden.

Damit das Grundwasser im Mauerwerk nicht emporsteige, bringe man fog. Isolierschichten an, von denen noch im nächsten Baude, Heft 1 dieses »Handbuches« (Abt. III, Abfchn. 1, A, Kap. 12: Schutz der Wände gegen Feuchtigkeit) die Rede sein wird.

Das Fundamentmauerwerk soll ferner möglichst wasserdicht nach den Seiten hin abschließen, damit kein Wasser in die Keller oder sonstigen unterirdischen Räume eindringe; dies kann durch möglichst wasserdichte Mauerung, noch besser durch Anlage von Luftgräben und durch zweckmäßige Entwässerungsanlagen außerhalb des Fundamentmauerwerkes erzielt werden. Das Grundwasser darf auch nicht durch die Kellerfohle emporsteigen, was durch Lehmschlag- und Betonschichten¹⁹⁷⁾, durch umgekehrte und entsprechend gedichtete Gewölbe, besser durch die oben erwähnten Entwässerungsanlagen (vergl. Art. 363 u. ff., S. 297 u. ff.) zu geschehen hat. Auch solche Konstruktionen werden später noch zu besprechen sein.

Um den zerstörenden Einfluss der Feuchtigkeit auf die Konstruktionsmaterialien zu verhüten, müssen dieselben in entsprechender Weise gewählt, bezw. in geeigneter Weise verwendet werden. In letzterer Beziehung ist namentlich bei Anwendung von Holz zu beachten, dass dasselbe stets unter Wasser bleibe

bei trockenem Sande, der lose aufgeschüttet wird, aber kleiner als bei trockenem, fest gestampftem Sande, indessen nur so lange, als die Druckhöhe des Wassers sich nicht auf mehr als einige Millimeter über die Oberfläche des Sandes erhebt und die Oberfläche nicht mehr aufpült.

Beim Durchfließen des Wassers von oben nach unten wird die Tragfähigkeit 4- bis 5mal so groß, als bei trockenem, lose aufgeschüttetem Sande.

Die Versuche mit verschiedenen, auch sehr steifen Thonarten ergaben, dass dieselben sich ähnlich wie Flüssigkeiten verhalten, dass die Tragfähigkeit nahe dem Gewichte der verdrängten Thonmasse gleich ist und ein auf Thon gelagertes Gebäude somit eigentlich immer schwimmt. Ferner scheint sich aus diesen Versuchen zu ergeben, dass für verschiedene drückende Flächen die Einenkungen den Quadraten dieser Flächen umgekehrt proportional sind.

¹⁹⁶⁾ Als Beispiel kann u. a. ein in Oberhessen erbautes Bahnwärterhaus der Main-Wefer-Bahn angeführt werden, wovon ein Teil durch das in der wasserführenden Bodenschicht gebildete Eis gehoben und dadurch von dem in seiner früheren Lage verbliebenen Teile abgerissen wurde.

¹⁹⁷⁾ Bei den Gründungen der *Magasins du Bon Marché* zu Paris war der Grundwasserzudrang zu gewissen Zeiten so groß, dass die Dichtung durch Beton das Eindringen des Wassers in das II. Kellergeschoß nicht verhüten konnte. In der Folge wurde eine zuverlässigere Dichtung dadurch erzielt, dass die einzelnen Maschinen etc. in wasserdichte Behälter gestellt wurden, welche wie die Wasserbehälter aus Eisenblech konstruiert sind. Der größte derselben ist 18,5 lang, 11,8 breit und 2,5 m tief; die Wände sind aus 10 mm, der Boden aus 12 mm dickem Blech angefertigt; die Winkeleisen in den Ecken sind 8 cm breit; der Boden ist noch durch Blechträger von 50 cm Höhe verstärkt. (Näheres hierüber in: *Fondations des Magasins du Bon Marché à Paris. La construction moderne*, Jahrg. 2, S. 426.

und nicht dem schädlichen Wechsel von Nässe und Trockenheit ausgesetzt werde. Die Oberkante jeder hölzernen Fundamentkonstruktion soll deshalb mindestens 30, besser 50 bis 75 cm unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel gelegen sein. Stets ist die grössere Ziffer, wenn nötig eine noch tiefere Lage der Holzkonstruktion zu wählen, wenn die Möglichkeit vorliegt, daß durch Anlage einer städtischen Kanalisation, durch Tieferlegung des nächst gelegenen Rezipienten etc. eine Senkung des Grundwasserspiegels eintreten könnte.

Zu γ). Ist der Baugrund von Wasseradern durchsetzt, so gehe man entweder mit der Aufständerfläche des Fundaments bis unter die wasserführende Schicht, oder besser man entwässere die letztere in der schon in Art. 364 (S. 298) besprochenen Weise. Sind Quellen vorhanden, so fasse man sie, wie an derselben Stelle gleichfalls schon gesagt wurde, oberhalb des Fundaments derart ab, daß ihr Abfluß keine Störung erleidet.

Erforderlichenfalls kann auch durch eine Spundwandumschließung das seitliche Ausweichen des Baugrundes oder auch das Auswaschen desselben verhütet werden.

Zu δ). Bei Gründungen am und im stehenden oder fließenden Wasser verhüte man das Unterwaschen des Fundaments durch eine entsprechend tiefere Gründung, durch Umschließung mit einer Spundwand und durch Steinschüttung.

Wenn man die Aufständerfläche des Fundaments in eine solche Tiefe verlegt, in der das Wasser eine sehr geringe Geschwindigkeit hat, in der es also überhaupt keinen Angriff auf den Boden ausübt, so ist der beabsichtigte Zweck erreicht.

Spundwände (siehe Art. 154 u. ff., S. 112) werden entweder vollständig dicht hergestellt, oder sie umschließen das Fundament in solcher Weise, daß jede nachteilige Bewegung des Wassers vermieden wird. Beide Anordnungen werden in vielen Fällen genügen. Doch thut man auch hier besser, wenn man mit dem Fundament in solche Tiefe herabgeht, in welcher das Wasser nur eine geringe Strömung hat; denn die Spundwand schützt zwar den Boden unter dem Fundament gegen Fortspülen; allein das seitliche Fortspülen des Bodenmaterials um die Spundwand herum und das dadurch hervorgerufene Ausweichen derselben werden nicht verhütet.

Steinschüttungen oder Steinwürfe müssen aus so großen Steinen gebildet werden, daß sie vom Wasser nicht fortbewegt werden¹⁹⁸⁾. Die Steinschüttungen kommen entweder allein oder in Verbindung mit Spundwänden zur Verwendung. Im letzteren Falle haben sie die Standfestigkeit der Spundwände zu erhöhen und das Wegspülen des Bodenmaterials um dieselben herum zu verhüten.

Auch hier müssen hölzerne Konstruktionsteile des Fundaments stets unter Wasser sein und deshalb ihre Oberkante mindestens 50 cm unter den bekannten niedrigsten Wasserstand gelegt werden.

Zu ϵ). Dem vom Wasser erzeugten Auftriebe muß eine solche Masse entgegen gesetzt werden, daß sich beide das Gleichgewicht halten. Soll z. B. die Sohle eines Wasserbehälters oder sonstigen Beckens durch das Grundwasser nicht gehoben werden, so muß der Baukörper, der die Sohle bildet, eine solche Dicke erhalten, daß sein Gewicht mindestens ebenso groß ist, als der wirksame Auftrieb. In gleicher Weise ist zu verfahren, wenn eine Baugrube trocken gelegt und durch einen wasserdichten Baukörper die Wasserzuflutung auf ihrer Sohle verhindert werden soll.

Die Dicke d solcher, dem Auftrieb entgegenwirkender Baukörper (meist Mauer- und Betonschichten) läßt sich aus der Gleichung

$$d = \frac{t}{\gamma}$$

berechnen, wenn t die Höhe der drückenden Wassersäule (die Wassertiefe) und γ das Gewicht der Raumeinheit des betreffenden Baukörpers bezeichnet. Indes erhält man auf diese Weise stets eine zu große

¹⁹⁸⁾ Stellt man sich die Steine als Würfel von der Kantenlänge a vor, so muß

$$a > \frac{\gamma}{2\gamma_0 g f} v^2$$

sein, wenn γ das Gewicht der Raumeinheit Wasser, γ_0 das Gewicht der Raumeinheit Stein, v die Geschwindigkeit des Wassers, g die Beschleunigung der Schwere und f den betreffenden Widerstandskoeffizienten bezeichnen. Der Koeffizient von v kann im Mittel zu 10 angenommen werden.

Dicke, weil das Wasser zwischen den Bodenteilchen einen Widerstand erfährt und deshalb eine Bewegungsgeschwindigkeit kleiner ist, als jene, welche der wirklichen Druckhöhe entsprechen würde. Bei grobem Kiesboden wird infolgedessen die nach aufwärts wirkende Kraft auf etwa die Hälfte, bei sandigem Baugrund auf etwa ein Drittel des theoretischen Auftriebes herabgemindert. Meistens wird deshalb schon die Hälfte der nach obiger Formel berechneten Dicke genügen¹⁹⁹⁾.

Wirken auf ein Bauwerk außer lotrechten auch wagrechte Kräfte, so sind bei Aufführung der Gesamtmittelkraft die lotrechten Kräfte um das Maß des Auftriebes zu verringern.

383.
Gleichgewichts-
störungen
im
Baugrund.

2) Gleichgewichtstörungen in den oberen Bodenschichten. Dieselben können hervorgebracht werden:

α) Durch örtliche Veränderungen, die in den meisten Fällen durch Bodeneinschnitte und sonstige Erdarbeiten entstehen und das Abgleiten des Bauwerkes erzeugen können.

β) Durch Wasseranammlung in den tieferen Teilen der Erdrinde; hierdurch wird nicht selten ein Angriff und eine Lösung der zu Tage liegenden Erdschicht hervorgerufen, welche das Nachsinken höher gelegener Schichten und der darauf gegründeten Bauwerke zur Folge haben kann²⁰⁰⁾.

3) Gleichgewichtstörungen in den tieferen Bodenschichten. Die hier in Frage kommenden Gleichgewichtstörungen sind hauptsächlich diejenigen, welche durch unterirdische Baue, wie Bergwerks- und Wasserstollen, Tunnel etc., sowie durch die damit verbundenen Wasserentziehungen und Einbrüche hervorgebracht werden²⁰¹⁾.

Durch solche Einflüsse kann ebenso das Bersten des Fundaments, wie das Abgleiten desselben stattfinden.

Um in allen derartigen Fällen die zu errichtenden Gebäude vor der späteren Gefährdung nach Thunlichkeit zu schützen, muß man Konstruktionen und Sicherungen ausführen, bei denen auf die Möglichkeit einer später eintretenden Lagenveränderung Rücksicht genommen ist. Allgemeine Regeln lassen sich hierbei nicht aufstellen, da die maßgebenden örtlichen Verhältnisse ungemein verschieden sind. An dieser Stelle läßt sich nur allgemein sagen, daß man dem Abgleiten die entsprechenden Massen, dem Bersten des Fundaments Konstruktionen entgegenzusetzen muß, die eine größere Zugfestigkeit haben, als Mörtelmauerwerk.

In Teil III, Bd. 6 (Abt. V, Abschn. 1, Kap. 3) wird von der Einwirkung der Bodenfenkungen auf Gebäude und den Sicherungen dagegen noch eingehend die Rede sein.

e) Gründungstiefe.

384.
Gründungs-
tiefe.

Im vorhergehenden war mehrfach Anlaß, von der Größe der Gründungstiefe und von einigen Faktoren, welche dieselbe beeinflussen, zu sprechen. Es dürfte indes

¹⁹⁹⁾ Vergl. auch: Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 85. — Zeitchr. f. Bauw. 1886, S. 101. — Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 87; 1887, S. 314.

²⁰⁰⁾ Als Beispiele von Bauwerken, welche durch Gleichgewichtstörungen in den obersten Bodenschichten gelitten haben, können die von den Berggrutschen zu Aachen etc. berührten Gebäude genannt werden.

²⁰¹⁾ Der unterhöhlte Baugrund in den Kohlenrevieren Rheinlands und Westfalens hat mehrfach schädliche Veränderungen erlitten. Die Stadt Essen steht auf einem Gelände, das der Steinkohlenformation angehört, von mehreren Kohlenflötzen durchsetzt und von einer Kreidemergelschicht überlagert ist. Durch den Abbau jener Kohlenflötze erfährt die Mergelschicht teils durch Wasserentziehung, teils durch zeitweise Einbrüche örtliche Einsenkungen. Die Gebäude kommen alsdann entweder auf die durch die Einsenkungen gebildeten Mulden oder auf die betreffenden Sattel zu stehen und werden hierbei einer Biegung ausgesetzt, welche das Reißen der unteren Mauerfugen und das Klaffen der Stosfugen nach unten oder oben zur Folge hat.

nicht überflüssig fein, die hierbei zu beobachtenden Regeln nochmals zusammenzufassen und durch die noch nicht erwähnten Gesichtspunkte zu ergänzen²⁰²⁾.

1) Das Fundament ist, wenn irgend möglich, auf die tragfähige Bodenschicht — sei es unmittelbar oder mittels einzelner Stützen (Fundamentpfeiler, Pfähle, Brunnen, Röhren etc.) — zu setzen. Nur im Notfalle versuche man es, durch die Reibung des Bodenmaterials an den Außenflächen des Fundaments allein die erforderliche Standfestigkeit deselben zu erzielen (vergl. Art. 381, S. 310).

2) Die Aufstanzfläche des Fundaments muß in frostfreier Tiefe gelegen sein (vergl. Art. 382, S. 312).

3) Man wähle eine über das geringste zulässige Maß hinausgehende Gründungstiefe²⁰³⁾, wenn man:

a) eine noch festere Bodenschicht erreichen will (vergl. Art. 378, S. 305);

β) wenn man durch eine größere Fundamentverbreiterung den vom Fundament zu übertragenden Druck auf eine größere Fläche verteilen will (vergl. Art. 379, S. 306);

γ) wenn man den Reibungswiderstand zwischen dem Bodenmaterial und den Außenflächen des Fundaments vermehren will (vergl. Art. 379, S. 307);

δ) wenn man das Abgleiten des Fundaments durch den Einfluß des sog. passiven Erddruckes verhüten will (vergl. Art. 381, S. 310);

ε) wenn die Sohle der im Gebäude etwa anzulegenden unterirdischen Räume tiefer gelegen ist, als die obere Begrenzung der tragfähigen Bodenschicht, und

ζ) wenn das seitliche Ausweichen und Emporfsteigen des Baugrundes verringert werden soll (vergl. Art. 377, S. 304).

4) Man führe das Fundament in eine solche Tiefe hinab, daß es vor dem schädlichen Einflusse des Wassers bewahrt bleibt (vergl. Art. 382, S. 311).

Von der Gründungstiefe hängt zum großen Teile die Konstruktion und Ausführung des Fundaments ab. Für geringere Tiefen werden aufgebaute Fundamente (in ausgeschachteter Baugrube von unten nach oben hergestellt), bei größeren Tiefen verfenkte Fundamente (in den Boden eingetrieben oder mittels Grabe- und Baggerarbeit gefenkt) angewendet.

385.
Einfluss
der
Gründungs-
tiefe.

f) Gründungsverfahren.

Die Wahl des Gründungsverfahrens hängt ab:

1) von der Natur des betreffenden Gebäudes und von der Art und Weise, wie dasselbe den Baugrund beansprucht (Eigengewicht des Gebäudes, ruhende und bleibende oder wechselnde und stoßende Belastung, Erschütterungen etc.);

2) von den Ansprüchen an die längere oder kürzere Zeit dauernde Erhaltung des Gebäudes (Bauten für bleibende oder vorübergehende Zwecke, monumentale Bauwerke, einfachen Zwecken dienende Profanbauten etc.);

3) von der Beschaffenheit des Baugrundes;

4) vom Vorhandensein von Wasser (ob Grundwasser, offenes fließendes, wellenschlagendes etc. Wasser) und anderen äußeren, den Baugrund beeinflussenden Faktoren;

5) von den verfügbaren Baustoffen, maschinellen und sonstigen Hilfsmitteln;

6) von der verfügbaren Bauzeit, und

7) von den Kosten, welche die einzelnen Gründungsverfahren erzeugen.

386.
Wahl des
Gründungs-
verfahrens.

²⁰²⁾ Diejenigen Regeln und Gesichtspunkte, von denen bereits ausführlicher die Rede war, sind durch kleineren Druck gekennzeichnet.

²⁰³⁾ *Vitruv* sagt im III. Buche (Kap. 4): Das Erdreich ist bei Tempelbauten nicht nur so tief auszugraben, bis man, wo möglich, festen Boden erreicht, sondern auch noch in die feste Bodenschicht hinein, nach Maßgabe der Größe und Schwere des auszuführenden Gebäudes.

387.
Einfluss
des
Baugrundes.

Unter diesen Faktoren sind indes die Beschaffenheit des Baugrundes und der Einfluss des Wassers in erster Reihe leitend bei der Wahl des Gründungsverfahrens.

Bezüglich des Baugrundes ist hierbei entscheidend:

- 1) ob die feste Bodenschicht, worauf das Fundamentmauerwerk unmittelbar gesetzt werden kann, bereits in geringerer Tiefe sich vorfindet, oder
- 2) ob der tragfähige Baugrund erst in größerer Tiefe (innerhalb ziemlich weiter Grenzen, 3 bis 15 m) unter der Erdoberfläche zu finden ist, so dass er mittels Fundamentpfählern, Pfählen, Senkbrunnen oder Senkröhren erreichbar ist, oder
- 3) ob die tragfähige Bodenschicht sich in noch größerer Tiefe befindet, so dass sie mit den eben angedeuteten Mitteln nicht erreicht werden kann.

388.
Einfluss
des
Wassers.

Der Einfluss des Wassers macht sich in negativem oder positivem Sinne geltend, insofern

- 1) gar kein Wasser vorhanden ist, oder
- 2) Wasser sich zwar vorfindet — sei es Grundwasser oder offenes Wasser (letzteres ein im Hochbauwesen verhältnismässig sehr seltener Fall) — welches sich aus der Baugrube ausschöpfen lässt, oder
- 3) das vorhandene Wasser nicht ausgeschöpft werden kann.

389.
Gruppierung
und
Einteilung
der
Gründungen.

Vereinigt man die eben angeführten sechs Gesichtspunkte untereinander, so kann man die verschiedenen Gründungsweisen nach Art des nebenstehenden Schemas²⁰⁴⁾ gruppieren.

Für die nachfolgenden Betrachtungen erscheint es am zweckmässigsten, die Grundbauten einzuteilen in²⁰⁵⁾:

- 1) aufgebaute Fundamente, welche von unten nach oben hergestellt werden, und
- 2) versenkte Fundamente, deren Ausführung von oben nach unten geschieht — sei es, dass sie in den Boden eingetrieben werden, sei es, dass unter dem bereits fertigen Fundamentkörper der schlechte Boden nach und nach weggenommen wird.

390.
Kosten.

In Art. 386 wurde gesagt, dass auch die Kosten der Gründungsverfahren bei ihrer Wahl ausschlaggebend sein können. Man wird, zwei gleich gute Fundamentkonstruktionen vorausgesetzt, naturgemäss diejenige wählen, welche unter sonst gleichen Verhältnissen die geringeren Kosten verursacht.

So z. B. wurde bei der Gründung gewisser Teile des neuen Reichstagshauses in Berlin durch eingehende Kostenberechnung das zweckmässigste Verfahren ermittelt. 1 Quadr.-Meter Betongründung unmittelbar auf dem 4,5 bis 5,0 m unter N. W. lagernden festen Kies berechnete sich zu rund 86 Mark, die Herstellung eines Betonpahlroftes, einschli. der Kosten für die Wasserhaltung, zu rund 58 Mark; bei ersterer wäre noch hinzugekommen, dass ein Erdkörper von etwa 2000 qm Grundfläche und 4,5 bis 5,0 m Tiefe im Wasser auszuheben gewesen wäre, was einen bedeutenden Aufwand an Zeit und Geldmitteln erfordert haben würde. Die Gründung mittels Betonpahlroft wurde deshalb vorgezogen²⁰⁶⁾.

Die Kosten der einen oder anderen Gründungsweise können unter Umständen auch dann ausschlaggebend sein, wenn die verfügbaren Geldmittel sehr beschränkt sind; man wird häufig das billigere Gründungsverfahren wählen, wenn dasselbe auch weniger solide als ein anderes, leider teureres ist.

Da, wie im vorstehenden Kapitel gezeigt wurde, eine große Zahl von Faktoren und Einflüssen auf die Konstruktion und Ausführung eines Fundaments einwirken, da, wie das umstehende Schema zeigt, auch die Zahl der verschiedenen Gründungsverfahren eine nicht geringe ist, so sind auch die absoluten Kosten der Fundamente sehr verschieden. Leider liegen brauchbare Angaben darüber nur in geringem Masse vor.

²⁰⁴⁾ Dasselbe ist zum Teile dem im »Deutschen Bauhandbuch« (III. Teil, Berlin 1879, S. 26) von *Franzius* aufgestellten Schema nachgebildet.

²⁰⁵⁾ Die häufig vorkommende Einteilung in natürliche und künstliche Gründung wurde, da sie jeder fachgemässen Grundlage entbehrt, hier nicht weiter beachtet.

²⁰⁶⁾ Näheres in: Der Bau des Reichstagshauses in Berlin. Centralbl. d. Bauw. 1885, S. 25.

Baugrund:	Wasser nicht vorhanden.	Wasser vorhanden als:		Wasser vorhanden, aber nicht auszuschöpfen.
		Grundwasser.	offenes Wasser, welches sich ausschöpfen läßt.	
in geringer Tiefe fest.	Unmittelbare Ausführung des Fundamentmauerwerkes auf dem festen Baugrund.	1) Abgraben der lockeren Bodenschicht, Ausschöpfen des Wassers und a) Ausführung des vollgemauerten Fundaments; b) Ausführung einzelner massiv gemauerter Fundamentpfeiler mit Erdbogen. 2) Schwache Betonschicht zur Dichtung der Quellen.	1) Herstellung einer wasserfreien Baugrube, Abgraben der lockeren Bodenschicht und 2) hoch liegender Pfahlrost;	1) Steinschüttung. 2) Betonschicht (durch Verfenken ohne Wassererschöpfen hergestellt).
in erreichbarer Tiefe fest.	Abgraben der lockeren Bodenschichten und 1) Ausführung des vollgemauerten Fundaments; 2) Ausführung einzelner massiv gemauerter Fundamentpfeiler, ohne oder mit Erdbogen; 3) Betonschicht.	Abgraben der lockeren Bodenschichten bis unter den Grundwasserspiegel und a) tief liegender Pfahlrost; b) Betonschicht zur Dichtung der Quellen (mit oder ohne Wassererschöpfen).	1) Herstellung einer wasserfreien Baugrube und tief liegender Pfahlrost; 2) hoch liegender Pfahlrost; 3) Gründung mittels eiserner Schraubenspähle.	1) Hoch liegender Pfahlrost; 2) Baggerung und a) Steinschüttung, b) Betonverfenkung. 3) Senkbrunnen; 4) Senkröhren.
nicht in erreichbarer Tiefe fest.	1) Verbreiterung des Mauerwerkes; 2) breite Betonschicht; 3) trockene Steinpackung; 4) Sandschüttung; 5) umgekehrte Gewölbe.	Abgraben der lockeren Bodenschicht auf angemessene Tiefe, jedenfalls bis unter den niedrigsten Grundwasserspiegel, 1) Ausschöpfen des Wassers und a) Schwellrost, b) Sandschüttung, c) breite Betonlage, d) Pfahlrost oder Pfähle zur Dichtung des Baugrundes, e) umgekehrte Gewölbe, f) Steinpackung; 2) breite Betonschicht ohne Wassererschöpfen.	1) Herstellung einer wasserfreien Baugrube, Abgraben der lockeren Bodenschicht in angemessene Tiefe und 2) hoch liegender Pfahlrost; 3) Gründung mittels eiserner Schraubenspähle.	Belastung des Baugrundes um das Fundament herum und 1) Senkbrunnen, 2) Senkröhren.
Be-merkungen:	Holz nicht zu verwenden.	Holz unter Wasser zulässig; genaue Arbeit möglich.		Holz unter Wasser zulässig; weniger genaue Arbeit.

In den von *Endell & Frommann*, bezw. *Wiethoff*²⁰⁷⁾ veröffentlichten »Statistischen Nachweisen, betreffend die vollendeten und abgerechneten Preussischen Staatsbauten« sind auch die Kosten der »künstlichen Fundierungen« für 1 qm überbauter Grundfläche angegeben. Da indes die Angaben über die Gründungstiefen fehlen, so sind Kostenvergleiche nicht gut anzustellen. Geeigneter hierzu wären Angaben über den Preis für 1 cbm Gründungsbau (überbaute Grundfläche \times Gründungstiefe), weil die Kosten von der Gründungstiefe in hohem Maße abhängig sind; allerdings kommt der Einfluss der letzteren im angewandten Gründungsverfahren einigermaßen zum Ausdruck.

Im folgenden wird mehrfach Gelegenheit sein, der Kosten der verschiedenen Fundamentkonstruktionen Erwähnung zu thun.

²⁰⁷⁾ In: *Zeitschr. f. Bauw.* (Auch als Sonderabdruck erscheinend.)

III. Teil, 2. Abteilung:
FUNDAMENTE.

2. Abschnitt.

Aufgebaute Fundamente.

Für die aufgebauten Fundamente ist kennzeichnend, daß sie fast stets das Herstellen einer Baugrube erfordern, auf deren Sohle das Fundament unmittelbar (von unten nach oben) zur Ausführung kommt. Nur in sehr seltenen Fällen kann vom Ausschachten einer Baugrube abgesehen werden; denn es ist nur bei sehr wenigen zu Tage liegenden, vollkommen widerstandsfähigen Felsarten zulässig, ein Bauwerk unmittelbar darauf zu setzen. Das im Hochbauwesen am häufigsten angewendete Gründungsverfahren besteht vielmehr darin, daß man die oberen, lockeren Bodenschichten abgräbt und auf diese Weise einen Baugrund zu erreichen trachtet, der vollkommen tragfähig oder doch so widerstandsfähig ist, daß man durch eine geeignete Fundamentkonstruktion unmittelbar darauf gründen kann; in manchen Fällen (bei großer Gründungstiefe, z. B. tief gelegenen Keller- etc. Räumen) ist man genötigt, auch noch einen Teil der tragfähigen Bodenschicht auszuheben.

391.
Uebersicht.

Die Sohle einer derart hergestellten Baugrube muß eine Gestalt und Lage erhalten, welche der Form und Lage der Fundamentbasis entspricht (vergl. Art. 371 u. 372, S. 300 bis 302); auf der Sohle der Baugrube wird das Fundament »aufgebaut«, daher die im vorliegenden gewählte Bezeichnung »aufgebaute Fundamente«.

Diese Gründungsweise ist den anderen Verfahren unbedingt vorzuziehen, weil sie gestattet, die Beschaffenheit des Bodens in allen Einzelheiten kennen zu lernen, die Sohle der Baugrube zu ebnen und zu reinigen und darauf das Fundament mit der erforderlichen Sorgfalt herzustellen. Am vorteilhaftesten ist es hierbei, die Baugrube in solcher Tiefe auszuheben, daß ihre Sohle durch eine vollkommen tragfähige Bodenschicht gebildet wird; alsdann läßt sich auf derselben ohne weiteres die Fundamentmauerung ausführen, wodurch gemauerte Fundamente entstehen. Diesem Verfahren giebt man mit Recht den Vorzug vor anderen. Ist es mit Rücksicht auf die Kosten oder aus anderen Gründen nicht statthaft, ein durchgehendes (volles) Fundamentmauerwerk auszuführen, so trachtet man, wenigstens einzelne Fundamentpfeiler auf den tragfähigen Baugrund zu setzen.

Kann man jedoch mit der Aufstreichfläche des Fundaments nicht auf eine genügend widerstandsfähige Bodenschicht herabgehen, so sind entweder geschüttete oder Schwellrostfundamente zur Ausführung zu bringen; zu ersteren gehören die aus Beton- und die aus Sandschüttungen gebildeten Fundamente.

Vorstehend wurde im wesentlichen die Gründung von Bauwerken berücksichtigt, die auf der festen Erdoberfläche zu errichten sind. Für Bauwerke, die am oder im

offenen Wasser ausgeführt werden sollen, wird die Baugrube durch geeignete Umschließungswände begrenzt und auch innerhalb dieser die allenfalls vorhandene lockere Bodenschicht beseitigt, um auf ganz tragfähigem oder doch genügend widerstandsfähigem Baugrund unmittelbar gründen zu können.

Auch bei den verfenkten Fundamenten wird nicht selten die Herstellung einer Baugrube erforderlich; doch reicht alsdann die Sohle der letzteren niemals bis auf die tragfähige Schicht, und das Fundament wird auch nicht auf dieser Sohle von unten nach oben aufgebaut.

Im vorliegenden Abschnitt wird zunächst die Herstellung der Baugrube besprochen und alsdann zur Vorführung der verschiedenen Arten von aufgebauten Fundamenten geschritten werden.

1. Kapitel.

Baugrube.

a) Baugrube im Trockenem.

392.
Fundament-
gräben
und
Baugrube.

Wenn die Fundamente eines Gebäudes ausgeführt werden sollen, so werden entweder bloß die für die Außen- und Innenwände desselben erforderlichen Baugruben ausgehoben, wodurch letztere in die sog. Fundamentgräben übergehen. Oder es werden, falls unter dem Gebäude Keller oder andere unterirdische Räume vorhanden sein sollen, auch für diese die Ausschachtungen vorgenommen, so daß eine einzige große Baugrube gebildet. In diesem Falle wird zunächst die Baugrube bis zur Sohle der anzuordnenden unterirdischen Räume ausgehoben, und erst innerhalb dieser werden die Fundamentgräben ausgeschachtet.

Dieses Verfahren darf nicht Anwendung finden, wenn das zu errichtende Gebäude unmittelbar an schon bestehende Gebäude stößt und der Bestand der letzteren durch das Ausheben der großen Baugrube gefährdet würde. In solchen Fällen sind zunächst nur die Fundamentgräben für jene Mauern auszuschachten, die winkelrecht zum Nachbargebäude gerichtet sind; durch sofortige Ausführung der betreffenden Grundmauern wird die Verstrebung der Nachbargebäude bewirkt.

Eine einheitliche Baugrube wird auch dann zur Ausführung gebracht, wenn es sich um die Gründung von Bauwerken handelt, die größere geschlossene Massen bilden, wie Gedächtnisfäulen, Obeliske, monumentale Brunnen und andere Denkmäler.

393.
Abmessungen
und
Querschnitt.

Die Tiefe der Baugruben, bzw. der Fundamentgräben ist durch die Bodenbeschaffenheit und durch die Fundamentkonstruktion bedingt; sie ergibt sich aus den in Art. 382 (S. 312) entwickelten Grundsätzen. Die wagrechten Abmessungen größerer Baugruben übertreffen in der Regel die Grundrißmasse des zu gründenden Bauwerkes. Um die Grundrißfigur des letzteren wird meist ein Umgang gebildet, der mindestens so breit ist, daß darauf ein Mann stehen kann, also mindestens 30, besser 50 cm; bei größeren Gründungen wird bisweilen an einer oder auch an zwei Seiten ein Umgang angeordnet, der auch zur Lagerung und Fortbewegung verschiedener Materialien zu dienen hat und dann eine Breite von 1,00 bis 1,50 m erhält.

Die Fundamentgräben erhalten häufig keine größere Sohlenbreite als sie durch die Breite der Fundamentbasis und durch die von der Zimmerung beanspruchte Breite bedingt ist.

Der Rauminhalt der auszuschachtenden Bodenmassen ist am geringsten, wenn die Wandungen der Baugrube lotrecht sind. Bei geringer Tiefe und festerem Erdreich läßt sich eine derartige Begrenzung ohne weiteres erzielen; sonst muß eine

Zimmerung zu Hilfe genommen werden. Letztere erzeugt nicht selten große Kosten, so daß es unter Umständen billiger sein kann, wenn man die Baugrube mit geböschten Wandungen aushebt; eine vergleichende Kostenberechnung ist in der Regel ausschlaggebend, den Fall ausgenommen, daß es überhaupt unzulässig ist, die Baugrubenwandungen anders als lotrecht herzustellen.

Der letztgedachte Fall tritt namentlich bei städtischen Bauten ein, wo durch Lagerung des ausgegrabenen Bodens, der Baumaterialien, durch Gerüste etc. schon so viel Raum in Anspruch genommen wird, daß von geböschten Grubenwandungen kaum die Rede sein kann.

1) Baugruben ohne Zimmerung.

Fester Felsen, fest gelagertes Gerölle etc., kurz aller Boden, der in Art. 342 (S. 286) als »sehr gut« und als »gut« bezeichnet worden ist, kann in lotrechter Begrenzung abgesprengt, bezw. abgegraben werden. Auch etwas loserer (»ziemlich guter«) Boden bleibt auf geringe Tiefen lotrecht anstehen; insbesondere ist dies

394.
Baugruben
ohne
Zimmerung.

Fig. 675.

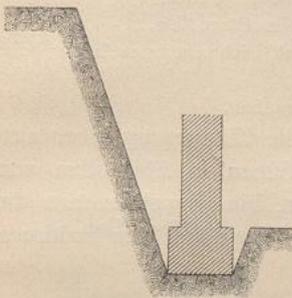
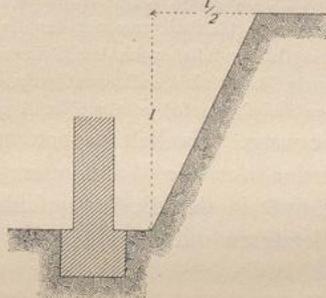


Fig. 676.



häufig bei den Fundamentgräben der Fall, die innerhalb der erschlossenen Baugrube noch besonders ausgehoben werden und meist eine nur geringe Tiefe erhalten (Fig. 676).

Bei größerer Tiefe und bei noch lockerem (»schlechterem«) Boden werden die Gruben-, bezw.

Grabenwandungen geböschet ausgeführt (Fig. 675); die Böschung wird, um an Ausschachtungsmasse zu sparen, möglichst steil angelegt. Hat der abzugrabende Boden einigen Zusammen-

hang und ist die Tiefe keine zu große, so genügt in der Regel eine halbmalige²⁰⁸⁾ Böschung (Fig. 676); sehr tiefe Baugruben und Fundamentgräben in leicht beweglichem Erdreich erhalten ein-, anderthalbmalige, selbst noch flachere Böschungen (Fig. 677).

Die geböschten Wandungen tiefer Baugruben erhalten in lotrechten Abständen von 1,50 bis 2,00 m wagrechte Abfätze *A* (Fig. 677), welche Bermen, Bänke oder Bankette heißen; dieselben

vermehrten die Haltbarkeit der Böschungen; von oben herabfallende Erdteilchen werden dafelbst aufgehalten; auch werden sie zur Lagerung und zur Fortbewegung von Materialien benutzt. Derlei Bermen sollten nicht weniger als 40 bis 50 cm Breite erhalten.

²⁰⁸⁾ Die Bezeichnungen halbmalig, dreiviertelmilig, einmalig, fünfviertelmilig, anderthalbmalig etc. geben bei den Böschungen der Erdkörper das Verhältnis $\frac{a}{t}$ (siehe nebenstehende Figur) oder die Kotangente des Böschungswinkels α an.

2) Baugruben mit Zimmerung.

395.
Baugruben
mit
Zimmerung.

Soll eine Baugrube mit lotrechten Wandungen in einem Boden hergestellt werden, der ohne Stützung in solcher Begrenzung nicht stehen bleibt, so muß eine sog. Zimmerung, Absteifung, Abpreizung oder Bölzung der Grubenwandungen vorgenommen werden. Dieselbe wird in Holz ausgeführt und besteht im wesentlichen darin, daß man an das zu stützende Erdreich eine Verschalung oder Bekleidung aus stärkeren Brettern oder Bohlen legt und diese durch weitere Hölzer entsprechend stützt. Die Schalbohlen können wagrecht oder lotrecht gelegen sein; hiernach soll im folgenden zwischen wagrechter und lotrechter Zimmerung unterschieden werden.

Eine gute Baugrubenzimmerung soll folgende Bedingungen erfüllen:

α) Die Zimmerung soll so fest sein, daß sie dem in und neben der Baugrube beschäftigten Personal die nötige Sicherheit gewährt.

β) Die Zimmerung soll möglichst wenig Holz erfordern, nicht nur, damit sie thunlichst geringe Kosten erzeugt, sondern auch aus dem Grunde, um den Raum in der Baugrube thunlichst wenig zu verengen.

γ) Um die zur Zimmerung dienenden Hölzer später anderweitig verwenden zu können, sollen sie möglichst wenig behauen und geschnitten, überhaupt möglichst wenig bearbeitet werden.

δ) Die Schalbohlen sollen, soweit als thunlich, nur mit der Hand einzusetzen sein.

ε) Die verschiedenen Zimmerungshölzer sollen nach dem Gebrauch sich leicht entfernen lassen; beim Befestigen derselben soll der anstehende Boden nicht zusammenbrechen.

ζ) Die Zahl der erforderlichen Holzforten soll eine möglichst geringe sein.

396.
Wagrechte
Zimmerung.

α) Wagrechte Zimmerung. Handelt es sich um die Zimmerung einer ausgedehnten Baugrube, so werden vor die Wandungen derselben in Abständen von 1,25 bis 2,00 m Pfähle p (Fig. 678) in den Boden geschlagen, hinter welche man die Schalbohlen b legt und die letzteren mit Erde hinterfüllt. Je größer der Erddruck

Fig. 678.

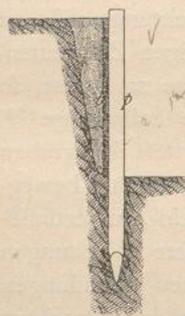


Fig. 679.

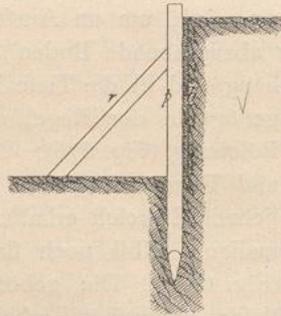
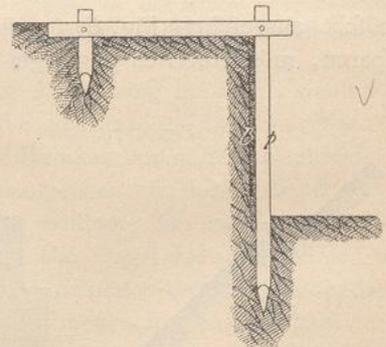
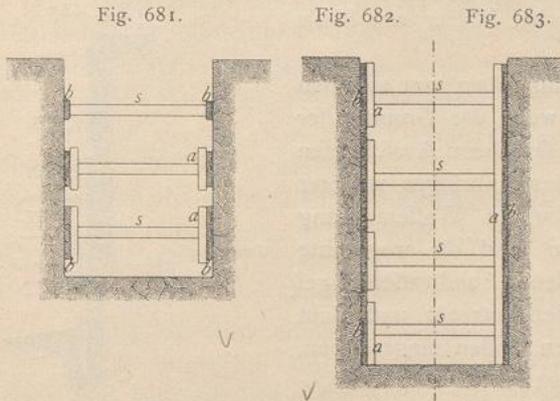


Fig. 680.



ist, auf eine desto größere Tiefe sind die Pfähle einzurammen; erforderlichenfalls stützt man sie durch Streben r (Fig. 679) oder verankert sie nach rückwärts, wie dies aus Fig. 680 ersichtlich ist. Die Stöße der Schalbohlen müssen auf einen Pfahl treffen; noch besser ist es, die Bohlen nicht aneinander stoßen, sondern einander übergreifen zu lassen. Letzteres empfiehlt sich namentlich dann, wenn der zu stützende Boden feinkörnig, nass und leicht beweglich ist, so daß er unter Umständen aus den Fugen herausquillen würde. In einem solchen Falle werden auch die wagrechten Fugen zwischen den übereinander liegenden Schalbohlen durch besondere Leisten gedeckt.

Wenn enge und langgestreckte Baugruben, bzw. Fundamentgräben gezimmert werden sollen, so ändert man den eben beschriebenen Vorgang dahin ab, daß man die zwei entgegengesetzten Wandungen wechselseitig gegeneinander absteift; alsdann ist das Einschlagen von Pfählen nicht mehr erforderlich.



(Fig. 682 u. 683). Um den Druck, den mehrere übereinander gelegene Bohlen *b* empfangen, auf eine gemeinschaftliche Steife *s* zu übertragen, ordnet man in diesem, wie im vorhergehenden Falle in Abständen von 1,50 bis 2,00 m lotrechte Hölzer (Brustbohlen) *a* an, zwischen denen die Steifen eingezo-gen werden. Da die Längen der letzteren nicht immer genau passen, so wird zwischen dem einen Hirnende derselben und dem betreffenden lotrechten Holze wohl auch ein Keil eingetrieben.

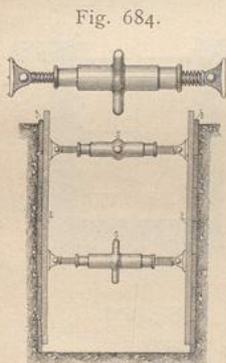


Fig. 684.
Abspriesswinde
von Karl Birmel zu
Freiburg i. B.

Das Eintreiben der Holzsteifen *s*, bzw. der etwa in Anwendung kommenden Keile ist für größere Baugrubentiefen nicht ganz gefahrlos; noch größer ist die Gefahr beim Entsteifen der Baugrube, also beim Heraus-schlagen jener Steifen. Man hat deshalb auch schon Steifen in Anwendung gebracht, die ganz oder zum größten Teile aus Metall hergestellt sind und die mit Hilfe von Schrauben verlängert oder verkürzt werden können. Fig. 684 zeigt eine solche Vorrichtung²⁰⁹⁾.

Erwähnt seien auch die »Absteifungspreizer«, welche *Otto M. Gefsner* in Annaberg patentiert sind. Die Spreize besteht aus starkem schmiedeeisernem Rohr, welches mit einer Zackenkronen versehen ist; mittels Gewindespindel und Kugelbewegung sind leichte, bequeme und sichere Handhabung, sowie völlig sicheres Festhalten der Schalbohlen ermöglicht.

Die lotrechten Hölzer *a* bestehen entweder aus mehreren Stücken (Fig. 682) oder für je 4 bis 5 Schalbohlen aus einem einzigen Stück (Fig. 683); letzteres ist für besonders starke Zimmerungen zu empfehlen. Indes können beim Ausschachten der Baugrube die Steifen *s* und die lotrechten Hölzer *a* nicht sofort in die durch die obenstehenden Abbildungen veranschaulichte Lage gebracht werden; denn es würde sonst nicht möglich sein, unterhalb einer schon verlegten Schalbohle eine weitere anzubringen. Deshalb müssen während der Grabarbeit die Steifen nur vorläufig eingesetzt werden; die lotrechten Hölzer werden erst später angebracht.

Weder die Steifen *s*, noch die lotrechten Hölzer *a* brauchen scharfkantig behauen zu sein; bei ersteren kann man jede Bearbeitung entbehren; letztere müssen an zwei Seiten regelmäÙig behauen werden. Die Schalbohlen *b* erhalten 4 bis 6 cm

²⁰⁹⁾ Ueber solche Vorrichtungen siehe: HAUPT, G. Absteifen und Entsteifen tiefer Baugruben durch Schrauben. Deutsche Bauz. 1886, S. 153. — Vorrichtung zum Festspannen der Spreizen bei Bodenausschachtungen. Baugwks.-Ztg. 1897, S. 1602.

Dicke; nicht selten läßt man ihre Dicke von oben nach unten zunehmen. Die Steifen *s* erhalten, je nach der geringeren oder größeren Breite der Baugrube, 12×12 bis 15×15 cm Querschnittsabmessung. Für die lotrechten Hölzer *a* verwendet man entweder Bohlen von der eben angegebenen Dicke oder, bei bedeutenderem Drucke, Hölzer von 8 bis 10 cm Dicke.

In solcher Weise lassen sich Baugruben von ziemlich großer Tiefe (bis 8 m) auszimmern, wenn das Grundwasser nicht hindernd entgegentritt. Zeigen sich beim Ausschöpfen deselben Schwierigkeiten, so wird das Anbringen weiterer Schalbohlen erschwert, bei sehr starkem Wasserandrang fogar unmöglich gemacht. Alsdann wird die wagrechte Zimmerung nur bis etwas über den Grundwasserspiegel fortgesetzt, und von hier aus werden lotrecht und dicht nebeneinander gestellte Bohlen in den Boden eingetrieben, sonach eine lotrechte Zimmerung angewendet (Fig. 685).

β) Lotrechte Zimmerung. Diese kommt hauptsächlich nur für engere Baugruben, bzw. für Fundamentgräben in Anwendung. Die lotrecht gestellten Schalbohlen *b* (Fig. 686) werden, je nach der Größe des Erddruckes, in Zwischenräumen oder dicht nebeneinander angeordnet; sie werden in demselben Maße durch Hammerschläge nachgetrieben, als die Ausschachtung der Baugrube nach der Tiefe fortschreitet. Der Druck der Schalbohlen wird auf Gurthölzer *c* übertragen, zwischen welche die Steifen *s* eingesetzt werden. Mindestens sind zwei Reihen von Gurthölzern erforderlich, die eine oben, die andere unten; längere Schalbohlen werden nachträglich noch durch Zwischengurte gegen Ausbauchen geschützt (Fig. 687). Keile *k* dienen zur kräftigeren Absteifung der Schalbohlen gegen die Gurthölzer.

Ist die Baugrube sehr tief und der Boden locker, so wird der Erddruck sehr groß und die Reibung zwischen Grubenwandung und Schalbohle sehr bedeutend. Das Eintreiben der letzteren erfordert alsdann einen großen Kraftaufwand; damit die Bohlen den heftigen Hammerschlägen widerstehen und am Kopfe nicht zerpalten, ist es angezeigt, den letzteren mit einem Eisenring zu umgeben. Auch empfiehlt es sich, die Keile *k* etwas zu lüften, sobald die Bohlen nachgetrieben werden sollen.

Auch hier ist es nicht notwendig, Steifen und Gurthölzer scharfkantig zu behauen; erstere erhalten dieselben Querschnittsabmessungen, wie im vorhergehenden Falle, die letzteren 10 bis 12 cm Dicke. Die Bohlen werden je nach der Tiefe der Baugrube 4 bis 6 cm stark gewählt und in Längen von 2,00 bis 2,05 m angewendet. Bei größerer Grubentiefe wird unter die erste Bohlenreihe noch eine zweite Bohlenreihe mit neuen Gurthölzern, wenn nötig noch eine dritte etc. Reihe angeordnet. Damit die Grube nach unten zu nicht enger werde, ist jede neue Bohlenreihe schräg zu führen (Fig. 688).

Eine derartige Baugrubenzimmerung wird besonders schwierig, wenn die Bodenbeschaffenheit wechselt, wenn man unter die Fundamentsohle benachbarter Gebäude zu gehen hat, wenn viel Wasser zu

Fig. 685.

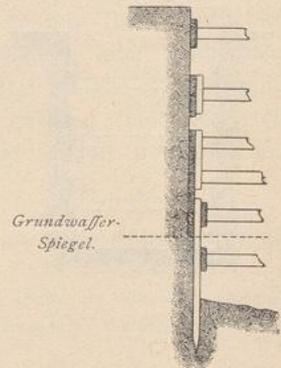


Fig. 686. Fig. 687.

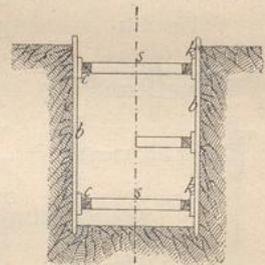
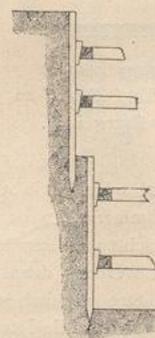


Fig. 688.



bewältigen ist, wenn neben der Baugrube Gegenstände sich im Boden befinden, welche gegen jede, selbst noch so geringe Bewegung zu schützen sind, wie Steinzeugrohre etc.²¹⁰⁾.

Handelt es sich um die Zimmerung enger und sehr tiefer Baugruben, so übergeht die vorstehend beschriebene Grubenzimmerung in die im Berg- und Tunnelbau übliche Schachtzimmerung²¹¹⁾.

Ist eine Baugrube in stark nassem und leicht beweglichem Boden, der unmittelbares Wasserschöpfen nicht gestattet, herzustellen, so treibt man statt der Schalbohlen stärkere Spundbohlen oder -Pfähle ein; wenn notwendig erhöht man die durch die Spundung hervorgebrachte Dichtung noch durch einen Thonschlag etc.

γ) Ein Vergleich beider Zimmerungsverfahren ergibt für die wagrechte Zimmerung folgende Vorteile:

- a) Man ist in den Längenabmessungen der Hölzer nur wenig beschränkt.
- b) Die Schalbohlen leiden nicht so sehr, wie bei der lotrechten Zimmerung (infolge der Hammerschläge).
- c) Man kann in einfacher Weise, dem mit der Tiefe zunehmenden Erddrucke entsprechend, die Zimmerung nach unten an Stärke zunehmen lassen.
- d) Die wagrechte Zimmerung kommt unter gewöhnlichen Verhältnissen bei engen und langgestreckten Baugruben von nicht zu großer Tiefe billiger zu stehen, als die lotrechte Zimmerung.

e) Erstere verdient bei ausgedehnteren Baugruben, bei denen sich nicht eine Wand gegen die andere absteifen läßt, unbedingt den Vorzug; die lotrechte Zimmerung läßt sich in einem solchen Falle nicht einfach genug in Anwendung bringen.

Dagegen zeigt die lotrechte Zimmerung nachstehende Vorteile:

- a) Dieselbe läßt sich nach unten, namentlich bei größeren Tiefen, leicht fortsetzen.
- b) Sie erzeugt, besonders im unteren Teile, infolge der kleineren Zahl von Steifen, eine geringere Einengung des Raumes in der Baugrube, wodurch der Verkehr erleichtert wird.
- c) Man kann jede Schalbohle durch einen Keil besonders an das Erdreich andrücken.
- d) Selten geht eine oder die andere Schalbohle dadurch verloren, daß sie sich aus dem Grunde nicht mehr herausziehen läßt.
- e) Starker Grundwasserandrang ist weniger störend, wie bei der wagrechten Zimmerung.

In allen Fällen, wo man es mit besonders nassem und lockerem Boden und mit Baugruben von geringer Länge zu thun hat, ist die wagrechte Zimmerung der lotrechten vorzuziehen.

3) Ausfachung und Trockenlegung.

Die Lösung des auszuhebenden Bodens geschieht meist mittels Grabarbeit, bei festem Gestein mittels Sprengarbeit; die Einzelheiten dieser Bodengewinnung sind in Teil I, Band 5 (Abt. 6: Bauführung) dieses »Handbuches« behandelt worden. Die Beseitigung der gelösten Bodenmassen aus der Baugrube geschieht meist mittels Schaufelwurf; bei größerer Tiefe (über 2^m) wird ein Umwerfen erforderlich, wozu

²¹⁰⁾ Ein zweckmäßiges Zimmerungsverfahren für solche Fälle teilt *Manck* mit in: Deutsche Bauz. 1871, S. 227.

²¹¹⁾ Ueber den bergmännischen Ausbau von Schächten vergl.:

RZIHA, F. Lehrbuch der gesammten Tunnelbaukunst. Band 2. Berlin 1872. S. 426.

SERLO, A. Bergbaukunde. 2. Aufl. Band 1. Berlin 1873. S. 289.

SICKEL, C. A. Die Grubenzimmerung. Abth. 2: Schachtzimmerung etc. Freiberg 1873.

SCHOEN, J. G. Der Tunnel-Bau. 2. Aufl. Wien 1874. S. 133.

398.
Vergleich
der
Zimmerungen.

399.
Ausfachung.

Zwischengerüste oder Bühnen notwendig sind, wenn nicht die schon erwähnten Bermen dazu verwendet werden. Bei Tiefen, die etwa 4 bis 6 m überschreiten, wird das Emporschaffen mittels Eimer und Haspelwelle vorteilhafter. Auch über die Erdbewegung ist in der »Bauführung« das Nähere zu finden.

400.
Trockenlegung
etc.

Tritt in die Baugrube kein Wasser ein, so kommt zur Lösung und Befeuchtung der Bodenmassen erforderlichenfalls nur noch die Zimmerung der Baugrube hinzu. Reicht jedoch die Ausschachtung unter den Grundwasserspiegel, so ist als vierte Arbeit noch das Trockenlegen der Baugrube in Betracht zu ziehen. Diese Arbeit ist nur dann entbehrlich, wenn man die Lösung des Bodens mittels Baggervorrichtungen unter Wasser vornimmt; doch kommt dies im Hochbauwesen verhältnismäßig selten vor.

Das Trockenlegen der Baugrube geschieht in folgender Weise:

α) Man gräbt um die Baustelle eine Rinne, in welche das Wasser während der Arbeit abfließt.

β) Man legt neben der Baugrube BrunnenSchächte an, und zwar nach der Richtung hin, von welcher die Wasseradern zufließen; in diesen Schächten wird der Wasserspiegel so tief abgefenkt, daß er unter der Sohle der Baugrube gelegen ist; man schafft durch dieses Mittel nicht nur eine trockene, sondern auch eine feste Baugrube.

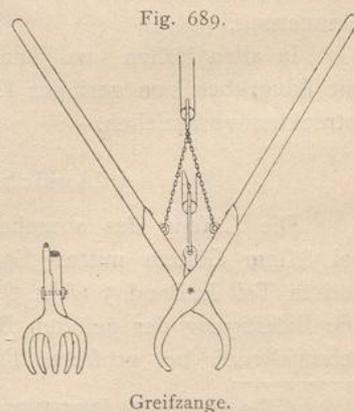
Man hat zum gleichen Zwecke auch schon eine größere Zahl von Rohrbrunnen zur Ausführung gebracht²¹²⁾.

γ) Man schöpft das Wasser mittels Pumpen oder anderer Wasserschöpfmaschinen aus. Bei dieser Arbeit stellt man häufig auf der Sohle der Baugrube noch eine kleine Grube, den sog. Sumpf her, aus dem das Schöpfwerk das Wasser unmittelbar hervorholt.

Man erreicht durch Anlage eines Sumpfes den Vorteil, daß man die Sohle der Baugrube ganz wasserfrei machen kann und daß sich darin die groben Verunreinigungen des zu schöpfenden Wassers ablagern. Indes erweisen sich solche Sumpfe nicht immer zweckmäßig; man schafft häufig durch derartige Vertiefungen dem Zudrange des Wassers ein besonders günstiges Gefälle, und es wird eine große Geschwindigkeit erzeugt. Hierdurch wird nicht selten das Aus- und Unterwachen des später herzustellenden, gemauerten oder betonierten Fundamentkörpers eingeleitet. Man muß deshalb, falls man einen Sumpf anlegt, solche Stellen vermeiden, durch deren Vertiefung man dem Grundwasser einen besonders kräftigen Zutritt verschaffen würde.

Befondere Vorsicht erfordert das Trockenlegen der Baugrube in kiefigem und sandigem Boden; da solches Bodenmaterial stark durchlässig ist, so dringt das Wasser bisweilen um so heftiger nach, je kräftiger man schöpft. Auch wird Sand- und feiner Kiesboden durch den andauernden Wasserzutritt merklich gelockert; grober Kiesboden leidet darunter nicht; feiner Sand wird in Triebfand verwandelt.

In solchen Fällen muß die Dichtung der Baufohle mittels einer Betonschicht vorgenommen werden; wird auch für die Seitenwände der Baugrube eine Dichtung erforderlich, so schlage man Spundwände. Auch das Kalfatern der Fugen zwischen



²¹²⁾ Siehe: BRETSCHNEIDER. Absenken des Grundwasserspiegels mittels Rohrbrunnen. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 73, 88 — ferner: KREUTER, F. Ein neues Verfahren zur Trockenlegung von Baugruben. Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 543.

Fig. 690.



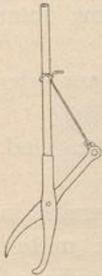
den Schalbohlen der Grubenzimmerung ist mit Erfolg in Anwendung gekommen.

In manchen Fällen zeigen sich in der Baugrube einzelne Quellen; man trachte dieselben zu verschließen, bezw. unschädlich zu machen, teils um an Wasserschöpfen zu sparen, teils um das Auflockern des Bodens zu verhüten.

Mittel hierzu sind:

α) Man ermittelt den Lauf der Quelle und fängt dieselbe an einem oberhalb gelegenen Punkte ab.

Fig. 691.



β) Man verstopft die Quelle, am einfachsten durch Einschlagen eines hölzernen Pfahles; dieses Mittel hat nicht immer den erwünschten Erfolg, namentlich nicht in stark durchlässigem Boden, weil infolge des erhöhten Druckes das Wasser sich einen anderen Weg sucht; an einer anderen Stelle entsteht eine neue Quelle.

γ) Man sperrt die Quelle durch eine dichtende Betonschicht ab.

δ) Man treibt ein eisernes Rohr von entsprechender Höhe in die Quelle; das Wasser der letzteren steigt im Fassungsrohr empor, wenn gehöriger Druck vorhanden ist, fogar über den Grundwasserspiegel.

Bisweilen müssen aus der Baugrube grössere Steine, Baumstämme, Pfähle etc. unter Wasser hervorgeholt werden.

Baumstämme und Pfähle werden am besten mittels Ketten hervorgeholt; das Fassen derselben geschieht dadurch, dass man die Kette mit einer Leine unter dem Stamm hindurchzieht; letztere wird mittels eines mit langem Stiel versehenen eisernen Bügels durchgesteckt. Für kleinere Stämme verwendet man lange Holzschrauben, an denen die Kette befestigt ist und die von oben eingeschraubt werden.

Größere Steine werden mittels der Teufelsklaue oder Greifzange (Fig. 689) gehoben; zum Hervorholen kleinerer Gegenstände dient die Grundzange, die entweder mittels Kette (Fig. 690) oder mittels Stiel (Fig. 691) gehandhabt wird.

Der Wolf, der zum Veretzen von Quadern dient, kann für das Heben von Steinen gleichfalls Verwendung finden; sehr große Steine zerkleinert man wohl auch zunächst durch Sprengen mittels Pulver oder Dynamit.

b) Baugrube am und im Wasser.

Bisweilen sind Baugruben auszufschachten und trocken-zulegen, in deren Nähe sich ein offener Wasserlauf, ein Teich, ein See etc. befindet. Besteht der Erdkörper zwischen Baustelle und Wasser aus einem durchlässigen Material, wie Kies, Sand etc., so würden beim Ausschöpfen des Wassers aus der Baugrube die im vorhergehenden Kapitel schon angedeuteten Uebelstände eintreten. Deshalb dichte man in einem solchen Falle jene Seitenwandung der Baugrube, welche dem offenen Wasser zugekehrt ist; am einfachsten und vorteilhaftesten geschieht dies durch eine kräftige Spundwand, deren Wasserdichtheit man, wenn dies notwendig werden sollte, auch noch durch einen hinter dieselbe zu bringenden Thonschlag erhöhen kann.

Bei Bauwerken, die unmittelbar am Wasser, an einem Fluss, See etc. zu errichten sind, wird die Baugrube an drei Seiten durch das anstehende Erdreich zu begrenzen sein, während an der vierten, dem Wasser zugekehrten Seite ein künstlicher Abschluss gebildet werden muss. Derselbe kann aus einer Spundwand, einer Pfahlwand oder einem Fangdamm bestehen; derlei Wände müssen stets ein genügendes Stück in den Uferboden hinein fortgesetzt werden, damit das Hinterspülen derselben verhütet wird.

Dass Hochbauten unmittelbar an einem Flusse, See etc. auszuführen sind, ist ein verhältnismässig feltener Fall; noch viel feltener kommt es vor, dass Hochbauten

401.
Baugrube
am
Wasser.

402.
Baugrube
im Wasser.

im offenen Wasser selbst errichtet werden sollen. Deshalb wird es gerechtfertigt sein, wenn im nachstehenden die Herstellung der Baugrube im Wasser nur in allgemeinen Umrissen behandelt, im übrigen jedoch auf jene Litteratur²¹³⁾ verwiesen wird, die sich mit der Gründung der Strombrückenpfeiler und anderer im offenen Wasser zu errichtender Ingenieurbauwerke beschäftigt.

Soll im offenen Wasser eine Baugrube hergestellt werden, so ist die Baustelle durch dichte Umschließungswände nach allen Seiten zu begrenzen. Das Maß der zu erreichenden Wasserdichtheit hängt davon ab, ob man die Baugrube ausschöpfen oder ob man nur erzielen will, daß das in der Baugrube befindliche Wasser keine Strömung hat. Das letztere genügt u. a., wenn man ein Betonfundament unter Wasser ausführen will.

Nach Vollendung des Fundaments werden die Umschließungswände ganz oder zum größten Teile entfernt.

Die Umschließung der Baugrube im Wasser geschieht, je nach dem Baugrund, dem Baustoff und der Wassertiefe:

1) Durch Spundwände. Die Konstruktion solcher Wände ist bereits in Art. 154 u. ff. (S. 112 u. ff.) besprochen worden. Es ist nur schwer möglich, mittels einer Spundwand eine vollkommen wasserdichte Umschließung der Baugrube zu bilden; sie empfiehlt sich deshalb insbesondere für jene Fälle, in denen man Fundamente aus Beton, Betonpfeilrosten etc. herzustellen beabsichtigt.

Soll die Wasserdichtheit einer Spundwand erhöht werden, so muß man dies durch wasserdichte Leinwand, durch Ausstopfen der Fugen mit Werg oder Moos, durch Eingießen von Zement in die Fugen etc. zu erreichen trachten. Ist der Wasserdruck groß, so müssen die Spundwände noch gestützt werden, was entweder durch verstreute Pfähle oder durch Steinschüttungen geschehen kann.

Die Spundwand bleibt mit dem unteren Teile (nachdem der obere Teil abgechnitten worden ist) häufig als Schutz des Fundamentkörpers gegen Unterwaschen, gegen Ausweichen des Baugrundes etc. stehen.

Fig. 692. Fig. 693. Fig. 694.

2) Durch Pfahlwände. Bei größerer Wassertiefe ist der Wasserdruck so groß, daß Spundwände nicht mehr die nötige Standfestigkeit haben; alsdann werden sie durch 25 bis 30 cm starke Pfahlwände (Fig. 692 bis 694) ersetzt. Die Pfähle erhalten an der Langseite keine Spundung; daher ist die Wasserdichtheit einer solchen Wand noch geringer, als bei der Spundwand. Die Dichtung wird mit den gleichen Mitteln, wie vorher, erzeugt.

3) Durch Erddämme. Ist man im Raume nicht beschränkt und ist die Wassertiefe nicht groß, so kann man die Baugrube mit Erddämmen umschließen. Der Grad der Wasserdichtheit ist nicht bedeutend; man kann dieselbe vermehren, wenn man eine Stülpwand (siehe Art. 185, S. 137) errichtet und die Erde gegen diese schüttet.

Uebersteigt die Wassertiefe etwa 1 m, so schlägt man rings um die Baustelle Pfahlreihen (lotrecht oder auch schräg) ein, überdeckt dieselben durch Holme und lehnt gegen dieselben eine Bretter- oder Bohlenwand. Gegen die letztere kommt die Erdschüttung zu liegen.

²¹³⁾ SCHWARZ, F. Der Grundbau. Berlin 1865. S. 13.

PROMNITZ, J. Die Fangdämme, Spundwände, Rammen und Wassererschöpfmaschinen in ihrer Anwendung bei den Gründungen. Halle 1869.

HAGEN, G. Handbuch der Wasserbaukunst. Theil I, Band 2: Fundierungen. 3. Aufl. Berlin 1870.

FELDEGG, E. v. Allgemeine Constructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von R. Baumwister. Carlsruhe 1879. Theil II: Fundierungen. S. 478.

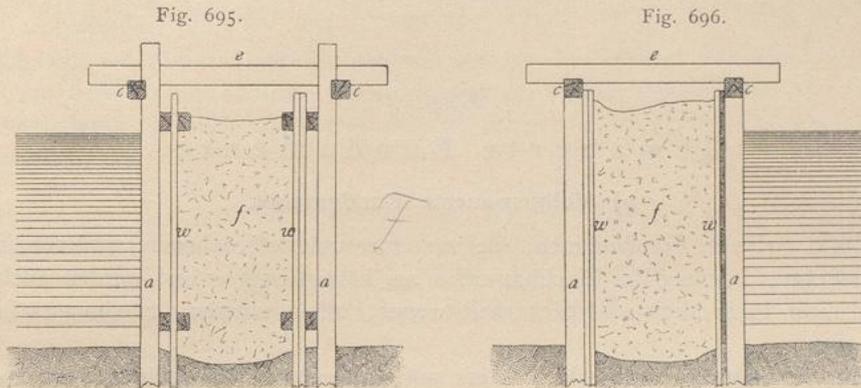
KLASEN, L. Handbuch der Fundierungsmethoden. Leipzig 1879. S. 95.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Band I. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 356.

Sand, Kies etc. sind für solche Dämme ungeeignet. Kleiboden, Thon mit Sand gemengt, Mist, Dünger etc. eignen sich am besten.

4) Durch Kastenfangdämme. Die größte Standfestigkeit und Wasserdichtigkeit kann man mit Kastenfangdämmen erzielen. Sie bestehen aus zwei Holzwänden, zwischen denen ein möglichst wasserundurchlässiger Füllstoff eingebracht wird (Fig. 695 u. 696).

Die Holzwände bestehen entweder aus dicht nebeneinander geschlagenen Pfählen oder aus Bretter-, Stülp- und Spundwänden *w*, die durch Pfahlreihen *a* gestützt werden. Zur Längsverbinding dienen Holme



Kastenfangdämme. — $\frac{1}{100}$ w. Gr.

und Gurthölzer *e*; um beim Einbringen der Füllung das seitliche Ausweichen der beiden Wände zu verhüten, bringt man eine Querverbindung *e* an, die entweder aus hölzernen Zangen oder eisernen Ankern bestehen kann.

Zur Füllung *f* ist frischer Kleiboden (fette, lehmige und thonige Erde) am besten geeignet, weil er am dichtesten ist; ein Gemenge aus Sand und Thon steht diesem Füllstoff am nächsten; der Thon allein ist ungeeignet, weil er Hohlräume bildet. Betonfüllung erzeugt den höchsten Grad von Wasserdichtigkeit, kommt jedoch am teuersten zu stehen.

5) Durch Schwimmkästen ohne Boden. Ein seitlich geschlossener, meist hölzerner Kasten, der in der Grundrissgestalt dem zu gründenden Bauwerke entspricht, wird auf die Sohle des Wasserlaufes etc. gefenkt; der Erfolg ist nahezu derselbe, wie bei einer Umschließung durch Spundwände.

6) Durch Schwimmkästen mit Boden, auch Senkkästen, Senkschiff oder Caïsson genannt. Die Form eines solchen Kastens entspricht gleichfalls der Grundrissgestalt des zu errichtenden Bauwerkes; durch Verpannung und Kalfaterung der einzelnen Teile wird ein hoher Grad von Wasserdichtigkeit erreicht. Der Boden bleibt unter dem Fundament (als liegender Rost, siehe Art. 439) liegen; die Seitenwände werden entfernt.

Das Trockenlegen der Baugrube, das etwa notwendige Vertiefen derselben, das Hervorholen von größeren Steinen, Baumstämmen etc. geschieht wie unter a, 3.

c) Gefriergründung.

Wenn die Bodenschicht, auf der gegründet werden soll, stark wasserhaltig ist, namentlich wenn man es mit fog. schwimmendem Boden zu thun hat, so kann man die Baugrubenumschließung auch in der Weise bilden, dass man um das künftige Bauwerk herum einen fog. Frostcylinder herstellt. Durch in den Boden ver-

493.
Gefrier-
gründung.

fenkte Eisenrohre wird eine Kältemischung eingeführt, wodurch die diesen Rohren zunächst gelegenen Bodenmassen zum Gefrieren gebracht werden. Innerhalb des so entstandenen ringförmigen Frostcylinders können die lockeren Bodenmassen ausgehoben werden und kann der Fundamentkörper zur Ausführung kommen.

Dieses *Poetsch* patentierte Verfahren ist bisher hauptsächlich beim Abteufen von Schächten in Anwendung gekommen, und zwar mit gutem Erfolg. Es hat auch im Grundbau Eingang gefunden. Als Träger der Kälte wird eine Chlorcalcium- oder Chlormagnesiumlauge benutzt.

2. Kapitel.

Gemauerte Fundamente.

a) Vollgemauerte Fundamente.

404.
Allgemeines.

Diese Art von Fundamenten, die aus einer ununterbrochenen, massiven Mauerung bestehen, kommen im Hochbauwesen am häufigsten vor und werden auch mit Recht, ihrer Einfachheit und Sicherheit wegen, allen anderen Gründungsverfahren vorgezogen.

Das Fundamentmauerwerk ist stets auf vollkommen tragfähigen Baugrund zu setzen; die auszufschachtende Baugrube, bezw. die Fundamentgräben erhalten dementsprechend mindestens eine Tiefe, welche der Mächtigkeit der lockeren, nicht tragfähigen Bodenschichten gleichkommt. Erhält das zu errichtende Gebäude unterirdische Räume und reicht deren Sohle noch in die tragfähige Schicht hinein, so führt man die Sohle der Fundamentgräben, bezw. die Aufstangfläche des Fundamentmauerwerkes noch 0,50 bis 1,00 m unter die Sohle jener Räume hinab (Fig. 697 u. 698).

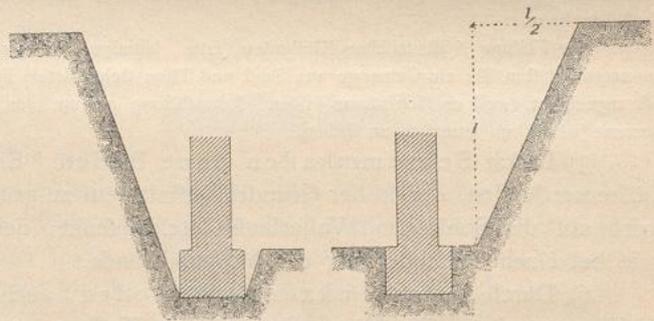
405.
Fundament-
mauerung.

Nachdem die Baugrube, bezw. die Fundamentgräben ausgehoben, hierbei erforderlichenfalls trocken gelegt worden sind, wird ihre Sohle möglichst abgeglichen und geebnet. Soll die Aufstangfläche des Fundaments absatzförmig hergestellt werden (vergl. Art. 381, S. 310) oder soll das Fundamentmauerwerk zahnförmig in den Baugrund eingreifen (siehe ebendaf.), so bereitet man die Grabensohle in entsprechender Weise vor.

Alsdann wird auf der Baufohle ein Mörtelbett ausgebreitet und in dieses die unterste Schicht des Fundamentmauerwerkes verlegt. Bei der hierauf folgenden weiteren Herstellung der Fundamentmauerung ist insbesondere auf die anzuordnenden Fundamentabsätze Rücksicht zu nehmen; in der Höhe eines jeden derselben hat eine Abgleichung des Mauerwerkes stattzufinden. Mufste die Baugrube künstlich trocken gelegt werden, so ist das Wasserschöpfen während der Grundmauerung fortzusetzen.

Fig. 697.

Fig. 698.



Wird das Fundamentmauerwerk auf Felsen aufgesetzt, so soll die Oberfläche des letzteren nicht zu glatt sein; sie muß nötigenfalls aufgeraut werden, damit das darauf ausgebreitete Mörtelbett sich besser damit verbindet. Höhlungen und Klüfte, die etwa im felsigen Untergrund vorhanden sind, werden ausgemauert, ausgegoffen oder mit Gewölben überspannt.

Für die unteren Schichten des Fundamentmauerwerkes verwende man möglichst große, lagerhafte und harte Steine; dieselben sollen um so größer und um so härter sein, je größer der vom darüber stehenden Bauwerk ausgeübte Normaldruck ist. Insbesondere sind für die unterste Mauererschicht Steine von thunlichster Regelmäßigkeit und nicht zu kleinen Abmessungen zu verwenden. Bei stärkerem Drucke sind am besten rauhe Quader, jedenfalls aber lagerhafte, gut zugehauene Bruchsteine zu verwenden; je nach der Größe der Belastung sind derlei Steine 15 bis 50 cm dick zu wählen.

Hier und da (in Baden etc.) ist es, mit gutem Erfolg, üblich, als unterste Lage des Fundaments sog. Bodenplatten anzuwenden; dies sind 20 bis 30 cm dicke, 80 bis 90 cm breite und 1,00 bis 1,50 m lange Sandsteinplatten, auf welche mit lagerhaften Bruchsteinen gemauert wird.

Wenn der Baugrund einige, wenn auch nicht gefährliche Prefsbarkeit befürchten läßt, so führe man die unteren Schichten des Fundamentmauerwerkes in Rollschichten aus. Die Sohlenschicht besteht alsdann aus großen, hochkantig gestellten Quadern oder regelmäßig behauenen Bruchsteinen; bei Verwendung der letzteren werden die Fugen mit kleineren Steinen ausgekeilt und gut mit Mörtel ausgefüllt.

Aus dem Gefagten geht hervor, daß sich Backsteine im allgemeinen nur wenig für Fundamentmauerwerk eignen. Nur bei Bauwerken, die einen geringen Druck auf den Baugrund ausüben, ferner in Fällen, wo größere natürliche Steine nur schwer und bloß mit unverhältnismäßig großen Kosten herbeizuschaffen sind, verwende man Backsteine, jedoch nur solche von bester Beschaffenheit, namentlich scharf gebrannte Klinker. In Art. 32 (S. 29 u. 30) wurde bereits gefagt, daß sich für solche Fundamente der Stromverband empfiehlt, und auch seine Durchführung dort angegeben.

Für Fundamentmauerwerk von geringerer Dicke und Tiefe, das im Trockenen ausgeführt wird, genügt gewöhnlicher Luftmörtel; bei Gründungen im Wasser ist stets hydraulischer, am besten rasch erhärtender Zementmörtel zu verwenden. Allein auch dickes und tiefes Fundamentmauerwerk, das nicht im Wasser auszuführen ist, erfordert die Benutzung von hydraulischem Mörtel, weil der Luftmörtel im Inneren nicht genügend hart wird. Die Verwendung hydraulischen Mörtels empfiehlt sich um so mehr, je kleiner die zur Grundmauerung benutzten Steine sind, also auch dann, wenn Backsteine genommen werden müssen.

Bei der Herstellung des Fundamentmauerwerkes ist darauf zu achten, daß mit Hilfe großer Bindersteine ein guter Verband erzielt werde. Das Mauerwerk nur aus äußeren Schalen herzustellen und den Kern aus Füllmauerwerk von ganz unbeeideten Steinen bestehen zu lassen, ist ein Verfahren, das zwar leider häufig genug vorkommt, aber als schlecht bezeichnet werden muß.

Weiters ist danach zu streben, daß das Fundament thunlichst als sog. zweihäufiges Mauerwerk ausgeführt werde. Bei Fundamentgräben mit lotrechten Wänden (Fig. 698) ist dies nur schwer zu erreichen; wenn hingegen die unterste Mauererschicht eben an den Fuß der geböschten Baugrubenwand herantritt (Fig. 697), so bleibt das übrige Fundamentmauerwerk ganz frei, so daß es in seinen Außenflächen solid und kunstgerecht ausgeführt werden kann und die Luft unbehinderten Zutritt hat.

406.
Material.

407.
Ausführung.

Es ist von Wichtigkeit, daß das Fundamentmauerwerk entsprechend austrockne, weil es nur so gehörig »abbinden« kann. Deshalb sollte es möglichst vermieden werden, den Zwischenraum zwischen Grundmauer und Baugrubenwandung sofort nach der Ausführung der ersteren mit Erde auszufüllen. Allerdings läßt sich dieses Verfahren kaum umgehen, wenn der Fundamentgraben mit lotrechten Wandungen ausgefachtet wurde und seine Breite die Dicke der Fundamentmauerung nur um wenig übersteigt²¹⁴).

Im Anschluß an die Fundamentmauern ist Boden oder Bauschutt, der mit organischen Stoffen verunreinigt ist, zu vermeiden, ebenso Kohlenflocken und Ruß, weil bei deren Auslaugen durch Regen Schwefel- und Stickstoffverbindungen (Salpeter) an das Mauerwerk gelangen, sein Austrocknen hindern, ja sogar den Mörtel erweichen.

Bislang wurde vorausgesetzt, daß die Fundamentmauerung in einer überhaupt wasserfreien oder in einer trockengelegten Baugrube ausgeführt wird. Obwohl dies das gewöhnliche Verfahren bildet, so kommen doch auch Fälle vor, in denen man das Wasser nicht ausschöpfen kann, insbesondere dann, wenn durch das nachdringende Wasser der Boden zu sehr gelockert würde. Es ist nun allerdings in solchen Fällen am vorteilhaftesten, ein Betonfundament herzustellen; will man indes ein gemauertes Fundament zur Ausführung bringen, so müssen größere Fundamentquadern im Wasser verlegt und auf diese erst das gewöhnliche Mauerwerk aufgesetzt werden.

Für Maschinenfundamente verwendet man mit Vorteil Asphaltmauerwerk. Die von Dampfmaschinen, Prägemaschinen etc. herrührenden Schwingungen erzeugen auf starrem Auflager eine Gegenwirkung, wodurch ihr für das Gebäude nachteiliger Einfluß noch erhöht und der ruhige, sanfte Gang der Maschinen sehr beeinträchtigt wird. Asphaltmauerwerk, ebenso der im nächsten Kapitel noch zu erwähnende Asphaltbeton begegnen den gedachten Mifsständen in trefflicher Weise.

Nach *Malo* stelle man zur Ausführung von Asphaltmauerwerk zuerst eine Form her, die innen mit glattgehobelten Brettern verkleidet ist. Reiner Mastixasphalt, der durchgekocht und auf etwa 180 bis 200 Grad erhitzt ist, wird zunächst auf 5 bis 6 cm Höhe in diese Form gegossen; in dieses Bad legt man Steine von ungleicher Größe, soviel als möglich vorgewärmt, und ordnet sie so, daß die Zwischenräume auf ein thunlichst kleines Maß herabgemindert sind. Auf diese Steinlage gießt man eine weitere Menge heißen Mastix, welcher die Fugen der Steinlage ausfüllt; hierauf bringt man in gleicher Weise eine zweite Steinlage auf, wobei die Steine gut in Verband zu legen sind; alsdann folgt ein drittes Mastixbad, eine dritte Steinlage und so fort, bis die ganze Form ausgefüllt ist.

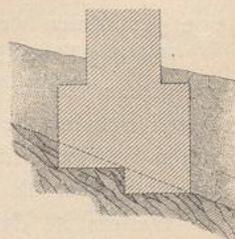
Man kann die Kosten des Asphaltmauerwerkes verringern, ohne seine Vorzüge beträchtlich zu vermindern, wenn man den inneren Kern des Fundamentkörpers aus gewöhnlichem Mörtelmauerwerk herstellt; nur der freie Raum zwischen diesem Kern und den Wänden der Gufsform wird alsdann mit Asphaltmauerwerk ausgefüllt²¹⁵).

Wurde für eine längere Mauer die Aufstanzfläche des Fundaments abgetreppet und haben die Stufen eine größere Länge, so ist bei stark belasteten Bauwerken, wie dies bereits in Art. 381 (S. 310) gesagt wurde, der über jeder Stufe stehende Mauerkörper unabhängig von dem benachbarten auszuführen, damit nicht durch ungleichmäßige Setzungen Risse hervorgerufen werden (siehe auch Art. 380, S. 309).

Man hat bei steil abfallendem Felsen wohl auch in der Querrichtung der Mauern Abfätze angeordnet (Fig. 699); indes ist dies nur bei sehr großer Mauerdicke und geringer Belastung oder nur dann zu empfehlen, wenn es sich um die Gründung von Einfriedigungsmauern oder ähnlichen untergeordneten Bauwerken handelt. Sonst können bei starkem Drucke leicht schädliche Spaltungen im Mauerwerk hervorgerufen werden.

Sind in dem über den Grundmauern aufzuführenden Tagmauerwerk größere Oeffnungen vorgesehen, wie z. B. Hausthore, größere Schaulenster und Bogen-

Fig. 699.



408.
Asphalt-
mauerwerk.

409.
Mauerwerk
mit
Abtreppungen
und
Oeffnungen,
Verankerungen.

²¹⁴) Siehe auch: Ueber mangelhafte Ausführung von Fundamentmauerwerk. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 52.

²¹⁵) Siehe auch: DORMONY, L. *L'asphalte employé pour fondation des machines. La semaine de const.* 1886-87, S. 250.

stellungen etc., so ist das Fundamentmauerwerk diesen Durchbrechungen entsprechend nur dann zu unterbrechen, wenn der stehenbleibende Boden aus Felsen oder einem Gestein besteht, das dieselbe Festigkeit wie das Mauerwerk hat; in den meisten Fällen jedoch wird die unter den Mauerdurchbrechungen durchgehende Fundamentmauerung vorzuziehen sein, damit nicht das Ausweichen der letzteren infolge der in der Regel ifolierten und meist auch gröfseren lotrechten Drücke stattfindet.

Steht zu befürchten, dafs das Fundamentmauerwerk später, infolge stark unterhöhlten Baugrundes etc., schädlichen Biegungen ausgesetzt werden wird, so vermehre man die Zugfestigkeit desselben durch Einziehen schmiedeeiserner Zuganker. (Vergl. auch Teil III, Bd. 6 dieses »Handbuches«, Abt. V, Abschn. 1, Kap. 3: Sicherungen gegen die Wirkung von Bodenfenkungen und Erderfchütterungen.)

Solche eiserne Verankerungen wurden von *Otto* in einem Falle angewendet, wo ungleichmäfsiges Setzen und infolgedessen Rissebildung zu erwarten war.

Diese Konstruktion, welche vom Ausführenden »Mauerrost« genannt wird, besteht darin, dafs das aus Backsteinen in verlängertem Zementmörtel ausgeführte Fundamentmauerwerk durch Bandeisenlagen versteift und verankert wurde; zu gröfserer Sicherheit wurden noch von Aufsen- zu Aufsenmauer durchgreifende Längs- und Queranker eingezogen. Die Bandeisen hatten 3×25 mm Querschnitt und wurden in zwei Lagen, eine untere und eine obere, in etwa 10 cm Abstand verlegt²¹⁶).

Ueben die Mauern eines Gebäudes einen starken Druck auf den Baugrund aus, so dafs ein zu bedeutendes Einfunken ihrer Fundamente zu erwarten ist, so sucht man den Druck dadurch auf eine gröfsere Fläche zu verteilen, dafs man zwischen den Mauerfundamenten umgekehrte Gewölbe einspannt. Letztere sind auch dann sehr wirksam, wenn infolge des grossen Druckes zu befürchten ist, dafs der Boden

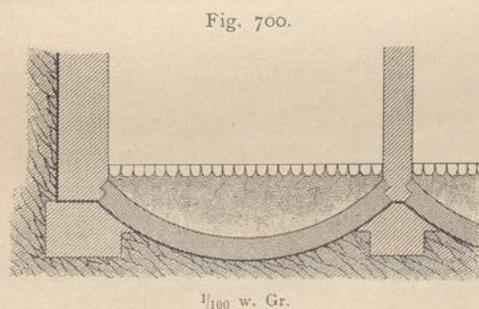
seitlich ausweicht und längs der Mauerfundamente emporsteigt; einem solchen Auftriebe wird durch umgekehrte Gewölbe besser entgegengewirkt, als durch blofse Belastung des Baugrundes.

Die umgekehrten Fundamentgewölbe sind meist Tonnengewölbe, welche zwischen je zwei benachbarten Parallelmauern eingezogen werden (Fig. 700); feltener kommen Kloftergewölbe (sog. Erdkappen) zur Anwendung. Bei der

Ausführung wird zunächst zwischen den Fundamentmauern der Baugrund mit Hilfe einer entsprechend geformten Lehre so abgegraben, dafs er die Gestalt der unteren Wölbflächen erhält; alsdann geschieht die Gewölbmauerung in der sonst üblichen Weise.

Bei den Verstärkungsarbeiten am Turme des Ulmer Münsters wurde u. a. zwischen der nördlichen und südlichen Fundamentmauer ein Bodengewölbe aus Quadern eingezogen, um die bereits vorhandene grofse und bei den Vollendungsarbeiten noch zu vermehrende Belastung des Baugrundes auf eine gröfsere Fläche zu verteilen. Obwohl die Gesamtlast um 1343 200 kg (584 cbm Quadermauerwerk) vergrößert worden ist, wurde doch der Druck auf den Baugrund von 9,47 auf 9,15 kg für 1 qcm herabgemindert²¹⁷).

In neuerer Zeit werden derartige umgekehrte Gewölbe auch dann angewendet, wenn es sich darum handelt, unterirdische Räume, deren Sohle dem Grundwasserstande zu nahe oder sogar unter dem niedrigsten Grundwasserstand gelegen ist, trocken zu legen. Der trocken zu legende Raum wird zunächst durch umgekehrte Gurtbogen in kleinere Felder geteilt, und in diese werden umgekehrte flache Erdkappen aus ganz



410.
Umgekehrte
Fundament-
gewölbe.

²¹⁶) Näheres hierüber siehe: Zur Gründung von Gebäuden auf Kleiboden. Centralbl. d. Bauverw. 1898, S. 237.

²¹⁷) Näheres: Deutsche Bauz. 1882, S. 231.

guten Backsteinen in bestem Zementmörtel eingezogen, oder es kommen umgekehrte Tonnengewölbe zur Ausführung. Auch die Außenmauern, die sich an diese Gewölbe anschließen, werden auf 50 cm über dem höchsten Wasserstand wasserdicht aufgeführt. Unterhalb der äußeren (unteren) Wölbflächen breitet man wohl auch noch eine wasserundurchlässige (Isolier-) Schicht aus Lehmschlag, Asphalt, Asphaltplatten etc. aus (Fig. 699); selbstredend müssen alsdann auch die begrenzenden Grundmauern mit den erforderlichen Isolierschichten versehen werden. (Siehe auch im nächsten Hefte dieses »Handbuches«, Abt. III, Abschn. 1, A, Kap. 12: Schutz der Wände gegen Feuchtigkeit.)

Um die Dicke solcher umgekehrter Gewölbe ermitteln zu können, sei an dieser Stelle mitgeteilt, daß der Druck des Grundwassers gegen ein solches Gewölbe auf 1 qm wagrechter Projektion bei fester Bodenlagerung 1033 t Kilogr. beträgt, wenn t die Eintauchungstiefe des Wölbseitels unter dem Grundwasserpiegel bezeichnet. Ist der Boden so beweglich, daß er zu einer breiigen Masse werden kann, so setze man statt der Wertziffer 1033 das Einheitsgewicht des Bodens — etwa 1500 bis 1600 — ein.

b) Pfeilerfundamente.

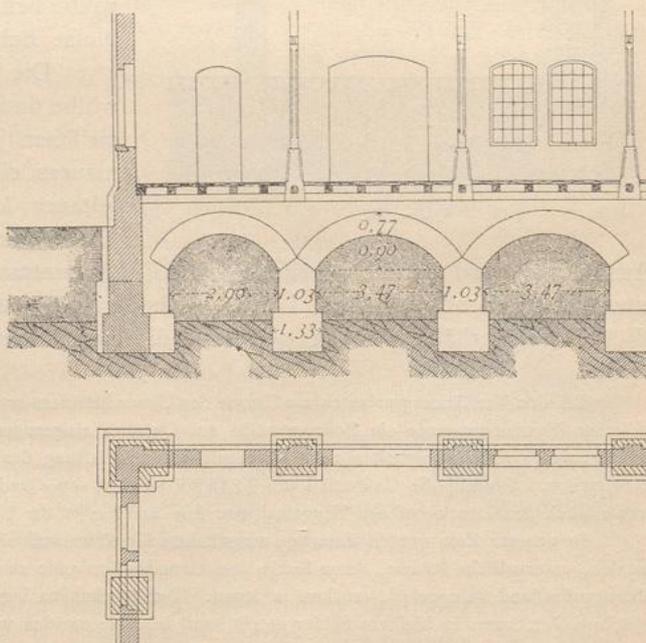
Pfeilerfundamente, welche nicht aus durchgehendem Fundamentmauerwerk, sondern aus einzelnen gemauerten Fundamentpfeilern bestehen, können zweifacher Art sein, und zwar Pfeilerfundamente für durchgehendes Tagmauerwerk (aufgelöste Fundamente) und Fundamente für einzelne Pfeiler oder Freistützen.

1) Pfeilerfundamente für durchgehendes Tagmauerwerk.

Um an Grundmauerwerk, unter Umständen auch an Grundgrabung zu ersparen, hat man nicht selten bei größerer Mächtigkeit der nicht tragfähigen Schicht und längeren Mauern keine ununterbrochene Fundamentmauerung ausgeführt, sondern nur einzelne Mauerpfeiler auf der tragfähigen Bodenschicht errichtet, diese oben durch Gurtbögen, fog. Grundbögen, miteinander verbunden und nach Abgleichung der Bogenzwickel auf diesem Unterbau das aufgehende oder Tagmauerwerk hergestellt.

Die Fundamentpfeiler müssen bei einer derartigen Anordnung einen so großen wagrechten Querschnitt erhalten, daß sie den vom darauffstehenden Gebäude ausgeübten lotrechten Druck aufzunehmen imstande sind. Ihr Querschnitt muß demnach so groß gewählt werden, daß die größte darin vorkommende Pressung die zulässige Druckbeanspruchung des Fundamentmauerwerkes nicht überschreitet;

Fig. 701.

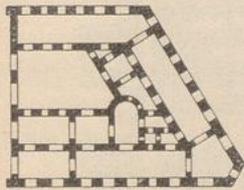


Vom Güterschuppen auf dem Bahnhofe zu Göttingen.

$\frac{1}{200}$ w. Gr.

die letztere ist im vorliegenden Falle höchstens zu 8 bis 10 kg für 1 qcm anzunehmen. Die Fundamentpfeiler haben nach unten eine entsprechende Verbreiterung zu erfahren, damit der in der Basis herrschende Druck das für den vorliegenden Baugrund zulässige Maß nicht übersteigt.

Die Pfeiler werden so angeordnet, daß an die Ecken des Gebäudes jedesmal ein kräftiger Pfeiler zu stehen kommt und daß im übrigen die Achsfenteilung der Fenster- und Thüröffnungen zu Grunde gelegt wird; besonders hat man es zu vermeiden, daß auf die Mitte eines Grundbogens eine Einzellaast zu stehen kommt. (Vergl. Fig. 701 bis 703.)



Fundamentplan zu Fig. 703²¹⁵⁾.
1/1000 w. Gr.

Die Fundamentpfeiler sind sorgfältig aus harten, lagerhaften Bruchsteinen in hydraulischem Mörtel, bei großem Drucke ganz aus Quadern oder mit einzelnen Bindercharen zu mauern. Hart gebrannte Backsteine sollten nur ausnahmsweise verwendet und dann nur mit Zementmörtel gebunden werden.

Die Grundbogen sollen so angeordnet werden, daß ihr Scheitel noch unter der Erdoberfläche gelegen ist. Als Bogenform wird, wo es an der erforderlichen Konstruktionshöhe nicht fehlt, am besten der Halbkreisbogen gewählt; bei geringer Höhe wendet man Stichbogen an, deren Stichverhältnis indes nicht kleiner als 1:4 sein sollte. Bisweilen sind auch Spitzbogen ausgeführt worden, die jedoch nur dann zu empfehlen sind, wenn der Scheitel des Grundbogens einem isolierten Einzeldruck ausgesetzt ist. Als Baustoffe für die Grundbogen sind scharf gebrannte Backsteine oder harte und lagerhafte Bruchsteine anzuwenden; Quader sind zwar nicht ausgeschlossen, in der Regel aber zu teuer.

412.
Grundbogen.

Bei der Gesamtanordnung und Ausführung der Fundamentpfeiler und der sie überspannenden Grundbogen zeigen sich nicht unwesentliche Verschiedenheiten. Die wichtigsten vorkommenden Fälle sind die folgenden.

413.
Gesamtanordnung
und
Ausführung.

a) Man gräbt die lockeren Bodenmassen für jeden Fundamentpfeiler getrennt aus, bis man auf die tragfähige Schicht gelangt; alsdann wird innerhalb jeder schachtartigen Baugrube der Pfeiler bis zur Kämpferhöhe aufgemauert. Erforderlichenfalls ist während der Grundgrabung und der Mauerung die Baugrube wasserfrei zu halten.

Besteht die abzugrabende Bodenschicht aus einer zusammenhängenden, fetten Erdart, so ist häufig keine Zimmerung der schachtartigen Baugruben erforderlich; unter Umständen kann man sogar den zwischen je zwei Pfeilern stehen gebliebenen Erdkörper als Lehrbogen für die Einwölbung des Grundbogens benutzen, indem man diesen Erdkörper nach der Bogenform abgräbt. In derartigen Fällen ist die Ersparnis, welche die Pfeileranordnung den voll gemauerten Fundamenten gegenüber ergibt, eine wesentliche. Zwar steht dem Gewinne an Grundaushhebung und Fundamentmauerwerk, unter Umständen auch an Wassers schöpfen, der Nachteil entgegen, daß das Abteufen einer schachtartigen Baugrube (einschl. des Emporschaffen der ausgegrabenen Bodenmassen) teurer zu stehen kommt, als das einer langgestreckten Grube, daß auch das Mauern in einem solchen engen Schachte nicht bequem und einfach, also auch nicht billig genug vorgenommen werden kann, und daß die Herstellung der Grundbogen teurer zu stehen kommt, als die Ausführung eines gleichen Rauminhaltes von aufgehendem Mauerwerk; indes ist die Ersparnis

²¹⁵⁾ Nach: *Nouv. annales de la const.* 1876, Pl. 26.

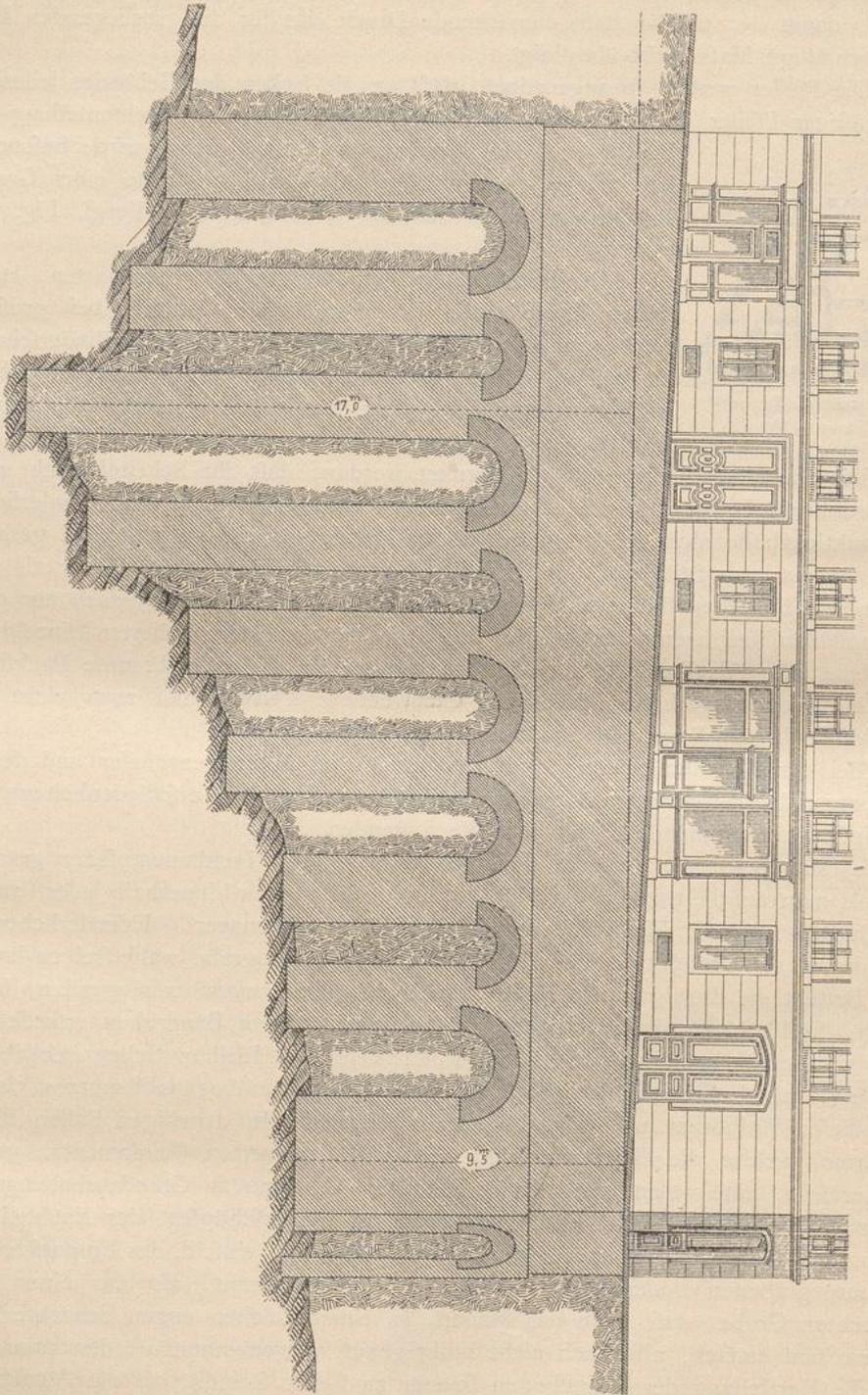


Fig. 703.

Von einem Wohn- und Geschäftshaus zu Madrid²¹⁸). — 1/2000 w. Gr.

doch eine so große, daß sie durch die zuletzt erwähnten Mehrkosten nicht aufgewogen wird. Unter besonders günstigen Verhältnissen kann schon bei 3 m Gründungstiefe die Pfeilergründung einem vollgemauerten Fundament vorzuziehen sein.

Brennecke giebt auf Grund einer umfangreichen Statistik an, daß, wenn der feste Baugrund 4 m oder mehr unter dem Grundwasserspiegel gelegen ist, Pfeilerfundamente sich billiger stellen, als durchgehendes Grundmauerwerk²¹⁹⁾.

β) Wenn jedoch die mit den Fundamentpfeilern zu durchsetzende Bodenschicht locker ist, so müssen die schachtartigen Baugruben ausgezimmert werden; die Zimmerung fällt um so stärker, d. i. um so teurer aus, je lockerer die betreffende Bodenmasse ist, und die Ersparnisse an Grundaushhebung und Fundamentmauerwerk verschwinden zum Teile oder ganz infolge der hohen Kosten der Schachtzimmerung.

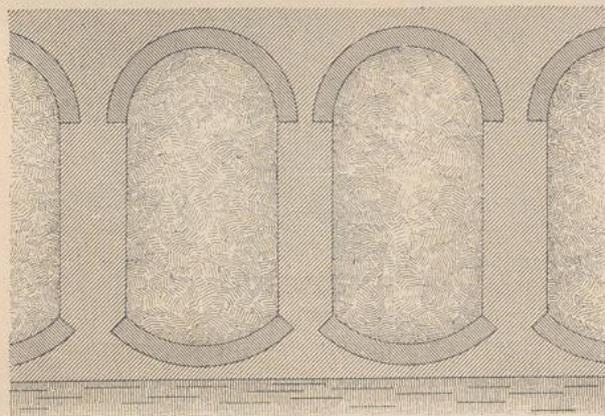
In derartigen Fällen sieht man deshalb von der unter α gedachten Ausführungsweise ab und kann folgende Gründungsverfahren anwenden:

a) Man hebt keine Baugruben aus und ersetzt die von unten nach oben zu mauernden Fundamentpfeiler durch Senkbrunnen oder Senkröhren, die von oben nach unten in den Boden eingesenkt werden. Von diesem Verfahren, welches hauptsächlich bei großer Gründungstiefe und starkem Wasserandrang zu empfehlen ist, wird noch in Kap. 2 u. 3 des nächsten Abschnittes eingehend die Rede sein. Unter gewöhnlichen Verhältnissen läßt sich annehmen, daß bei 5 bis 6 m Tiefe der Fundamentbasis unter Erdgleiche Pfeilerfundamente noch vorteilhaft sind; bei noch größerer Tiefe kommt die Senkbrunnengründung in der Regel billiger zu stehen. Doch sind Pfeilerfundamente der vorbeschriebenen Art für viel größere Tiefen (z. B. für 17 m Tiefe bei dem in Fig. 703 dargestellten Gebäude) ausgeführt worden.

b) Man hebt nicht, den einzelnen Pfeilern entsprechend, einzelne schachtartige Baugruben aus, sondern für die ganze Mauer einen einzigen ununterbrochenen Fundamentgraben. Die Auszimmerung einer solchen langgestreckten Baugrube ist häufig

billiger, als die mehrerer einzelner Schächte; auch kann die Mauerung der Pfeiler bequemer und billiger ausgeführt werden.

Ist die Bodenschicht, auf der die Fundamentpfeiler erbaut werden sollen, nicht widerstandsfähig genug, so kann es in einem solchen Falle zweckmäßig sein, über die ganze Länge der Baugrube eine gemauerte Sockelschicht (durchgehendes Bankett) oder eine Betonschicht auszubreiten und erst über dieser mit der Mauerung der Einzelpfeiler zu beginnen.



Pfeilerfundament mit Erd- und Grundbogen. — 1/200 w. Gr.

c) Bisweilen ist man genötigt, auf einer Bodenschicht zu gründen, die zwar gleichmäßig tragfähig, aber noch nicht fest genug ist, die von den einzelnen Funda-

²¹⁹⁾ Siehe: BRENNECKE, L. Wann soll man durchgehende, und wann soll man sog. aufgelöste Grundmauern anwenden? Centralbl. d. Bauverw. 1897, S. 434.

414.
Ersatz durch
Brunnenpfeiler
etc.

415.
Durchgehendes
Bankett.

416.
Erdbogen.

mentpfeilern ausgeübten Drücke mit Sicherheit aufzunehmen. Will man in einem solchen Falle die Drücke auch auf die zwischen den Pfeilern gelegenen Baugrundflächen verteilen, so wende man umgekehrte Gewölbbogen an, die zwischen den Fundamentpfeilern einzuspannen sind (Fig. 704).

Solche umgekehrte Fundamentbogen, Erdbogen, Gegenbogen oder Konterbogen genannt, sind für die Druckverteilung besonders dann geeignet, wenn die für die Fundamente gegebene Konstruktionshöhe im Verhältnis zu den Abständen der einzelnen Pfeiler voneinander so beschränkt ist, daß eine einfache Verbreiterung der Pfeiler oder ein durchgehendes Bankett nicht genügend wirksam ist. Ebenso sind Erdbogen ein vortreffliches Mittel, wenn der Baugrund so nachgiebig ist, daß bei stärkerem Drucke ein Auftrieb des Bodens, d. i. ein seitliches Ausweichen und Emporsteigen desselben zu befürchten steht.

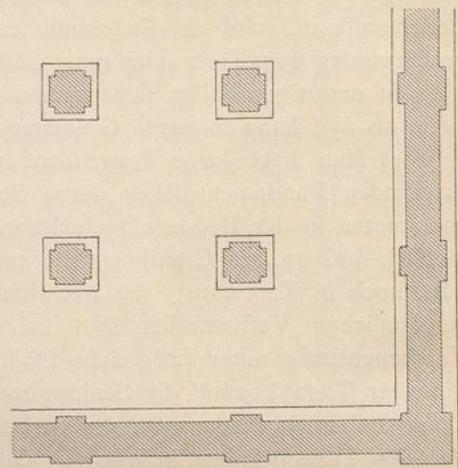
Die Anordnung der Fundamente wird die vorteilhafteste sein, wenn die Druckverteilung über die ganze Fundamentsohle gleichmäßig geschieht; gleichartigen Baugrund vorausgesetzt, wird sich die Form und Stärke der Erdbogen aus dem gleichmäßig verteilt anzunehmenden Gegendruck des Baugrundes auf die Fundamentsohle ergeben. Hiervon ausgehend hat *Koenen*²²⁰⁾ Form und Stärke solcher Bogen theoretisch unterfucht.

Gewöhnlich werden die Erdbogen in Stichbogen-, feltener in Halbkreisbogenform ausgeführt; die äußere (untere) Wölbfläche derselben muß fest hintermauert sein, damit sie nicht nach unten ausweichen kann. An den Mauerecken sollen die betreffenden Pfeiler so stark sein, daß sie dem einseitigen Wölbchube der Erd- und der Grundbogen Widerstand leisten können.

γ) Am einfachsten und auch vorteilhaftesten wird die Anordnung und Ausführung von Pfeilerfundamenten, wenn die Bodenfläche, auf der das Gebäude zu errichten ist, höher gelegt, d. i. aufgeschüttet werden soll. In einem solchen Falle, der hauptsächlich auf Stadterweiterungsgründen,

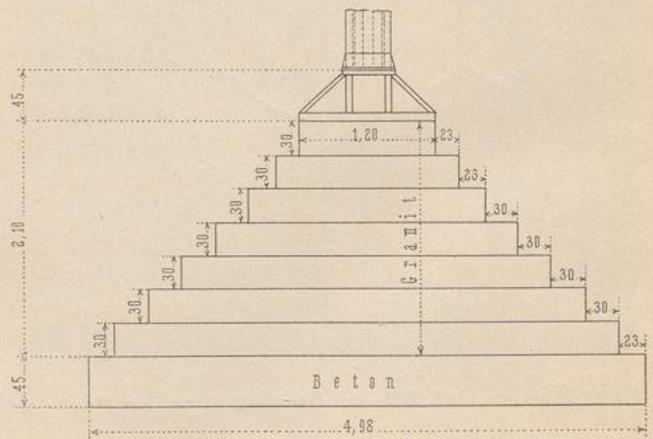
bei Bebauung von früheren Festungsgrabenflächen, auf Bahnhöfen, die im Auftrage gelegen sind, etc. vorkommt, erbaut man die Fundamentpfeiler, bevor die Auf-

Fig. 705.



1/200 w. Gr.

Fig. 706²²¹⁾.



417.
Pfeiler-
fundamente
in
aufgeschüttetem
Boden.

²²⁰⁾ Ueber Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11.

²²¹⁾ Nach: Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 425.

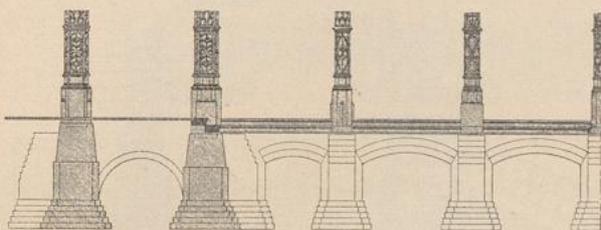
schüttung vorgenommen worden ist. Die Kosten der in dem aufgeschütteten Material herzustellenden Baugrube entfallen alsdann ganz, und die Kostenersparnis bei der Gebäudegründung ist eine sehr wesentliche.

2) Fundamente für einzelne Pfeiler.

Nicht selten werden die Decken- und Dachkonstruktionen gröfserer Räume von einzelnen steinernen, hölzernen oder eisernen Säulen, von gemauerten Pfeilern oder sonstigen Freistützen getragen, so dafs der von der gewölbten oder von der Balkendecke, bezw. vom Dache ausgeübte lotrechte Druck von diesen Stützen, unter Um-

418.
Anordnung.

Fig. 707.



Von der Börse zu Antwerpen²²²⁾. — $\frac{1}{200}$ w. Gr.

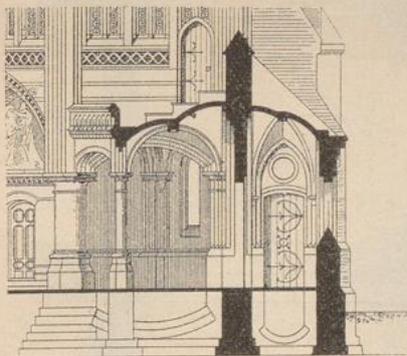
fständen auch noch von den etwa vorhandenen Umfassungswänden aufgenommen wird und auf den Baugrund zu übertragen ist (Fig. 705).

Je nach den Druck- und den Bodenverhältnissen werden die Fundamente der einzelnen Freistützen unabhängig voneinander hergestellt oder durch Zwischen-

konstruktionen in Verbindung gebracht. Hauptfächlich kommen die folgenden Anordnungen vor.

α) Jede Freistütze erhält ein gemauertes Pfeilerfundament für sich, das, mit den entsprechenden Fundamentabfätzen versehen, eine so große Aufständerfläche erhält, dafs der Baugrund dem herrschenden Drucke mit Sicherheit widerstehen kann. Diese Anordnung ist zu empfehlen, wenn der Baugrund ein sehr guter ist, wenn die Freistützen weit voneinander abstehen und wenn die Last, die sie zu tragen haben, nicht groß ist.

Fig. 708.



Von der St. Johannis-Kirche zu Altona²²³⁾.
 $\frac{1}{100}$ w. Gr.

Bei den hohen Häusern in den großen Städten der Vereinigten Staaten wurde auch bei bedeutendem Bodendruck in solcher Weise verfahren, allerdings in dem Falle, dafs guter Baugrund in leicht erreichbarer Tiefe sich vorfand. Nach Fig. 706 wurden würfelförmige Steinblöcke, die je nach der vorhandenen oder angenommenen Tragkraft des Baugrundes kleiner oder größer sind, stufenförmig ver-

setzt; die unterste Schicht wurde aus einer Betonschicht gebildet.

Ueber die besonderen Vorkehrungen, welche bei eisernen Freistützen, insbesondere wenn sie seitlichen Schüben ausgesetzt sind, notwendig werden, ist bereits in Art. 282 (S. 202) die Rede gewesen.

β) Wenn in der gestützten Decken- oder Dachkonstruktion einseitige wagrechte Schübe infolge von unsymmetrischen Belastungen, Erschütterungen, Stößen, Winddruck etc. entstehen können, so empfiehlt es sich, die Fundamentpfeiler gegen den

²²²⁾ Fakf.-Repr. nach: *Gazette des arch.* 1865, S. 41.

²²³⁾ Fakf.-Repr. nach: *Zeitschr. f. Bauw.* 1877, Bl. 7.

Einfluss derselben dadurch zu sichern, daß man zwischen ihnen Gurtbogen, nach Art der früher besprochenen Grundbogen, einspannt. Derlei Versteifungsbogen werden bloß in dem einen Sinne (Fig. 707) oder auch nach beiden einander durchkreuzenden Richtungen angeordnet, je nachdem solche Schübe in der einen oder in beiden Richtungen vorkommen können.

Unter besonders ungünstigen Verhältnissen kann es auch angezeigt sein, in der Höhe dieser Gurtbogen schmiedeeiserne Zuganker einzuziehen.

γ) Aus gleichen Gründen werden bisweilen nahe an der Fundamentsohle in ganz ähnlicher Weise umgekehrte Gurtbogen, die mit den vorher besprochenen Erd- oder Gegenbogen übereinstimmen, angeordnet (Fig. 708 u. 709). Dieselben können auch dazu dienen, den von den Einzelpfeilern auf den Baugrund ausgeübten Druck auf eine größere Fläche zu verteilen und dem etwaigen seitlichen Ausweichen des Bodens entgegenzuwirken.

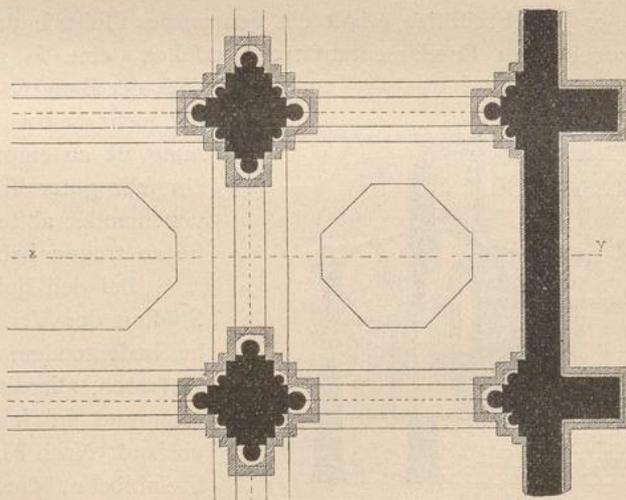
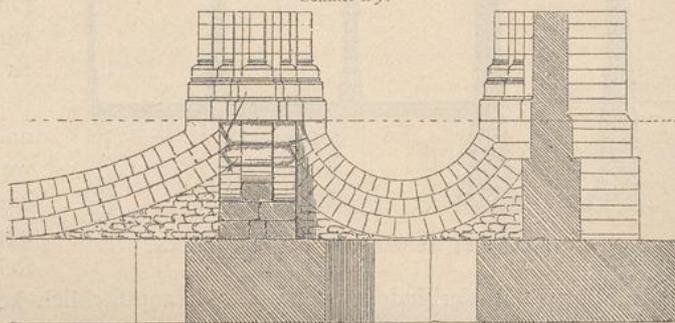
Bisweilen erscheint es zur Sicherung des ganzen Baues angezeigt, Verbindungen, bezw. Absteifungen durch Grund- und Gegenbogen vorzunehmen. Auch wird die Anordnung von Gegenbogen mit der Pfahlrostgründung zugleich angewandt (Fig. 710), wovon noch bei der letzteren die Rede sein wird.

δ) Läßt der Baugrund unter stärkerem ifolierem Drucke das seitliche Ausweichen befürchten, so kann man dem hierdurch hervorgebrachten Auftriebe entweder durch Belastung des zwischen den Fundamentpfeilern befindlichen Bodens oder durch umgekehrte Gewölbe entgegenwirken.

Im ersteren Falle kann eine durchgehende Mauer- schicht (durchgehendes Bankett, siehe Art. 415) angewendet werden; noch besser ist eine Betonschicht, die unter dem ganzen Raume ausgebreitet wird und nicht nur durch ihr Gewicht, sondern auch durch ihre Biegefestigkeit wirkt.

Bei stärkerem Auftriebe werden umgekehrte Gewölbe angewendet und als Tonnen- oder als Kappengewölbe (fog. Erdkappen) ausgeführt. Bei Tonnengewölben

Fig. 709.

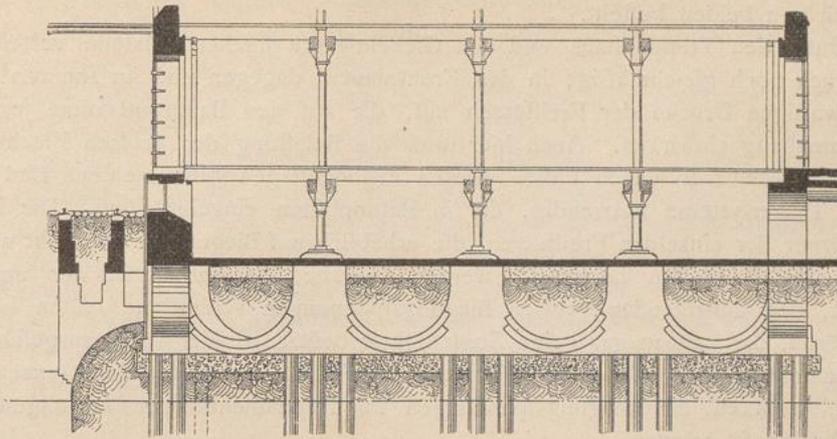
Schnitt *xy*.

Von der Kirche *de la Bastide* zu Bordeaux²²⁴⁾.

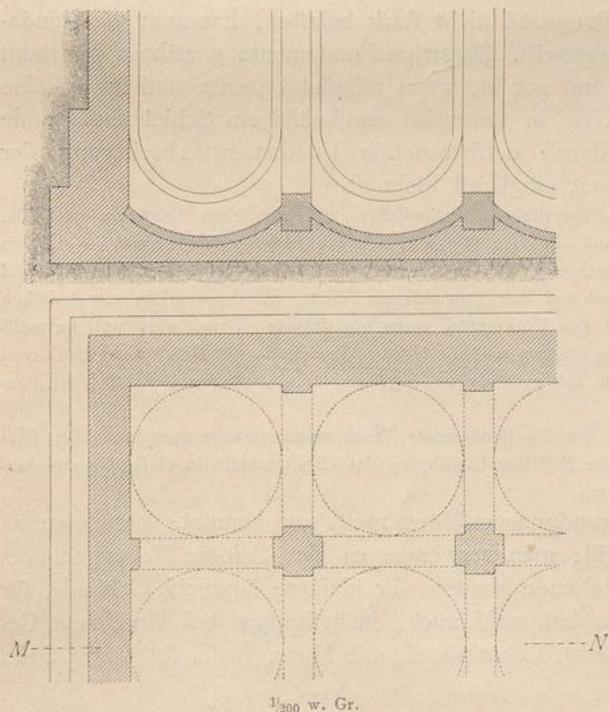
1/200 w. Gr.

²²⁴⁾ Fakf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1888, Bl. 26.

Fig. 710.

Vom Warenpeicher am Kaiser-Quai zu Hamburg²²⁵⁾. — $\frac{1}{200}$ w. Gr.

werden zwischen den in einer Reihe gelegenen Pfeilern umgekehrte Gurtbogen (Erdbogen) in der einen Richtung angelegt und winkelrecht dazu die Tonnengewölbe eingezeichnet. Sollen Erdkappen ausgeführt werden, so werden zuerst durch umgekehrte Längs- und Quergurtbogen viereckige Räume zwischen je vier Pfeilern gebildet und in diese die umgekehrten Kappen eingezeichnet (Fig. 711). Hier ist stets

Fig. 711.
Schnitt *M.N.* $\frac{1}{200}$ w. Gr.

eine Untermauerung, die zugleich als Lehre für die Gewölbe dient, zu empfehlen.

ε) Besonders eigenartige Verhältnisse liegen bei den neuzeitlichen großen Waren- und Geschäftshäusern unserer Städte vor. Sie bilden häufig nur einen einzigen Raum mit Treppen und Galerien ohne jegliche Zwischenmauern; nur Freistützen tragen die Galerien, Decken und Dächer. Ähnliche Verhältnisse liegen bei manchen Lagerhäusern und Warenspeichern vor. Durch solche Anordnungen wird eine äußerst ungleichmäßige Belastung des Baugrundes hervorgerufen, was bei sehr widerstandsfähigem Boden allerdings bedeutungslos ist, dagegen die weitgehendsten Sicherheitsvorkehrungen nötig macht, wenn der Boden, wie dies in unseren

225) Nach: Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, Bl. 39.

größeren Städten meist zutrifft, aus grobem Sand oder Lehm oder aus einem Gemisch von beiden besteht.

Unter den Treppenhaus- und den Giebelmauern solcher Gebäude verteilt sich der Druck noch gleichmäßig; in den Frontmauern dagegen und im Inneren treten die gewaltigen Drücke der Freistützen auf, die auf den Baugrund ohne jeglichen Zusammenhang einwirken. Auch hier muß die Belastung der großen Flächen angestrebt werden. In vielen Fällen werden Erdbogen genügen; meistens sind indes eiserne Trägersysteme notwendig, die in Betonplatten eingelegt sind. Die Fundamentkörper der einzelnen Freistützen, die erheblich auf Biegung beansprucht werden, müssen aus Baustoffen hergestellt werden, welche, namentlich in der untersten Schicht, den auftretenden großen Biegunsspannungen Widerstand leisten können. Kalkmörtel, der nahezu gar keine Zugfestigkeit besitzt, ist hier völlig ausgeschlossen. Dazu kommt noch, daß die Belastungen der Freistützen meist schief (exzentrisch) wirken, wodurch die Biegunsspannungen im Fundamentkörper in ungünstigem Sinne beeinflusst werden.

Ein Weg zur Berechnung solcher Fundamentkonstruktionen wäre der, daß man die Fundamentflächen für die großen Einzellasten um die Fläche der eingelegten Querverbindungen vermehrt und die so erhaltene Gesamfläche durch die Summe der Einzellasten dividiert. Der auf diese Weise erhaltene Einheitsdruck wäre der Berechnung der Erdbogen, bezw. der eisernen Träger zu Grunde zu legen. Durch eine solche Berechnungsweise würde man dem Gedanken gerecht werden, daß die Einzeldrücke zwar verschieden sind, aber doch durch symmetrische Lastverteilungen entstehen, was in den meisten Fällen zutreffen dürfte²²⁶⁾.

c) Fundamente aus Trockenmauerwerk, Steinpackungen und Steinschüttungen.

419.
Trocken-
mauerwerk.

Bei weniger wichtigen Bauwerken, bei solchen, die auf eine lange Dauer keinen Anspruch machen und die den Baugrund nicht stark belasten, hat man die Fundamente aus Trockenmauerwerk hergestellt. Derartige Fundamente gewähren nur dann einige Sicherheit, wenn der Baugrund gut ist, wenn möglichst große und feste Steine zur Anwendung kommen, wenn sie in thunlichst regelmäßigem Schichtenverbande vermauert werden und wenn durch entsprechende Fundamentverbreiterung der Normaldruck auf die Flächeneinheit möglichst klein ist.

Bei einem großen Teile der altägyptischen, hellenischen und römischen Bauwerke sind die Fundamente aus sorgfältig bearbeiteten und ebenso gefügten Quadern ohne jedes Bindemittel — also aus Trockenmauerwerk — ausgeführt (z. B. Parthenon, Thebeion, Erechtheion, Herkules- [früher Vesta-] Tempel in Rom etc.). Viele dieser Bauwerke sind auf den gewachsenen Felsen, auf den Gipfeln von Anhöhen und Bergen gegründet; andere üben auf den Untergrund einen nur geringen Druck aus, weil sie meist mächtig und breit ausgeführte Fundamente besitzen und ihr eigenes Gewicht in der Regel nicht bedeutend ist. Die gewählte Gründungsart erscheint infolgedessen zulässig, was u. a. auch der Bestand jener Bauwerke bis heute beweist.

In Finnland wird seit langer Zeit für die Fundamente Trockenmauerwerk verwendet. Man sieht dort eine Menge alter Kirchen, die aus der Zeit der Einführung des Christentums in dieser Gegend herühren und in solcher Weise gegründet sind.

Gegenwärtig wird dieses Gründungsverfahren meist nur benutzt, wenn man an Arbeit und an Mörtel sparen will; man verwendet es für kleinere Nebengebäude, wie Schuppen etc., für einzeln stehende Mauern, für kleinere ländliche Gebäude, für provisorische Bauwerke etc. Man hat wohl auch, insbesondere bei ländlichen Gebäuden, die Fugen mit Lehm, bezw. Lehmörtel, mit Moos, Erde, selbst mit Sand ausgefüllt.

²²⁶⁾ Siehe: THRANER. Konstruktionsgrundsätze bei Geschäfts- und Lagerhäusern ohne Zwischenmauern. Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1900, S. 1176.

Wo Mangel an größeren und lagerhaften Steinen ist, hat man die Fundamentgräben wohl auch nur mit einer trockenen Steinpackung ausgefüllt und darauf das Tagmauerwerk gefetzt. Diese noch weniger solide Gründungsweise kann bloß für Bauwerke untergeordneter Natur angewendet werden.

420.
Stein-
packungen.

Hierher gehören auch noch die aus Steinschüttungen oder Steinwürfen hergestellten Fundamente, welche bisweilen für solche Bauwerke angewendet werden, die im offenen Wasser zu errichten sind. Sie gewähren den Vorteil, daß sie die immer kostspielige Herstellung einer Baugrube im Wasser nicht erfordern; indes ist ihre Solidität eine sehr geringe. Fundamente aus Steinschüttungen kommen hauptsächlich für Bauten im Meere (Hafendämme, Moli etc.) in Anwendung.

421.
Stein-
schüttungen.

Bezüglich der Größe der zu benutzenden Steine sei auf Art. 382 (S. 313) verwiesen. Hat man genügend große Steine nicht in hinreichender Menge zur Verfügung, so kann man wohl auch für den Fundamentkern kleinere Steine verwenden, die Böschungen dagegen aus möglichst großen Steinen herstellen. Ist die Strömung eine sehr bedeutende, so verwendet man künstliche Betonblöcke von 25 bis 50, selbst bis 100 cbm Rauminhalt und darüber; natürliche Steine von solcher Größe kommen meist teurer zu stehen.

Die Steinschüttungen bilden den Uebergang zu den im folgenden Kapitel zu besprechenden »geschütteten Fundamenten«; in gewissem Sinne können sie unmittelbar zu letzteren gezählt werden.

Litteratur

über »Gemauerte Fundamente«.

- ENGEL, C. L. Ueber Fundamente aus Bruchsteinen ohne Mörtel. Journ. f. d. Bauk., Bd. 2, S. 23.
Fondation de 47 puits maçonnés exécutés à Madrid. Nouv. annales de la const. 1867, S. 93.
 SPIEKER. Fundierung eines Monumentes. Zeitschr. f. Bauhdw. 1872, S. 124.
 Ausgeführte Pfeilergründung. HAARMANN'S Zeitschr. f. Bauhdw. 1873, S. 187.
 Ueber mangelhafte Ausführung von Fundamentmauerwerk. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 52.
 KOENEN, M. Ueber Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11.

3. Kapitel.

Fundamente aus Beton- und Sandschüttungen.

Wenn ein genügend widerstandsfähiger Baugrund in angemessener Tiefe nicht vorhanden ist, auch nicht mit Hilfsmitteln erreicht werden kann, die den verfügbaren Geldmitteln, der vorgesehenen Bauzeit oder dem Zwecke des betreffenden Bauwerkes entsprechen; so ist man nicht selten genötigt, in nur geringer Tiefe auf stark pressbarem Baugrund zu fundieren. Bei der Konstruktion der Fundamente ist alsdann das Hauptaugenmerk auf möglichste Herabminderung des Einsinkens, namentlich aber auf Verhütung des ungleichmäßigen Setzens derselben zu richten.

422.
Geschüttete
und
Schwellrost-
fundamente.

In derartigen Fällen können nicht mehr gemauerte Fundamente angewendet werden, weil dieselben den vom Bauwerk ausgeübten Druck nicht in genügender Weise nach unten verteilen und weil sie bei ungleichmäßiger Beschaffenheit des Baugrundes partielle, d. i. schädliche Einsenkungen erleiden. Alsdann empfehlen sich Beton-, Sand- und Fundamente aus liegenden Rosten.

a) Betonfundamente.

423.
Allgemeines.

Konstruktionsteile eines Bauwerkes, die aus Beton hergestellt sind, werden häufig als Gußmauerwerk bezeichnet; dementsprechend schliesen sich an die im vorhergehenden Kapitel behandelten gemauerten Fundamente die Betonfundamente naturgemäfs an.

Das Kennzeichnende dieser Gründungsweise besteht in der Herstellung einer monolithen Fundamentplatte, bzw. eines monolithen Fundamentklotzes, aus einer einheitlichen Masse ohne jegliche Lager- und Stofsugen gebildet. Die monolithische Betonplatte, bzw. der monolithische Betonklotz mufs hoch genug fein und eine genügende Grundfläche haben, um den vom darauf stehenden Bauwerk ausgeübten Druck aufnehmen zu können und in folcher Weise auf den Baugrund zu übertragen, dafs das Fundament keine nachteilige Veränderung erfährt.

Im alten Rom wurden Fundamente aus Gußmauerwerk vielfach zur Anwendung gebracht, wozu die Beschaffenheit des Baugrundes wesentlich beitrug. Der letztere besteht aus aufgehäuften vulkanischen Massen, die ziemlich zähe sind und infolgedessen gestatteten, dafs man die Baugrube mit lotrechten Wänden aushob und dieselbe entweder gar nicht oder nur sehr leicht abzimmerte. Auf folche Weise bildeten die Fundamentgräben ein genügend widerstandsfähiges Bett, in welches das Gußmauerwerk eingebracht und festgestampft werden konnte.

Betonfundamente können ebenfowohl im Trockenem, wie auch in Baugruben ausgeführt werden, aus denen das Grundwasser geschöpft wird; in gleicher Weise können sie auch für Bauwerke im Wasser Anwendung finden. Man kann mit Hilfe einer Schicht hydraulischen Betons das Eindringen des Grundwassers von unten, wenn nötig auch von der Seite verhüten. Der Beton ist auch in vorzüglicher Weise geeignet, etwaige Unregelmäfsigkeiten der Baufohle auszugleichen. Ueberhaupt bilden Beton Gründungen, an richtiger Stelle angewendet und in richtiger Weise ausgeführt, ein vorzügliches Gründungsverfahren.

424.
Material.

Für die Herstellung eines Betonfundaments ist hydraulischer Beton nicht unbedingt erforderlich; bei Gründungen im Trockenem kann Luftmörtel zur Betonbereitung verwendet werden; dagegen mufs man möglichst rasch erhärtendes Material, am besten Zementbeton wählen, wenn man das Eindringen von Wasser in die Baugrube verhüten will. Für die Güte des zu verwendenden Betons sind auch die Belastung, der er zu widerstehen hat, und der Baugrund, auf den er zu liegen kommt, maßgebend. Zum Tragen von Bauwerken geringer Ausdehnung und mäfsiger Last, sowie bei festerem Baugrunde genügt eine mittlere Beschaffenheit Beton und eine leichte Ausführung. Für das Tragen schwerer Lasten jedoch (4 kg für 1 qcm und darüber), zur Ausgleichung des Druckes über stark pressbarem Boden oder zu Dichtung von Quellen sind die beste Sorte Beton und sehr sorgfältige Arbeit erforderlich. Die sorgfältigste Ausführung ist vor allem dann notwendig, wenn das Bauwerk bei grofser Grundfläche, bei grofsem Wasserdruck und durchlässigem Boden ein wasserdichtes Becken bilden soll.

Der letztgedachte Fall tritt bei der Ausführung gröfserer Behälter ein. Ein interessantes Beispiel hierfür bietet die Gründung des Bühnenraumes im neuen Opernhause zu Paris dar. Man hatte es dort mit einem sehr bedeutenden Grundwasserandrang zu thun; daselbe strömte unter einer Druckhöhe von ca. 5 m zu. Um die Räume unterhalb der Bühne trocken zu erhalten, wurde ein grofses Becken aus Zementbeton ausgeführt.

Bezüglich der Betonbereitung und der dazu zu verwendenden Stoffe sei auf Teil I, Band 1, erste Hälfte dieses »Handbuches« (Abt. I, Abchn. 1, Kap. 4) verwiesen.

Die Mächtigkeit des Betonfundaments ist abhängig von der Beschaffenheit des Betons, von der größeren oder geringeren Pressbarkeit des Baugrundes, von der Größe der auf dem Fundamente ruhenden Last und in manchen Fällen von der Druckhöhe, unter welcher der Wasserzudrang in die Baugrube stattfindet.

Was die erstgenannten drei Faktoren anbelangt, so kann als Anhaltspunkt dienen, daß guter hydraulischer Beton bei ca. 1 m Stärke eine Last von 4 bis 5 kg für 1 qm Nutzfläche mit Sicherheit tragen kann, wenn der Baugrund wenig pressbar ist und die Verhältnisse sonst günstig sind; dagegen nur 2,5 kg, wenn stark nachgiebiger Baugrund vorhanden, oder wenn derselbe ungleichartig, oder wenn die Belastung nicht gleichmäßig verteilt ist. Unter gewöhnlichen Verhältnissen genügt alsdann eine Mächtigkeit des Betonfundaments von 0,75 bis 1,00 m; ja man kann bei geringer Last auch auf 60, selbst auf 50 cm herabgehen.

Hat man Zweifel über die Tragfähigkeit des Baugrundes oder über die zu erwartende Tragfähigkeit einer Betonplatte von bestimmter Dicke (namentlich bei größeren Belastungen), so sind unmittelbare Versuche zu empfehlen. Betonblöcke von der beabsichtigten Breite und Mächtigkeit werden auf dem vorhandenen Baugrunde probeweise ausgeführt und Probebelastungen bis zum $1\frac{1}{4}$ - bis $1\frac{1}{2}$ -fachen des künftigen Druckes vorgenommen; dabei dürfen sich an den Blöcken weder Aenderungen in der äußeren Form, noch in den Höhenverhältnissen zeigen. Es genügt, im vorliegenden Falle die Versuchslasten nur mit $1\frac{1}{4}$ bis $1\frac{1}{2}$ der endgültigen Lasten anzunehmen, weil der Beton im Laufe der Zeit immer härter wird.

Fig. 712.

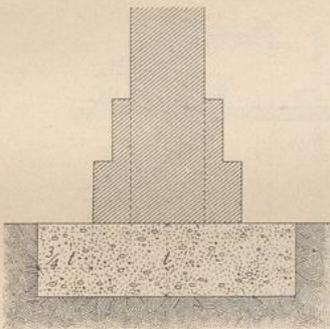
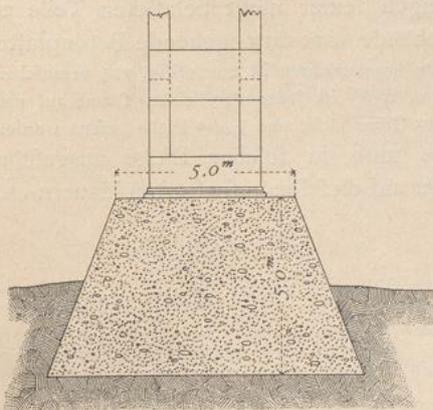


Fig. 713.



Betonfundament einer Freistütze von der Weltausstellungs-Rotunde in Wien (1873).

$\frac{1}{200}$ w. Gr.

Zeigt sich in der Baugrube starker Wasserandrang und soll die Betonplatte in erster Reihe dem durch die Wasserzuflutung entstehenden Auftriebe entgegenwirken, damit alsdann die Baugrube durch Wasserschöpfen trocken gelegt werden könne, so läßt sich nach Art. 382 (S. 313) die erforderliche Stärke der Betonschicht berechnen, indem man die maßgebende Wassertiefe durch das Gewicht der Raumeinheit Beton (2,0 bis 2,2) dividiert.

Die so gefundene Stärke ist, wie an der angezogenen Stelle bereits gesagt wurde, jedenfalls zu groß, da das Wasser bei der Bewegung zwischen den Bodenteilchen einen Widerstand erfährt, der seine Geschwindigkeit verringert. Es ist deshalb nicht notwendig, die berechnete Stärke im Interesse größerer Sicherheit zu vermehren; unter Umständen ist sogar eine Verringerung derselben zulässig.

Die Grundfläche eines Betonfundaments ergibt sich aus seiner Nutzfläche und letztere wieder aus der zulässigen, im vorhergehenden Artikel bereits angegebenen Belastung für die Flächeneinheit. Uebt das auf das Betonfundament aufzusetzende Bauwerk einen größeren als den größten zulässigen Druck aus, so muß derselbe durch entsprechende Verbreiterung des betreffenden Mauerwerkes oder der sonstigen Konstruktionssteile herabgemindert werden (Fig. 712). In den allermeisten Fällen genügt es, wenn die Sohle

des Betonfundaments vor der Grundfläche des darauf gesetzten Baukörpers an allen Seiten um etwa $\frac{3}{4}$ seiner Stärke vorspringt (Fig. 712). Meist werden parallel epipedisch gestaltete Betonplatten zur Ausführung gebracht (Fig. 712); indes kommen auch Betonklötze vor, deren wagrechter Querschnitt sich nach unten allmählich vergrößert (Fig. 713).

In Rotterdam und anderen holländischen Städten werden bei Gründungen auf Moorboden von bedeutender Mächtigkeit Betonfundamente von sehr großer Breite angewendet, so daß die Betonkörper mit sehr breiten Abfätzen vor den betreffenden Mauern vorspringen. Man erzielt dadurch das gleichmäßige Einlinken des ganzen Gebäudes, welches anfangs sehr beträchtlich ist, später jedoch ganz aufhört.

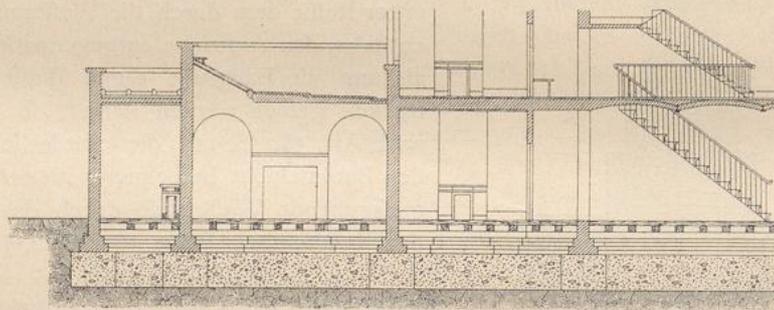
426.
Durch
Eiseneinlagen
verflärkte
Beton-
fundamente.

Um eine bessere Druckübertragung zu erzielen, werden in den Vereinigten Staaten von Nordamerika in die Betonplatten schmiedeeiserne Träger oder Stahlfchienen eingelegt. In Chicago wird zunächst eine rund 30 cm starke Betonplatte zur Ausführung gebracht, und auf diese werden zwei gleichfalls in Beton verlegte, einander kreuzende Stahlträger von rund 25 cm Höhe oder auch nur Eisenbahnschienen verlegt; dabei nimmt die obere Trägerlage die Säulenfüße auf.

427.
Durchgehendes
Beton-
fundament.

Handelt es sich um die Gründung eines größeren Gebäudes, so wird in den meisten Fällen jede Wand, bzw. jeder Pfeiler desselben auf ein besonderes Betonfundament gesetzt. Sind jedoch die Räume eines Gebäudes sehr klein, so daß die Wände desselben einander sehr nahe stehen, oder ist der Baugrund sehr nachgiebig,

Fig. 714.



Von einem Wohnhaus zu London (*Lowndes street*²²⁷). — $\frac{1}{200}$ w. Gr.

so daß unter stärkerem Drucke das Emporfteigen seiner nicht belasteten Teile zu befürchten ist, so legt man unter das ganze Gebäude eine durchgehende Betonplatte.

Das in Londoner Häusern vielfach angewendete Gründungsverfahren ist durch Fig. 714 veranschaulicht. — Beim Bau der Marienkirche in Stuttgart (Arch.: v. Egle) ist jeder der beiden Türme auf eine durchgehende Betonplatte (Portland-Zementbeton) von 140 qm Grundfläche und 1,40 m Dicke gesetzt worden.

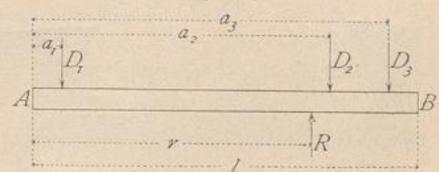
Eine derartige durchgehende Betonplatte muß in solcher Dicke ausgeführt werden, damit sie unter den isolierten Drücken der auf dieselbe aufgesetzten Mauern etc. nicht bricht.

Bei bekannten Druckverhältnissen läßt sich die Dicke einer solchen Platte in folgender Weise ermitteln.

Wird eine Betonplatte AB (Fig. 715) durch die isolierten Drücke $D_1, D_2, D_3 \dots$ belastet, die in den Abständen $a_1, a_2, a_3 \dots$ von der Kante A wirksam sind, so ist die dadurch hervorgerufene Reaktion R des Baugrundes

$$R = D_1 + D_2 + D_3 \dots = \Sigma(D).$$

Fig. 715.



²²⁷) Nach: *Revue gén. de l'arch.* 1855, Pl. 16, 22.

Der Abstand r (von der Kante A), in welchem diese Reaktion R angreift, bestimmt sich aus der Momentengleichung

$$D_1 a_1 + D_2 a_2 + D_3 a_3 + \dots = R r$$

oder

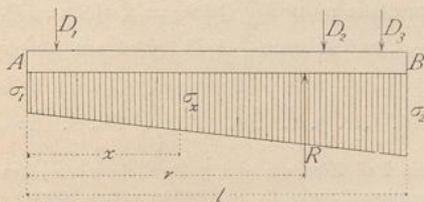
$$\Sigma(D a) = R r$$

zu

$$r = \frac{\Sigma(D a)}{R} = \frac{\Sigma(D a)}{\Sigma(D)}$$

Nimmt man den Beton als ganz unelastisch an, was nach vollständigem Erhärten deselben sehr nahe der Fall ist, so findet, gleichartigen Baugrund vorausgesetzt, die Verteilung der herrschenden Drücke nach einer geraden Linie statt, und es ergibt sich, wegen der im allgemeinen exzentrischen Beanspruchung, als Druckfigur ein Trapez²²⁸⁾. Alsdann ist nach Fig. 716, wenn man die Spannungen an den Kanten A und B bzw. mit σ_1 und σ_2 bezeichnet,

Fig. 716.



woraus

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l = R = \Sigma(D),$$

$$\sigma_1 = \frac{2R}{l} - \sigma_2.$$

Ferner ist

$$R r = \frac{\sigma_1 l^2}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} l \frac{2}{3} l$$

oder

$$R r = \sigma_1 \frac{l^2}{6} + \sigma_2 \frac{l^2}{3},$$

woraus

$$\sigma_1 = \frac{6 R r}{l^2} - 2 \sigma_2.$$

Hiermit den oben gefundenen Wert von σ_1 verglichen, giebt

$$\frac{2 R}{l} - \sigma_2 = \frac{6 R r}{l^2} - 2 \sigma_2,$$

woraus

$$\sigma_2 = \frac{2 R}{l} \left(\frac{3 r}{l} - 1 \right);$$

daher

$$\sigma_1 = \frac{2 R}{l} \left(2 - \frac{3 r}{l} \right).$$

Für einen beliebigen Punkt im Abstände x von der Kante A ist die Spannung σ_x aus dem Verhältnis

$$\frac{\sigma_x - \sigma_1}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{x}{l}$$

zu bestimmen, ergibt sich also zu

$$\sigma_x = (\sigma_2 - \sigma_1) \frac{x}{l} + \sigma_1.$$

Für die Ermittlung der Betonplattendicke ist auch die Bestimmung der Biegemomente erforderlich. Für den durch den Abstand x von der Kante A gegebenen Punkt ist das Moment

$$M_x = D_1 (x - a_1) + D_2 (x - a_2) + \dots - \frac{\sigma_1 x^2}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_1}{2} \cdot \frac{x^2}{3}$$

oder

$$M_x = \Sigma [D(x - a)] - \frac{\sigma_1 x^2}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_1}{2} \cdot \frac{x^2}{3};$$

für σ_x den obigen Wert eingesetzt, wird

$$M_x = \Sigma [D(x - a)] - \frac{\sigma_1 x^2}{2} - \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{6 l} x^3.$$

Das Biegemoment M_x bildet hiernach eine Kurve dritten Grades, deren größte Ordinate den Höchstwert vorstellt. Differenziert man die letzte Gleichung nach x , so erhält man

$$\frac{d M_x}{d x} = \Sigma(D) - \sigma_1 x - \frac{3}{6 l} x^2 (\sigma_2 - \sigma_1) = \Sigma(D) - \sigma_1 x - \frac{x^2}{2 l} (\sigma_2 - \sigma_1) = 0,$$

²²⁸⁾ Siehe Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuchs«, Art. 320 u. 321, S. 274 u. 275 (2. Aufl.: Art. 111 u. 113, S. 86 u. 89. — 3. Aufl.: Art. 126 u. 129, S. 112 u. 115).

woraus sich ergibt

$$x = -\frac{\sigma_1}{\frac{1}{l}(\sigma_2 - \sigma_1)} \pm \sqrt{\left[\frac{\sigma_1}{\frac{1}{l}(\sigma_2 - \sigma_1)}\right]^2 + \frac{\Sigma(D)}{\frac{1}{2l}(\sigma_2 - \sigma_1)}}$$

Diese Gleichung ist in dem durch Fig. 716 dargestellten Falle sowohl für $\Sigma(D) = D_1$, als auch für $\Sigma(D) = D_1 + D_2$ zu lösen, um zu ermitteln, ob das grössere Moment zwischen D_1 und D_2 oder zwischen D_2 und D_3 gelegen ist.

Für die Beanspruchung auf Biegung ist nun ²²⁹⁾

$$\frac{\mathcal{J}}{a} = \frac{M_{max}}{K},$$

wenn mit \mathcal{J} das Trägheitsmoment des Querschnittes, mit a der Abstand der am meisten gezogenen Faser von der Nulllinie, mit M_{max} das grösste Moment und mit K die grösste zulässige Beanspruchung des Betons auf Zug bezeichnet wird.

Ist, wie in den meisten Fällen, der Querschnitt der Betonplatte rechteckig (Breite = b , Höhe = h), so ist $\mathcal{J} = \frac{b h^3}{12}$. Nimmt man $b = 1$ m an, so wird $\mathcal{J} = \frac{h^3}{12}$, und da $a = \frac{1}{2} h$ ist, wird aus obiger Bedingungsgleichung

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 M_{max}}{K}} \dots \dots \dots 239.$$

Beispiel. Für den durch Fig. 715 näher bezeichneten Fall seien die von 3 Parallelmauern eines Haufes (auf eine Tiefe von 1 m senkrecht zur Bildfläche) ausgeübten Drücke $D_1 = 9600$ kg, $D_2 = 6800$ kg und $D_3 = 9600$ kg, dabei $a_1 = 1,42$ m, $a_2 = 8,12$ m und $a_3 = 11,12$ m; ferner sei $l = 12,55$ m.

Alsdann ist

$$R = 9600 + 6800 + 9600 = 26000 \text{ kg},$$

$$r = \frac{9600 \cdot 1,42 + 6800 \cdot 8,12 + 9600 \cdot 11,12}{26000} = 6,75 \text{ m},$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot 26000}{12,55} \left(\frac{3 \cdot 6,75}{12,55} - 1 \right) = 2544 \text{ kg}$$

und

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot 26000}{12,55} \left(2 - \frac{3 \cdot 6,75}{12,55} \right) = 1599 \text{ kg}.$$

Der Gesamtdruck auf den Baugrund beträgt hiernach

$$12,55 \frac{2544 + 1599}{2} + \text{Gewicht der Betonplatte} = 26000 \text{ kg} + \text{Gewicht der Betonplatte.} *$$

Das Biegemoment für einen beliebigen Punkt war

$$M_x = \Sigma [D(x-a)] - \frac{\sigma_1 x^2}{2} - \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{6l} x^3;$$

daher wird für den Angriffspunkt des Druckes D_2

$$M = 9600(8,12 - 1,42) - 1599 \frac{8,12^2}{2} - \frac{75,3}{2} \cdot \frac{8,12^3}{3} = 4886 \text{ mkg}.$$

Der Abstand x , für den das Biegemoment zwischen D_1 und D_2 den Höchstwert erreicht, folgt aus der Gleichung

$$0 = 9600 - 1599x - 37,7x^2$$

zu

$$x = -\frac{1599}{75,4} \pm \sqrt{\left(\frac{1599}{75,4}\right)^2 + \frac{9600}{37,7}} = 5,3 \text{ m};$$

daher das grösste Moment

$$M_{max} = 9600(5,3 - 1,42) - \frac{1599}{2} 5,3^2 - \frac{2544 - 1599}{6 \cdot 12,55} 5,3^3,$$

$$M_{max} = 12990 \text{ mkg}.$$

Die Abcisse des grössten Biegemoments zwischen D_2 und D_3 folgt aus der Gleichung

$$0 = 9600 + 6800 - 1599x - 37,7x^2 = \infty 8,2 \text{ m},$$

d. h. dasselbe fällt mit dem Moment M zusammen, und das berechnete $M_{max} = \infty 13000$ mkg ist wirklich das grösste Biegemoment, welches in der fraglichen Betonplatte auftritt.

²²⁹⁾ Nach Gleichung 36, S. 262 (2. Aufl.: Gleichung 44, S. 65. - 3. Aufl.: Gleichung 59, S. 77) in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

Die Dicke h dieser Platte ergibt sich, wenn man $K = 2 \text{ kg für } 1 \text{ qcm}$ ($= 20\,000 \text{ kg für } 1 \text{ qm}$) annimmt, nach Gleichung 239 zu

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 13\,000}{20\,000}} = 1,97 \text{ m.}$$

Die aus Gleichung 239 berechnete Dicke einer durchgehenden Betonplatte ergibt sehr hohe Werte, weil die Mitwirkung des unter der Betonplatte befindlichen Baugrundes nicht mitberücksichtigt ist; eine solche Dicke wird demnach nur bei ganz lockerem Baugrund notwendig sein. Wollte man die Mitwirkung des Baugrundes mit in Rechnung ziehen, so hätte man ein ähnliches Verfahren zu wählen, wie es *Winkler*²³⁰⁾ für die Berechnung des eisernen Langschwelenoberbaues der Eisenbahnen eingeschlagen hat. Hierdurch ergibt sich indes eine so verwickelte Rechnung, und es wären noch so viele Erfahrungszahlen zu ermitteln, daß man wohl von einer solchen Rechnungsweise absehen muß. Am vorteilhaftesten dürfte es sonach sein, die Dicke h nach Gleichung 239 zu ermitteln und dann, der jeweiligen Beschaffenheit des Baugrundes entsprechend, einen bestimmten aliquoten Teil dieser Dicke der Ausführung zu Grunde zu legen, d. h. eine Dicke h' zu wählen, welche

$$h' = \alpha h$$

beträgt, worin α eine Erfahrungsziffer ist, die bei ganz lockerem Baugrund, der gar nicht mitträgt, gleich 1 ist und mit steigender Widerstandsfähigkeit desselben bis zu $\frac{1}{3}$ anwachsen kann.

Durchgehende Betonfundamente sind auch dann mit Vorteil anzuwenden, wenn der Baugrund Rutschungen befürchten läßt. Treten letztere ungeachtet aller sonst noch getroffenen Vorkehrungen ein, so bewegt sich die Betonplatte mit dem ganzen darauf stehenden Gebäude, nicht einzelne Teile des letzteren; unter Um-

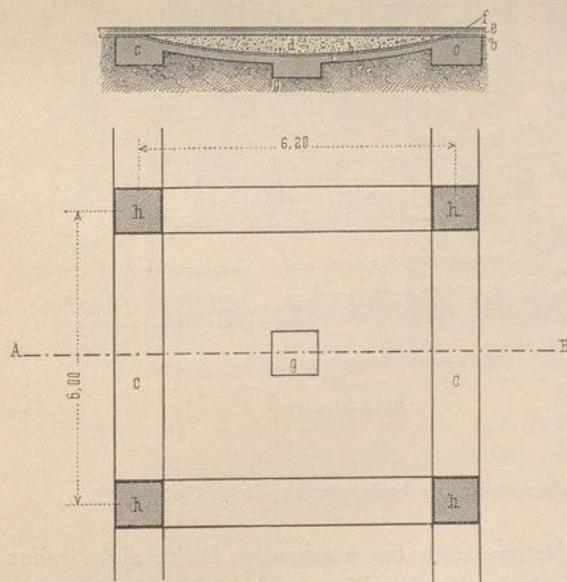
fänden bleibt dabei das Gebäude unverfehrt, wie die letzten Berg-rutsche in Aachen gezeigt haben.

Eine neuere städtische Schule in Aachen wurde auf eine 90 cm starke Beton-schüttung gesetzt, welche, durch ein System von vernieteten I-Trägern in festem Rahmen gehalten, eine feste Tafel bildet, innerhalb deren, den Scheidewänden entsprechend, ebenfalls I-Träger eingelegt sind. Diese Betonplatte liegt auf einer mehrere Meter hohen Sandschicht, unter der sich fast un-ergründlicher, nasser Kleiboden befindet; die Sandschicht ist durch Stützmauern gegen feilliches Ausweichen geschützt.

Durchgehende Fundamente aus Zementbeton sind ferner zu empfehlen, wenn die Kellerfohle eines Gebäudes gegen das Eindringen des Grundwassers zu schützen ist (vergl. Art. 382, S. 311); unter besonders schwierigen Verhältnissen

428.
Weitere
Anwendung
durchgehender
Betonplatten.

Fig. 717.



Von der Markthalle IV zu Berlin. — $\frac{1}{150}$ w. Gr.

²³⁰⁾ In: WINKLER, E. Vorträge über Eisenbahnbau etc. Heft 1: Der Eisenbahn-Oberbau. 3. Aufl. Prag 1875. Kap. 17: Elasticitäts- und Festigkeitstheorie der Schienen.

kommen gleichzeitig umgekehrte Gewölbe (siehe Art. 418, S. 340) und Betonlagen zur Anwendung.

Eine Anlage letzterer Art wurde mit besonderer Sorgfalt in der Markthalle IV zu Berlin (Dorotheenstraße) ausgeführt, wo es sich um die Dichtung von etwa 5000 qm Kellerfußböden gegen starken Grundwasserandrang handelte. Der Fußboden des Kellers liegt 94 cm unter dem höchsten Grundwasserstand und erforderte deshalb besondere Mafsregeln zur vollständigen Trockenerhaltung. Zunächst wurde der Baugrund *fo* abgegraben, dafs er als Unterlage für die umgekehrten Gewölbe *a* (Fig. 717) geeignet war; letztere wurden sodann aus schichtenweise aufgebrachtem und fest gestampftem Zementbeton 12 cm stark hergestellt. Jedes dieser Gewölbe spannt sich mit 35 cm Stich gegen umgekehrte Gurtbogen *c*, welche zwischen die vorhandenen Fundamentpfeiler *h* in der kürzeren Richtung zur Ausführung gekommen sind. Auf diese Betongewölbe wurde eine 25 mm dicke, wasserdichte Zementdeckschicht *b* aufgebracht und die Oberfläche derselben mit reinem Zement geglättet, um alle Poren sorgfältig zu verschleifen. Nach Erhärten dieser wasserdichten Deckschicht wurde Füllmaterial *d*, bestehend aus Sand und Ziegelbrocken, aufgetragen; daselbe soll auch gleichzeitig zur Belastung dienen. Auf das fest gestampfte Füllmaterial kam der sog. Arbeitsboden *e* zu liegen, welcher aus Zementbeton in 8 cm Stärke ausgeführt wurde; schliesslich wurde noch eine Deckschicht *f* aus Zement, 2 cm dick, ausgearbeitet.

Wenn die Kellerfußböden Ausbesserungen erfordern werden, so brauchen sich letztere, in Folge der gewählten Konstruktion, nur auf den Arbeitsboden zu erstrecken; der eigentlich dichtende Boden bleibt dabei unberührt. Gegen das Brechen, bezw. Setzen der Gewölbe *a* nach dem Zurückgehen des Hochwassers wurden kleine Fundamente *g* aus Zementbeton hergestellt.

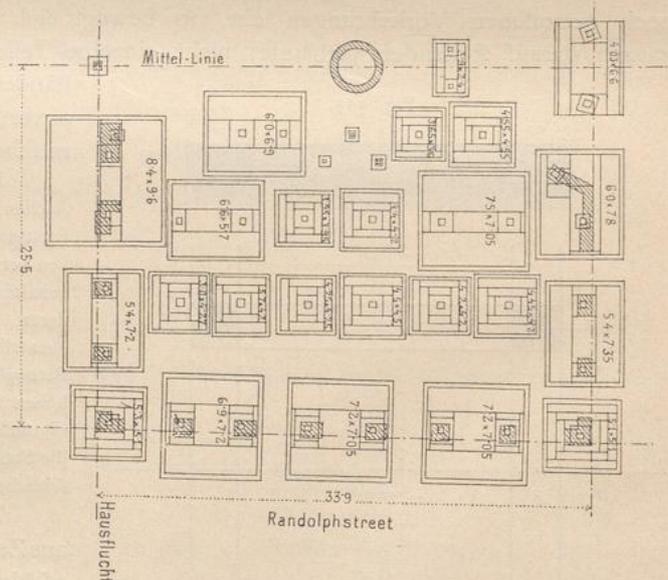
Die Firma *J. Sonath & Co.* zu Berlin, welche die eben beschriebene Anlage ausgeführt hat, hat auch für Gebäude anderer Art ganz ähnliche Konstruktionen zur Anwendung gebracht.

Ist die Belastung der Betonplatte sehr ungleichmäfsig oder ist der Baugrund sehr ungleichartig, so treten sehr grofse Biegungsspannungen auf, und das Auftreten von Rissen in der Platte ist zu erwarten. Statt nun letzteres abzuwarten, kann es sich, wie mehrfach in amerikanischen Grofsstädten geschehen ist, empfehlen, die Betonplatte von vornherein in einzelne voneinander unabhängige Teile zu zerlegen. Man hat die Platte in Vierecke, die in ihrem Flächeninhalt dem herrschenden Drucke proportional bemessen sind, zerteilt. Ein Beispiel hierfür bietet der Fundamentplan des Freimaurertempels zu Chicago in Fig. 718, woraus auch zu ersehen ist, wie gering der unbelastete Teil der gefamten Grundfläche ist.

429.
Verankerung
der
durchgehenden
Betonplatten.

Wenn man den durchgehenden Betonplatten die notwendige Dicke nicht geben kann oder will, wenn man also das Auftreten solcher Biegungsspannungen befürchtet, dafs Trennungen eintreten werden, oder wenn der unter der Betonplatte befindliche

Fig. 718.



Fundamentplan des Freimaurertempels zu Chicago²³¹⁾.

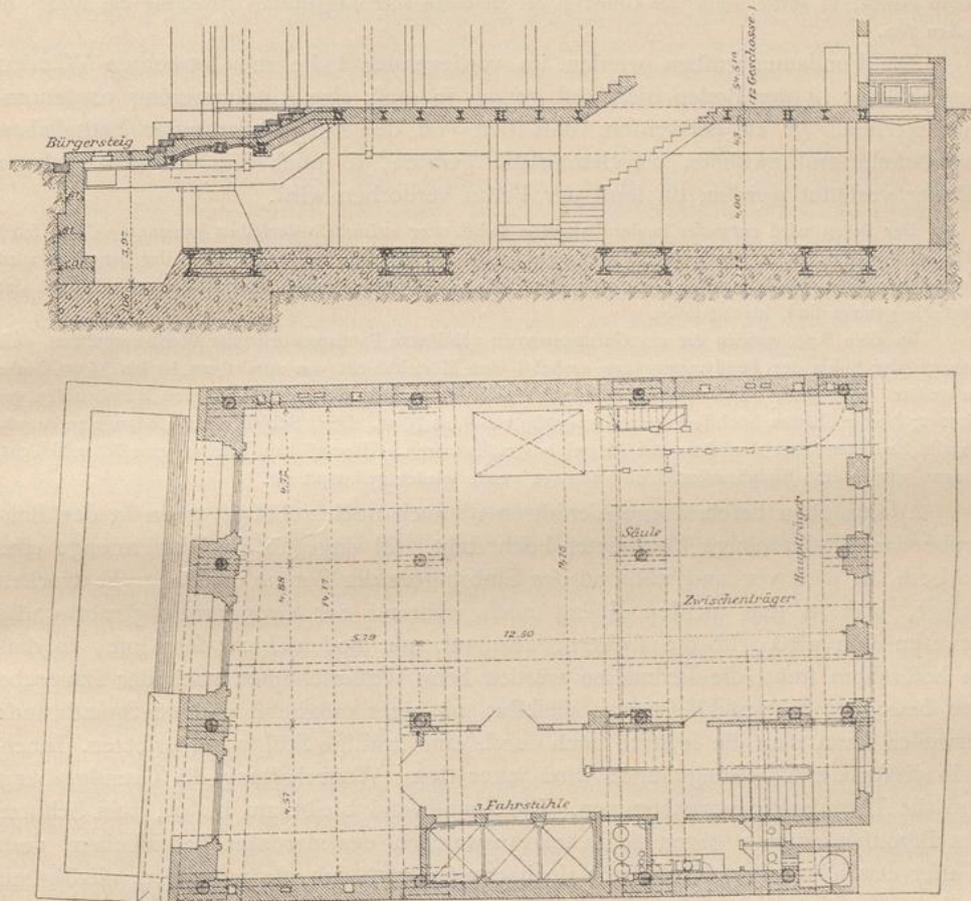
²³¹⁾ Fakf.-Repr. nach: Zeitchr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 424.

Baugrund so ungleichmäÙig ist, daÙ gleiche Erscheinungen zu erwarten sind, so hat man in solche Platten auch schon eiserne Verankerungen eingelegt.

Bei der 1846 erbauten Nicolaikirche zu Hamburg wurden in die 2,50 bis 3,50 starke Betonplatte Bandeisen eingelegt.

In den nordamerikanischen Städten hat man, ähnlich wie dies bereits in Art. 429 (S. 350) für gewöhnliche Betonfundamente erwähnt worden ist, auch in die durchgehenden Betonplatten Eisen- oder Stahlträger eingelegt. Die Verwendung dieser Gründungsart veranschaulicht Fig. 719, welche dem von Lemos & Cordes erbauten Geschäftshaus in der Pine-Street zu New-York angehört.

Fig. 719.



Gründung eines Geschäftshauses in der Pine-Street zu New-York²³²⁾. — $\frac{1}{150}$ w. Gr.

Hierdurch ist der Uebergang zu den Betoneisenrosten, von denen in Kap. 4, unter c noch die Rede sein wird, vermittelt.

Bezüglich der Ausführung der Betonfundamente ist noch das folgende zu beachten.

430.
Ausführung.

1) Kommt in der Baugrube kein Grundwasser vor, so wird, nachdem die Sohle derselben nach Thunlichkeit geebnet wurde, die Betonschüttung schichtenweise eingebracht und abgerammt. Die Dicke der einzelnen Lagen soll nicht unter 15 cm

²³²⁾ Fakf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1895, Bl. 28.

betragen; sie soll aber auch nicht 25 bis 35 cm überschreiten, weil sonst das Rammen zu wenig wirksam ist. Das letztere wird in der Regel mit Handrammen vorgenommen und dabei der Beton mit Wasser begossen; das Dichten würde vollkommen geschehen, wenn man statt der Rammen schwere Handwalzen anwenden würde; letztere ließen sich auch unter Wasser anwenden. Indes sind auch schon Stampf- oder Stauchmaschinen zur Anwendung gekommen.

Das Hinzuführen von Wasser ist in trockenem Boden von Wichtigkeit, damit nicht letzterer dem Beton das zu seiner Erhärtung notwendige Wasser entziehe. Wenn sich Betonfundamente im Trockenen nicht bewährt haben, wenn hier und da das Vorurteil entstanden ist, daß sich dieselben nur für nassen Boden eignen, so dürfte meist der Grund in der fehlenden oder mangelhaften Benetzung des Betons zu suchen sein.

Die Fundamentgräben werden im vorliegenden Falle mit lotrechten Wänden ausgehoben; ist der Boden nicht fest genug, so muß eine Auszimmerung vorgenommen werden. Ist zu befürchten, daß sich von den Baugrubenwänden Erdteilchen losbröckeln und zwischen die Betonmasse geraten, so muß dies durch vorgelegte Bretter verhütet werden, da sonst der Beton verdorben wird.

Der Beton wird entweder in der Baugrube selbst oder außerhalb derselben gemengt. Unter sonst gleichen Verhältnissen ist das letztere Verfahren vorzuziehen; bei nicht zu großer Tiefe der Baugrube wird alsdann der Beton hinabgeworfen, bei größerer Tiefe auf schiefen Ebenen oder Rutschen, die nach der Bauföhle geneigt sind, hinabgelassen.

Im alten Rom wurden die aus Gufsmauerwerk gebildeten Fundamente in der Weise ausgeführt, daß man auf der Sohle der Fundamentgräben zunächst eine Mörtelschicht von mindestens 10 bis 15 cm Dicke ausbreitete. Auf diese wurde eine ebenso dicke oder nur wenig dickere Schicht von Steinbrocken geschüttet; letztere hatten höchstens eine Korngröße von 8 bis 10 cm. Diese Schicht wurde so lange gestampft, bis alle Zwischenräume derselben mit Mörtel ausgefüllt waren. Hierauf kam wieder eine Mörtelschicht, alsdann wieder eine Steinbrockenschicht; letztere wurde wieder gestampft etc.

2) Das eben beschriebene Verfahren ist auch noch zulässig, wenn in der Baugrube das Wasser einige Centimeter hoch steht. Ist dagegen die Wassermenge eine größere, so wird vor und während des Einbringens des Betons die Baugrube trocken gelegt, was in den meisten Fällen auch während der Grundgrabung notwendig gewesen sein wird. Ist die lockere, abzugrabende Bodenschicht sehr lose, so daß zu befürchten steht, die Erdmassen würden beim Wassers schöpfen nach der Baugrube sich bewegen, so umschließt man dieselbe mit einer möglichst dichten Spundwand; bisweilen kann man die letztere auch durch eine kräftige Stülpwand ersetzen. Innerhalb dieser Umschließungswände wird unter steter Wasserhaltung die Grundgrabung und die Betonierung vorgenommen. Die Spundwand bleibt am besten, zum Schutze des Betonfundaments gegen seitliches Ausweichen des darunter befindlichen, vom Wasser erweichten Bodens, stehen; doch empfiehlt es sich, sie unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel abzuschneiden und mit einem Holm zu versehen.

Bei manchen Bodenarten (Sand- und Kieschichten) tritt die vollständige Auflockerung ein, wenn man aus der Baugrube das Wasser zu schöpfen beginnt; das stets nachdringende Grundwasser bringt die Sohle der Baugrube vollständig in Bewegung. In solchen Fällen hat man vom sofortigen Trockenlegen der Baugrube abzusehen, muß vielmehr zunächst auf ihrer Sohle eine Betonfschicht von entsprechender Dicke ausbreiten und erst nach Erhärtung derselben das Wasser auspumpen. Eine solche Betonlage kann auch dazu dienen, einzelne Quellen zu schließsen und ihre schädliche Einwirkung auf das Fundament aufzuheben (vergl. Art. 400, S. 327).

Um derartige Betonfschichten herzustellen, ist es nicht zulässig, daß man den Beton ohne weiteres in das Wasser schüttet, weil alsdann der Mörtel ausgepült und

die Erhärtung des Betons nicht eintreten würde. Man muß in solchen Fällen den Beton in möglichst geschlossene Behälter bringen, welche die Berührung mit dem Wasser thunlichst verhüten und in denen der Beton auf die Baufohle verfenkt wird; unten angekommen, werden die Behälter entleert. Für die im Hochbauwesen vorkommenden Ausführungen erhalten derlei Behälter nur einen kleinen Rauminhalt (70 bis 80^l), um sie einfach und bequem handhaben und in jeden Winkel der Baugruben leiten zu können. Man hat kleine Blechkasten, die an Stielen (schaufelartig) befestigt sind, hölzerne Eimer, Körbe aus Rohrgewebe oder Säcke in Anwendung gebracht.

α) Die in erster Reihe genannten Betonschaufeln erhalten eine solche Größe, daß sie in gefülltem Zustande bequem von einem Arbeiter gehandhabt werden können. Der Arbeiter läßt die Schaufel mit Hilfe des Stieles auf die Sohle der Baugrube hinab und schüttet den Kasten aus. Der Beton erleidet die geringste nachteilige Veränderung, wenn die Kästen mit Deckeln versehen sind, die sich beim Ausschütten von selbst öffnen.

β) Die hölzernen Eimer sind Hand- oder Wassereimer gewöhnlicher Art, in deren Boden fünf bis sechs Löcher von etwa 10 bis 15 mm Weite gebohrt werden. An der Unterseite des Bodens befindet sich in der Mitte eine eiserne Krampe. Der Eimer, mit dem sonst auch üblichen eisernen Bügel versehen, wird über Wasser mit Beton gefüllt und an der Verfenkungsstelle auf ein ausgeschlitztes Brett so hingestellt, daß der Arbeiter den Wirbel einer gewöhnlichen Kuhkette leicht durch die Krampe am Boden schieben kann. Alsdann wird der an einer Stange angebrachte Eimerhaken in den Eimerbügel gehakt und der Eimer mit Hilfe dieser Stange hinabgefenkt. Sobald er unten aufsitzt, wird die Senkflange ausgehakt und der Eimer durch Anziehen der Kette vorsichtig gekippt; nach vollzogener Entleerung wird er, in umgekehrter Stellung an der Kette hängend, heraufgezogen. Da derlei Eimer oben unbedeckt sind, kommt der Beton mit dem Wasser viel in Berührung.

γ) Die Körbe haben die Form von vierseitigen abgestutzten Pyramiden; der Boden derselben wird durch zwei Klappen gebildet, deren Gelenke aus Kupferdraht hergestellt sind. Die untere Klappe, welche mit der Verfenkungskette in Verbindung gebracht wird, ist länger und bedeckt die obere Klappe. Beim Hinunterlassen des gefüllten Korbes hält die Kette die Bodenklappen geschlossen. Sitzt der Korb auf der Sohle auf, so wird er an den seitwärts befestigten Seilen in die Höhe gezogen, wobei sich die Klappen öffnen und der Beton herausfällt.

δ) Säcke werden seltener angewendet. Man kann gewöhnliche Kaffeefäcke benutzen, die durch aufgenähte Gurte widerstandsfähiger gemacht werden. An der unteren offenen Seite werden Ringe (etwa 1 cm weit) eingenäht; am anderen Ende wird ein steifes Rundholz befestigt. Der Schluss des gefüllten Sackes wird durch zwei Nadeln bewirkt, welche durch die gedachten Ringe gesteckt werden. An die Nadeln werden Leinen befestigt, die während des Herablassens des Sackes schlaff herabhängen. Nach dem Aufsitzen des Sackes auf der Sohle werden die Nadeln herausgezogen und der Sack in die Höhe gewunden, wobei der Beton herausfällt²³³⁾.

Man hat wohl auch Rohre angewendet, welche nach der Baugrube zu ein starkes Gefälle haben und durch welche der Beton in dieselbe hinabgeschüttet wird; indes kommt hierbei der Beton zu viel mit dem Wasser in Berührung, so daß der Mörtel herausgespült wird; auch verstopfen sich die Rohre leicht.

3) Hat man ein Betonfundament im offenen (stehenden oder fließenden) Wasser herzustellen, so muß zunächst die Umschließung der Baugrube, sei es mittels dichter Spund- oder Pfahlwand, sei es mittels Fangdamm oder Schwimmkasten, vorgenommen werden. In den im Hochbau verhältnismäßig selten vorkommenden Fällen dieser Art wird alsdann die Baugrube in der Regel wasserfrei gemacht und die Betonierung in der bereits gedachten Weise ausgeführt; indes ist nicht ausgeschlossen, daß die Betonierung unter Wasser geschieht, indem man den Beton in Trichtern oder in allseitig geschlossenen Kästen (von 0,06 bis 0,15 cbm Inhalt²³⁴⁾ verfenkt.

²³³⁾ Näheres in: Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 17.

²³⁴⁾ Ueber Einrichtung und Gebrauch solcher Betontrichter und -Kästen ist Näheres zu ersehen aus:
Caisnes à couler le béton. Nouv. annales de la const. 1855, S. 37.

Man hat in diesem Falle sich wohl auch der vorhin gedachten Betonchaufeln bedient; indes sollte dies nur bei untergeordneten Bauwerken und in Ausnahmefällen geschehen. Bei der größten Vorsicht findet stets ein, wenn auch geringes Auspülen des Mörtels statt, und über jeder Betonficht bildet sich Kalkschleim; dieser muß vor dem Aufbringen einer neuen Betonlage sorgfältig entfernt werden, weil er den Zusammenhang der einzelnen Lagen beeinträchtigt.

Auch bei Beton Gründungen im Wasser muß das Fundament durch eine Spundwand gegen Unterföpfung geschützt werden; unter Umständen wird zu gleichem Zwecke auch noch eine Steinfchüttung angeordnet.

431.
Asphaltbeton.

In denselben Fällen, für die sich das bereits in Art. 408 (S. 332) vorgeföhrte Asphaltmauerwerk empfiehlt, kann auch Asphaltbeton mit Vorteil verwendet werden.

Die Gufsform dafür wird nach *Malo* in gleicher Weise, wie für Asphaltmauerwerk gebildet. Der Mastixasphalt wird auf 180 bis 200 Grad erhitzt und 50 bis 60 Vomhundert feines Gewichtes Kieselsteine (in der Gröfse, wie sie beim Macadam angewendet wird) hineingeschüttet. Die Mischung wird unter fortwährendem Umröhren weiter gekocht, bis sie von neuem die Temperatur erreicht hat, die sie durch Einföhren der Kiesel verloren hat. Nunmehr gießt man die Mischung in die Gufsform und drückt dabei den Steinschlag kräftig zusammen, jedoch nicht so stark, daß er zerbricht. Nach dem Erstarren des Mastix erhält man einen festen, unveränderlichen und elastischen Fundamentblock.

432.
Anwendung.

Die Anwendung der Beton Gründung ist eine im Hochbauwesen noch nicht genügend verbreitete, obwohl sie sich in äußerst verschiedenartigen Fällen als zweckmäfsig erwiesen hat. In dieser Beziehung sind die nachstehenden Momente hervorzuheben.

1) Betonfundamente sind unter jenen Verhältnissen anzuwenden, die in Art. 422 (S. 343) angeführt wurden; sie können alsdann unter Umständen auch durch Sandschüttungen oder durch Schwellroste ersetzt werden. Vor den letzteren bietet der Beton den Vorteil dar, daß man es mit einem monolithen Fundamentkörper zu thun hat, daß man von der Lage des Grundwasserspiegels völlig unabhängig ist und daß ein aus hydraulischem Beton hergestellter Fundamentkörper nach unten zu wasserdicht abschließt. Den Sandschüttungen gegenüber zeigen Betonierungen den Uebelstand gröfserer Kosten; allein sie pressen sich unter der darauf gesetzten Last weniger zusammen und sind auch spezifisch schwerer, daher geeigneter für Fundamente als Sandschüttungen.

Die Gründung des Kirchturmes in Liebschütz (Sachsen) liefert ein interessantes, hier einschlägiges Beispiel. Der zuerst dort erbaute Turm stürzte bald nach der Vollendung ein; der zweite mußte, nachdem er einige Jahre gestanden hatte, wegen Baufälligkeit abgetragen werden. Die Ursache dieser Katastrophen lag darin, daß man gemauerte Fundamente auf eine sumpfige, weiche und mit Lehmteilchen gemischte Erdschicht gesetzt hatte. Bei der dritten Ausführung des Turmes wurde ein Betonfundament (1 Teil Sternzement, 1 Teil gelöschter Kalk, 2 Teile scharfer Flußsand und 6 Teile Granitbrocken mit Schmiedeschlacken) von 1 m Stärke ausgeführt, welches sich vollständig bewährt hat²³⁵⁾.

2) Auch bei festerem Baugrunde kann man nicht selten Betonfundamente anwenden; ja man kann wohl auch voll gemauerte Fundamente durch betonierte ersetzen, namentlich dann mit Vorteil, wenn das Wasser störend auf die Gründung einwirkt, gleichviel, ob diese Störungen durch starken und zerstörenden Grundwasserzudrang oder durch offenes Wasser herbeigeföhrt werden. Indes ist hierbei stets

BREYMANN, G. A. Allgemeine Bau-Constructions-Lehre. Theil IV. 2. Aufl. von A. SCHOLTZ. Stuttgart 1881. S. 379.

MENZEL, C. A. & J. PROMNITZ. Die Gründung der Gebäude. Halle 1873. S. 154.

FRAUENHOLZ, W. Bau-Constructions-Lehre für Ingenieure. Bd. 3. München 1877. S. 363.

KLASEN, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden. Leipzig 1879. S. 67.

FELDEGG, E. v. Allgemeine Constructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von R. BAUMEISTER. Carlsruhe 1879. Fundirungen. S. 606.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Band 1. Herausgegeben von E. HEUSINGER v. WALDEGG. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 344.

²³⁵⁾ Näheres hierüber: Deutsche Bauz. 1874, S. 190.

zu beachten, daß unter gewöhnlichen Verhältnissen der Beton teurer als gutes Fundamentmauerwerk und daß letzteres auch tragfähiger ist, wie ersteres. Will man eine gleiche Widerstandsfähigkeit des Fundaments erzielen, so muß man dem Betonkörper eine größere Mächtigkeit geben als dem Mauerwerk, oder man muß im ersteren Falle eine größere Gründungstiefe vorsehen als in letzterem.

Beispiel. Beim Bau des Reichsbankgebäudes in Bremen fand sich ein sehr lockerer, aufgefüllter Sandboden vor, der vom Druck benachbarter Gebäude schon bei 4 m Abstand seitlich auswich; der in größerer Tiefe vorhandene, gewachsene Boden war noch weniger tragfähig. Die Berechnung, die an einem älteren, zwar abzubrechenden, doch wohl erhaltenen Gebäude angestellt wurde, ergab, daß dieser aufgefüllte Boden 0,69 kg für 1 qcm ohne jedes Setzen trug. Nunmehr wurde der Druck eines jeden Mauerstückes des beabsichtigten Neubaues auf den Baugrund berechnet; es ergab sich z. B. bei den Säulengrundamenten ein Druck von 83 471 kg; dies durch 0,69 dividiert, ergab als erforderliche Fundamentfläche 120 970 qcm. Diefelbe wurde um $\frac{1}{9}$ verringert, weil das alte Gebäude nur Kalkmauerwerk hatte, das neue aber Zementbeton und Grundmauerwerk in verlängertem Zementmörtel erhalten sollte. Die hiernach mit 108 000 qcm sich ergebende Fundamentfläche ist mit $3,00 \times 3,60$ m für jede Säule in 50 cm starker Betonschicht ausgeführt und hierauf ein 1 m hohes Fundamentmauerwerk, dessen Schichten um je $\frac{1}{4}$ Stein beiderseits absetzen und so zum Kern der Kellermauern sich verjüngen.

3) Beton Gründungen werden endlich statt anderer Gründungsweisen angewendet, wenn die Kosten dadurch geringer werden.

Wollte man z. B. bei größerer Mächtigkeit der stark pressbaren Bodenschicht dieselbe bis auf den tragfähigen Baugrund ausheben, so könnte man zwar auf diesen unmittelbar das Fundamentmauerwerk setzen; allein die Kosten der Grundgrabung und der Mauerung wären sehr bedeutend. Man kann unter Umständen bezüglich der Baukosten vorteilhafter verfahren, wenn man eine geringere Gründungstiefe in Aussicht nimmt und mittels Beton auf etwas pressbarem Boden gründet.

Man kann in solchen Fällen zwar auch Pfahlrosthfundamente in Anwendung bringen, indem man mit Hilfe der Pfähle die vollständig tragfähige Bodenschicht zu erreichen trachtet; allein auch der Pfahlrost wird unter Umständen teurer zu stehen kommen als der Beton, so daß man ersteren durch letzteren ersetzt. Ueber die Vereinigung von Pfahlrost mit Betonplatte wird noch im nächsten Abschnitt (Kap. 1, unter b) die Rede sein.

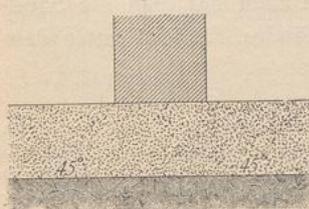
b) Fundamente aus Sandfüllungen.

An reinem, grobkörnigem Quarzsand sind die folgenden, zum Teile bereits in den Fußnoten 181 u. 182 (S. 303) hervorgehobenen, für den Grundbau wichtigen Eigenschaften beobachtet und durch Versuche erhärtet worden.

433.
Eigenschaften
des
Sandes.

1) Der auf eine Sandschicht ausgeübte Druck wird in günstiger Weise nach unten verteilt; der auf die Sohle dieser Sandschicht wirkende Druck auf die Flächeneinheit kann bei genügender Mächtigkeit der Sandschicht auf ein verhältnismäßig geringes Maß gebracht werden.

Fig. 720.



Versuche haben ergeben, daß sich der auf die Sandschicht wirkende Druck nahezu unter 45 Grad nach unten verteilt (vergl. Fig. 720 und Art. 379, S. 306). Hagen hat ferner auf experimentellem Wege nachgewiesen, daß beim Aufbringen einer Sandschicht der Druck auf ihre Unterlage anfangs mit der Zunahme der Höhe auch wächst. Erhöht man die Schüttung immer mehr, so wird das Wachstum jenes Druckes immer kleiner, bis es endlich ganz aufhört. Ueberschreitet

die Mächtigkeit der Sandschicht diese Höhe, so bleibt der Druck auf ihre Unterlage konstant.

2) Wenn der Sand durch seitliche Umschließung gegen das Auseinanderquellen geschützt ist, so zeigt er bei aufgebrachtener Belastung zwar eine ziemlich bedeutende Pressbarkeit; sobald jedoch die Zusammendrückung ein gewisses größtes Maß erreicht hat, verwandelt sich der Sand in eine kaum pressbare Schicht²³⁶⁾.

²³⁶⁾ An dieser Stelle mag auf die in den Fußnoten 181 u. 182 (S. 303) angeführten Versuche Hagen's verwiesen werden, die sich zum nicht geringen Teile auf die Ermittlung der Eigenschaften des Sandes beziehen. Ueberdies hat auch

3) Sinkt bei der anfänglichen Zusammendrückung der Sandschicht die aufgebrauchte Luft in dieselbe ein, so erhebt sich um die letztere herum der Sand nicht; das Zusammenpressen wird demnach blofs durch das innigere Aneinanderrücken der einzelnen Sandkörner hervorgerufen²³⁷⁾.

4) Befinden sich in der Unterlage der Sandschicht einzelne besonders nachgiebige Stellen, so zeigt die letztere, hinreichende Mächtigkeit vorausgesetzt, an diesen Stellen keine partiellen Senkungen; die Druckverteilung findet vielmehr in so günstiger Weise statt, dafs die nachgiebigen Stellen gleichsam überbrückt und dadurch unschädlich gemacht werden²³⁸⁾.

Von diesen wertvollen Eigenschaften des Sandbodens macht man im Grundbau in der Weise Anwendung, dafs man bei nachgiebigem Baugrund das Fundament aus einer Sandschüttung oder Sandbettung, auch Sandkoffer genannt, herstellt. Dieselbe erweist sich zweckmäfsig, sobald sie genügende Abmessungen erhält, aus geeignetem Material und in entsprechender Weise ausgeführt wird.

Die erste Anwendung des Sandes im Grundbau scheint in Frankreich gemacht worden zu sein, und zwar bei den Quaimauern des Kanals St. Martin (1829) und bei Militärbauten zu Bayonne (1830 von Kapitän *Gaussez*).

Die Mächtigkeit der als Fundament dienenden Sandschicht soll nicht weniger als 75 cm betragen; weiter als 3 m zu gehen, ist indes auch nicht erforderlich. Mit Rücksicht auf die Druckverteilung soll die Aufstansfläche der Sandschicht um ebensoviele vor den Begrenzungen des darauf zu setzenden Mauerkörpers vorspringen, als sie hoch ist.

Letzteres Verhältnis ergibt sich aus der schon erwähnten Thatsache, dafs sich der Druck nahezu unter 45 Grad nach unten verteilt. Kennt man sonach die Tragfähigkeit des vorhandenen Baugrundes und die Grundfläche des auf das Sandfundament zu setzenden Mauerkörpers, so läfst sich die Gröfse der Aufstansfläche des Sandfundaments berechnen.

Da indes die Tragfähigkeit des Baugrundes nicht immer mit genügender Sicherheit bekannt ist, so empfiehlt es sich, bei vorkommenden stärkeren Belastungen unmittelbare Versuche anzustellen, indem man auf dem gegebenen Boden Sandschichten von verschiedener Mächtigkeit herstellt und dieselben einer Probelastung unterzieht²³⁹⁾.

Im allgemeinen ergibt sich hieraus, sobald die Baugrube lotrecht begrenzt ist, ein parallelepipedisch gestaltetes Fundament (Fig. 721). Sind die Wandungen der Fundamentgräben geböschet, so nimmt die Breite der Sandschicht von unten nach oben zu; bisweilen wird die letztere Anordnung absichtlich gewählt, um durch die hinzugefügten Sandprismen *P, P* (Fig. 722) einen Gegendruck gegen etwaiges seitliches Ausweichen des Sandes zu gewinnen. In manchen Fällen hat man die Sandschicht nicht allein unter den einzelnen Mauern eines Gebäudes, sondern unter dem ganzen Gebäude durchgehend hergestellt.

Beaudemoulin durch Versuche festgestellt, dafs trockener Quarzsand, der in einen Beutel von Segeltuch oder in einen Kasten von dünnem Eisenblech gefüllt ist, nach einer leichten Zusammendrückung eine Masse bildet, die einem Drucke von 60 t für 1 qm mit Sicherheit widerstehen kann. Der Sand verhält sich der Umhüllung gegenüber so, als wäre er ein geschlossener Körper, und übt auf die Umhüllung nur an jenen Stellen eine Wirkung aus, wo die Luft mit ihr in Berührung kommt. Der Sand bleibt aber dabei völlig teilbar und fließt aus einer in der Umhüllung angebrachten Oeffnung frei, aber langsam heraus.

²³⁷⁾ Vergl. die *Hagen's*chen Versuche in Fußnote 182 (S. 303).

²³⁸⁾ *Hagen's* eben erwähnte Versuche bezogen sich auf diesen Gegenstand. Ein Gefäß mit genau schließender Bodenklappe wurde so lange mit Sand gefüllt, bis sich der Druck auf die letztere als von der Höhe der Sandschicht unabhängig erwies. Oeffnete man nun die Klappe, so fiel ein Teil des Sandes heraus; der übrige Teil blieb, höhlenartig geformt, im Gefäße zurück.

²³⁹⁾ Solche Versuche wurden in sehr genauer Weise für die Hochbauten auf dem Bahnhofe zu Emden gemacht, welche ausführlich dargelegt sind in: *Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1864, S. 153. Man hat dort gefunden, dafs Sandschichten von 2,35 und 2,90 m Höhe keine gröfsere Tragfähigkeit zeigten, als solche von 1,15 und 1,75 m Mächtigkeit. — Auch mag auf die Untersuchungen verwiesen werden, die bei der Gründung der Kaserne an der Esplanade zu Wesel gemacht wurden und bezüglich deren das Nähere zu finden ist in: *Zeitschr. f. Bauw.* 1863, S. 629.

434.
Sand-
schüttungen.

435.
Abmessungen.

Fig. 721.

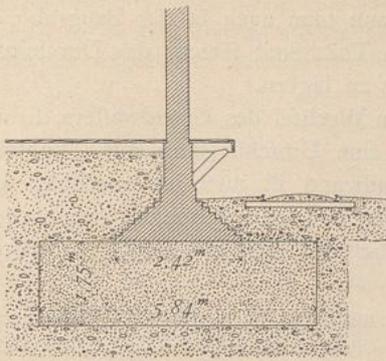
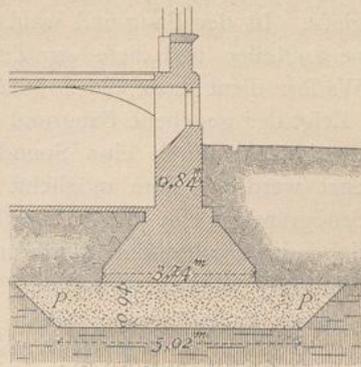
Vom Güterschuppen auf dem Bahnhofs
zu Emden²⁴⁰⁾.

Fig. 722.

Von der Kaferne an der Esplanade
zu Wefel²⁴¹⁾.

So z. B. wurde beim Bau des *Kapf*-chen Haufes am Sielwall in Bremen Sand aus der Wefer gebaggert und die Baugrube unter dem ganzen Haufe damit ausgefüllt. Der Sand wurde in 50 cm dicken Schichten aufgebracht, reichlich mit Wasser begossen und dabei mittels eiserner Stangen die Sandkörner in Bewegung gebracht; jede Schicht wurde schliesslich mit einer viermännigen Ramme gedichtet.

Gleiches geschah 1883 bei der Gründung des Regierungsgebäudes zu Breslau. Da der Baugrund bis auf eine Tiefe von 4 m aus aufgefülltem Boden bestand, auf den eine starke Lettenschicht folgte, so wurde die Baugrube in ihrer ganzen Ausdehnung bis zur Lettenschicht ausgehachtet und mit einer 2 m hohen Sandfüllung ausgefüllt. Zur Verhütung von feilichen Ausweichungen der letzteren infolge Hochwasserdruckes der wenig entfernten Oder und von Rohrbrüchen an den nahe gelegenen Strassenkanälen wurde die Baugrube mit einer den Böschungen sich anschließenden, 30 cm starken Betonmauer (Fig. 723) umgeben.

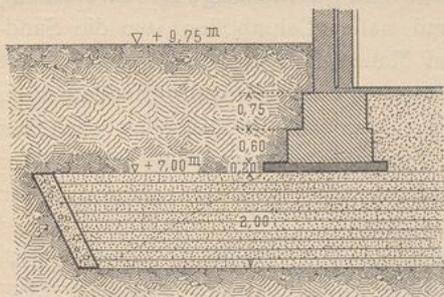
Als Material empfiehlt sich für derlei Fundamente ganz reiner, scharfer und grobkörniger Quarzsand; bei diesem verschieben sich die einzelnen Körner infolge

großer Reibung viel weniger, als bei einem Sand, der aus kleinen, rundlichen Körnern besteht, oder gar folchem, der erdige und lehmige Teile enthält. Bei reinem, scharfem und grobkörnigem Sande ist deshalb auch die anfängliche Zusammendrückung geringer als bei anderem Material.

In Gegenden am Meere oder in der Nähe größerer Ströme, wo häufig Baggerungen ausgeführt werden, hat man mit Vorteil das ausgebaggerte Material, sobald es viel Sand und nicht zu viel Schlamm und muschelige Teile enthielt, verwendet.

Um das Zusammendrücken des Sandes und dadurch auch das Setzen des Mauerwerkes möglichst zu verringern, wird die Sandbettung in einzelnen wagrechten Lagen von 20 bis 30 cm Dicke hergestellt; jede Lage wird mit Wasser begossen und mittels Rammen, besser mittels Walzen gedichtet. Das Dichten kann unter Umständen noch dadurch befördert werden, dass

Fig. 723.

Vom Regierungsgebäude zu Breslau²⁴²⁾.
 $\frac{1}{100}$ w. Gr.

436.
Material
und
Ausführung.

²⁴⁰⁾ Nach: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 163.

²⁴¹⁾ Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1863, Bl. U.

²⁴²⁾ Nach: ebendaf. 1890, S. 8-11.

man die Sandschüttung einige Zeit nach der Ausführung regelmässig mit Wasser übergießt. Ist der Baugrund wasserhaltig, so kann man auch in der Baugrube eine Pumpe aufstellen und diese von Zeit zu Zeit in Thätigkeit setzen; das Durchfaugen des Wassers dient dazu, die Sandkörner dichter zu lagern.

Zeigt der gegebene Baugrund einen starken Wechsel des Grundwassers, so muß die Sandfchicht durch eine Spundwand oder eine Umschließung mit Thonschlag begrenzt werden. Eine möglichst dichte Spundwand ist auch erforderlich, wenn die Sandgründung im Wasser selbst vorzunehmen ist; man vermeide, wenn irgend thunlich, die unmittelbare Berührung der Sandbettung mit fließendem, selbst auch mit stehendem offenem Wasser.

Man hat die Sandschüttung bisweilen mit Kalkmilch übergossen; indes ist dieses Verfahren nicht gerade zu empfehlen. Ist die Kalkmilch sehr dünn und geschieht das Uebergießen in spärlichem Maße, so nutzt dieses Verfahren nicht viel mehr als das Begießen mit reinem Wasser; verwendet man dagegen dicke Kalkmilch in reichlichem Maße, so wird die Gründung sehr teuer und ist besser durch eine Betonschicht zu ersetzen.

Der auf die Sandbettung aufzusetzende Mauerkörper ist erst einige Zeit nach Vollendung der ersteren auszuführen; das Mauerwerk ist nur langsam zu erhöhen und rasch trocknender Mörtel dafür zu verwenden. Mehrfach hat man für die Sohlfchicht des Mauerkörpers große Platten aus hartem Steinmaterial (Granit etc.) verwendet.

Bei der vorhin erwähnten Gründung des Regierungsgebäudes zu Breslau wurde nach Herstellung der schützenden Betonmauer der aus der Oder durch Baggerung gewonnene Sand in die Baugrube eingebracht, jede Schicht durch Einpumpen von Wasser gleichmäßig gut eingenäßt und fest eingestampft, so daß ein Sondierreifen mit äußerster Anstrengung nur 25 bis 30 cm tief eingestossen werden konnte. Auf der so gebildeten Sandfchicht (Fig. 723) wurde die aus lagerhaften, 20 cm starken, 1,50 bis 3,00 m langen und 1,00 m breiten Granitplatten bestehende Sohlfchicht verlegt; die Breite der letzteren ist so bemessen, daß 1 qcm mit 2,5 kg belastet wird. Auf die Granitplatten wurden die Grundmauern aus Granitbruchsteinen aufgesetzt²⁴²).

437.
Anwendung.

Aus dem Gefagten geht hervor, daß sich die Sandgründung vor allem für weichere Bodenarten empfiehlt, die eine energische und gleichmäßige Druckverteilung erfordern; insbesondere ist es Torf-, Moor- und nasser Lehmboden, wo die Sandfundamente gute Dienste leisten; allein auch auf Mauerschutt etc. haben sie sich gut bewährt. Sie haben vor den gemauerten, den Beton- und den Schwellroßfundamenten auch noch den Vorteil großer Billigkeit voraus, weshalb sie bisweilen auch bei weniger preßbarem Baugrund statt gemauerter Fundamente Anwendung finden. Vor den Schwellroßten zeichnen sie sich ferner dadurch aus, daß sie bezüglich ihrer Tiefenlage keinerlei Beschränkungen unterworfen sind.

Beschränkt wird die Anwendung der Sandfundamente allerdings dadurch, daß die Belastung, die sie mit Sicherheit tragen können, keine zu große sein darf. Bei 1,50 bis 2,00 m Mächtigkeit der Sandbettung sollte das darauf gestellte Bauwerk keinen größeren Druck als höchstens 2 bis 3 kg für 1 qcm ausüben.

438.
Vereinigung
mit der
Beton-
gründung.

In einigen geeigneten Fällen hat man Sand- und Betongründung in der Weise vereinigt, daß man auf die Sandbettung eine Betonplatte gelagert hat.

Beim Bau des Dienstgebäudes für die Wasserbauinspektion zu Tapiau fand sich ein Baugrund vor, der aus einer Aufschüttung von 3,15 bis 5,95 m Höhe bestand, die auf gewachsenem Boden aufruhete. Der Füllboden, eine Mischung von Sand, Thon und Teilen von Moor, wurde teils bei der Ausbaggerung des Hafenbeckens, teils durch Baggerung im Pregelbett gewonnen. Vorgenommene Belastungsversuche ergaben, daß die anfangs vorgesehene Gründung auf verbreitertem Betonbett nicht als genügend zuverlässig erachtet werden konnte. Deshalb wurde eine noch weitergehende Verbreiterung der für den Untergrund in Betracht kommenden Druckfläche durch eine 1 m hohe, in Lagen von 25 cm Dicke eingebrachte Sand-

schüttung ausgeführt. Auf dieser Schüttung wurden alsdann zwei 30 cm starke Betonbankette unter den Umfassungswänden 1,90 und 1,40 m breit hergestellt. Zur Versteifung der Betonfüllung und zur Vergrößerung der Zugfestigkeit der letzteren sind im unteren Bankett in den Umfassungswänden alte Eisenbahnschienen eingestampft, während durchschnittlich 3 m lange Schienen in die Scheidewände hineinreichen²⁴³⁾.

Litteratur

über »Fundamente aus Beton- und Sandfüllungen«.

- EXNER. Ueber die Anwendung des Béton-Mörtels zum Fundamentiren unter Wasser. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 1, S. 236.
- BRAUN. Ueber Anwendung des Trafs-Bétons zur Fundamentirung der Gebäude. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 3, S. 112.
- Ueber die Fundamentirung der Gebäude auf Sand. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 15, S. 67, 107.
- Des Herrn Brücken- und Wege-Ingenieurs OLIVIER kurze Nachricht von Fundamentirungen auf Sand. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 12, S. 275.
- WITZECK. Die Gründung der Gebäude des Thüringischen Bahnhofes bei Leipzig. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 213.
- GOLDMANN. Verschiedene Gründungen in Betreff der Tragfähigkeit. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.
- BOLENIUS. Der Bahnhof zu Emden. Zeitschr. d. Arch.- und Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 154.
- PLATH. Die Fundirung des neuen Maschinen- und Kesselhauses auf Rothenburgsort etc. Deutsche Bauz. 1871, S. 165.
- SCHMIDT, H. Ueber den eisernen Centralbau für die Weltausstellung in Wien. Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 139.
- ALTENDORFF, H. Fundirung eines Kirchthurms auf Beton. Deutsche Bauz. 1874, S. 190.
- TERRIER, CH. *Des devis et des fondations du nouvel opéra. Gaz. des arch. et du bât.* 1875, S. 141.
- BAUDE. *Sur les fondations du nouvel opéra de Paris. Bulletin de la soc. d'encourag.* 1875, S. 498.
- Einbringung des Betons. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 152.
- Ueber Fundirungen auf zusammendrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 448, 467, 481.
- ASTFALCK. Ueber Betonfundirungen. Centralbl. d. Bauverw. 1899, S. 225.

4. Kapitel.

Fundamente aus liegenden Roften.

In Fällen, in denen zu befürchten ist, daß ein Bauwerk infolge stark pressbaren Baugrundes, infolge ungleichmäßiger Beschaffenheit des letzteren oder infolge ungleich verteilter Lasten nachteilige Veränderungen erfahren könnte, ist vielfach ein hölzerner Boden oder Rost, der auf die Baufohle gelegt wird, als Fundament benutzt worden. Diese schon seit langer Zeit übliche Konstruktion hat den Zweck, die vorhandenen Ungleichheiten im Baugrund oder in der Lastenverteilung auszugleichen; sie soll auch innerhalb gewisser Grenzen die Drücke, die auf sie wirken, über eine größere Fläche verteilen und unter Umständen eine Längsverankerung der Fundamentkonstruktion antreiben.

Hierdurch entstanden die sog. liegenden Rofte, auch gestreckte, fliegende oder schwimmende Rofte genannt, die in sehr verschiedener Weise konstruiert worden sind.

²⁴³⁾ Siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1865, S. 395.

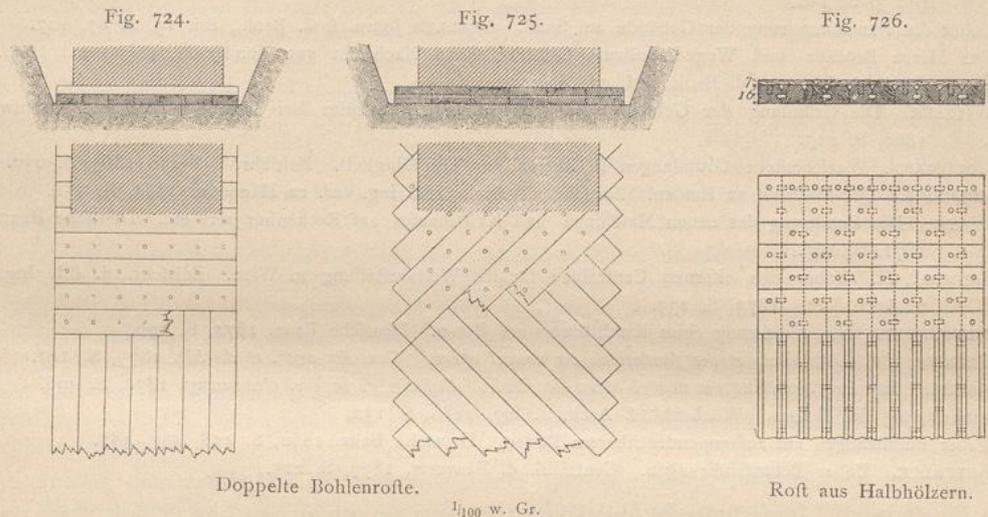
a) Einfachere liegende Rofte.

440.
Einfacher
Bohlenroft.

1) Der liegende Rofst gestaltet sich am einfachften, wenn er aus einer einzigen Lage von flach und dicht nebeneinander gelegten, 7 bis 10 cm starken Bohlen besteht, die erforderlichenfalls durch Dübel miteinander verbunden werden. Die Wirkfamkeit eines solchen einfachen Bohlenrofstes ift nur gering, weshalb er auch nur für untergeordnete, den Baugrund wenig belaftende Bauwerke in Anwendung gebracht werden kann.

441.
Doppelter
Bohlenroft.

2) Die Roftkonstruktion kommt dem damit beabsichtigten Zwecke näher, wenn man sie aus zwei derartigen übereinander gelegten Bohlenfchichten zusammenfetzt. Die beiden Lagen durchkreuzen sich unter einem rechten Winkel; meist liegt die eine parallel zur Längsrichtung der Mauer (Fig. 724) und bringt nicht nur eine



Druckverteilung in diesem Sinne hervor, sondern erzeugt auch die Längsverankerung des auf dem Rofte ftehenden Mauerwerkes. In England werden die beiden Bohlenlagen wohl auch unter 45 Grad zur Mauervorderfläche gelegt (Fig. 725), wodurch zwar unter Umständen eine bessere Druckverteilung erzielt werden kann, die Längsverankerung des Mauerwerkes jedoch nicht erreicht wird.

Der doppelte Bohlenroft ift zwar wirkfamere, als der einfache; indes kann ersterer gleichfalls nur geringen Belaftungen — 1,0, höchstens 1,5 kg für 1 qcm — ausgesetzt werden und nur bei gleichartigem Boden Verwendung finden.

442.
Rofst aus
Halbhölzern.

3) Die unter 1 und 2 vorgeführten Roftkonstruktionen werden tragfähiger, wenn man die eine oder die beiden Bohlenlagen durch stärkere Hölzer, fog. Halbhölzer, von 12 bis 15 cm Dicke, erfetzt; man kann alsdann mit der Belaftung felbst bis zu 2 kg für 1 qcm gehen. Bei der in Fig. 726 dargestellten, in Oefterreich vorkommenden Anordnung find die unteren, 16 cm starken Hölzer durch Dübel miteinander verbunden.

443.
Amerikanifcher
Rofst.

4) Die Tragfähigkeit des liegenden Rofstes läfst sich weiter erhöhen, wenn man noch stärkere Balken in Anwendung bringt, bezw. wenn man mehr als zwei Lagen übereinander anordnet; letzteres kommt namentlich im holzreichen Nordamerika und auch in Norwegen vor.

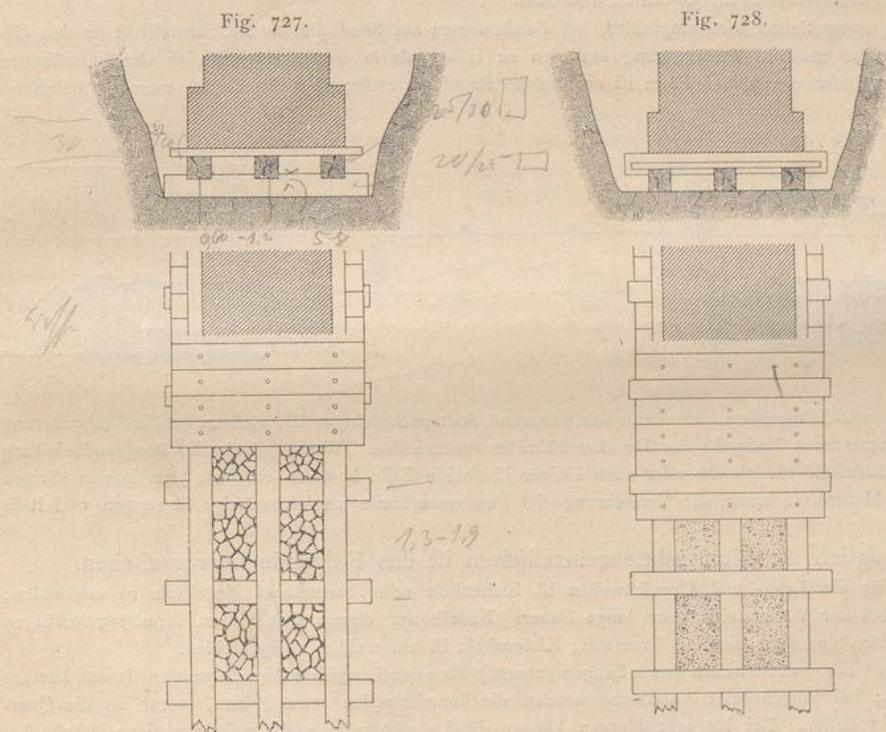
Die in Bergen am Fjord gelegenen Kauf- und Lagerhäuser wurden in der Weise gegründet, daß man eine größere Anzahl von Holzrosten übereinander verfenkte, wobei die Hölzer des zweiten Rostes senkrecht zu denjenigen des ersten liegen, die des dritten wieder parallel u. f. f. Auf diesen über den Wasserpiegel aufgeführten Fundamente wurden die Holzbauten errichtet²⁴⁴).

Durch die große Holzmasse, welche solche Fundamente erfordern, werden sie bei uns sehr teuer und kommen deshalb nur sehr selten oder gar nicht in Anwendung.

b) Schwellroste.

Schwellroste, die wohl auch kurzweg liegende Roste genannt werden, bestehen aus Lang- und Querschwellen, die in entsprechendem Abstände voneinander in zwei sich kreuzenden Lagen angeordnet und mit einem Bohlenbelag überdeckt sind. Die Langschwellen haben den Druck in der Längsrichtung, die Querschwellen in dem dazu winkelrechten Sinne zu verteilen. Die viereckigen Felder oder

444.
Schwellrost.



Schwellroste. — $\frac{1}{100}$ W. Gr.

Fache, welche durch die beiden Schwellenlagen entstehen, werden bis zur Höhe des Bohlenbelages ausgefüllt; auf den letzteren wird das Mauerwerk aufgesetzt (Fig. 727 u. 728).

Obwohl man in der Regel (besonders in Deutschland) die Langschwellen über die Querschwellen legt und diese Anordnung auch meistens empfohlen wird, so ist es doch in den häufigsten, d. i. in jenen Fällen des Hochbauwesens, wo im wesentlichen nur lotrechte Drücke auf den Baugrund zu übertragen sind, gleichgültig, welche der beiden Schwellenlagen nach unten gelegt wird. Nur wenn eine Mauer

²⁴⁴) Siehe: Deutsche Bauz. 1889, S. 183.

starken Seitenschüben zu widerstehen hat, so wird der Verschiebung längs des Baugrundes besser entgegengewirkt, wenn die Langschwellen nach unten zu liegen kommen.

Der Bohlenbelag wird stets auf die Langschwellen gelegt; bilden diese die obere Schwellenlage, so ergeben die Bohlen einen ununterbrochenen Holzboden (Fig. 727). Werden die Querschwellen nach oben gelegt, so ragt ein Teil derselben über dem Bohlenbelag hervor und greift in das Mauerwerk ein (französische Konstruktion, Fig. 728).

Der Schwellrost überragt die Begrenzungen des darauf zu setzenden Mauerwerkes um 20 bis 40 cm; doch ordnet man die Außenflächen des letzteren in der Regel bündig mit der äußersten Langschwelle an.

Der in Art. 382 (S. 312) aufgestellten Konstruktionsbedingung entsprechend, muß die Oberkante des Schwellrostes mindestens 30, besser 50 cm unter dem niedrigsten Wasserstande angeordnet werden.

Von vielen Seiten wird empfohlen, bei Fundamenten aus Sand, Beton und Schwellrost an den Gebäudeecken eine größere Verbreiterung eintreten zu lassen, als in den übrigen Teilen der betreffenden Mauern. In dieser allgemeinen Form ist eine solche Regel unrichtig; sie trifft nur zu, wenn die Belastung

Fig. 729.

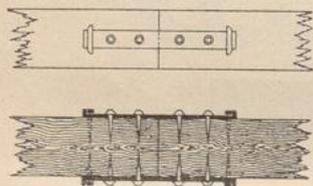


Fig. 730.

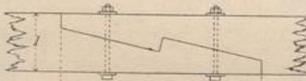
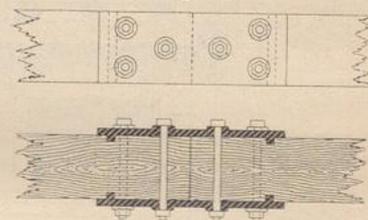


Fig. 731.



an der Ecke wirklich größer oder wenn der Baugrund dort nachgiebiger ist; alsdann hat die Verbreiterung des Fundaments nach Maßgabe der Druckverhältnisse stattzufinden. Wenn jedoch die Baugrundbelastung an der Gebäudeecke die gleiche oder noch kleiner ist (beide Fälle kommen vor) wie jene in den übrigen Teilen der Mauern, so bringt die Vermehrung der Fundamentbreite ungleichmäßige Setzungen und Risse hervor²⁴⁵⁾.

Bezüglich der Konstruktionseinzelheiten ist das Folgende hervorzuheben.

445.
Schwellen.

1) Für die Lang- und Querschwellen ist Eichenholz oder harzreiches Nadelholz zu empfehlen; ersteres hat unter Wasser eine sehr lange Dauer. Nadelhölzer eignen sich wegen ihres regelmäßigen Wuchses besser, sind aber nicht so dauerhaft; Kiefernholz ist am meisten zu empfehlen.

Liegen die Querschwellen (auch Zangen genannt) über den Langschwellen, so werden sie auf letztere aufgekämmt; bei umgekehrter Anordnung werden die Langschwellen etwa 5 bis 7 cm tief in die Querschwellen eingelassen. Bei längeren Mauern können die Langschwellen nicht mehr aus einem Stücke bestehen; der Stoß wird entweder stumpf angeordnet und eine Verbindung mittels eiserner Schienen, Krammen und Nägel (Fig. 729), mittels eiserner Verlaschung (Fig. 731) vorgenommen, oder es wird die Vereinigung mittels schrägen Hakenblattes (Fig. 730) angewendet. Die Längsverbinding in der einen oder anderen Weise sollte niemals unterlassen werden, weil sonst der Vorteil der Längsverankerung verloren geht. Die Stöße der Langschwellen sind gegeneinander zu versetzen, so daß auf eine Querschwelle immer nur ein Stoß zu liegen kommt.

Bei manchen englischen Schwellrosten sind Lang- und Querschwellen voll überschritten, so daß die Oberkanten beider in gleicher Höhe gelegen sind; auch wird vor dem Aufbringen des Rostes auf die geebnete Baufohle eine Schicht aus flachen, lagerhaften Steinen verlegt.

Die Entfernung der Langschwellen (von Mitte zu Mitte) soll so groß gewählt werden, daß die darauf liegenden Bohlen das Mauerwerk mit Sicherheit tragen können; dieselbe beträgt 0,60 bis 1,32 m, in

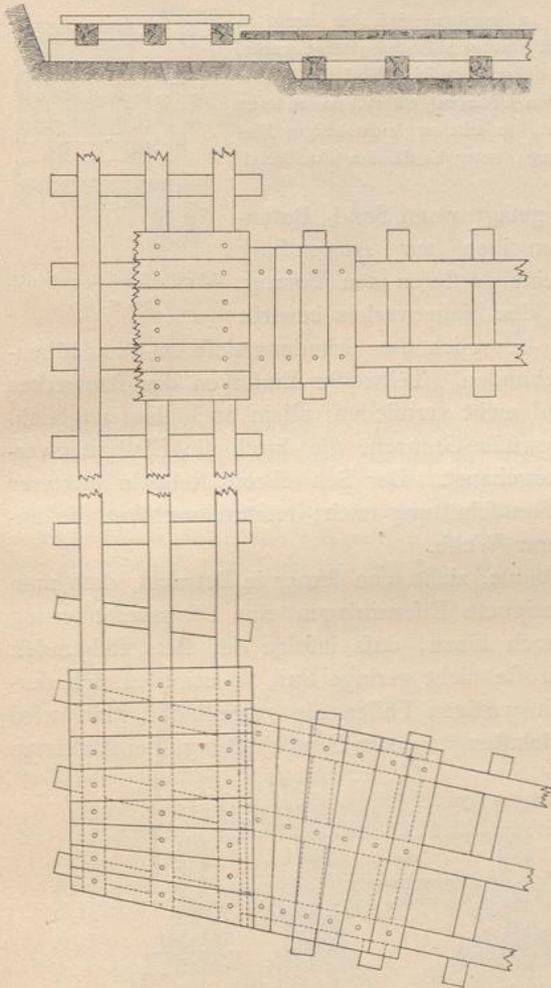
²⁴⁵⁾ Vergl.: SCHMÖLCKE, J. Ueber Fundirungen auf zusammendrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 448 — ferner: MALCOMES. Ueber Fundirungen auf zusammendrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 467.

der Regel jedoch zwischen 0,75 und 1,00 m. Die Querschwellen stehen etwas weiter voneinander ab, 1,00 bis 1,50 m, meist zwischen 1,25 und 1,50 m.

Lang- und Querschwellen erhalten in der Regel einen quadratischen Querschnitt; die Querschnitts-abmessung der ersteren schwankt zwischen 25 und 33 cm; die letzteren erhalten etwa das 0,9fache davon, also 22 bis 30 cm Stärke. Bei geringerer Belastung werden die Schwellen wohl auch durch stärkere Bohlen oder Halbhölzer (15 bis 18 cm dick) ersetzt.

An Mauerecken, Mauerdurchkreuzungen etc. wechseln Lang- und Querschwellen in den zusammen-

Fig. 732.



Schwellenrostecken und -Durchkreuzungen.

 $\frac{1}{100}$ w. Gr.

Die Bohlen müssen stärker (12 bis 15 cm) gewählt werden, wenn die eine Schwellenlage weggelassen wird und der Bohlenbelag ihre Aufgabe mit zu erfüllen hat.

Die Bohlen werden auf den Langschwellen mittels hölzerner Nägel oder auch gar nicht befestigt. Es ist gut, wenn die Bohlen möglichst breit sind; sie sind meist rechteckig gestaltet; nur in der Nähe schräger Ecken nehmen sie Trapezform an (Fig. 732).

Ein derartig konstruierter Schwellenrost kann bei nicht zu preßbarem und nicht zu ungleichartigem Boden einer Belastung von 2,5 bis 3,0 kg für 1 qcm ausgesetzt werden.

stossenden Schenkeln ihre Rolle; dadurch erhält der Bohlenbelag eine verschiedene Höhenlage (Fig. 732). Wollte man erzielen, daß dieser in einer Ebene gelegen ist, so müßte an der Ecke, an der Kreuzung etc. die vollständige Ueberkreuzung der sich kreuzenden Schwellen stattfinden, was eine Schwächung derselben mit sich bringen würde; letztere ist namentlich an Gebäudeecken zu vermeiden.

Wenn die auf Schwellenrost zu gründende Ecke schräg ist, so werden in der unmittelbaren Nähe derselben die Querschwellen nicht winkelrecht zu den Langschwellen, sondern schräg gelegt; man läßt sie allmählich aus der schrägen (zur anderen Mauer parallelen) Richtung in die winkelrechte Lage übergehen (Fig. 732).

2) Die Ausfüllung der Rostfelder, wohl auch Bettung genannt, besteht aus Kies, aus festgestampftem Bauschutt, aus Lehm und Thon, aus Lehm mit Sand vermisch, aus Bruchsteinmauerwerk, aus Sand, aus Beton etc. Wenn Lehm verwendet wird, so schlage man denselben fest ein; Sand dichte man durch reichliches Uebergießen mit Wasser; eine Betonierung ist meist zu teuer, und es ist besser, statt eines Schwellenrostes mit ausbetonierten Fachen ein nur aus Beton bestehendes Fundament anzuwenden.

Die Bettung soll stets in der Höhe der Langschwellenoberkante sorgfältig abgeglichen werden, damit sie den Bohlenbelag mitträgt; sonst ist ihr konstruktiver Wert ein geringer. Bisweilen hat man sie auch ganz weggelassen.

3) Der Bohlenbelag wird in der Regel $\frac{1}{3}$ so stark wie die Querschwellen, mithin 7 bis 10 cm stark gemacht. Seine Dicke ist von der Größe der Belastung und vom Abstand der Langschwellen abhängig; bei gegebener Bohlenstärke muß die Entfernung der Langschwellen danach berechnet werden.

446.

Bettung.

447.

Bohlenbelag.

448.

Ausführung.

Bei Gründungen im Wasser muß der Schwellrost mit einer Spundwand umgeben werden (Fig. 733), die das Auspülen des Bodenmaterials, unter Umständen auch der Bettung, zu verhüten hat. Auch bei sonstigen Schwellrostgründungen kann sich das Anbringen einer Spundwand empfehlen, wenn man dadurch das feiliche Ausweichen des Baugrundes verhüten will.

Die Spundwand darf niemals unter den Schwellrost gelegt, muß vielmehr unabhängig davon angeordnet werden; in ersterem Falle würde ungleichmäßiges Setzen des Rostes hervorgerufen werden. Kann die Spundwand feilich ausweichen, so schützt man sie dagegen durch Verankerung mit dem auf dem Roste ruhenden Mauerwerk.

Bei jeder Schwellrostgründung ist auch zu beachten, daß das darauf zu setzende Mauerwerk an allen Stellen in möglichst gleicher Höhe ausgeführt werde, damit die Belastung desselben eine thunlichst gleichmäßige sei. Wird das Mauerwerk nur an einigen Stellen bis zu einer gewissen Höhe aufgeführt, an anderen Stellen der Schwellrost aber gar nicht belastet, so tritt ungleichmäßiges Einfallen des Rostes, eine schädliche Durchbiegung, unter Umständen das Schiefstellen desselben ein.

449.
Anwendung.

In Art. 422 (S. 343) wurde bereits gefagt, wann Sand-, Beton- und Schwellrostfundamente im allgemeinen zur Anwendung kommen. Letztere haben vor den beiden ersteren den Vorzug, daß durch sie eine Längsverankerung des Mauerwerkes bewirkt wird; indes ist man bei Schwellrosten bezüglich der Gründungstiefe an die Höhenlage des niedrigsten Wasserstandes gebunden. Teilweises Einfallen des Bauwerkes wird durch den Schwellrost selbstredend nicht vermieden; allein auch dem ungleichmäßigen Setzen wird nur innerhalb gewisser Grenzen, die durch die Elastizitätsverhältnisse des Holzes gegeben sind, vorgebeugt. Der Schwellrost steht in letzterer Beziehung dem Beton und auch der Sandfüllung nach; letztere verhütet die ungleichmäßige Senkung in vollkommenerer Weise.

Erwägt man die erwähnten Mißstände, zieht man ferner in Betracht, daß man auch bei Betonfundamenten durch geeignete Eiseinlagen eine Längsverankerung erzielen kann, nimmt man endlich noch hinzu, daß infolge der stets steigenden Holzpreise auch die Kosten der Schwellroste nicht geringe sind, so erweisen sich derartige Fundamentkonstruktionen nur in wenigen Fällen als vorteilhaft. Man wird meistens den Schwellrost bei geringen Belastungen durch Sandfüllung, bei stärkerem

Fig. 733.

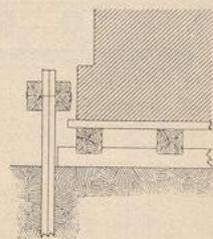
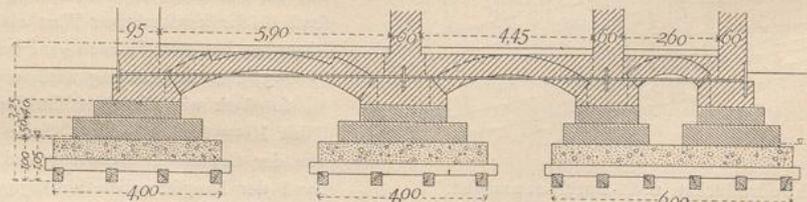
Schwellrost mit Spundwand.
1/100 w. Gr.

Fig. 734.

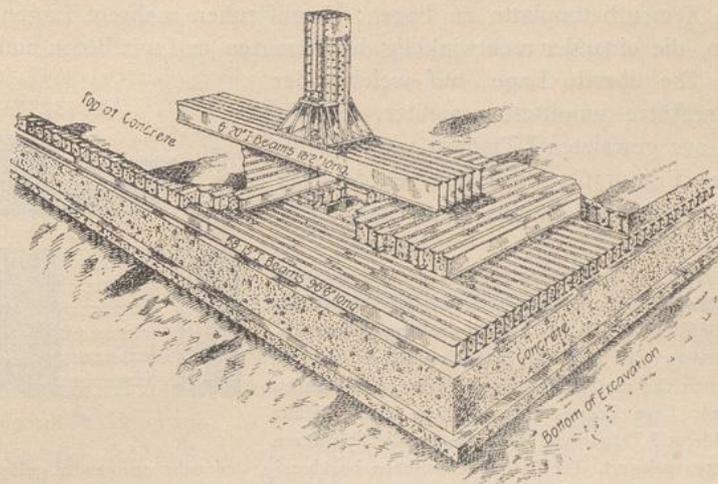
Vom Administrationsgebäude des österreichisch-ungarischen Lloyd zu Triest²⁴⁶⁾.

1/175 w. Gr.

Drucke durch Beton mit Erfolg ersetzen. Es entspricht auch dem heutigen Stande der Technik nur wenig, wenn man zwischen den Baugrund und das Mauerwerk ohne zwingende Gründe eine Holzkonstruktion legt.

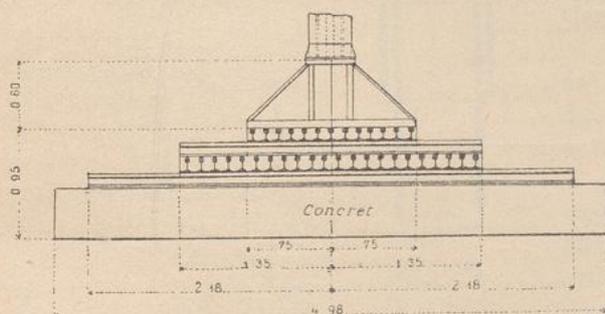
²⁴⁶⁾ Näheres in: Allg. Bauz. 1883, S. 38 — ferner: Wochschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 5 — endlich: Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.

Beispiele von Schwellrostgründungen aus älterer Zeit liegen ziemlich zahlreich vor²⁴⁷⁾. Aus neuerer Zeit ist wohl nur die Gründung des von *v. Ferstel* herrührenden Verwaltungsgebäudes des österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest, eines viergeschossigen Baues mit nahezu quadratischer Grundfläche von 63 m Seitenlänge, erwähnenswert (Fig. 734). Die Bodenverhältnisse waren die denkbar ungünstigsten, da der

Fig. 735²⁴⁸⁾.

Betoneifenrost.

See zugekehrte Teil, an dem sich die Hauptfront befindet, noch vor 30 Jahren, der rückseitige Teil noch vor etwa 100 Jahren dem Meere angehörte und der Grund bis auf die Tiefe von 29 m aus aufgeweichtem Schlamm Boden besteht. Alle in der Nähe befindlichen Gebäude zeigen denn auch, namentlich durch die Verbiegungen der wagrechten Bauteile, den Einfluss dieses schlechten Baugrundes, der besonders auffallend am Triester Stadthause zu Tage tritt. Um derartigen Uebelfänden zu begegnen, hat das Fundament unter der Fußbodengleiche eine Tiefe von 3,25 m und setzt sich aus 4 Schichten zusammen. Die unterste, ungefähr 1 m hohe Schicht besteht aus einem starken, liegenden Roste aus Lärchenholz, der mit Beton übermauert ist. Hierauf kommen,

Fig. 736²⁴⁹⁾.

Betoneifenrost.

Ferner wurde, um ein möglichst gleichmäßiges Setzen zu erzielen, die Gründungsfläche der in den einzelnen Abschnitten der Baufläche verschiedenen Bodendichtigkeit entsprechend bemessen. Der Erfolg dieser Anordnungen war im wesentlichen ein günstiger, da das im ganzen etwa 15 cm betragende Setzen ziemlich gleichmäßig erfolgt ist und der größte Unterschied in demselben anfänglich nur 6 cm, nach dem Einfügen der Steinverkleidung etwas mehr betragen hat. Die größere Senkung fand an der Seeseite statt, trotzdem dort breitere Fundamente vorhanden sind²⁴⁶⁾.

247) Siehe u. a. die von *Stapel* ausgeführte Gründung des Packhofes in Halle a. d. S.: *ROMBERG'S Zeitschr. f. pract. Bauk.* 1858, S. 34.

248) Fakt.-Repr. nach: *Architecture and building*, Bd. 29, S. 28.

249) Fakt.-Repr. nach: *Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1893, S. 423.

c) Betoneisenroste.

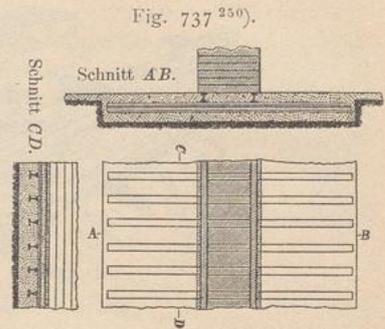
450.
Konstruktion.

Zu den liegenden Rosten sind auch die in den amerikanischen Großstädten üblichen Betoneisenroste zu zählen, welche bei stark nachgiebigem Baugrunde und namentlich für schwer belastete Freistützen zur Anwendung kommen. Zu unterst kommt eine Zementbetonplatte zu liegen; darauf ruhen mehrere Lagen von Eisenbahnschienen, die einander rechtwinkelig durchkreuzen und mit Beton umstempft sind (Fig. 735). Die oberste Lage, auf welcher der Fuß der Freistütze unmittelbar aufsitzt, besteht nicht selten aus gewalzten I-Trägern von 0,50 bis 1,00 m Höhe (Fig. 736); bisweilen werden nur Walzbalken, hier und da aus Stahl hergestellt, verwendet.

So sind z. B. für das Tacomagebäude zu Chicago, welches $12\frac{1}{2}$ Geschosse hoch ist und durchwegs Geschäftstuben enthält, ausschließlich Stahlbalken zur Anwendung gekommen. Die Fundamente für die massiven Umfassungswände und für die Freistützen, welche die Zwischenwände tragen, bestehen zu unterst aus einer Lage Zementbeton von ca. 60 cm Dicke; darauf sind stählerne I-Träger und auf diese für die Freistützen gußeiserne Platten gelagert. Die Stahlbalken stehen hochkantig, sind nahe aneinander gelegt und so lang, daß sie ca. 1,8 bis 2,2 m über die Freistützen hinausragen²⁵¹⁾.

Von einer mit den amerikanischen Betoneisenrosten verwandten Konstruktion berichtet *Tieffenbach*²⁵²⁾.

Beim Umbau eines alten Hauses für die Zwecke der Weferstrom-Baudirektion zu Hannover (1897) wurde der Baugrund zunächst abgerammt; alsdann wurde eine ziemlich feste Betonmasse eingestampft und in letztere ein liegender Rost aus alten Gruben- oder fontigen Eisenbahnschienen verlegt und eingestampft (Fig. 737).



²⁵⁰⁾ Fakf.-Repr. nach ebendaf.

²⁵¹⁾ Vergl.: *Techniker*, Jahrg. 10, S. 113.

²⁵²⁾ In: *Centralbl. d. Bauverw.* 1899, S. 41.

3. Abchnitt.

Verfenkte Fundamente.

Liegt die tragfähige Bodenschicht in so bedeutender Tiefe, daß sie mit den im vorhergehenden Abchnitt bezeichneten Mitteln nicht erreicht werden kann, oder ist der vorhandene Baugrund so locker und nachgiebig, daß man mit Hilfe von Sand-, Beton- oder Schwellroßfundamenten ein Bauwerk mit Sicherheit darauf nicht errichten kann, so wendet man verfenkte Fundamente an.

451.
Vor-
bemerkungen.

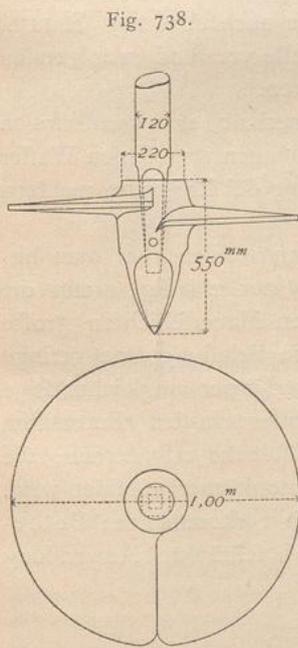
Wie schon in Art. 389 (S. 316) gefagt wurde, unterscheiden sich die verfenkten Fundamente von den aufgebauten wesentlich dadurch, daß sie nicht von unten nach oben, sondern von oben nach unten hergestellt werden. Bei diesem Gründungs-

verfahren wird die lockere, nicht tragfähige Bodenschicht gar nicht oder nur zum geringen Teile abgegraben und die Gründung durch diese Schicht hindurch vorgenommen. Hierbei werden entweder:

1) die Hauptkonstruktionsteile des Fundaments (die Pfähle) durch die lockere Schicht eingetrieben, bzw. eingedreht, oder

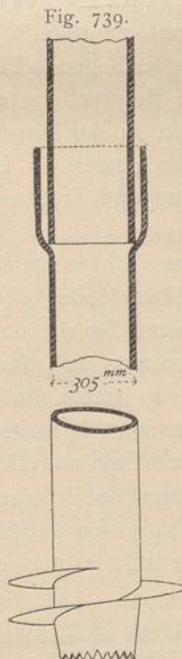
2) unter dem fertigen Fundamentkörper wird das lockere Bodenmaterial weggenommen und dieser dadurch allmählich in den Boden eingefenkt.

Im ersteren Falle handelt es sich um Pfahlgründungen, im letzteren um Gründungen auf Senkbrunnen, auf Senkröhren und auf Caiffons. Bezüglich der Pfahlgründungen kommen hauptsächlich die sog. Pfahlroste in Betracht, bei denen hölzerne Rundpfähle die Fundamentstützen des Bauwerkes bilden.



von einem Kranfchuppen
zu Bremen (System *Neukirch*).

$\frac{1}{25}$ w. Gr.



Schraubenpfahl
vom *Promenade-Pier*
zu Skegness.

452.
Gründung
auf eisernen
Pfählen.

Indes werden bei manchen Bauten am und im offenen Wasser, wie z. B. bei Badehäusern, Schwimmanstalten, *Promenade-Piers*, Leuchttürmen, Landungsbrücken etc. auch eiserne Pfähle angewendet, welche in der Regel in den Boden eingeschraubt, feltener eingetrieben werden.

Im vorliegenden Falle sind es meist geschmiedete Eisenstangen von 10 bis 15 cm (selten mehr) Durchmesser, welche unten mit einer sog. Pfahlchraube (Fig. 738) versehen sind; die letztere ist aus Gußeisen hergestellt, hat etwa 1 m Durchmesser und dient nicht nur zum Eindrehen der Pfähle in den Boden, sondern giebt denselben auch eine größere Aufstandfläche, wodurch sie der Belastung besser widerstehen. Die Tragfähigkeit derartiger Schraubenpfähle kann zu 45 kg für 1 qcm Pfahlkopffläche oder zu 12 kg für 1 qcm Stützfläche angenommen werden. Noch feltener kommen bei den im Gebiete der Architektur in Betracht zu ziehenden Bauwerken gußeiserne Röhrenpfähle (Fig. 739) zur Verwendung.

Von den Gründungen auf eisernen Pfählen²⁵³⁾ wird, in Rücksicht auf die geringe Anwendung derselben im Hochbauwesen, im folgenden weiter nicht die Rede sein.

I. Kapitel.

Pfahlrostoffundamente.

453.
Allgemeines.

Den wesentlichsten Konstruktionsteil eines Pfahlrostoffundaments bilden die hölzernen Pfähle, welche ähnlich wie Säulen oder andere Freistützen den betreffenden Baukörper zu tragen haben. Diese Pfähle ragen entweder gar nicht, bezw. nur mit einem sehr geringen Teile ihrer Länge aus dem Boden hervor, sind also Grundpfähle, und der Pfahlrost wird tiefliegend genannt; oder ein bedeutender Teil der Pfahlänge tritt über dem Boden hervor, es sind demnach Langpfähle vorhanden, und man hat es mit einem hochliegenden Pfahlrost, auch hoher Pfahlrost oder Stelzenfundament genannt, zu thun. (Siehe auch Art. 149, S. 110.)

Im Hochbauwesen kommen fast nur tiefliegende Pfahlroste vor, und im folgenden werden auch nur diese eine eingehende Besprechung erfahren.

Die tiefliegenden Pfahlroste werden in der Regel innerhalb einer wasserfreien Baugrube hergestellt, während die hochliegenden für Gründungen im offenen Wasser Anwendung finden, wobei die Herstellung und Trockenlegung der Baugrube meistens entfällt.

Auf die Pfähle, welche in gleicher Höhe abgesehritten werden, hat man bisweilen unmittelbar das Mauerwerk gesetzt; indes ist dies nur zulässig, wenn die Pfähle sehr nahe aneinander stehen, wenn für die untersten Mauer-schichten große Steine oder Platten zur Verwendung kommen und wenn die Belastung eine geringe ist. Liegen andere Bedingungen vor, so treten im Mauerkörper ungleichmäßige Senkungen ein, welche schädliche Trennungen darin hervorrufen. In den allermeisten Fällen ist deshalb noch eine Zwischenkonstruktion oder Rostdecke erforderlich, die entweder durch einen liegenden Rost oder durch einen Betonkörper gebildet wird. Die erstere Anordnung ist die im Hochbauwesen gewöhnlich vorkommende; Betonpfahlroste haben im Hochbauwesen bisher nur eine beschränkte Anwendung gefunden.

²⁵³⁾ Aus der Litteratur über eiserne Schraubenpfähle seien hervorgehoben:

HEINZERLING, F. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870. S. 393.

MORANDIÈRE, R. *Traité de la construction des ponts et viaducs.* 1er fasc. Paris 1874. S. 141.

KLASEN, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden. Leipzig 1879. S. 120.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Band 1. Herausgegeben von E. HEUSINGER v. WALDEGG. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 330.

GRANGE, C. *Étude sur l'emploi des pieux métalliques dans les fondations d'ouvrages d'art.* Paris 1892.

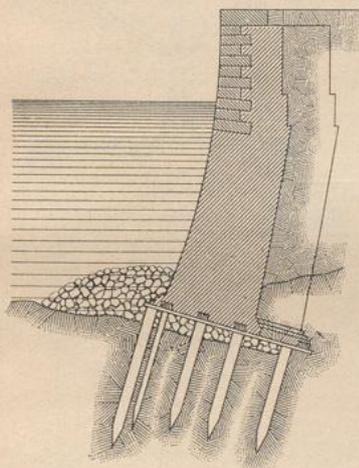
a) Rostpfähle.

Für die Rostpfähle ist vor allem das in Abt. I, Abfchn. 2, Kap. 2, b (Art. 149 bis 153, S. 110 bis 112) über Pfähle Gefagte maßgebend; an dieser Stelle mögen noch die folgenden Betrachtungen Platz finden.

1) Die Pfähle können den betreffenden Baukörper in zweifacher Weise tragen: entweder stehen sie mit ihrer Spitze auf, bezw. zum Teile in der festen, tragfähigen Bodenschicht, übertragen sonach den aufgenommenen Druck unmittelbar auf die letztere; oder sie erhalten in der lockeren Bodenschicht die erforderliche Standfestigkeit im wesentlichen nur durch die Reibung zwischen der Pfahloberfläche und dem sie umgebenden Bodenmaterial²⁵⁴⁾.

Dem in Art. 376 (S. 304) aufgestellten Grundsatze entsprechend, wird die erstgedachte Anordnung der letztangeführten stets vorzuziehen sein; die erstere ist dann mit der im vorhergehenden Abschnitt (Kap. 2, b, 1) vorgeführten Pfeilergründung sehr nahe verwandt, wird auch bisweilen mit derselben vereinigt. Bei größerer

Fig. 740.



Vom Verbindungsdock zu Hull.
1/200 w. Gr.

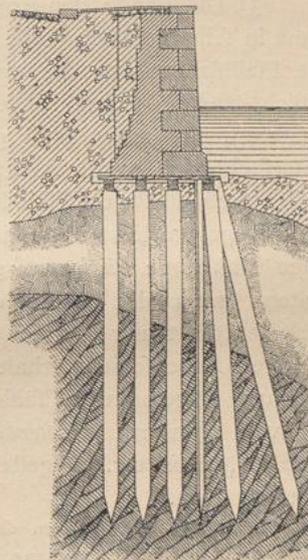
Mächtigkeit der lockeren Bodenschicht kann sich indes eine so bedeutende Pfahlänge ergeben, daß die Gründung viel zu teuer zu stehen käme, wollte man die Pfähle bis auf die tragfähige Schicht einrammen; ja die letztere kann unter Umständen mittels Pfählen gar nicht erreichbar sein.

Dem Tiefbaugeschäft *Max Kühn* in Berlin ist ein Gründungsverfahren²⁵⁵⁾ geschützt, bei dem durch gußeiserne, glockenförmig gestaltete »Druckplatten«, welche über die Pfahlköpfe gesetzt

werden, das möglichst gleichmäßige Einsinken des Fundaments erzielt werden soll. Da aber die Voraussetzungen, unter denen letzteres eintreten könnte, sehr schwer zu erreichen sind, wird das betreffende Verfahren nur sehr selten anwendbar sein.

2) Die Pfähle werden auf Knickfestigkeit beansprucht; deshalb ist es am vorteilhaftesten, wenn die Achse der Pfähle in der Richtung des auf sie wirkenden Druckes gelegen ist. Da nun bei den meisten Hochbauten im wesentlichen nur

Fig. 741.



Reefendamm-Quaimauer zu Hamburg. — 3/200 w. Gr.

454-
Wirksamkeit
der
Pfähle.

455-
Richtung
der
Pfähle.

²⁵⁴⁾ Wenn man diese Reibung in Rechnung ziehen will, ist zu beachten, daß sie meist im Anfang (unmittelbar nach dem Einrammen der Pfähle) größer ist und später etwas abnimmt. Infolge der Zusammenpressung, welche der Boden beim Einschlagen der Pfähle erfährt, ist die Reibung zunächst ziemlich bedeutend; indes ist dieses Maß nur bei sandigem und ähnlichem Boden von Dauer. Bei anderem Material pflanzt sich der Druck allmählich nach aufsen fort, wodurch nach und nach ein Ausgleich in den Druckverhältnissen der betreffenden Bodenschicht eintritt, sonach die Reibung zwischen Pfählen und Erde vermindert wird. Das Schlagen einer Spundwand kann innerhalb gewisser Grenzen einem solchen Ausgleich entgegenwirken; allein bei besonders lockerem Boden kann auch eine solche Wand in schädlicher Weise beeinflusst werden; es kann ein Schiefstellen derselben eintreten.

²⁵⁵⁾ Siehe: Deutsches Bauwksbl. 1897, S. 549. — Bauwks.-Ztg. 1898, S. 42.

lotrechte Drücke vorkommen, so werden die Pfähle in der Regel lotrecht in den Boden eingetrieben. Indes wird es bei Widerlagern weit gefpannter und flacher Gewölbe, bei Stützmauern, bei Mauern und Freistützen, welche Dachkonstruktionen zu tragen haben, überhaupt bei Bauteilen, die einen starken Seitenschub erfahren, vorzuziehen sein, die Pfähle in die Richtung des herrschenden Druckes zu stellen (Fig. 740).

Bisweilen genügt es, nur eine oder nur einige Pfahlreihen schräg zu stellen, die übrigen aber lotrecht anzuordnen (Fig. 741). In manchen Fällen ist der Seitenschub veränderlich, nicht nur was seine Größe und Richtung betrifft, sondern auch in dem Sinne, daß er bald von der einen, bald von der anderen Seite wirksam sein kann. Bei Mittelfstützen größerer Gewölbkonstruktionen, bei denen die Belastung veränderlich ist, bei den Stützen größerer Decken und Dächer etc. kann dieser Fall eintreten. Alsdann werden einzelne Pfähle, bezw. Pfahlreihen gleichfalls schräg gestellt, jedoch nach verschiedenen Richtungen derart, daß den am häufigsten vorkommenden Druckverhältnissen in geeigneter Weise entgegengewirkt wird (Fig. 742).

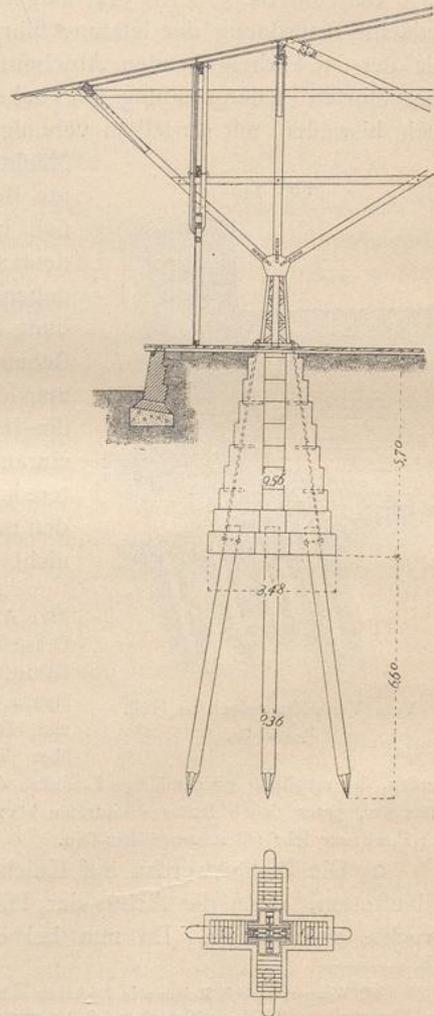
3) Die Länge der Rostpfähle läßt sich dann in sehr einfacher Weise bestimmen, wenn die Pfahlspitzen auf der tragfähigen Bodenschicht stehen sollen. Die Tiefenlage der letzteren, die man durch geeignete Bodenuntersuchungen (vergl. Art. 349, S. 290) feststellen muß, ist für die Pfahllänge maßgebend.

Dagegen stößt die Ermittlung der richtigen Pfahllänge häufig auf große Schwierigkeiten, wenn die Pfähle die erforderliche Standfestigkeit nur mittels Reibung in der lockeren Bodenschicht erhalten. Handelt es sich um eingerammte Pfähle, so kann man die von *Eytelwein*, *Redtenbacher*²⁵⁶⁾, *Weisbach*²⁵⁷⁾, *Brix* etc. aufgestellten Rammtheorien benutzen.

Die Rammtheorien haben die Aufgabe, eine Beziehung zwischen der Stosswirkung, die eine Ramme auf den einzutreibenden Pfahl ausübt, und der ruhenden Last, die er mit Sicherheit zu tragen im Stande ist, aufzustellen. Die gedachte Stosswirkung läßt sich nach jeder Hitze (von etwa 20 unmittelbar aufeinander folgenden Schlägen) infolgedessen unmittelbar ermitteln, als man das Eindringen des Pfahles jedesmal messen kann. Je geringer dieses Eindringen in der letzten Hitze war, desto größer wird im allgemeinen die Tragfähigkeit des Pfahles sein. In solchen Theorien spielen deshalb die Größen: Gewicht des Pfahles, Gewicht des Rammbaren, Fallhöhe des letzteren und Tiefe des Eindringens, die Hauptrolle.

Die meisten Rammtheorien liefern nur wenig zuverlässige Ergebnisse, da sie auf die Beschaffenheit der betreffenden Bodenschicht

Fig. 742.



Vom Quaischuppen am Grasbrookhafen zu Hamburg. — $\frac{1}{200}$ w. Gr.

456.
Länge der
Pfähle.

²⁵⁶⁾ In: REDTENBACHER, F. Principien der Mechanik und des Maschinenbaues. Mannheim 1852. S. 102.

²⁵⁷⁾ In: WEISBACH, J. Lehrbuch der Ingenieur- und Maschinen-Mechanik. Theil I. 5. Aufl. Bearbeitet von G. HERRMANN. Braunschweig 1874. S. 824.

keine genügende Rücksicht nehmen. Für Rostpfähle, die in anderer Weise, wie z. B. durch Wasserspülung, in den Boden getrieben werden, fehlen theoretische Anhaltspunkte gänzlich.

Da auch die empirischen Formeln, die von verschiedenen Verfassern angegeben worden sind, unbrauchbar sind, so ist man in den häufigsten Fällen darauf angewiesen, die notwendige Pfahlänge durch Versuche zu ermitteln. Man treibt Probpfähle von verschiedener Länge und nach verschiedenen Rammverfahren ein, bringt alsdann tote Lasten auf und beobachtet sorgfältig das Verhalten der Pfähle. Bei kleineren Bauwerken sind solche Versuche allerdings zu umständlich und kostspielig, und man fusst häufig auf sonstigen Erfahrungsergebnissen, namentlich auf solchen, die unter ähnlichen Verhältnissen gewonnen wurden.

In Frankreich nimmt man an, daß in mittelfestem Boden ein Pfahl, der eine dauernde Belastung von 25 t tragen soll, in der letzten Hitze höchstens 10 mm tief eindringen dürfe. — In Holland wird bei Belastungen von 5 bis 10 t die zulässige Eindringtiefe bis zu 10 mm angenommen. — Im Sand- und Kiesboden der Rheinebene (Hessens und Badens) darf ein Pfahl, wenn er eine Last von 20 t mit Sicherheit tragen soll, in der letzten Hitze höchstens 4 bis 10 mm einsinken.

Alpine glaubt aus feinen Rammversuchen folgende Regeln gefunden zu haben:

α) Wächst die Fallhöhe des Rammhämern, so nimmt die Tragfähigkeit des eingerammten Pfahles im Verhältnis der Quadratwurzel der Fallhöhe zu.

β) Wächst das Bärgegewicht, so nimmt die Tragfähigkeit um ca. 0,8 des vermehrten Gewichtes zu.

γ) Die Tragfähigkeiten von Pfählen, die mit gleichem Bärgegewicht bei gleicher Fallhöhe eingerammt wurden, verhalten sich wie die Quadrate der Reibungsflächen der Pfähle.

4) Die Größe der Pfahlkopffläche hängt ab von der mittleren Dicke der Pfähle und vom Verjüngungsverhältnis der Baumstämme, die zu den Pfählen benutzt wurden. Die mittlere Pfahldicke ist wieder von der Pfahlänge abhängig. Zu dem in Art. 149 (S. 110) in dieser Richtung bereits Gesagten sei hier noch hinzugefügt, daß man für die Pfähle tiefliegender Roste einen mittleren Durchmesser

$$d = 12 + 3 l \text{ Centim.} \dots \dots \dots 240.$$

zu wählen hat, wenn l die Pfahlänge (in Met.) bezeichnet.

Prudhomme giebt allgemein

$$d = \frac{l}{24} \text{ Centim.}$$

an. Andere Verfasser wählen bis 5 m Pfahlänge 25 cm Pfahldicke, für jedes Meter Mehrlänge 10 bis 15 mm Mehrdicke.

Die statische Ermittlung der Dicke von Grundpfählen ist mit Hilfe der Gleichung 27 (S. 111) möglich. Für Langpfähle ist die Gleichung 28 (S. 111) in Anwendung zu bringen; für annähernde Rechnungen kann man auch die Relation benutzen:

$$d = 15 + 2,75 l \text{ Centim.}$$

5) Die erforderliche Zahl von Rostpfählen ist gleich der Gesamtbelastung des Pfahlrostes, dividiert durch die Tragfähigkeit eines Pfahles²⁵⁸⁾. Letztere muß nach den in Art. 456 gemachten Angaben ermittelt werden; als weitere Anhaltspunkte mögen die nachstehenden Erfahrungszahlen dienen.

Die Tragfähigkeit für 1 qm Pfahlkopffläche schwankt zwischen 15 und 45 kg, bleibt aber meist zwischen 20 und 40 kg; eine Belastung von 20 kg ist bei langen Pfählen und lockerem Boden, eine Belastung von 40 kg bei kurzen Pfählen und weniger lockerem Boden zulässig²⁵⁹⁾.

457.
Dicke der
Pfähle.

458.
Zahl der
Pfähle.

459.
Tragfähigkeit
der Pfähle.

²⁵⁸⁾ Siehe auch: BUBENDEY. Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 533, 545.

²⁵⁹⁾ Siehe auch: *Calcul du nombre des pieux pouvant supporter une maçonnerie donnée. Les annales des travaux publics*, Jahrg. 12, S. 29.

Heinzerling giebt als zulässige Belastung für 1 qcm Nutzfläche des Pfahlroftes an: bei Moorboden 0,8 bis 1,2 kg, bei besserer Bodenart 3 bis 5 kg, bei festerem, durch Pfähle gedichteten Lehm-, Thon- und Sandboden bis 7 kg.

Ist die Tragfähigkeit für 1 qcm Pfahlkopffläche k (in Kilogr.) und misst die letztere f (in Quadr.-Centim.), so ist die Tragfähigkeit des Pfahles kf Kilogr. Beträgt der Druck, den das künftige Bauwerk auf den Pfahlroft ausüben wird, D (in Tonnen), so ist die erforderliche Zahl n der Pfähle

$$n = \frac{1000 D}{kf}$$

460.
Anordnung
der Pfähle.

6) Die Verteilung der Pfähle im Grundrifs soll derart geschehen, das jeder Pfahl eine gleich grosse Belastung erfährt und das an jede Ecke ein Pfahl zu stehen kommt. Bei regelmässiger (rechteckiger) Grundrifsform lässt sich diese Bedingung am einfachsten dadurch erfüllen, das man die Pfähle reihenweise schlägt (Fig. 743 u. 744). Die einzelnen Pfahlreihen erhalten alsdann einen Abstand von 0,70 bis 1,25 m, meist zwischen 0,80 und 1,20 m. Die Pfähle einer Reihe sind etwas weiter voneinander entfernt, so das der Abstand ca. um $\frac{1}{6}$ grösser ist; man findet 0,90 bis 1,80 m, doch ist 1,00 bis 1,50 m Abstand zu empfehlen. Die statische Berechnung, welche auf Grundlage der in Art. 456 bis 459 gemachten Angaben anzustellen ist, muss für die Wahl des Pfahlabstandes massgebend sein.

Soll die Rostdecke aus Lang- und Querschwellen gebildet werden, so muss unter jedem Kreuzungspunkte der beiden Schwellenlagen ein Pfahl gelegen sein; hierdurch ergibt sich die netzförmige, in Fig. 743, 746 u. 747 dargestellte Anordnung. Wenn jedoch die Pfähle einen Betonkörper oder das Mauerwerk unmittelbar zu tragen haben, so empfiehlt es sich, die Pfähle in den einzelnen Pfahlreihen gegeneinander zu versetzen (Fig. 744). Die äusserste

Fig. 743.

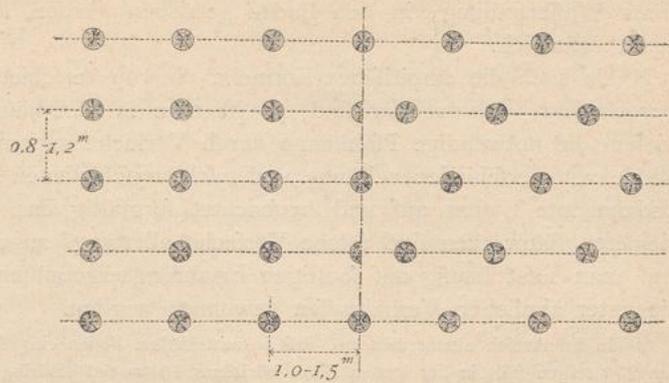


Fig. 744.

Fig. 746.

Fig. 747.

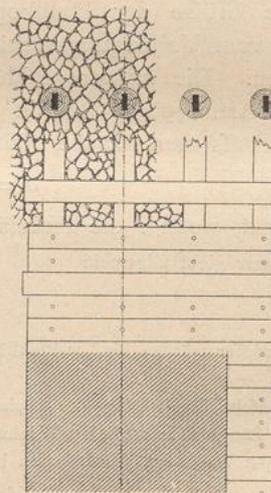


Fig. 745.

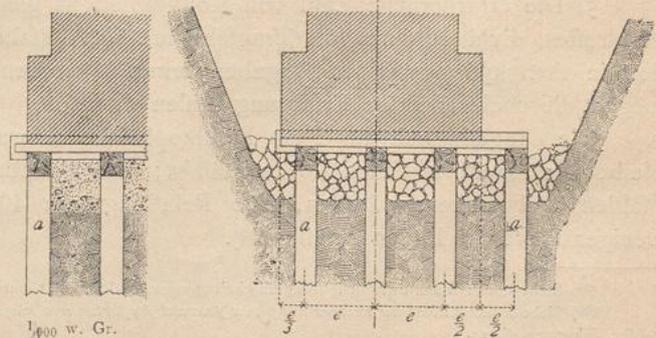
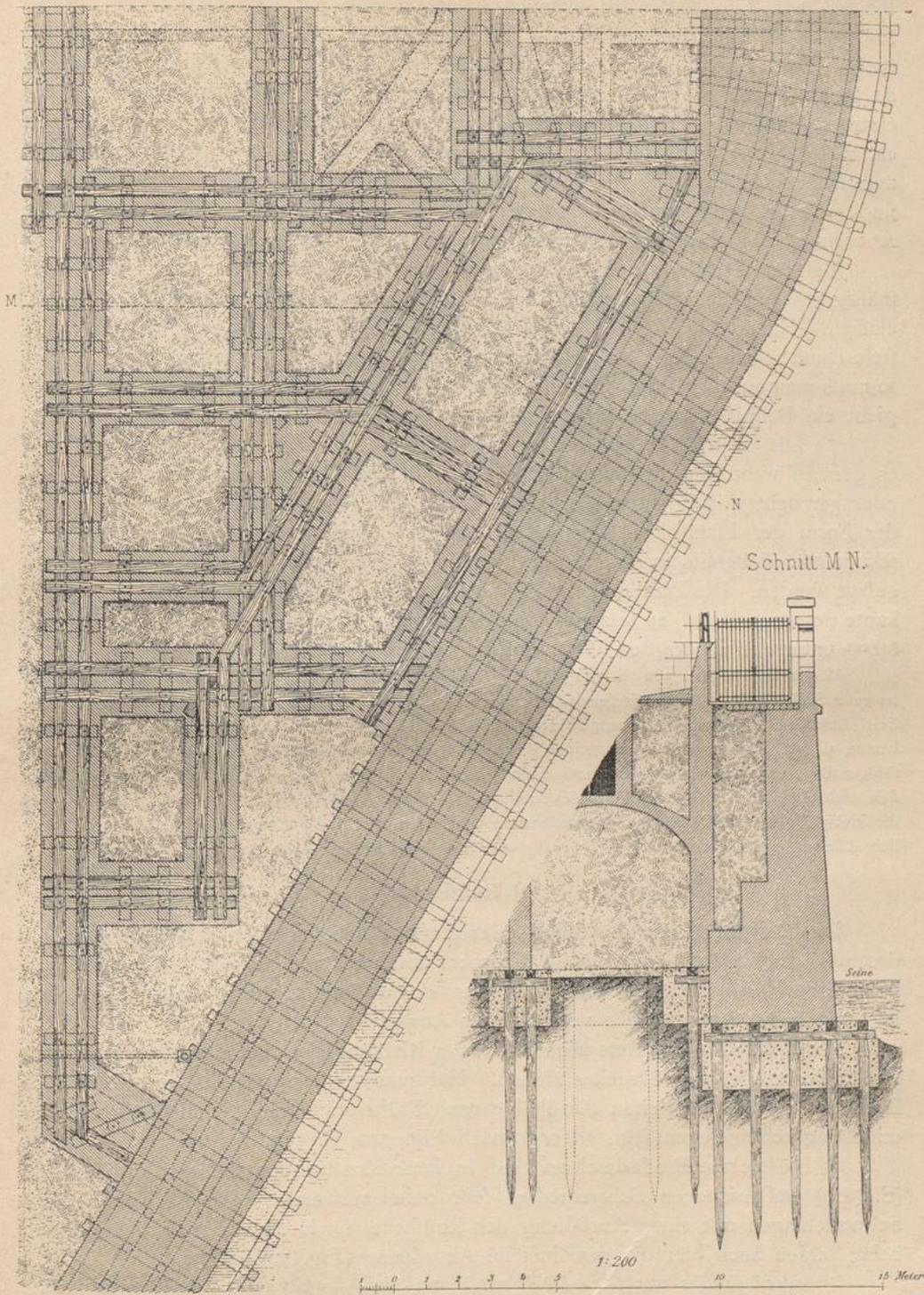


Fig. 748.



Fundamentplan des Leichenschauhauses zu Paris. — Südliche Hälfte ²⁶⁰⁾.

²⁶⁰⁾ Nach: *Revue gén. de l'arch.* 1864, Pl. 39.

Pfahlreihe *a* (Fig. 745) wird ziemlich häufig bündig mit dem Haupt des darüber stehenden Mauerwerkes gelegt; nur den Bohlenbelag läßt man bisweilen etwas vortreten. Diese Anordnung ist unrichtig, weil alsdann die äußeren Pfahlreihen weniger zu tragen haben wie die zwischenliegenden, daher leicht ungleichmäßige Setzungen eintreten können. Deshalb müssen entweder die äußeren Pfahlreihen etwas (um ca. 20 bis 30 cm) nach innen gerückt werden (Fig. 746), oder sie sind so weit nach außen zu schieben, daß die ihnen zunächst gelegenen Pfahlreihen ebenso belastet sind, wie die zwischen den letzteren befindlichen (Fig. 747). Die zweitgedachte Anordnung ist kostspieliger und empfiehlt sich nur für große Belastungen.

Bei der Gründung von Bauwerken, deren Grundriß weniger regelmäßig geformt ist, gestaltet sich die Verteilung der Rostpfähle weniger einfach. Handelt es sich um einen Betonpfahlrost, so hat man ziemlich freie Hand; wenn jedoch Holzschwellen auf die Pfähle zu liegen kommen, so muß man auf thunlichste Reihenanzahl der letzteren sehen. Fig. 748 giebt ein Beispiel für eine unregelmäßigere Grundrißanordnung.

7) Die Rostpfähle regelmäßig zu behauen, ist nicht notwendig; es genügt, wenn die Rinde abgelöst wird. In der That kommen vier- oder gar achteckig (Fig. 749) behauene Pfähle sehr selten vor. Bezüglich der Form der Pfahlspitze, der Gestalt der etwa anzuwendenden Pfahlschuhe etc. ist bereits in Art. 150 bis 152 (S. 111 u. 112) das Erforderliche gefagt worden. Die Pfahlköpfe müssen so tief gelegen sein, daß die Oberkante der etwa darauf zu setzenden Holzkonstruktion mindestens 30, besser 50 cm unter den niedrigsten Wasserstand zu liegen kommt.

Wie schon in Art. 382 (S. 311) bemerkt wurde, ist hierbei auf eine möglicherweise später eintretende Senkung des Grundwasserspiegels Rücksicht zu nehmen. In Hamburg hat man bei den um die Zeit nach dem großen Brande ausgeführten Häusern diese Regel nicht befolgt. Bei den meisten Neubauten pflegte man etwa 60 cm unter der Kellerhöhle den Boden auszuheben und, wenn sich kein tragfähiger Baugrund vorfand, ohne weiteres einen Pfahlrost auszuführen. Die Folgen dieses Verfahrens haben sich nach Senkung des Grundwasserstandes infolge des Sielbaues in übelster Weise geltend gemacht, wovon die kostspieligen Unterfahrungen der Fundamente vieler Häuser auf der ehemaligen Brandstätte ein deutliches Zeugnis geben.

b) Rostdecke.

Die Rostdecke, der Rostbelag oder die Zwischenkonstruktion, welche die Last des auf dem Pfahlrost ruhenden Baukörpers aufnimmt und auf die Pfähle überträgt, kann eine Holzkonstruktion sein oder aus einem Betonkörper bestehen; bisweilen kommen beide Anordnungen vereinigt zur Anwendung.

Die Rostdecke soll stets winkelrecht zur Richtung des vom darauf zu setzenden Baukörpers ausgeübten Druckes stehen. Hat man es hauptsächlich mit lotrechten Drücken zu thun, so stehen die Pfähle nach Früherem lotrecht, und die Rostdecke muß wagrecht gelegen sein. (Vergl. auch Fig. 740, S. 369.)

1) Hölzerne Rostdecken sind in ihrer Konstruktion mit den in Art. 444 (S. 361) beschriebenen Schwellrosten sehr nahe verwandt. Zwei sich kreuzende Schwellenlagen mit einer Ausfüllung der Rostfäche, sowie ein aufgebracht Bohlenbelag bilden auch hier die gewöhnliche Anordnung (Fig. 746 u. 747).

Die einer Pfahlreihe angehörigen Pfähle werden meist durch Langschwellen oder Holme miteinander verbunden. Stehen seitliche Verschiebungen nicht zu befürchten, so kann man diese Schwellen nur stumpf auf die in gleicher Höhe abgefehlten Pfähle aufsetzen (Fig. 747); meistens wird indes eine Verbindung beider vorgenommen. Dieselbe geschieht am einfachsten mittels ca. 40 cm langer und 3 cm dicker Holz-

Fig. 749.

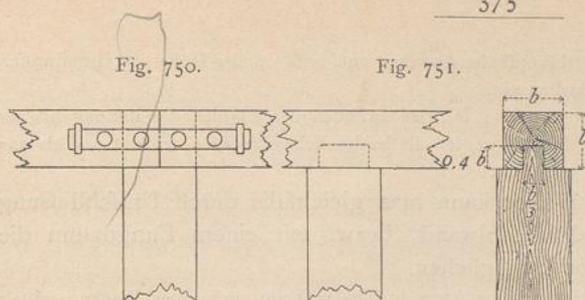


Vom
Leichen-
schauhaus
zu
Paris 260).
1/50 w. Gr.

46r.
Pfähle.

462.
Hölzerne
Rostdecken.

463.
Lang- und
Querschwellen.

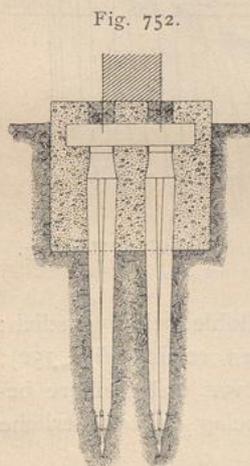


alsdann von oben Keile in die Hirnenden der Zapfen ein; eine solche Anordnung ist zwecklos und kostspielig, daher nicht zu empfehlen.

Längere Schwellen bestehen aus einzelnen Stücken, deren Stöße jedesmal auf einen Pfahl zu liegen kommen; die Stofsverbindung geschieht ebenso, wie bereits in Art. 445 (S. 362) für die Schwellenroste angegeben wurde; bei stumpfen Stößen (Fig. 750) werden die Zapfen am besten in der vollen Breite der Pfähle angechnitten, damit die beiden Schwellenenden sicher gefast werden.

Die Querschwellen oder Zangen, welche der Quere nach auf die Langschwellen zu liegen kommen, werden entweder blofs mittels eiserner, 40 bis 45 cm langer Nägel (Fig. 752), bzw. Holzschrauben auf letzteren befestigt oder auf die Langschwellen aufgekämmt. Wenn indes, wie dies bei den meisten Hochbauten der Fall ist, die Langschwellen die wichtigere Rolle spielen, so werden diese gar nicht ausgechnitten, sondern nur die Querschwellen.

Bei Hochbauten liegen die Langschwellen gewöhnlich zu unterst, und eine solche Anordnung, durch die eine Längsverankerung der ganzen Fundamentkonstruktion erzielt wird, ist ganz entsprechend. Wenn indes starke Seitenstöße wirksam sind, wie bei Widerlagern von gröfseren Gewölben, bei Stützmauern etc., wenn infolge dieser das Ausweichen der Pfähle in der Querrichtung des Mauerwerkes zu befürchten wäre, so ist es vorzuziehen, die Querschwellen unmittelbar auf die Pfähle aufzuzapfen und die Langschwellen erst auf diese zu legen.



Vom Leichenschauhaus zu Paris²⁶⁰). — 1/50 w. Gr.

Man hat in letzterem Falle wohl auch das unmittelbare Aufsetzen der Langschwellen auf die Pfahlköpfe beibehalten, jedoch die Rostzangen unter die letzteren gelegt; sie wurden doppelt (aus Halbhölzern) angeordnet, so dass die in einer Querreihe gelegenen Pfähle zwischen je zwei Halbzangen gefast und damit verbolzt wurden.

Die Bettung oder die Ausfüllung der Rostfäche, welche auch hier aus Sand, Mauerchutt, Steinpackung, Trockenmauerwerk, selbst aus Mörtelmauerwerk und aus Beton besteht, reicht bei Pfahlrosten meist ziemlich tief (50 cm und darüber) unter die untere Schwellenlage hinab, was zum Teile mit der Ausführung zusammenhängt.

Für die letztere wird bei Hochbauten fast stets die Ausschachtung einer Baugrube erforderlich; die Tiefe derselben hängt zum Teile von der Tiefenlage der unterirdischen Räume und anderen örtlichen Verhältnissen ab; doch muss sie jedenfalls so groß sein, damit die Oberkante der Holzkonstruktion tief genug unter den niedrigsten Grundwasserspiegel zu liegen kommt.

Nachdem die Pfähle eingerammt worden sind, wird zwischen denselben das Bodenmaterial auf eine Tiefe von 30 bis 50 cm, bisweilen auf eine noch größere Tiefe ausgehoben; hierdurch wird das Abchneiden der Pfähle in gleicher Höhe, erforderlichenfalls das Anchnneiden der Zapfen erleichtert.

Bei letzteren Arbeiten muss Wasserschöpfen stattfinden. Man kann jedoch das Grundwasser benutzen, wenn die Pfähle in gleicher wagrechter Ebene abzuschneiden sind; man lässt in die anfangs trocken ge-

schräuben oder auch nur mittels ebenso langer Nägel. Die Verbindung wird am widerstandsfähigsten, wenn man an die Pfahlköpfe kurze Zapfen (ca. 15 cm lang, 6 bis 8 cm breit, 8 bis 12 cm hoch) anschnidet und die Langschwellen mit entsprechenden Zapfenlöchern versieht (Fig. 750 u. 751). Man lässt wohl auch die Pfahlzapfen durch die ganze Schwellenhöhe hindurchgehen und treibt

464.
Bettung.

465.
Ausführung.

haltene Baugrube das Grundwasser bis in Pfahlkopfhöhe eintreten und reißt in der Höhe des Grundwasserspiegels an den Pfählen die betreffenden Marken ein.

Sind die Pfahlköpfe entsprechend vorbereitet, so wird zwischen den Pfählen die Bettung bis zur Höhe der Schwellenunterkante eingebracht; hierauf werden die beiden Schwellenlagen veretzt und alsdann die von ihnen gebildeten Fache gleichfalls ausgefüllt.

Bei Gründungen im offenen Wasser kann man gleichfalls durch Umschließung der Baustelle mit einer Spund- oder Pfahlwand, bezw. mit einem Fangdamm die Bildung einer wasserfreien Baugrube ermöglichen.

Das Abschneiden der Pfähle in gleicher Höhe kann in diesem Falle auch unter Wasser, mittels fog. Grundlägen, geschehen.

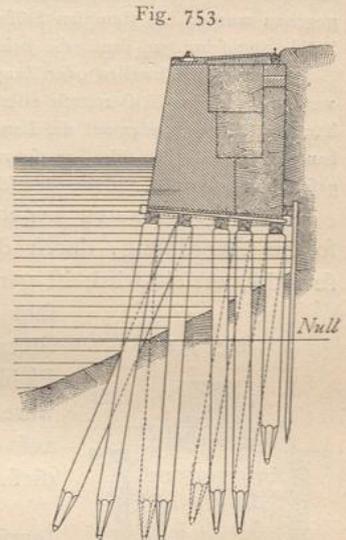
466.
Hochliegende
Pfahlroste.

Die Herstellung und Trockenlegung einer Baugrube kann im offenen Wasser umgangen werden, wenn man statt des tiefliegenden den schon erwähnten hochliegenden oder hohen Pfahlrost anwendet. Die aus dem Grunde hervorragenden Langpfähle reichen bis an das Niederwasser und erhalten in dieser Höhe den Schwellenbelag (Fig. 753). Der Raum zwischen den Pfählen wird häufig mit Steinschüttungen ausgefüllt; bei größerer Höhe trachtet man die Standfestigkeit des Fundaments durch ein zwischen die Pfähle gelegtes Strebenwerk zu erhöhen.

Beim Bau der neuen Börse in Königsberg (1871—73, Arch.: H. Müller) ist der dem Wasser zugekehrte Teil des Gebäudes auf Langpfählen gegründet. Um diese abzustützen, bezw. gegen Ausknicken zu schützen, wurde zwischen die Pfähle, nachdem sie durch Spundwände umschlossen waren, eine Betonfüllung eingebracht. Schließlich wurde auf die Pfahlköpfe ein Bohlenbelag gelegt und auf diesen das Mauerwerk gesetzt.

467.
Bohlenbelag.

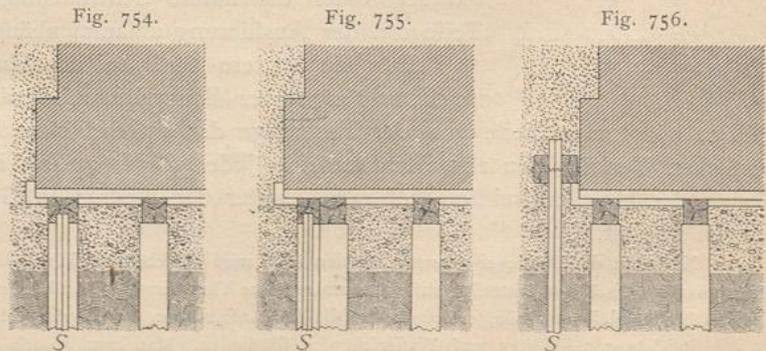
Der Bohlenbelag wird hier ebenso wie beim Schwellrost ausgeführt; seine Dicke, sowie auch die Abmessungen der Schwellen sind wie bei letzterem zu wählen. Die Anordnung der Schwellenlagen und des Bohlenbelages an Mauerecken und Mauerdurchkreuzungen findet gleichfalls wie bei den Schwellrosten statt (vergl. auch Fig. 748, S. 373). Bisweilen fehlt der Bohlenbelag gänzlich; dies ist um so zulässiger, je tiefer die Bettung in den Boden reicht (Fig. 752); auch läßt man die eine oder die andere Schwellenlage weg, was insbesondere bezüglich der Querschwellen geschehen kann, sobald der Bohlenbelag die erforderliche Querverbindung hervorbringt.



Vom Sandthorquai zu Hamburg.
1/100 w. Gr.

468.
Spundwände.

Sobald durch Wasser das Unterwaschen der Rostdecke oder das Erweichen der darunter befindlichen Bodenmassen eintreten kann oder wenn man starkes seitliches Ausweichen

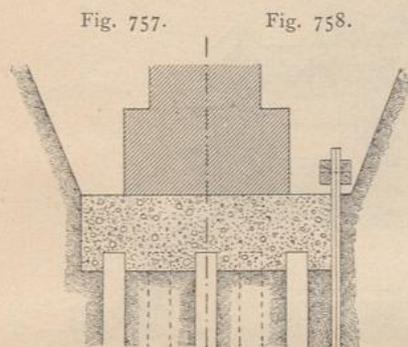


Anordnung von Spundwänden bei Pfahlrosten. — 1/100 w. Gr.

der lockeren Bodenschicht und der darin stehenden Pfähle befürchtet, so ist der Pfahlrost durch eine Spundwand dagegen zu schützen. Dieselbe umschließt entweder das ganze Fundament, oder sie wird nur an jener Seite gefchlagen, von wo aus der Angriff des Wassers stattfindet. Bei Gründungen im offenen Wasser dürfen Spundwände nur dann fehlen, wenn sie durch Steinschüttungen ersetzt werden.

Es ist am vorteilhaftesten, die Spundwand *S* unabhängig von der Pfahlrostkonstruktion anzuordnen, wie in Fig. 756. Die Spundwand zwischen die äußersten Pfahlreihen oder unmittelbar neben dieselben so zu legen, daß die Rostdecke oder der Bohlenbelag darüber hinwegreicht, ist nur dann zulässig, wenn die Pfahlreihenordnung nach Fig. 747 geschehen ist. Sonst bewirkt die Spundwand ungleichmäßige Senkungen, da sie unter der Belastung sich weniger setzt, als die dazu parallelen Pfahlreihen (Fig. 754 u. 755). Befürchtet man das seitliche Ausweichen der gefondert angebrachten Spundwand, so verbinde man sie durch eiserne Anker mit den Querschwellen der Rostdecke.

2) Betonpfahlroste werden in der Weise gebildet, daß man auf die eingerammten und in gleicher Höhe abgechnittenen Pfähle eine Betonschicht von entsprechender Mächtigkeit aufbringt (Fig. 757 u. 758). Die Pfahlköpfe sollen nicht weniger als 15 cm in den Betonkörper reichen, und dieser sollte über den Pfahlköpfen keine geringere Mächtigkeit als etwa 50 cm, besser 75 cm haben. Für die Herstellung dieser Betonschicht gilt das über Betonfundamente bereits Gefagte. Spundwände, welche den Betonkörper umschließen und gegen Unterwaschung schützen, sollen hier niemals fehlen (Fig. 758).



Betonpfahlroste. — $\frac{1}{100}$ w. Gr.

Für die Gründung des neuen Reichstaghause in Berlin²⁶¹⁾ ist an einzelnen Stellen (nördliche Türme und Kuppel), wo der Baugrund besonders ungünstig befunden wurde, Betonpfahlrost-Gründung in Anwendung gekommen. Die mittels Dampfrahmen *Siffon & White'schen* Systems in der Zeit vom 1. September bis 14. Oktober 1884 und zur Beschleunigung der Arbeit mit Hilfe der elektrischen Beleuchtung in den Abendstunden gefchlagenen 2232 Stück Rundpfähle der Kuppel hatten bei einem mittleren Durchmesser von 25 cm eine Länge von 5,00 m, wurden in einer Tiefe von 1,10 m unter Niederwasser abgechnitten und mit einem Betonkörper von 1,40 m Stärke bedeckt. Die Pfähle wurden nach einem gleichseitigen Dreieck in 1 m Entfernung von Mitte zu Mitte in schrägen Reihen, deren normaler Abstand 86,6 cm betrug, eingerammt. Vorher war die ganze Baugrube durch eine Spundwand von 5,25 m Tiefe umschlossen worden. Nach Beendigung der Rammarbeiten wurde der Boden zwischen den Pfahlköpfen bis auf 15 cm unterhalb dieser ausgehoben, so daß die Pfahlköpfe um dieses Maß in die Betondecke eingreifen²⁶²⁾. — Ueber die Kosten dieser Gründung, insbesondere auch im Vergleich zur gewöhnlichen Betongründung siehe den unten²⁶¹⁾ angezogenen Artikel.

Eine interessante Gründung dieser Art wurde auch von *Durm* bei dem in den neunziger Jahren ausgeführten Bau der neuen protestantischen Kirche zu Badenweiler vollzogen (Fig. 759). Die Pfahlköpfe sind 75 cm unter dem niedrigsten Wasserstand gelegen; die Pfähle sind 6,00 m lang und 25 cm dick; sie greifen 15 cm in die Betondecke ein. Letztere ist 1,75 m stark und wurde durch Bandeisenlagen verstärkt²⁶³⁾.

Die Stärke, welche die Betondecke unter den ungünstigsten Verhältnissen erhalten mußte, läßt sich ermitteln, wenn man von der Voraussetzung ausgeht, daß diese Platte die ganze Last auf zwei benachbarte Pfahlreihen wie ein wagrecht eingespannter Balken vermöge seiner Biege- und Scherfestigkeit zu übertragen hat.

²⁶¹⁾ Siehe Art. 380 (S. 309).

²⁶²⁾ Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.

²⁶³⁾ Siehe: DURM, J. Die neue protestantische Kirche in Badenweiler. Deutsche Bauz. 1899, S. 137.

469.
Beton-
pfahlroste.

470.
Stärke
der
Betondecke.

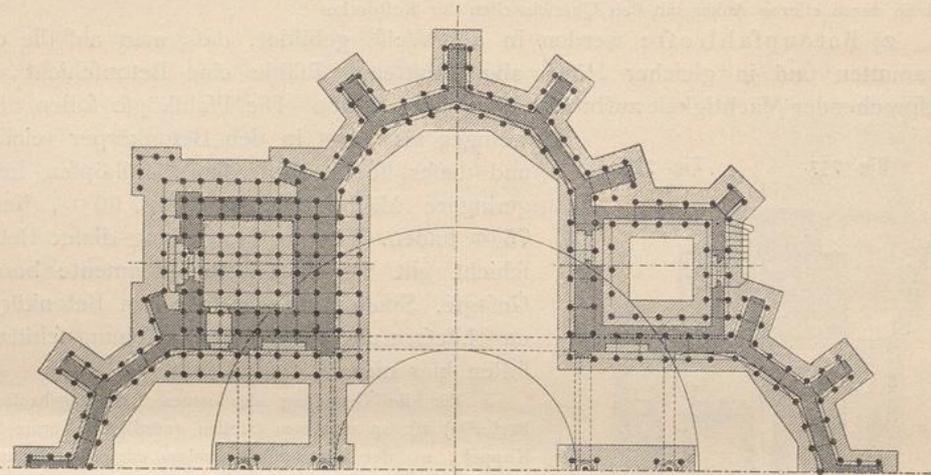
Allerdings liegt ein solcher Zustand nur dann vor, wenn etwa durch Wasseradern an der Betonunterfläche die Berührung zwischen Beton und Erde unterbrochen werden oder letztere dem Zusammenpressen viel weniger Widerstand entgegensetzen sollte, als die Pfähle selbst.

Für Beanspruchung auf Biegung ist die Gleichung²⁶⁴⁾

$$\frac{\gamma}{a} = \frac{M}{K}$$

in Anwendung zu bringen, worin $\frac{\gamma}{a}$ das sog. Widerstandsmoment ist, γ das Trägheitsmoment des Querschnittes, a den Abstand der am meisten gezogenen Faser von der Nulllinie, M das größte Biegemoment und K die größte zulässige Zugbeanspruchung des Betons bezeichnet.

Fig. 759.



Von der neuen protestantischen Kirche zu Badenweiler²⁶³⁾.

Für einen beiderseits eingespannten Balken ist das größte Angriffsmoment, wenn p die Belaftung für die Flächeneinheit und l die freie Länge des Balkens bezeichnen,

$$M = \frac{1}{12} p l.$$

Ist h die Stärke der Betondecke, so ist $a = \frac{h}{2}$ und für einen Streifen von $b = 1$ m Breite²⁶⁵⁾

$$\gamma = \frac{1}{12} h^3.$$

Sonach wird, auf Grundlage der obigen Bedingungsgleichung,

$$\frac{1 \cdot h^3 \cdot 2}{12 h} = \frac{p l}{12 K},$$

woraus

$$h = \sqrt[3]{\frac{p l}{2 K}} \dots \dots \dots 241.$$

Nimmt man K zu 1,3 kg für 1 qcm²⁶⁶⁾ an, so wird für Beanspruchung auf Biegung

$$h = 0,0062 \sqrt{p l} \dots \dots \dots 242.$$

Für die Beanspruchung auf Abscheren dicht neben den Pfählen ist die Schubspannung für die Flächeneinheit²⁶⁷⁾

$$\delta = \frac{3}{2} \frac{Q}{h},$$

²⁶⁴⁾ Siehe Gleichung 36, S. 262 in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (2. Aufl.: Gleichung 44, S. 65. — 3. Aufl.: Gleichung 59, S. 77).

²⁶⁵⁾ Siehe Gleichung 43, S. 266 (2. Aufl.: Gleichung 19, S. 33. — 3. Aufl.: Art. 51, S. 35) ebendaf.

²⁶⁶⁾ Siehe Tabelle auf S. 247 (2. Aufl.: S. 53. — 3. Aufl.: S. 64) ebendaf.

²⁶⁷⁾ Siehe Art. 326, S. 287 u. Art. 329, S. 289 (2. Aufl.: Art. 102, S. 77 u. Art. 105, S. 78. — 3. Aufl.: Art. 92, S. 68) ebendaf.

wobei wieder ein $b = 1$ m breiter Streifen angenommen wird und Q die Querkraft bezeichnet. Im vorliegenden Falle ist $Q = \frac{pl}{2}$, fonach

$$\mathfrak{S} = \frac{3}{4} \frac{ql}{h}$$

Die für Schubfestigkeit erforderliche Querschnittsgröße F ergibt sich aus der Relation²⁶⁸⁾

$$F = \frac{\mathfrak{S}}{T}$$

worin T die größte zulässige Schubbeanspruchung bezeichnet. Im vorliegenden Falle ist (für den 1 m breiten Streifen) $F = h$, fonach

$$h = \frac{\mathfrak{S}}{T} = \frac{3pl}{4hT}$$

woraus

$$h = \sqrt{\frac{3pl}{4T}} = 0,866 \sqrt{\frac{pl}{T}} \dots \dots \dots 243.$$

Nimmt man die Schubfestigkeit eines guten Zementmörtels zu 16 kg für 1 qcm und 10fache Sicherheit an, so wird

$$h = 0,866 \sqrt{\frac{pl}{16000}} = 0,0068 \sqrt{pl} \dots \dots \dots 244.$$

Beispiel. Beim Bau des neuen Reichstagshauses in Berlin betrug die größte Belastung der Betondecke stellenweise 60 t für 1 qm und der Abstand der Pfahlreihen, wie im vorhergehenden Artikel gefagt, 87 cm; fonach ergibt sich für Beanspruchung auf Biegung

$$h = 0,0062 \sqrt{60000 \cdot 0,87} = 1,42 \text{ m.}$$

Die mit 1,40 m gewählte Stärke der Betondecke ist fonach ausreichend.

Für die Beanspruchung auf Abscheren ist die größte Schubspannung bei der gewählten Stärke $b = 1,40$ m

$$\mathfrak{S} = \frac{3}{4} \cdot \frac{60000 \cdot 0,87}{1,4} = 28000 \text{ kg für 1 qm}$$

oder 2,8 kg für 1 qcm. Die Querschnittsfläche $F = 1,4$ qm, fonach die Beanspruchung auf Abscheren

$$T = 2,6 \text{ kg für 1 qcm.}$$

Auch die Durchführung einer unter dem ganzen Gebäude durchgehenden Betonplatte (siehe Art. 427, S. 346) ist auf den Betonpahlrost übertragen worden. Es empfiehlt sich alsdann, unter denjenigen Teilen der Betonierung, auf welche die Mauern oder andere stark belastete Gegenstände zu stehen kommen, die Pfähle dichter zu stellen, als in den übrigen Teilen.

471.
Durchgehende
Betondecke.

Das neue pharmakologische Institut in Berlin (Ecke der Dorotheenstrasse und Schlachtgasse) wurde im Jahre 1879 auf einen derartigen durchgehenden Betonpahlrost gestellt (Fig. 760 u. 761).

Die Betonplatte ist 2 m dick. Die Baugrube wurde, nachdem das Einrammen der Pfähle beendet war, zwischen den letzteren ausgebagert, die Pfähle unter Wasser, 90 cm unter dem niedrigsten Wasserstande, abgeschnitten und dann der Beton eingebracht. Eine vergleichende Kostenberechnung fiel zu Gunsten dieser Konstruktion aus.

Die das Gebäude umgebende Futtermauer soll die vom Straßenverkehre herrührenden Erschütterungen fernhalten; deshalb durfte ihr Fundament mit dem des Gebäudes in keinem Zusammenhange stehen (siehe die Fußnote 176 auf S. 300). Diese Mauer erhielt eine gewöhnliche Pfahlrostgründung; ein Betonpahlrost wäre, der doppelten Spundwände wegen, erheblich teurer zu stehen gekommen.

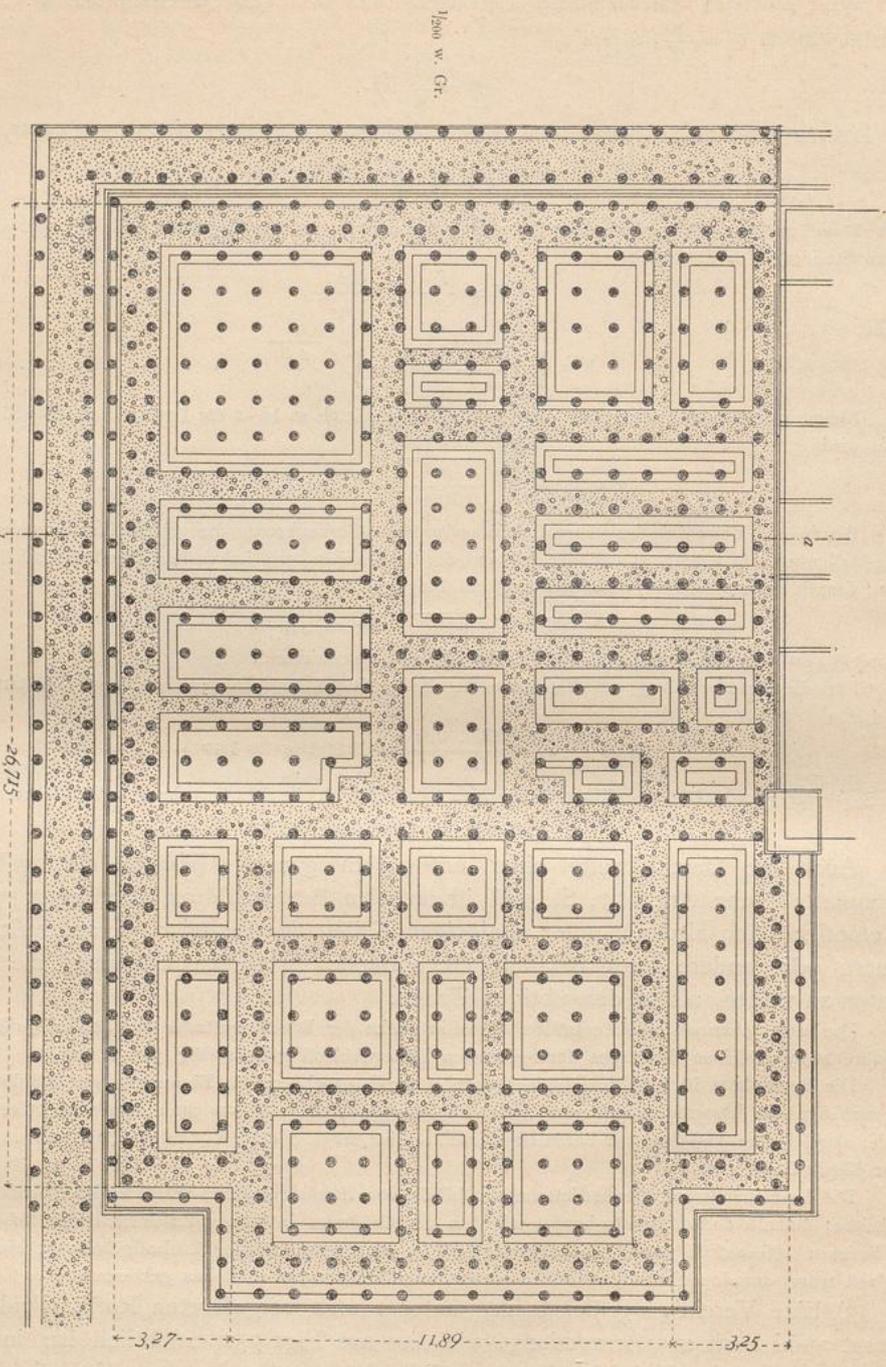
3) Eine Vereinigung der beiden unter 1 u. 2 vorggeführten Rostkonstruktionen kommt wohl auch zur Anwendung, wie dies aus Fig. 752 ersichtlich ist; indes ist das Hinzufügen der Holzschwellen zum Betonkörper nur dann gerechtfertigt, wenn der letztere nicht fest genug ist, um die erforderliche Längs- und Querverankerung der Pfähle hervorzubringen.

472.
Sonstige
Anordnungen.

Eine eigentümliche Art von Pfahlrost wandten schon die Römer an. Vitruv sagt darüber: Es wurden zunächst angekohlte Spitzpfähle aus dem Holz des Erlen-, Eichen- oder Oelbaumes ziemlich dicht

²⁶⁸⁾ Siehe Gleichung 27, S. 255 (2. Aufl.: Gleichung 39, S. 57. — 3. Aufl.: Gleichung 50, S. 68) ebendaf.

Fig. 760.



1/1000 w. Gr.

Fundamentplan des neuen pharmakologischen Instituts zu Berlin 289).

Siehe
den Querschnitt
in Fig. 755.

Gründungsverfahren ist²⁷⁰⁾. Um so erfreulicher ist es, daß in der neuesten Zeit, wie die Beispiele in Art. 469 u. 471 zeigen, ausgiebigere Anwendung von dieser Fundamentkonstruktion gemacht wird.

Schließlich soll nicht unerwähnt bleiben, daß Pfahlrostgründungen stets kostspielige Gründungsverfahren sind. Sie kommen um so teurer zu stehen, je länger die Rostpfähle sind. Man ist in letzterer Beziehung bis zu 20^m und mehr Pfahlänge gegangen; indes sollte man 12, höchstens 15^m nicht leicht überschreiten; bei größerer Gründungstiefe kommt in vielen Fällen die Gründung mit anderweitigen versenkten Fundamenten billiger zu stehen²⁷¹⁾. Die Pfahlrostgründung stellt sich dagegen in jenen Fällen am billigsten heraus, wo über dem tief anstehenden tragfähigen Sandboden eine mächtige, weiche Alluvial-, Moor- oder Dargfschicht lagert, wie dies z. B. in den deutschen und holländischen Nordseemarschen vorkommt.

Roste mit eingerammten Pfählen dürfen nicht angewendet werden, wenn durch die beim Einrammen der Pfähle erzeugten Erschütterungen nahe stehende Gebäude, unterirdische Rohrleitungen etc. Schaden leiden könnten, ein Fall, der in unseren Städten nicht selten vorkommt.

Die Pfahlrostgründung wird wohl auch mit anderen Gründungsverfahren vereint angewendet. Fig. 710 (S. 341) zeigt eine Pfeilergründung mit Pfahlrost; in diesem Falle sind die Mauern des betreffenden Speichers auf einzelnen Pfeilern gegründet; zwischen letzteren sind Erdbogen eingefaltet; Mauern und Pfeiler ruhen auf einem Pfahlrost.

Litteratur

über »Pfeilergründungen«.

- Neue Art der Pfahlgründung und Verankerung. *Civiling*. 1855, S. 124.
 VAN RONZELN. Ueber die Anwendung von Schrägpfählen bei Fundamenten von Futtermauern. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1858, S. 462.
 Beobachtungen über Pfahlgründungen durch Einschrauben. *HAARMANN'S Zeitschr. f. Bauhdw.* 1862, S. 162.
 Fundirungen auf Pfahlrost nach Compression des Bodens. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1865, S. 276.
 Eine Erfahrung bei Fundaments-Bauten in Treibsand. *Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1867, S. 41.
 BÜCKING, H. Foundation einer Lokomotiv-Drehscheibe auf dem Bahnhofe Bremen. *Deutsche Bauz.* 1878, S. 178.
Promenade pier, Aldeborough, Suffolk. Engineer, Bd. 46, S. 182, 183.
Iron promenade pier, Skegness. Engineer, Bd. 49, S. 42, 44, 66, 72.
 PFEIFER. Der Pfahlrost des Gerichtsgebäudes in Braunschweig und das Einspülen von Pfählen. *Centralbl. d. Bauverw.* 1882, S. 467.
 HAGN. Ueber Untersuchungen bez. der Zusammenpressung von Langhölzern bei Gründungen. *Deutsche Bauz.* 1887, S. 583.
The foundations for the U. S. government post office and custom house building at Chicago. Architecture and building, Bd. 29, S. 211.

²⁷⁰⁾ Für Brückenpfeiler in größeren Wassertiefen kommt der gewöhnliche Pfahlrost nur mehr selten zur Anwendung. Mittels Betonpfahlrost sind in neuerer Zeit die Pfeiler sehr großer Strombrücken gegründet worden. Rostpfähle mit Betonschichten von 6 bis 8^m Mächtigkeit haben sich vorzüglich bewährt.

²⁷¹⁾ Nach einer von *Funk* gemachten Zusammenstellung, welche sich auf ca. 50 neuere Brückengründungen erstreckt, ergeben sich die durchschnittlichen Kosten von 1^{ebm} Brückenpfeiler bis zum Niederwasserstand bei Gründung auf Betonpfahlrost zu 97, bei Gründung auf Senkbrunnen zu 71 Mark. — Bei 19 Pfeilern, welche in neuerer Zeit für 6 sächsische Elbbrücken ausgeführt worden sind, stellten sich die Kosten des Pfeilermauerwerkes bis zur Wasserhöhe

	bei Pfahlrostgründung:	bei Senkbrunnengründung:
für 1 ^{ebm}	zwischen 105 u. 197 Mark;	zwischen 82 u. 125 Mark;
» 1 ^{qm} Sohlenfläche	zwischen 327 u. 480 Mark;	zwischen 254 u. 859 Mark;
» 1 ^{qm} des reinen Mauerwerkes	zwischen 447 u. 685 Mark;	zwischen 308 u. 1002 Mark.

(Siehe auch: BRENNER, L. Ueber die Beurtheilung des Werthes und die Wahl der Gründungsart. *Deutsche Bauz.* 1887, S. 412.)

2. Kapitel.

Senkbrunnengründung.

Die Gründung auf Senkbrunnen ist grundsätzlich nichts anderes, als die Gründung auf einzelnen Fundamentpfeilern, wie solche in Art. 411 bis 416 (S. 334 bis 338) vorgeführt wurde. Auch hier werden Pfeiler auf die tragfähige Bodenschicht gesetzt und im oberen Teile durch geeignete Konstruktionen miteinander verbunden; auf dem so gebildeten Unterbau kann alsdann das aufgehende oder Tagmauerwerk aufgeführt werden.

474.
Uebersicht.

Der einzige Unterschied zwischen der Pfeiler- und Brunnengründung liegt in der Art und Weise der Pfeilerherstellung. Bei der früher beschriebenen Pfeilergründung mußte die nicht tragfähige Bodenschicht abgegraben werden, und auf der Sohle der so gebildeten Baugrube wurde der Pfeiler massiv aufgemauert. Im vorliegenden Falle jedoch sind die Fundamentpfeiler durch die lockere Bodenschicht hinabzusenken und werden infolgedessen zunächst hohl oder brunnenartig ausgeführt. Im Hohlraume des Pfeilers wird mittels Handarbeit oder mit Hilfe mechanischer Vorrichtungen unter dem Brunnenmantel allmählich das lockere Bodenmaterial entfernt und auf diese Weise der Brunnen zum Sinken gebracht. Ist die Senkung bis auf die erforderliche Tiefe vollzogen, so wird der Brunnen mit geeignetem Material ausgefüllt und hierdurch in einen massiven Fundamentpfeiler verwandelt.

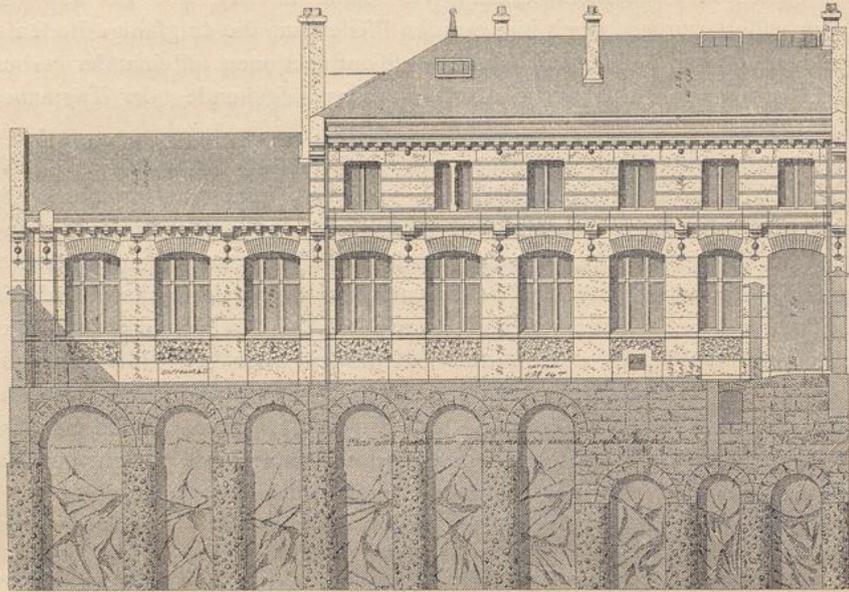
Die innige Verwandtschaft zwischen der gewöhnlichen Pfeiler- und der Senkbrunnengründung zeigt sich auch in der Thatfache, daß nicht selten bei einem und demselben Gebäude ein Teil der Fundamentpfeiler innerhalb ausgeschachteter Baugruben massiv aufgemauert, ein anderer aber brunnenartig versenkt wird; in der Regel sind hierbei die Gründungstiefe und der geringere oder stärkere Wasserandrang maßgebend. — An der Baustelle der neuen Lokomotiv-Reparaturwerkstätte auf dem Bahnhofe zu Genthin fand sich eine nach Süden ausgehende Torfschicht, welche an der nordöstlichen Ecke des Gebäudes am mächtigsten war und dort 6 m Tiefe besaß; die Werkstätte wurde auf Pfeilern aufgeführt, welche durch Grundbogen verbunden waren; 16 Pfeiler konnten in gewöhnlicher Weise auf dem unter dem Torf anstehenden Sande hergestellt werden; bei den übrigen 24 Pfeilern war die zu durchdringende Torfschicht zu mächtig und der Wasserzudrang zu stark, so daß Brunnenpfeiler versenkt wurden.

In Art. 414 (S. 337) wurde bereits gesagt, daß unter gewöhnlichen Verhältnissen Senkbrunnen, die wohl auch Fundamentbrunnen, Senkschächte, Brunnenpfeiler etc. genannt werden, bei etwa 5 bis 6 m Tiefe billiger, als gewöhnliche Fundamentpfeiler zu stehen kommen. Bei noch größerer Gründungstiefe verursacht die Ausschachtung, erforderlichenfalls auch die Zimmerung der Baugrube, sowie die Wasserhaltung derselben zu bedeutende Kosten. Die Verhältnisse gestalten sich für die Brunnengründung noch günstiger, wenn der Wasserzudrang ein besonders starker oder die zu durchdringende, nicht tragfähige Bodenschicht besonders locker ist, so daß die Baugrubenzimmerung sehr kräftig ausgeführt werden mußte.

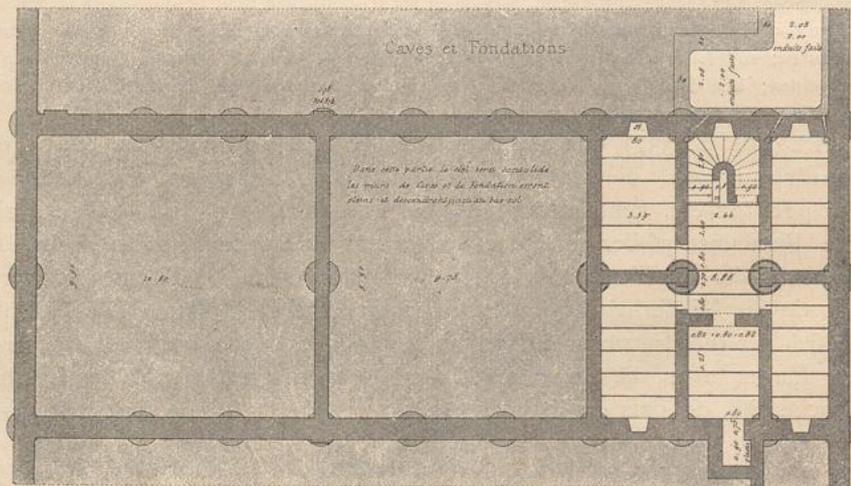
Die Gründung auf Senkbrunnen tritt auch nicht selten an die Stelle der Pfahlrostgründung; dies wird besonders dann geschehen, wenn sehr leicht beweglicher Boden vorhanden ist, worin die Pfähle keinen genügend sicheren Halt bekommen. Allein auch in anderen Fällen wird man Senkbrunnen vorziehen, weil sie häufig billiger sind als Pfahlroste (vergl. die Kostenangaben in der Fußnote 271, S. 382), weil man von der Höhenlage des Wasserspiegels unabhängig ist und weil schädliche Erschütterungen, die durch das Einrammen von Pfählen erzeugt werden, vermieden sind.

Die Gründung auf Brunnenpfeilern ist seit vielen Jahrhunderten im Orient, insbesondere in Indien, im Gebrauche. Ein arabischer Schriftsteller, der Aegypten im Jahre 1161 durchreiste, beschreibt schon diese Gründungsweise. Der Sand- und Thonboden Indiens ist so beweglich, daß Pfahlroste ohne Wirksamkeit sind; auch ist die Ramme für Indien eine zu verwickelte Maschine. Dagegen ist die Brunnengründung

Fig. 762.



Anficht.



Fundamentplan.

Schulhäufergruppe für Knaben zu Paris, *Rue Baudricourt*²⁷²⁾. — $\frac{1}{250}$ w. Gr.

für die dortigen Baugrundverhältnisse und die Baustoffe, die zur Verfügung stehen, ganz geeignet. Dazu kommt eine Religion, welche die großen Ströme vergöttert, die Erbauung von Tempeln an ihren Ufern begünstigt, und deren Zeremonien zum Teil im Flussbett selbst gehalten werden; man war daher genötigt, ein Mittel zu finden, um auf beweglichem Boden sichere Fundamente zu errichten.

²⁷²⁾ Fakt.-Repr. nach: *Moniteur des arch.* 1875, Pl. 21.

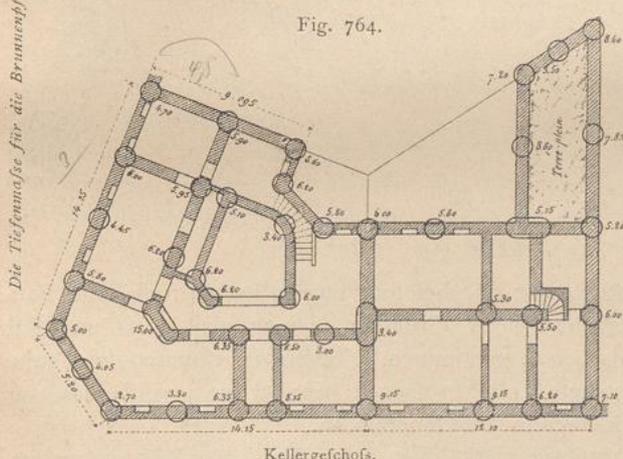
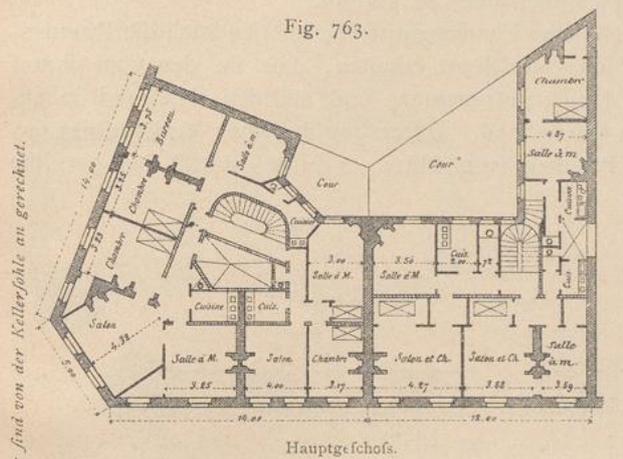
Die Hindus führen die Brunnengründungen ganz ähnlich aus, wie dies im folgenden für unsere Gründungen dieser Art noch beschrieben werden wird. Die Engländer haben das Gründungsverfahren der Indier beibehalten und bei den Eisenbahnbauten in Indien vielfach in Anwendung gebracht²⁷³⁾.

Nach Gilly's Mitteilungen soll im Jahre 1798 in Berlin die erste Brunnengründung, und zwar unabhängig vom indischen Verfahren, zur Ausführung gekommen sein. Indes scheint es, daß ihre Anwendung erst seit dem Jahre 1846, seit beim Bau des Stationsgebäudes der Berlin-Hamburger Eisenbahn zu Berlin in größerem Maßstabe Gebrauch davon gemacht wurde, eine allgemeinere geworden ist.

Die Fundamentbrunnen werden meistens, insbesondere im Hochbauwesen, bis auf die tragfähige Bodenschicht gesenkt; in sehr seltenen Fällen wird die Senkung bloß auf eine solche Tiefe bewirkt, daß die Brunnenpfeiler in lockerem Boden nur vermöge der Reibung an den Außenwänden die erforderliche Standfestigkeit erhalten.

Will man im letzteren Falle die Tiefe, bis zu welcher die Senkung auszuführen ist, annähernd berechnen, so hat man das Bodenmaterial als zerfließbare Masse anzusehen und den Brunnenpfeiler als schwimmenden Körper zu betrachten, außerdem aber die Reibung zwischen Erdrück und Mauerwerk in Rechnung zu ziehen²⁷⁴⁾.

Wenn irgend thunlich, trachte man die Brunnenpfeiler auf tragfähigen Baugrund zu setzen; dies ist hier im allgemeinen von noch größerer Wichtigkeit, als bei massiv ausgeführten Fundamentpfeilern, da die Verbreiterung des Fundaments, die Absteifung durch Erdbogen oder durch umgekehrte Gewölbe etc. ausgeschlossen ist.



Wohn- und Geschäftshäuser in Paris, Rue Rochecouart²⁷⁵⁾.
1/1000 w. Gr.

a) Anordnung und Konstruktion der Senkbrunnen.

Die Zahl und Verteilung der Senkbrunnen, auf welche ein Gebäude zu gründen ist, hängt vom Querschnitt derselben und von der Grundriffsanordnung des betreffenden Bauwerkes ab. Man legt zunächst an jede Mauerecke, an jede Mauerdurchkreuzung und an jede sonstige Stelle, wo eine Mauer gegen die andere stößt, einen Brunnen;

475-
Zahl und
Verteilung.

273) Vergl.: Geschichtliche Notiz über Fundirungen auf Röhren. Notizbl. d. Allg. Bauz. 1860, S. 450.
274) Siehe hierüber auch Art. 376 (S. 304).
275) Fakt.-Repr. nach: *Nouv. annales de la const.* 1871, Pl. 39.
Handbuch der Architektur. III. 1. (3. Aufl.)



alsdann werden auf Grundlage der Fenster- und Thüreinteilung weitere Zwischenbrunnen eingeschaltet, wobei namentlich darauf zu sehen ist, dass die Hauptfensterschäfte, sowie Konstruktionsteile, die eine besonders starke Belastung erfahren, auf einen Brunnen zu stehen kommen.

Fig. 762 zeigt die Anordnung von Brunnenpfeilern für einen regelmässig gestalteten Grundriss; in Fig. 763 u. 764 ist der Fundamentplan eines auf unregelmässig geformter Baufläche ausgeführten Doppelhauses dargestellt.

476.
Querschnitt.

In gleicher Weise, wie gewöhnliche Fundamentpfeiler, müssen auch die Brunnenpfeiler einen so grossen wagrechten Querschnitt erhalten, dass sie den vom darauf ruhenden Baukörper ausgeübten Druck aufzunehmen und auf den Baugrund in geeigneter Weise zu übertragen im stande sind. Unter gewöhnlichen Verhältnissen ergibt sich die Entfernung der Brunnen (von Mitte zu Mitte) mit 3 bis 4 m, ihr

Fig. 765.

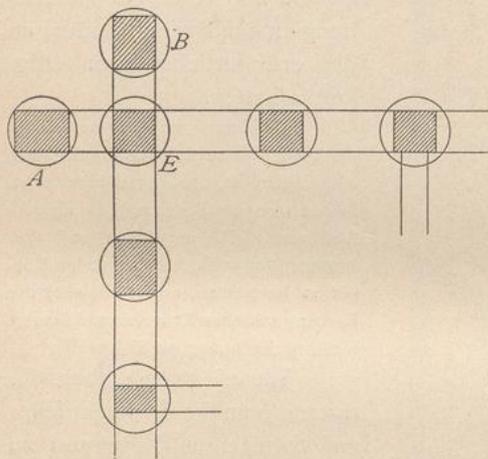
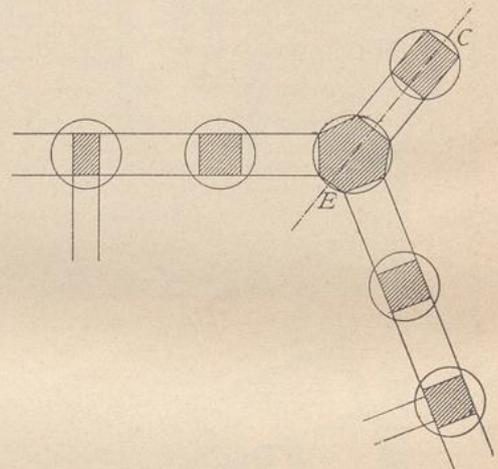


Fig. 766.



1/200 w. Gr.

äusserer Durchmesser mit 1,50 bis 2,00 m; nur bei sehr ungünstigen Druck- und Baugrundverhältnissen wird der Abstand zweier Brunnen kleiner als 3,00 m und der Durchmesser derselben grösser als 2,25 m genommen. Stehen die Brunnen sehr nahe aneinander und ist die Gründungstiefe keine grosse, so wendet man wohl auch nur Brunnen von 1,50 m oder noch kleinerem Durchmesser an.

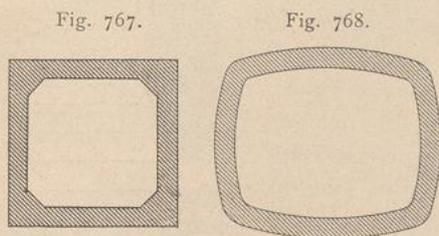
Mit den Querschnittsabmessungen der Brunnenpfeiler unter ein gewisses kleinstes Mass herabzugehen, ist nicht statthaft, weil einerseits die Dicke des auf die Brunnen zu setzenden Mauerwerkes in dieser Beziehung eine Grenze setzt; andererseits muss der lichte Durchmesser des Brunnens so gross sein, dass die zu seiner Senkung erforderlichen Handhabungen im Hohlraum desselben vorgenommen werden können. Sollen die letzteren durch Menschenhand bewirkt werden, so ist ein lichter Durchmesser von mindestens 0,90 bis 1,00 m erforderlich.

477.
Eckbrunnen.

An die Ecken der Gebäude legt man häufig etwas stärkere Brunnenpfeiler. Wenn jedoch die Gebäudeecken besonders gefährdet sind, wenn die unter dieselben gesetzten Brunnen von den Gurtbögen, welche sie mit den benachbarten Brunnen verbinden, oder von Gewölbkonstruktionen über den Fundamenten einen sehr starken Seitenschub erfahren, und wenn der mit den Brunnen durchfahrene Boden leicht zur Seite ausweicht, so werden die Eckbrunnen noch durch Hilfsbrunnen abgesteift. Man ordnet entweder in der Verlängerung beider die Ecke E (Fig. 765)

bildenden Mauern je einen solchen Hilfsbrunnen *A*, *B* an, oder man fenkt in der Halbierungslinie des Winkels, den die beiden Mauern bei *E* (Fig. 766) bilden, einen einzigen Hilfsbrunnen *C* ab. Von diesen Hilfsbrunnen werden alsdann Strebebogen gegen den abzusteienden Eckbrunnen *E* gelegt. Wenn erforderlich, werden auch eiserne Anker im oberen Teile der Brunnen oder zwischen den Gurtbogen eingezogen.

Man giebt bei Hochbauten den Senkbrunnen in der Regel einen kreisförmigen Querschnitt; dies ist mit Rücksicht auf die Senkung und den während derselben auf den Brunnen einwirkenden Erddruck die vorteilhafteste Grundriffsform. Indes ist



$\frac{1}{100}$ w. Gr.

Brunnen hängt selbstredend von der Grundform des betreffenden Bauwerkes ab.

Bei rechteckig gestalteten Brunnen empfiehlt es sich, die Ecken besonders fest zu konstruieren, da sie beim Senken am meisten leiden. Guter Verband und schräge Ausmauerung nach Art von Fig. 767 entsprechen dem beabsichtigten Zwecke.

Hat ein größerer rechteckiger Brunnen eine geringe Mantelfärke und ist stärkerer Erddruck, bzw. Wasserdruck zu erwarten, so kann man auch nach Art von Fig. 768 die Brunnenwandungen nach außen zu konvex gestalten und die Ecken entsprechend abrunden.

Um beim Senken der Brunnen die Reibung im Erdreich zu vermindern, ist zu empfehlen, den Durchmesser der Brunnen nach oben zu etwas abnehmen zu lassen. Dies geschieht dadurch, daß man entweder in einer Höhe von 0,50 bis



$\frac{1}{100}$ w. Gr.

1,00 m über dem Brunnenkranz den Brunnenkörper etwas einzieht (nach Art von Fig. 769), oder daß man die Brunnen in ihrer ganzen Höhe schwach konisch (Verjüngungsverhältnis im Mittel 1 : 25) gestaltet.

Das Brunnenmauerwerk wird auf den sog. Brunnenkranz oder Schling aufgesetzt; derselbe bildet eine Art liegenden Rostes, welcher zugleich den Zweck zu erfüllen hat, dem Mauerwerk während des Senkens einen festen Zusammenhang zu geben. Damit beim Senken der Schling leicht in den Boden eindringe, erhält er einen keilförmigen Querschnitt (Fig. 770 u. 772); soll das Eindringen desselben besonders erleichtert werden, so wird seine Unterkante als Schneide (Fig. 771 u. 773) ausgebildet.

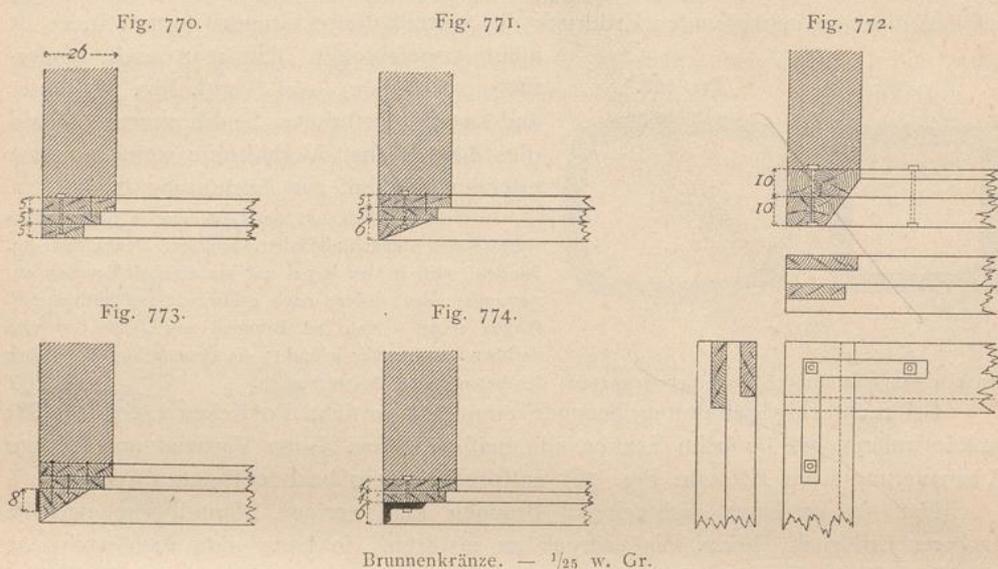
Als Material für die Brunnenkränze wird der Hauptsache nach Holz verwendet; bisweilen tritt eine Eisenverstärkung hinzu. Ganz aus Eisen hergestellte Schlinge kommen im Hochbauwesen kaum zur Anwendung.

Die Brunnenkränze bestehen meist aus 2 bis 3 Lagen 4 bis 5 cm starker Bohlen, die miteinander verbolzt und vernagelt werden. Um ein keilförmiges Profil zu erzielen, nehmen die Bohlenlagen nach unten an Breite ab (Fig. 770 u. 771); bis-

478.
Grundrifs.

479.
Brunnenkranz

weilen ist die unterste Lage dreikantig zugeschnitten (Fig. 771). Die Stöße der einzelnen Bohlenstücke sind in den zwei oder drei Lagen gegeneinander versetzt, so dass in eine lotrechte Ebene nur eine Stoßfuge zu liegen kommt (Fig. 775 u. 776). Die unterste, kantig zugeschnittene Bohlenlage erfährt beim Senken den stärksten Angriff; sie wird deshalb in manchen Fällen, namentlich wenn man befürchtet, dass man auf steinigem Boden stoßen wird, mit einem eisernen Reifen zu-



Brunnenkränze. — $\frac{1}{25}$ w. Gr.

fammgehalten und verstärkt (Fig. 773); man hat sie wohl auch durch ein entsprechend gekrümmtes Winkeleisen (am besten ungleichschenkelig mit 40×80 oder 50×75 mm Schenkellänge) ersetzt (Fig. 774).

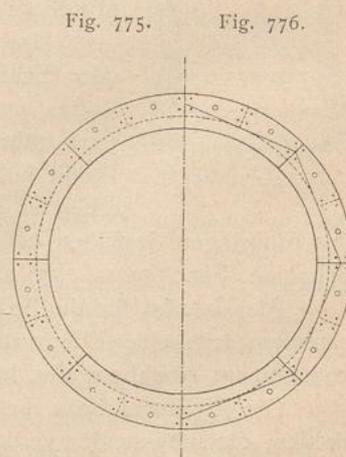
Seltener werden Brunnenkränze aus 2 Lagen stärkerer Verbandhölzer (8 bis 10 cm dick) zusammengefetzt (Fig. 772).

480.
Brunnen-
mantel.

Für den Brunnenmantel bilden gute und scharf gebrannte Klinker, sowie guter Zementmörtel die geeignetsten Baustoffe; Trafmörtel im vorliegenden Falle zu verwenden, ist nicht zu empfehlen, da derselbe zu langsam erhärtet. Für die im Hochbauwesen üblichen Brunnendurchmesser genügt eine Wanddicke von 1 Stein; nur bei ungewöhnlichen Abmessungen und bei sehr ungünstigen Bodenverhältnissen wendet man größere Stärken an.

Das Füllmauerwerk der Brunnen, bezw. der dieselben ausfüllende Beton kommt nur um wenig billiger zu stehen, als das Mantelmauerwerk; weiters sinkt ein Brunnen von größerer Wandstärke besser, als einer von geringerer. Deshalb sollte man in der Bemessung der fraglichen Manteldicke nicht zu sparsam sein; maßgebend ist in dieser Beziehung nur noch, dass man den Innenraum des Brunnens mit Rücksicht auf die darin vorzunehmenden Arbeiten nicht zu sehr einengen darf. (Siehe hierüber auch Art. 476, S. 386.)

Anstatt der Ziegel kann man auch Haufsteine, besonders in den höheren Schichten, verwenden. Auch

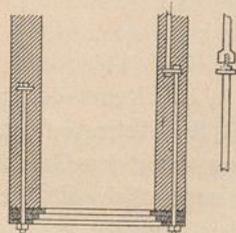


Brunnenkranz. — $\frac{1}{50}$ w. Gr.

Betonbrunnen sind wiederholt ausgeführt worden, so z. B. bei den in Fig. 763 u. 764 dargestellten Wohn- und Geschäftshäusern in Paris.

Die Außenflächen des Brunnenmauerwerkes müssen thunlichst glatt geputzt werden, damit die Reibung im Erdreich möglichst gering wird. Große Brunnen werden aus gleichem Grunde mit einem Blechmantel umgeben. Glaubt man beim Senken auf Schwierigkeiten zu stoßen, so kann man, vom Schling ausgehend, Streichbretter anbringen, zwischen denen der Brunnen ausgeführt wird. Oder man verstärkt den Brunnenkranz durch einen 1 bis 2 m hohen, falsartigen Aufsatz aus lotrechten Brettern, die durch Eisenringe und Nagelung miteinander verbunden sind.

Haben die vorher vorgenommenen Bodenuntersuchungen ergeben, daß man nicht mit genügender Sicherheit auf vollständig gleichförmiges Sinken des Brunnens zählen darf, so muß man denselben durch Verankerung gegen das Zerreißen schützen. Zu diesem Zwecke läßt man vom Brunnenkranz aus feste, lange Eisenanker durchgehen und verlegt in angemessener Höhe einen zweiten, jedoch schwächeren Kranz, über welchem die Ankerbolzen verschraubt werden; statt des zweiten Kranzes können auch größere eiserne Scheiben verlegt werden. In gleicher Weise kann die Verankerung noch weiter nach oben fortgesetzt werden (Fig. 777).



Brunnenverankerung.
1/100 w. Gr.

Für die Ausfüllung der in entsprechende Tiefe abgefenkten Brunnen kann jedes gute Steinmaterial und jeder gute hydraulische Mörtel, namentlich auch Traßmörtel, mit Vorteil benutzt werden.

Die unterste Füllschicht besteht in der Regel aus Beton; dieselbe hat den Zweck, dem Auftrieb des Wassers entgegenzuwirken und das Ausschöpfen des Brunneninnenraumes zu ermöglichen. Die geringste Mächtigkeit dieser Betonschicht läßt sich auf die in Art. 382 (S. 313) u. 425 (S. 345) angegebene Weise ermitteln. Kann der Beton 15 bis 20 Tage stehen bleiben, so kann zu feiner Bereitung Traßmörtel verwendet werden; sonst benutze man rasch erhärtenden Zementmörtel.

Ueber der so gebildeten Sohlenschicht besteht die Ausfüllung aus Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk oder auch aus Beton. Eine Ausmauerung erfordert unter allen Umständen, daß der Brunneninnenraum wasserfrei gemacht werde; bei einer Ausbetonierung ist dies nicht unbedingt notwendig (vergl. das in Art. 430, S. 352 über die Herstellung von Betonfundamenten Gefagte). Ob man das eine oder das andere Material wählen soll, ist lediglich eine Kostenfrage. Im allgemeinen und unter gewöhnlichen Verhältnissen ist zwar der Beton teurer als Mauerwerk; allein letzteres kommt im vorliegenden Falle höher zu stehen, da das Mauern und das Hinabschaffen der Baustoffe in dem engen Brunneninnenraume kostspielig wird.

Die Vereinigung der Brunnenpfeiler durch Grundbogen geschieht in gleicher Weise, wie bei gewöhnlichen Fundamentpfeilern (vergl. Art. 412, S. 335). Im vorliegenden Falle werden fast ausschließlich halbkreisförmige Gurtbogen zur Ausführung gebracht, da die erforderliche Konstruktionshöhe wohl stets vorhanden ist und weil derlei Bogen einen geringen Horizontalschub ausüben. Um für die etwa 2 Stein starken Grundbogen ein gesichertes Widerlager zu haben, wird es bisweilen notwendig, die kreisrunde Grundrissform in die quadratische zu überführen; dies geschieht durch Auskrägung der oberen Steinscharen nach Fig. 779.

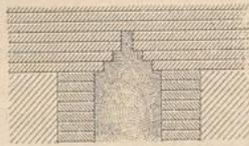
481.
Verankerung.

482.
Ausfüllung.

483.
Vereinigung
der
Brunnen-
pfeiler.

Stehen die Brunnen sehr nahe aneinander, so kann man statt der Grundbogen Steinplatten anwenden, die von Brunnen zu Brunnen gelegt werden; auch kann man durch entsprechende

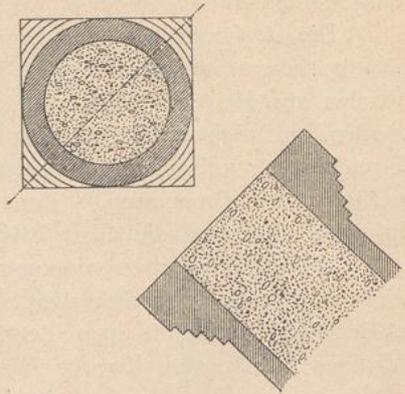
Fig. 778.



1/25 w. Gr.

Auskrägung einiger Steinscharen eine derartige Konstruktion ermöglichen (Fig. 778). Man hat auch, nachdem die oberen Steinscharen der Brunnen ausgekragt waren, über sämtliche zusammengehörige Brunnen eine Betonplatte verlegt. Sind starke Zugspannungen zu erwarten, so kann man in diese Platte eiserne I-Träger einlegen.

Fig. 779.



1/100 w. Gr.

b) Ausführung der Brunnenfeiler.

Soll ein Brunnenfeiler gefenkt werden, so beginnt man in der Regel damit, die lockere Bodenschicht so tief abzugraben, als sich dies mit Rücksicht auf die Kosten empfiehlt. Keinesfalls wird man mit dieser Ausschachtung unter den Grundwasserspiegel gehen; sonst wird für die Tiefe der Baugrube namentlich die Beschaffenheit der zu Tage liegenden Bodenschicht maßgebend sein. Ist die letztere sehr locker, so müssen die Wände der Baugrube sehr flach gehalten oder abgezimmert werden; beides erhöht die Herstellungskosten. Die Sohle der Baugrube wird unter allen Umständen wagrecht abgeebnet.

Infolge örtlicher Verhältnisse kann man veranlaßt werden, von der Herstellung einer Baugrube ganz abzusehen und mit der Senkarbeit unmittelbar an der Erdoberfläche zu beginnen. Hat die Baustelle eine geneigte Lage, so gräbt man den Boden entweder so weit ab, bis man eine wagrechte Fläche von genügender Ausdehnung hat, oder man schüttet so viel Material auf, bis man ein gleiches Ergebnis erzielt hat.

Ist die Baustelle in entsprechender Weise vorbereitet, so wird der Brunnenkranz verlegt und die Mauerung des Brunnenmantels auf solche Höhe vorgenommen, als dies einerseits noch bequem genug und ohne kostspielige Gerüste geschehen kann und andererseits das für das Senken erforderliche Gewicht es wünschenswert erscheinen läßt.

Nunmehr kann die eigentliche Senkarbeit beginnen. Dieselbe besteht darin, daß man im Innenraum des Brunnens das Bodenmaterial trichterförmig ausgräbt, bzw. in anderer Weise löst, und daß durch die Last des Brunnens dasjenige Erdreich in die hergestellte Grube nachfällt, auf dem der Brunnenmantel steht; hierbei wird die Brunnenmauerung oben im gleichen Maße erhöht, als der Brunnen in den Boden einsinkt. Je gleichmäßiger der Boden gelöst wird, desto gleichförmiger sinkt der Brunnen. Man vermeide, so weit als irgend möglich, plötzliches oder stoßweises Sinken, weil dies das Reißen des Brunnenmauerwerkes, das Schiefstellen des Brunnens und sonstige Mißstände herbeiführen kann. Infolgedessen wird es sich empfehlen, die Lösung des Bodens mit großer Vorsicht vorzunehmen und nicht zu große Massen desselben auf einmal hervorzuholen.

Tritt ungeachtet aller Vorsicht das Schiefstellen des Brunnens ein, so müssen schleunigst an der der größeren Senkung entgegengesetzten Seite die Bodenmassen

484.
Anfangs-
arbeiten.

485.
Senkung.

entfernt werden, damit der Brunnen an dieser Stelle nachsinkt und sich wieder gerade richtet.

Anfangs sinkt der Brunnen nur infolge seines Eigengewichtes ein. Indes erreicht man bald einen Zustand, wobei der Brunnen nicht mehr sinkt, obwohl die Lösung und Beseitigung des Bodens in genügender Weise vorgeschritten ist. Es entstehen hohle Räume unter dem Brunnenkranz, und man darf die Löfearbeit nicht weiter fortsetzen, weil sonst das plötzliche Sinken oder gar das Abreißen des Brunnenmauerwerkes eintreten könnte.

486.
Belastung.

Das weitere Sinken des Brunnens muß durch künstliche Belastung deselben geschehen. Man bringt auf das Brunnenmauerwerk oder auf quer darüber gelegte Bohlen schwere Gegenstände, wie große Steine, Eisenschienen, Bleibarren, wohl auch Backsteine, die später vermauert werden sollen, oder Tonnen, in die man die gelösten Bodenmassen schüttet, Arbeitsgerüst etc.

Die Lösung des Bodens kann entweder durch Ausgraben deselben im Trockenen oder unter Wasser geschehen. Im ersteren Falle wird die Grabearbeit durch Menschenhand unter steter Wasserhaltung vorgenommen; im letzteren Falle sind mechanische Vorrichtungen für die Löfearbeit erforderlich, die meist gleichfalls durch Menschen gehandhabt werden, für welche aber auch andere Motoren Verwendung finden können.

487.
Lösung des
Bodens.

Das unmittelbare Ausgraben des Bodens durch Arbeiter im wasserfrei gehaltenen Brunneninnenraume ist im allgemeinen jedem anderen Senkverfahren vorzuziehen, da man den Verlauf der Senkarbeit, die Beschaffenheit des zu löfenden Bodens etc. scharf überwachen kann. Das Emporfchaffen des ausgegrabenen Erdreiches geschieht entweder durch Schaufelwurf, bei größerer Tiefe mit Hilfe von Zwischengerüsten, oder durch Eimer, die mittels Winden auf- und abgewunden werden.

488.
Handarbeit.

Der Hauptnachteil dieses Verfahrens ist in den bedeutenden Kosten der Wasserhaltung zu suchen; bei sehr losem Boden, bei starkem Wasserzudrang kann dieselbe entweder gar nicht oder nur mit vielen Schwierigkeiten durchführbar sein. Bei großer Wassertiefe ist auch das Eindrücken des Brunnenmauerwerkes durch den äußeren Wasserdruck zu befürchten. Häufig tritt infolgedessen an die Stelle unmittelbaren Ausgrabens des Bodens die Lösung mittels besonderer Grabevorrichtungen (Exkavationsapparate) ohne Wasserhaltung. Nachstehend sollen die wichtigeren derselben namhaft gemacht werden.

Es ist wohl auch versucht worden, die Lösung des Bodens unter Wasser durch Taucher bewirken zu lassen; die Ergebnisse dieses Verfahrens waren indes nicht so günstig, daß es eine weitere Verbreitung gefunden hätte. Nur zum Beseitigen einzelner Hindernisse, für gewisse unter Wasser vorzunehmende Nebenarbeiten etc. werden Taucher verwendet.

In Indien bedient man sich von alters her bei Grundbauten eines Werkzeuges, das eine Schaufel mit kurzem Stiel bildet und *Tham* genannt wird. Ein Taucher steigt mit dieser Schaufel in den Brunnen hinab, lockert auf der Sohle deselben den Boden mittels seines Werkzeuges auf, füllt es mit dem gelösten Material und läßt sich mit der gefüllten Schaufel emporziehen. Derlei Taucher sind sehr geschickt und können etwa 1 Minute unter Wasser bleiben.

1) Bagger sind diejenigen Grabevorrichtungen, die im Hochbauwesen bislang am meisten zur Anwendung gekommen sind. Insbesondere sind es die durch Arbeiter zu handhabenden Stielbagger, welche den anderen Vorrichtungen vorgezogen werden. Bei diesen ist das Baggergefäß an einem langen Stiele befestigt, der weit genug nach oben reicht, um ihn dort handhaben zu können.

489.
Baggerarbeit.

Für sandigen und für schlammigen Boden eignet sich der Sackbagger oder Sackbohrer am besten (Fig. 780 u. 781).

Bei diesem besteht das Baggergefäß aus einem Sack γ von Leder oder Leinen, der an einem Bügel bb befestigt ist, dessen äußerer Rand als Schneide ausgebildet ist. Bügel und Sack sind am unteren Teile des Baggerstieles st angebracht; letzterer läuft dafelbst in einen vortretenden eisernen Dorn s aus, der von oben in den Boden gedrückt wird und den Stützpunkt bildet, um welchen Bügel und Sack gedreht werden. Zu diesem Zwecke ist am oberen Ende des Stieles ein zweiarmiger, etwa 90 cm langer Hebel h angebracht, den man mit der Hand (im Sinne der Bügelschneide) drehen kann. Bei dieser Drehung löst die schneidige Kante des Bügels eine Partie der Bodenmassen, welche in den Sack fällt. Um den gefüllten, etwa 0,03 cbm fassenden Sack heben zu können, ist am Bügel oder am unteren Teile des Stieles ein Seil a befestigt, welches über eine Rolle läuft und meist auf eine Welle aufgewunden wird (vergl. Fig. 781). Die Arbeiter, welche den Sackbohrer handhaben, stehen auf einem leichten Gerüste, welches auf dem Brunnenmantel aufruhet.

Bei Senkbrunnen von größerer Weite hat man dem Sackbagger mitunter eine etwas andere Einrichtung gegeben, die unter dem Namen Drehbagger bekannt geworden ist. Sack und Bügel werden dabei mit Kette und Winde quer durch den Brunnen gezogen, während man den Stiel durch ein Tau gegen das Hinaufdringen sichert²⁷⁶⁾.

In schwereren Bodenarten und bei größerer Tiefe reicht der Sackbohrer nicht mehr aus. In solchen Fällen erweist sich die indische Schaufel als eine ebenso zweckmäßige, wie einfache Grabevorrichtung.

Das Baggergefäß ist bei dieser Vorrichtung als Schaufel ausgebildet; sie ist nach Fig. 782 bis 784 gestaltet, etwa 70 cm lang und 60 cm breit, aus Schmiedeeisen hergestellt und mit einer scharfen, gestählten Schneide versehen. Die Verbindung des Stieles t mit der Schaufel s ist mittels eines Gelenkes bei a bewirkt.

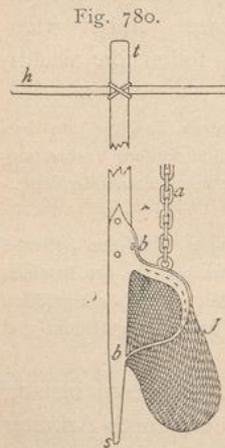


Fig. 780.
Sackbohrer.

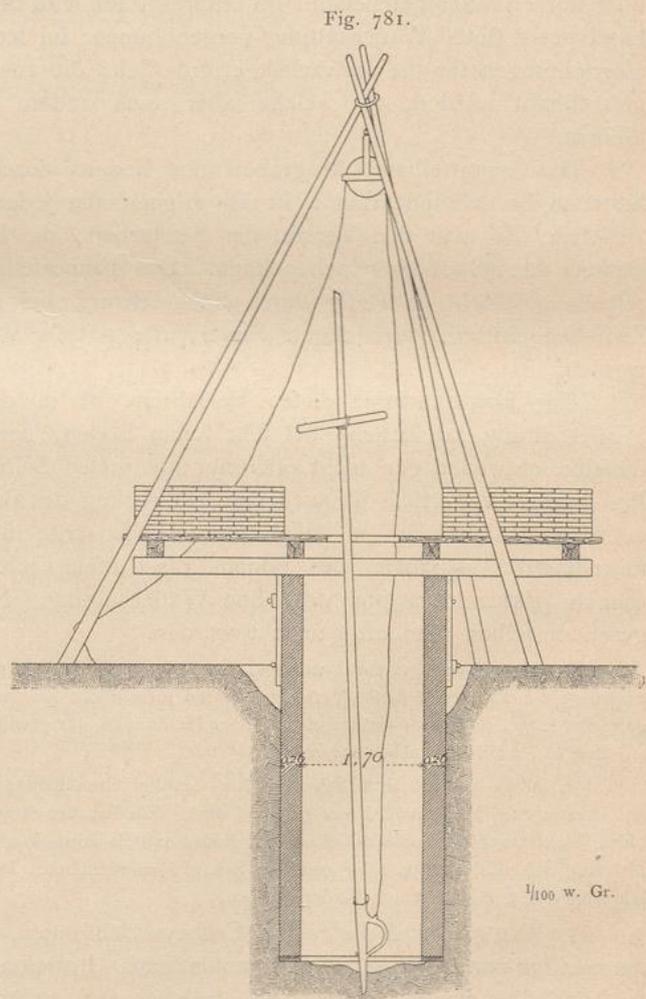


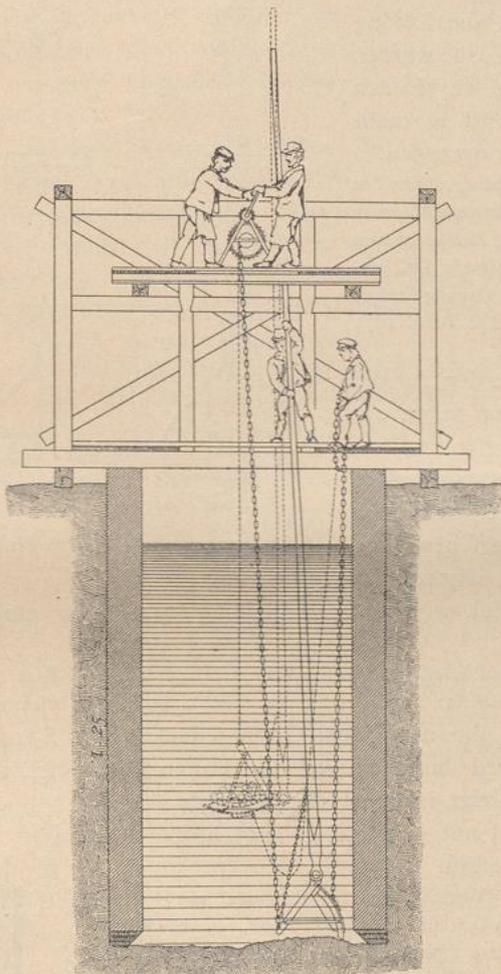
Fig. 781.
Senkung der Brunnen mittels Sackbohrer.

²⁷⁶⁾ Näheres hierüber: Deutsche Bauz. 1874, S. 243.

Wenn die Schaufel hinabgelassen wird, so muß sie lotrecht herabhängen und in dieser Lage festgestellt sein; letzteres kann in verschiedener Weise erzielt werden, in Fig. 783 z. B. durch die Strebe *c*. Die Feststellvorrichtung läßt sich von oben aus durch ein Tau *i* auslösen; die Grabarbeit wird gleichfalls von oben durch ein zweites Tau *e* oder eine Kette vorgenommen, welche über eine Winde gelegt wird.

Die bis auf die Brunnenfohle hinabgelassene Schaufel wird von 2 bis 3 Arbeitern mit Hilfe des Stieles in den Boden gedrückt; hierauf wird durch Anziehen des Seiles *i* die Feststellvorrichtung *c* ausgelöst. Während nun die Arbeiter den Stiel *t* noch niederhalten, wird das Tau *e* mittels der Winde ange-

Fig. 782.



Senkung der Brunnen mittels indischer Schaufel.

Fig. 783.

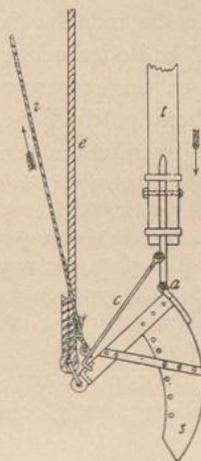
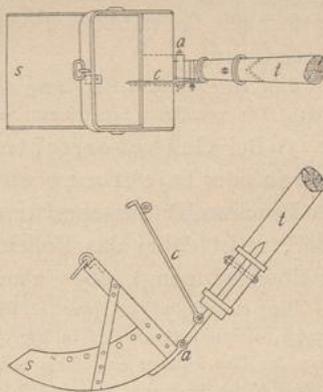


Fig. 784.



Indische Schaufel.

gezogen, wobei die Schaufel allmählich in die wagrechte Lage (Fig. 784) übergeht, etwas vom Bodenmaterial löst und aufnimmt. Wird alsdann das Tau *e* vollends aufgewunden, so kommt die Schaufel oben an und kann ausgeleert werden.

Die indische Schaufel erfordert 6 bis 8 Arbeiter als Bedienungsmannschaft.

In sehr grobem Kies genügt die indische Schaufel nicht mehr; besser bewährt sich in einem solchen Falle der Schraubenbagger (Fig. 785 u. 786), der sich auch so herstellen läßt, daß man ihn für weichen Boden anwenden kann.

Der Schraubebagger ist im unteren Teile wie ein schmiedeeiserner Schraubenpfahl (vergl. Art. 452, S. 368) gestaltet. Soll weicher, schlammiger Boden gelöst werden, so wird über dem obersten Schraubengang eine Hülse zur Aufnahme des gewonnenen Materials angeordnet (Fig. 785); bei kiefigem Boden krenpt man einfach die Ränder der Schraube auf (Fig. 786).

Bei weiteren Brunnen kommen statt der Stielbagger wohl auch Baggervorrichtungen mit Bodenklappen zur Anwendung. Diese bestehen aus einem trommelartigen Behälter, dessen Boden aus 4 bis 8 zentral angeordneten Klappen zusammengesetzt ist. Die lotrecht herabhängenden Bodenklappen wirken ebenso wie die indische Schaufel; hat die Lösung einer gewissen Bodenmenge stattgefunden, so werden die Klappen angezogen und dadurch der Boden des Behälters geschlossen; derselbe wird in mehr oder weniger gefülltem Zustande emporgezogen.

Hierher gehören die *Millroy'sche* Vorrichtung, über den aus: Deutsche Bauz. 1868 (S. 470) das Nähere entnommen werden kann; ferner der Exkavator von *Bruce* und *Batho*, wovon in: *Revue ind.* 1876 (S. 109 u. 110) eine eingehende Beschreibung zu finden ist; weiters eine auf demselben Grundgedanken konstruierte Grabevorrichtung, deren in: Deutsche Bauz. 1875 (S. 32) Erwähnung geschieht.

Leichtere Dampfbagger werden für die Brunnenfenkung im Hochbauwesen nur selten angewendet.

490.
Sandpumpen.

2) Sandpumpen, nach dem Grundgedanken der gewöhnlichen Kolbenpumpen eingerichtet und mit einem trommelartigen Behälter versehen, der die gehobenen Bodenmassen aufnimmt, eignen sich hauptsächlich für sandiges Bodenmaterial, welches in Begleitung von Wasser emporgefördert wird.

Eine eingehende Beschreibung der in Deutschland üblichen Sandpumpe bringt: Deutsche Bauz. 1871 (S. 109). Die von *Revue* konstruierte Sandpumpe ist in: *Engineer* 1877 (2. Sem., S. 99 u. 312) beschrieben.

491.
Sonstige
Gräbe-
vorrichtungen.

3) Bei Grabevorrichtungen, die nach dem Grundgedanken der Strahlpumpen oder Injektoren wirken, wird durch ein auf die Brunnenföhle reichendes Rohr Druckwasser eingepresst; dieses steigt in einem zweiten Rohr empor, reißt dabei das Bodenmaterial mit sich und gelangt, mit demselben vermengt, oben zum Ausfließen.

Die einfachste der hier einschlägigen Vorrichtungen ist diejenige von *Robertson*, deren unterer Teil in Fig. 787 dargestellt ist. *A* ist das Rohr, durch welches das Druckwasser eingeführt wird; letzteres steigt im Rohre *B* empor und reißt bei *M* die Bodenmassen mit sich²⁷⁷.

4) Von sonstigen Grabevorrichtungen sind noch die nach Art der Zentrifugalpumpen konstruierten und die sog. Hebevorrrichtungen zu nennen. Letztere dürften zuerst von *Leslie* angewendet worden sein²⁷⁸.

Stößt man bei den unter Wasser vorzunehmenden Senkarbeiten auf gröfsere Steine, Holzstücke oder ähnliche Hindernisse, so sind diese mit Hilfe geeigneter Vor-

Fig. 785.

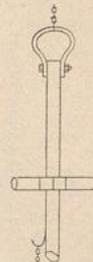
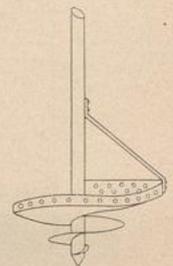
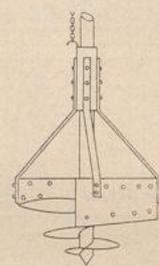
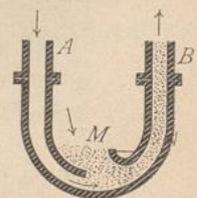


Fig. 786.



Schraubebagger. — 1/30 w. Gr.

Fig. 787.

Grabevorrichtung von
Robertson.

²⁷⁷) Näheres über diese Vorrichtung: Deutsche Bauz. 1875, S. 31. — Andere Strahlpumpen sind beschrieben in: RZIIA, F. Eisenbahn-Unter- und Oberbau, Band 2. Wien 1876. S. 38 — ferner in: Rigafche Ind.-Ztg. 1878, S. 237.

²⁷⁸) Der *Leslie'sche* Heberapparat ist beschrieben in: Deutsche Bauz. 1873, S. 84.

richtungen, wie Teufelsklauen, Steinzangen (vergl. Art. 400, S. 327) etc., zu beseitigen. Gelingt dies nicht, so muß das Entfernen durch Taucher vorgenommen werden.

Ist eine Senkbrunnengründung im offenen Wasser auszuführen, so kann man sie ähnlich, wie auf dem festen Lande vornehmen, wenn man an der Baustelle eine entsprechend große Insel schüttet, die bis über den Wasserspiegel reicht. Ist die Schüttung einer Insel, wegen zu großer Wassertiefe oder aus anderen Gründen, nicht zulässig, so hängt man den Brunnenkranz mittels Ketten an einem festen Gerüst oder an fest verankerten Schiffen auf. Ist der Schling auf der Sohle des betreffenden Wasserlaufes angekommen, so kann das Aufhängen unterbleiben.

Gegen vorhandene Strömungen sind die Brunnenpfeiler durch Steinschüttungen zu sichern.

Ist das Brunnenmauerwerk bis auf die erforderliche Tiefe verfenkt, so wird die schon gedachte Sohlenschicht aus Beton hergestellt; dieselbe muß stets unter Wasser ausgeführt werden (vergl. Art. 430, S. 352). Wenn diese Betonschicht vollständig erhärtet ist, so wird der Brunnen in der Regel ausgepumpt und mit Bruchsteinen oder guten Backsteinen ausgemauert, unter Umständen ausbetoniert; die Betonierung kann erforderlichenfalls auch unter Wasser vorgenommen werden.

Man hat die wasserdichte Sohlenschicht und die Ausfüllung des Brunnens auch noch in anderer Weise hergestellt. Sobald der Schling auf der tragfähigen Bodenschicht angekommen ist, wird ein kreisrunder, etwa 3 cm starker Boden, dessen Durchmesser der lichten Brunnenweite entspricht, in den Brunnen hinabgelassen und mit einigen großen Steinen beschwert. Alsdann werden einige Karren Mauerstutt und Mörtel in den Brunnen geworfen, wodurch alle Zwischenräume ausgefüllt werden sollen. Hierauf wird wieder eine Partie Steine hineingeworfen und wieder etwas Mörtel aufgebracht etc. Auf diese Weise wird die Ausfüllung des Brunnens bis über den Grundwasserspiegel fortgesetzt und dann erst mit der Ausmauerung begonnen. Es ist wohl ohne weiteres ersichtlich, daß dies ein höchst unvollkommenes Verfahren ist, da von einer innigen Verbindung zwischen Stein und Mörtel nicht die Rede sein kann.

492.
Gründung
im offenen
Wasser.

493.
Vollendung
der
Brunnen.

Litteratur

über »Senkbrunnengründungen«.

- Vorschlag zu einer Gebäude-Gründung in besonders ungünstigem Boden. CRELLE'S Journ. f. d. Bauk. Bd. 9, S. 203.
- KÖPCKE. Pfeilerfundirung für Eisenbahnbrücken in Indien. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 272.
- Fundirung mit Hilfe von Schächten. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 352.
- Gründungen der Kunstbauten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 278.
- SONNE. Ueber Pfeilergründung durch Verfenken von Mauerwerk. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 174.
- Maison fondée sur 42 puits en béton, rue Rochechouart, à Paris. Nouv. annales de la const.* 1871, S. 76.
- QUASSOWSKI. Ueber Fundirungen mit Senkbrunnen nebst Beschreibung einiger Fälle aus der Praxis. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 297.
- HOFFMANN, C. H. Ueber Senkbrunnen und Gründungsarbeiten. Baugwks.-Zeitg. 1869, S. 74, 81.
- Le Sacré coeur de Montmartre. Fondations. La construction moderne*, Jahrg. 6, S. 58, 141, 164.
- Die Herz Jesu-Kirche auf dem Montmartre in Paris. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 263, 276.
- Fondation sur terrain argileux. La semaine du bâtiment*, Jahrg. 20, S. 498.
- Senkbrunnen-Schwellkränze. Baugwks.-Zeitg. 1897, S. 946.

3. Kapitel.

Senkröhrengründung.

494.
Uebersicht.

Ebenso wie die Gründung auf Senkbrunnen zu den Pfeilergründungen gehört, sind auch die Senkröhrenfundamente unter die Pfeilerfundamente einzureihen. Auch in diesem Falle ist es lediglich die Herstellungsweise der Röhrenpfeiler, wodurch sie sich von den Brunnenpfeilern und den massiv aufgeführten Fundamentpfeilern unterscheiden.

Die Gründung auf Senkröhren ist mit der Brunnengründung insofern sehr nahe verwandt, als bei beiden die lockere, nicht tragfähige Bodenschicht nicht abgegraben wird, sondern durch letztere hindurch ein hohler Cylinder hinabgesenkt wird. Bei den Senkbrunnen wird dieser Mantel gemauert oder aus Beton hergestellt; im vorliegenden Falle sind es hölzerne, seltener eiserne Röhren oder Kasten, welche abgesenkt und hierauf, ganz ähnlich wie die Senkbrunnen, mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt werden.

Die Verwandtschaft zwischen Röhren- und Brunnengründung macht es erklärlich, daß bisweilen beide Gründungsverfahren bei einer und derselben Gebäudegruppe zugleich zur Anwendung kommen. Die Bauten, welche in Berlin in der Mitte der sechziger Jahre an den *Werder'schen* Mühlen ausgeführt worden sind, stehen auf einem Grundstück, welches an der Schleusenfeite folgende Bodenschichten zeigte: zunächst 3,15 m aufgeschütteter Boden, dann 2,50 m Torf, 1,60 m Schlack mit 65 cm starken Sandadern, 1,25 m Sand und dann guter Kies; nach der Mitte der Baustelle zu fand sich erst in 15 m Tiefe ein ziemlich schlechter Kiesboden. Von dem ursprünglich in Aussicht genommenen Pfahlrost mußte Abstand genommen werden, weil durch die Erschütterungen der Ramme ein benachbartes, ohnehin schon baufälliges Gebäude zu viel gelitten hätte. Zunächst entschied man sich für die Brunnengründung und senkte 1,88 m im Lichten weite Senkbrunnen 8,78 m tief hinab. Da sich jedoch diese Gründung wegen der in den unteren Torfschichten lagernden Hölzer zu schwierig zeigte, so wählte man die Kastengründung, und auch diese mußte bald aufgegeben werden, weil die Kasten schiefe einfanken. Infolgedessen wählte man eine Vereinigung von Kasten und Brunnen²⁷⁹⁾.

Man hat nicht selten die Brunnen- und die Röhrengründung vollständig parallel nebeneinander gestellt, hat beide Verfahren grundsätzlich als ganz gleich bezeichnet und den Unterschied nur im Baustoff des zu versenkenden Cylinders gesucht. Indes ist diese Anschauung nicht ganz gerechtfertigt; denn bei Brunnenpfeilern dient der gemauerte Mantel mit der Ausfüllung zum Tragen des darauf gesetzten Baukörpers; bei der Röhrengründung trägt jedoch nur die Ausfüllung; der Mantel ist bloß die Hülle des Fundamentpfeilers. Man könnte diese Hülle auch als ein besonderes Verfahren der Auszimmerung der schachtartigen Baugrube betrachten, so daß von diesem Gesichtspunkte aus die Röhrenpfeiler den massiv gemauerten Fundamentpfeilern gewöhnlicher Art näher ständen, als den Brunnenpfeilern.

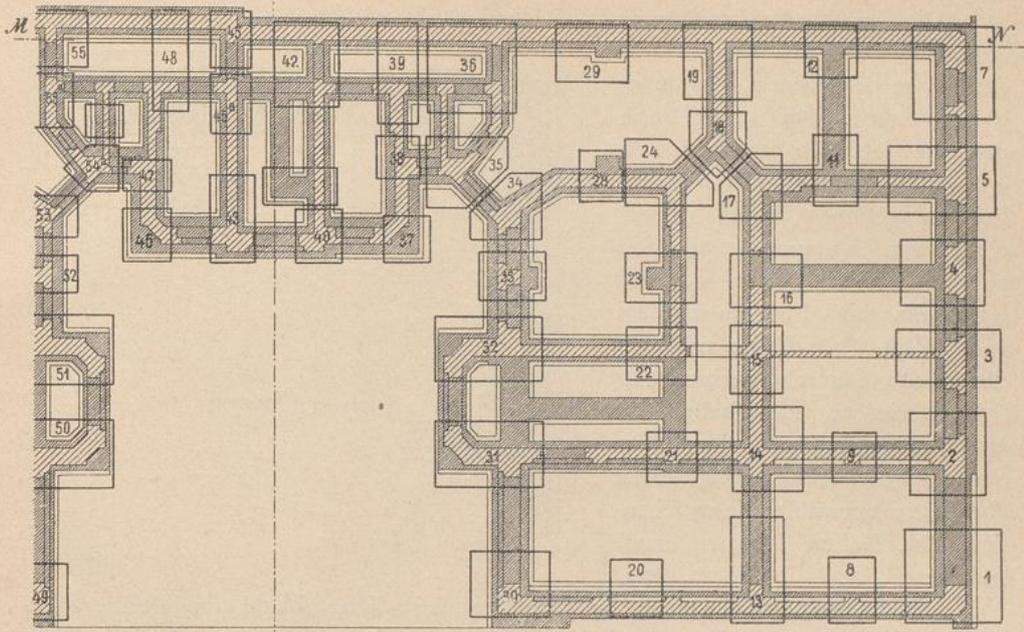
a) Hölzerne Senkröhren.

495.
Anordnung
und
Querschnitt.

Bezüglich der Zahl und der Verteilung der hölzernen Senkröhren oder, wie sie wohl in der Regel genannt werden, Senkkasten im Grundplane des zu gründenden Gebäudes gilt das bei den Senkbrunnen Gesagte (vergl. Art. 475, S. 385). Die Querschnittsform der Kasten ist dem Material entsprechend zu wählen; in folgedessen wird der Kreis, das Oval etc. auszuschließen sein, und es werden hauptsächlich rechteckig gestaltete Kasten in Anwendung kommen. Für Gebäude mit ganz regelmäßigen Grundplan (Fig. 790) werden andere, als rechteckige Querschnittsformen für die Kasten nicht erforderlich. Bei weniger regelmäßig gestaltetem Gebäudegrundriß erhalten die Kasten auch andere Querschnittsformen, wie folches aus Fig. 788, 789 u. 791 ersichtlich ist.

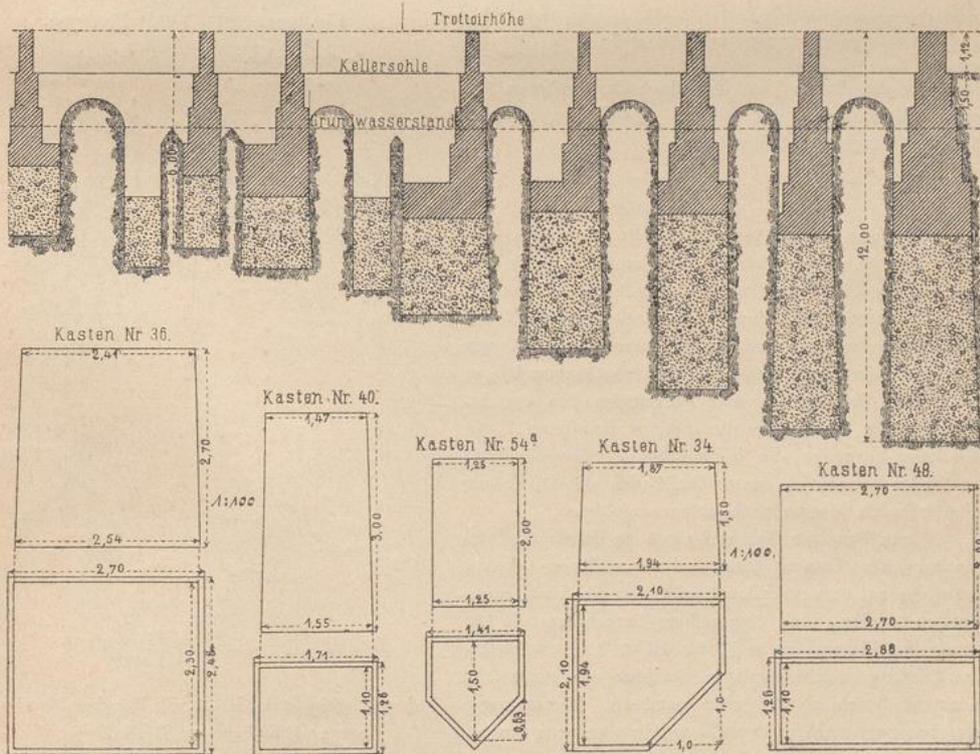
²⁷⁹⁾ Näheres hierüber in: *Zeitschr. f. Bauw.* 1865, S. 504.

Fig. 788.



Grundriß des Erdgeschosses und Fundamentplan. — 1/200 w. Gr.

Fig. 789.



Schnitt durch die Fundamente nach *MN*. — 1/100 w. Gr.

Vom Lehrerhaus beim Seminar zu Berlin.

Die Querschnittsabmessungen der Kastenpfeiler hängen ab von der Stärke der Mauern, die sie zu tragen haben, und vom Druck, den die letzteren ausüben. In ersterer Beziehung wählt man die Kastenabmessung (Breite) winkelrecht zur Längenrichtung der zu gründenden Mauern so, daß beiderseits ein Fundamentabfuß von 12 bis 25 cm Breite entsteht; die zweite Querschnittsabmessung (Länge) wird an jenen Stellen, wo zwei Mauern gegeneinander stoßen oder einander durchkreuzen, nahezu ebenso groß gewählt; die zwischenliegenden Kasten erhalten meist geringere Länge (Fig. 788 u. 790).

Die Längenabmessung der Kastenpfeiler läßt sich, sobald die Breite angenommen ist, aus der Belastung, die sie aufzunehmen haben, und aus der Tragfähigkeit des Baugrundes berechnen.

Beträgt die letztere K Tonnen für 1 qcm, die lotrechte Belastung des betreffenden Kastenpfeilers D Tonnen, so ist der Querschnitt f des letzteren bekanntlich

$$f = \frac{D}{10\,000 K} \text{ Quadr.-Met.}$$

Ist die Breite b auf Grundlage der früheren Angaben (Mauerdicke plus 24 bis 50 cm) angenommen worden, so ergibt sich die Länge

$$l = \frac{f}{b}.$$

Da man beim Ausarbeiten des Entwurfes den Druck D meist von vornherein nicht kennt, so muß man zunächst für die Pfeilerlängen l eine Annahme machen. Läßt sich später, wenn der Entwurf weit genug gediehen ist, die Belastung D ermitteln, so berechnet man, wie groß bei den angenommenen Querschnittsabmessungen der Pfeiler die Belastung des Baugrundes sich ergibt. Ueberschreitet die letztere die zulässige Belastung K , so muß man entweder die Pfeilerlänge l oder die Zahl der Pfeiler vermehren, unter Umständen die Dicke der zu gründenden Mauern nach unten vergrößern.

Beim Bau der Nationalgalerie in Berlin sind im ursprünglichen Entwurf Zahl und Grundfläche der zur Gründung zu verwendenden Senkkasten so groß angenommen worden, daß eine nähere Berechnung die Belastung des Baugrundes zu 11 bis 15 kg für 1 qcm ergab, eine Pressung, welche sonstigen Erfahrungen gemäß sehr bedeutend erschien und eine namhafte Verringerung wünschenswert machte. Deshalb wurde eine neue Anord-

Fig. 790.

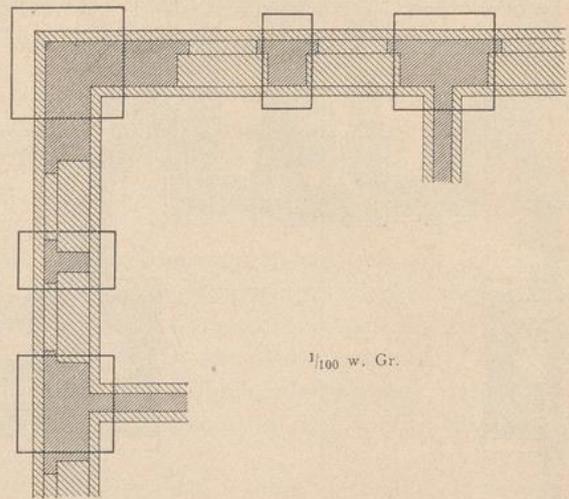


Fig. 791.

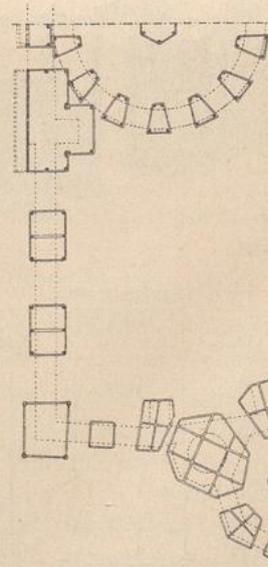
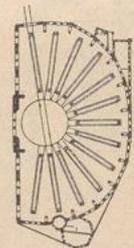
Fundamentplan.
1/250 w. Gr.

Fig. 792.

Grundriß.
1/1000 w. Gr.Lokomotivschuppen der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn zu Berlin ²⁸⁰⁾.

280) Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1865, Bl. T.

nung fämtlicher Senkkasten entworfen derart, daß ein ziemlich gleichmäßiger Druck von etwa nur 5,8 kg für 1 qcm hervorgebracht wurde.

Um das Senken der Kasten zu erleichtern, läßt man nicht selten den Querschnitt derselben nach oben zu abnehmen; das Verjüngungsverhältnis beträgt $\frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{25}$ (vergl. Fig. 789).

Die hölzernen Senkröhren oder Senkkasten werden aus 4,5 bis 5,5 cm starken Bohlen zusammengesetzt, die entweder lotrecht oder wagrecht angeordnet sind; ersteres geschieht hauptsächlich bei geringen Tiefen und nicht bedeutendem Erd- drucke. Bei kleineren Pfeilern können statt der Bohlen stärkere Bretter Anwendung finden.

Kasten mit lotrecht gestellten Bohlen müssen durch wagrecht angeordnete Kränze, die aus etwa 15×15 cm starken Hölzern angefertigt werden, zusammen- gehalten und abgesteift werden. Solcher Kränze sind mindestens zwei, einer am

Fig. 793.

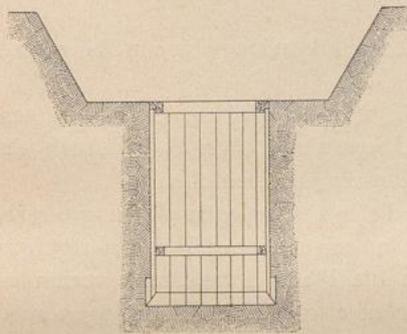
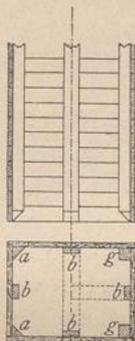
Senkröhren. — $\frac{1}{100}$ w. Gr.

Fig. 794. Fig. 795.



oberen, einer am unteren Rande der Röhre, erforderlich. Bei größerer Tiefe und stärkerem Drucke wird noch ein Zwischenkranz angeordnet, der jedoch nicht etwa in halber Höhe ange- legt, sondern tiefer nach unten gerückt wird, da dort der Druck am größten ist. Der unterste Kranz wird keilförmig zugeschärft.

Die Senkkasten des in Fig. 791 u. 792 angedeuteten Lokomotivschuppens haben die in Fig. 793 veranschaulichte Kon- struktion erhalten. Die Bohlen sind 4 cm dick, oben in den Falz eines 13×16 cm

starken Kranzes eingelassen, unten zugeschärft und außen herum mit einem gleichfalls geschärften Kranz von 5 cm starken Bohlen versehen. Etwa 80 cm über dem unteren Rande ist ein zweiter Kranz angeordnet.

Sollen die Bohlen wagrecht liegen, wie in Fig. 794 u. 795, so müssen die Ecken durch lotrecht gestellte Kreuzhölzer *a*, *a*, *g*, *g* von etwa 10×10 bis 12×12 cm Dicke ausgesteift werden; bei größeren Querschnittsabmessungen der Kasten werden noch Leisten *b*, *b* angeordnet. Die Bohlen werden derart aufge- nagelt, daß ihr Hirnholz an den Ecken wechselweise an der einen Seite frei liegt und an der anderen von einer entsprechenden Bohle bedeckt wird. Dem wechselnden Drucke entsprechend können die Bohlen im vorliegenden Falle im oberen Teile schwächer gehalten werden als im unteren. Die unterste Bohlenlage wird häufig doppelt angeordnet, um den unteren Kastenrand, der beim Senken am meisten be- ansprucht wird, zu verstärken.

Bei beiden Konstruktionen werden die Bohlen auf die Versteifungshölzer auf- genagelt; ebenso werden in beiden Fällen innerhalb der Kasten während des Senkens noch vorläufige Verstreben angebracht, welche teils aus wagrecht, teils aus schräg gestellten Spreizen gebildet sind. In Fig. 794 u. 795 sind in den Grund- rissen der Senkkasten derartige sich kreuzende Verstrebungshölzer angedeutet.

Die Senkkasten sind sofort in voller Höhe auszuführen und im Ganzen an die Baustelle zu bringen; die letztere wird hier ebenso vorbereitet, wie bei Senkbrunnen (vergl. Art. 484, S. 390). Die Senkung kann in gleicher Weise wie bei den Brunnen

496.
Konstruktion.497.
Ausführung.

vorgenommen werden; doch wird bei den Senkkasten fast ausschließlich der Sackbohrer (vergl. Art. 489, S. 392) angewendet. Die künstliche Belastung des zu senkenden Kastens darf niemals fehlen, da er selbst nur ein geringes Eigengewicht hat; sie kann bloß bei engeren Kästen (Röhren) entbehrt werden, wenn man diese durch die Schläge einer Ramme zum Sinken bringt.

Beim Senken stellen sich die Kästen leicht schief, weshalb in der Regel Steifen aufgestellt werden, die das Kippen der Kästen zu verhüten haben²⁸¹⁾.

Ist die Senkung bis auf die erforderliche Tiefe vollführt, so ist das nunmehr einzuschlagende Verfahren hier daselbe, wie bei den Senkbrunnen (vergl. Art. 493, S. 395). Auch hier wird zunächst die nach unten dichtende Betonschicht hergestellt, nach Erhärtung derselben das Wasser ausgeschöpft und die Ausmauerung vorgenommen; oder der ganze Kasten wird mit Beton ausgefüllt. Letzteres wird namentlich dann vorgezogen, wenn die Kästen (Röhren) sehr eng sind oder wenn infolge bedeutenden Erddruckes eine starke Verftreibung der Kastenwände vorgenommen werden mußte und infolgedessen der Innenraum des Kastens nur wenig frei ist.

Die ausgemauerten Kastenpfeiler werden bei stark nachgiebigem Baugrunde bisweilen untereinander verankert.

In einigen Fällen hat man die Kästen bloß mit Steinen ausgefüllt und ausgestampft, was sich als vollkommen ausreichend erwiesen haben soll. Auch die Ausfüllung mit scharfkörnigem, grobem Sande ist nicht ausgeschlossen.

Ueber dem Grundwasserspiegel oder, wenn dieser tief gelegen ist, in größerer Höhe wird die Mauerung der Fundamentpfeiler in gewöhnlicher Weise fortgesetzt bis zu jener Stelle, wo die Grundbögen, welche die Pfeiler miteinander verbinden sollen, anzusetzen sind. Nach Aufstellung der hierzu erforderlichen Lehrbögen wird die etwa 2 Stein starke Wölbung und hierauf die Ausmauerung der Wölbzwickel vorgenommen. Stehen die Kästen sehr nahe aneinander, so kann man die Verbindungskonstruktion auch durch Auskragen der betreffenden Steinscharen bewirken; beide Anordnungen sind in Fig. 788 u. 789 zu finden.

Die Anwendung der Senkkastengründung ist eine beschränkte. Sie sollte nur für geringe Gründungstiefen (4, höchstens 5 m) angewendet werden, da man anderenfalls die Kästen, bezw. Röhren nicht steif genug konstruieren kann. Allein auch sonst hat sich dieses Gründungsverfahren nur wenig Eingang verschafft; sie ist hauptsächlich bloß in den älteren preussischen Provinzen im Gebrauch und wird der Brunnengründung vorgezogen, wenn der Baugrund sehr ungleichartig ist und sobald in der lockeren Bodenschicht Baumstämme oder andere Hindernisse vorhanden sind, welche die Senkung von Brunnen gefährden könnten.

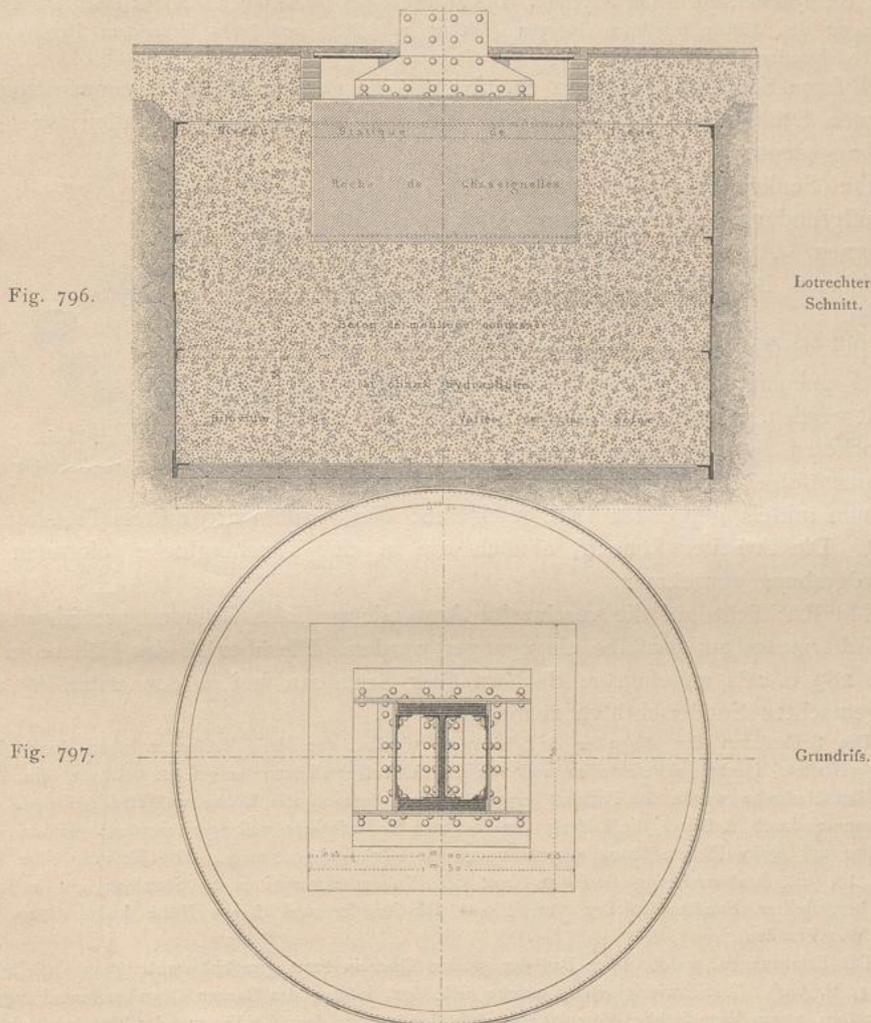
b) Eiserne Senkröhren.

498.
Senkröhren.

Eiserne Senkröhren kommen meist nur für Brückenpfeiler, in England wohl auch für längere Mauern zur Anwendung und werden alsdann in der Regel mit Hilfe von geprefster Luft versenkt. Im Hochbauwesen sind sie sehr selten zu Fundamenten benutzt worden; als einzige Ausführung dieser Art ist die im Jahre 1880 bewirkte Gründung der neuen *Magasins du Printemps* zu Paris (Arch.: *Sédille*) bekannt geworden.

²⁸¹⁾ Siehe hierüber: Sicherheits-Absteifung für Senkkästen. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 318.

Das für derlei Senkröhren am häufigsten angewendete Material ist Gufseisen; die Röhre besteht alsdann aus einzelnen cylindrischen Trommeln, welche in demselben Maße übereinander gefetzt werden, als die Röhre infolge der Löfung des Bodens in den letzteren einfinkt. Die Trommeln sind an der Ober- und Unterkante mit ringförmigen Flanschen versehen und werden mit diesen und mit Hilfe von Schrauben miteinander verbunden.



Von den *Magasins du Printemps* zu Paris. — Gründung der eisernen Freistützen²⁸².

Arch.: *Sédille & Baudet*. — $\frac{1}{40}$ w. Gr.

Senkröhren von größerem Durchmesser werden aus Eisenblechen (nach Art der Kesselnietungen) zusammengefetzt; durch L- und T-Eisen wird den Wandungen die nötige Steifigkeit verliehen.

Die *Magasins du Printemps* wurden, teils in Rücksicht auf Feuerficherheit, teils um möglichst wenig an Raum zu verlieren, im Inneren der Hauptsache nach in Eisenkonstruktion ausgeführt; Decken und Dächer werden von eisernen Freistützen (Fig. 796 u. 797²⁸²) getragen. Diese fowohl, als auch die gemauerten

²⁸² Fakf.-Repr. nach: *Encyclopédie d'arch.* 1885, Pl. 997.

Pfeiler, welche im Erdgeschoss die Frontmauern tragen (Fig. 798²⁸²), haben großen Belastungen (die größte Belastung beträgt 350 t, die kleinste 230 t) zu widerstehen. Um diese in geeigneter Weise auf den Baugrund zu übertragen, bezw. auf eine möglichst große Fläche zu verteilen, wurden für sämtliche 46 eiserne Freistützen der Magazinsräume, ebenso für die steinernen Stützen der Frontmauern, für die Freistützen der großen Flurhalle und der Rotunden cylindrische Röhrenpfeiler von 2,50 bis 3,00 Durchmesser verfenkt. Dieselben erhielten 2 m Höhe, die Wandungen 4 mm Blechdicke und zur Verfeinerung ringförmige gebogene Winkeleisen von 60 × 60 × 8 mm Querschnitt. Nach dem Verfenken wurden die Röhren mit hydraulischem Beton ausgefüllt. Die Mehrzahl der Brunnenpfeiler erhielt einen Durchmesser von 2,50 m; den stärker belasteten dagegen (solchen mit 265 t und 350 t lotrechtem Druck) wurde 3,00 m Durchmesser gegeben.

499.
Senkung.

Eiserne Senkröhren können ebenso, wie die gemauerten Senkbrunnen und die hölzernen Senkkästen verfenkt werden; indes ist in den meisten Fällen, wie oben schon angedeutet wurde, das pneumatische Senkverfahren oder die Prefsluftgründung in Anwendung gekommen. Auch bei dem eben vorgeführten Beispiele ist dies geschehen.

Bei verfenkten Fundamenten, die auf pneumatischem Wege hergestellt werden, wird für die Lösung der lockeren Bodenschicht an der Fundamentsohle ein wasserfreier Arbeitsraum mittels gepresster Luft geschaffen; das Wasser wird mittels Prefsluft verdrängt. Die Arbeiter können, ähnlich wie in eine Taucherglocke, eintreten und die Erdgrabung vornehmen.

Mit Rücksicht auf die vereinzelte Anwendung dieses Gründungsverfahrens soll hier nicht weiter auf dasselbe eingegangen werden. Hierüber ist das Nähere in den auf S. 283 u. 284 angeführten Büchern über Grundbau und in den unten²⁸⁴⁾ namhaft gemachten Sonderchriften zu finden.

Die Senkröhren der *Magasins du Printemps* wurden vor dem Verfenken oben durch kegelförmig gestaltete Deckel abgeschlossen und die Luftschleusen alsdann aufgesetzt. Durch ein 70 mm weites Kautschukrohr wurde die Prefsluft eingeführt und dadurch die Röhre wasserfrei gemacht. Nuncmehr konnte durch Arbeiter die Lösung der lockeren Bodenschicht vollzogen werden; alsdann wurde die Röhre mit hydraulischem Beton ausgefüllt und der Deckel abgenommen. Die Senkung einer Röhre dauerte 10, die Ausbetonierung derselben samt den Vollendungsarbeiten 24 Stunden; ein in solcher Weise hergestellter Fundamentpfeiler von 2,50 m Durchmesser und 2,50 m Höhe kostete 720 Mark (= ca. 900 Franken).

Die Erfahrungen, welche beim Bau der großen Oper in Paris gemacht worden waren (siehe auch Art. 424, S. 344), die Schwierigkeiten, welche sich dort infolge des starken Grundwasserandranges ergeben hatten, waren hauptsächlich Veranlassung, daß *Baudet*, von dem der Entwurf der Eisenkonstruktionen des in Rede stehenden Gebäudes herrührt, die Anwendung der Prefsluftgründung in das Auge faßte; die betreffenden Arbeiten wurden unter der Leitung *Zschokke's* ausgeführt²⁸⁵⁾.

²⁸³⁾ Nach: *La semaine des const.*, Jahrg. 6, S. 233.

²⁸⁴⁾ GÄRTNER, E. Entwicklung der pneumatischen Fundierungsmethode etc. Wien 1879. (Sonderabdruck aus: *Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1879, S. 41.)

PERNOLET, A. *L'air comprimé et ses applications etc.* Paris 1879.

ANSPACH, L. *Notice sur les fondations par l'air comprimé etc.* Brüssel 1880.

BRENNECKE, L. Ueber die Methode der pneumatischen Fundierungen. Petersburg 1881.

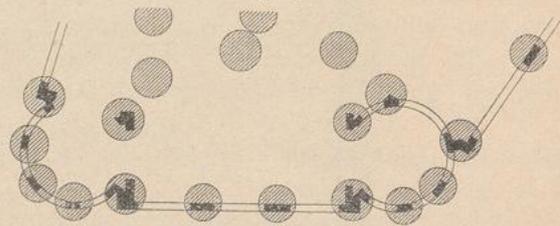
²⁸⁵⁾ Eingehendere Mitteilungen über diese Gründung sind zu finden in:

Grands Magasins du Printemps à Paris. *Encyclopédie d'arch.* 1885, S. 1.

DUPRÉ, E. *Les fondations à l'air comprimé.* *La semaine des const.*, Jahrg. 6, S. 232.

FERRAND, S. *Les fondations à l'air comprimé aux nouveaux Magasins du Printemps.* *Gaz. des arch.* 1881, S. 207.

Fig. 798.



Von den *Magasins du Printemps* zu Paris.
Teil des Fundamentplanes²⁸³⁾. — 1/500 w. Gr.

Litteratur

»über Senkröhregründungen«.

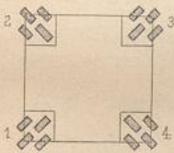
- WEISE, H. Locomotiv-Haus der Berlin-Potsdamer-Magdeburger Eisenbahn zu Berlin. *Zeitschr. f. Bauw.* 1865, S. 438.
- ERBKAM, G. Die Königliche National-Galerie. *Zeitschr. f. Bauw.* 1869, S. 263.
- CRAMPE, R. Praktische Erfahrung bei Gründung auf Senkkästen. *Baugwks.-Zeitg.* 1870, S. 130.
- SCHMIDT, O. Gründung auf Senkkästen. *Baugwks.-Zeitg.* 1870, S. 113.
- FERRAND, S. *Les fondations à l'air comprimé. Revue indust.* 1881, S. 362.
- FERRAND, S. *Les fondations à l'air comprimé aux nouveaux Magasins du Printemps. Gaz. des arch.* 1881, S. 207.
- Fondations des nouveaux magasins du Printemps au moyen de l'air comprimé. Le génie civil*, Bd. 2, S. 485.
- DUPRÉ, E. *Les fondations à l'air comprimé. La semaine des const.*, Jahrg. 6, S. 232.

4. Kapitel.

Caiffongründung.

Für tiefegehende Fundamente von Ingenieurbauwerken, insbesondere von Brückenpfeilern, wird vielfach die sog. Senkkasten- oder Caiffongründung in Anwendung gebracht. Hierbei wird zunächst ein prismatischer eiserner Kasten oder Caiffon hergestellt, feitlich und oben geschlossen, unten offen, welcher in seiner Grundriffsform der Grundriffsform des zu gründenden Pfeilers entspricht. Auf der Decke dieses Kastens wird das Mauerwerk aufgeführt und dabei der Kasten mit dem Mauerwerk allmählich durch die lockeren Bodenschichten bis auf den tragfähigen Baugrund verfenkt. Dies geschieht in der Weise, daß Arbeiter in den Senkkästen eintreten und den Boden allmählich abgraben. Damit die Arbeiter in den Kästen eintreten können und damit überhaupt ein Verkehr nach und von diesem Arbeitsraum stattfinden kann, führen aus der Decke desselben ein oder zwei Schächte nach außen. Der Kasten wird durch Einführen von Pressluft wasserfrei erhalten. Hat der Kasten die nötige Tiefe erreicht, so wird er ausgemauert, bezw. ausbetoniert; Gleiches geschieht mit den Schächten.

Fig. 799.



Im Hochbauwesen fand dieses Gründungsverfahren wohl die erste Anwendung bei der Gründung der vier Eckpfeiler, auf denen der 300 m hohe *Eiffel-Turm* auf dem *Champ de Mars* bei Paris 1887–89 errichtet wurde.

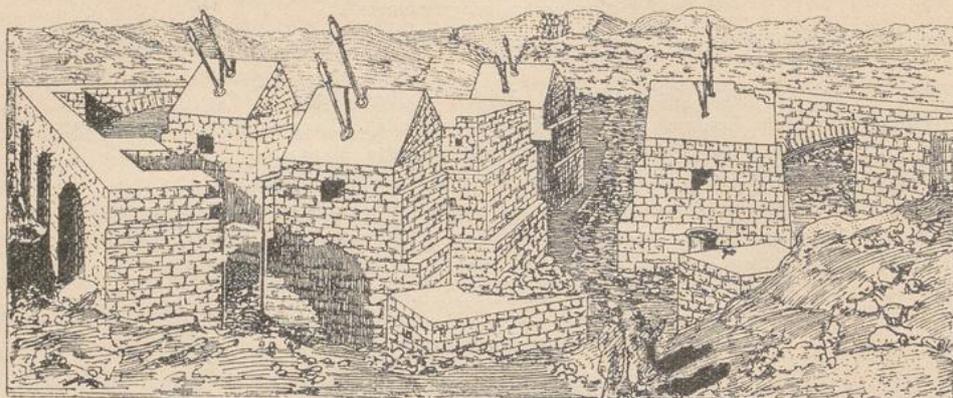
Die Bodenuntersuchungen hatten ergeben, daß die unterste Schicht aus einer mächtigen, trockenen und sehr festen Thonschicht von ca. 16 m Stärke besteht, welche auf einer Kreideschicht ruht und eine Tragfähigkeit von 3 bis 4 kg für 1 qcm besitzt. Ueber der Thonschicht lagert eine Sandbank und eine zu Gründungen gut geeignete feste Kieschicht von 6 bis 7 m Mächtigkeit; über letzterer beginnt das alte Flussbett der Seine, welches von einer Menge feinen, schlammhaltigen Sandes und von Anschwemmungen aller Art, die für Gründungen ungeeignet sind, bedeckt ist. Man beschloß, den Turm auf vier, je 100 m voneinander entfernten Eckpfeilern zu errichten und letztere so tief zu gründen, daß sie noch durch eine genügend starke Kieschicht vom Thon getrennt sind. Infolgedessen befindet sich z. B. für die beiden Eckpfeiler 1 und 4 (Fig. 799) die gedachte Sand- und Kieschicht erst in der Höhe + 22, d. h. 5 m unter Wasser. Dementsprechend benutzte man für jeden dieser Pfeiler Senkkästen aus Eisenblech von 15 m Länge und 6 m Breite, welche, in der Zahl von 4 für jeden Eckpfeiler, bis zur Höhe + 22 verfenkt, 5 m tief unter Wasser zu stehen kamen. Die Höchstpressung auf die Gründungsfohle mit Einschluß des Luftdruckes wurde auf 4 kg für 1 qcm berechnet.

Jeder der vier Eckpfeiler ruht auf 4 getrennt voneinander angeordneten, pyramidal gestalteten Fundamentpfeilern (Fig. 799), welche bestimmt sind, die in den hohlen, eisernen Hauptgurtungsträgern der Turmecken thätigen Druckspannungen aufzunehmen, zu deren Angriffsrichtung ihr oberster Teil senkrecht gerichtet ist (Fig. 800 u. 801) und die gußeisernen Schuhe enthält, in welchen die Hauptträger des eisernen

286) Fakt.-Repr. nach: Deutsche Bauz. 1889, S. 391.

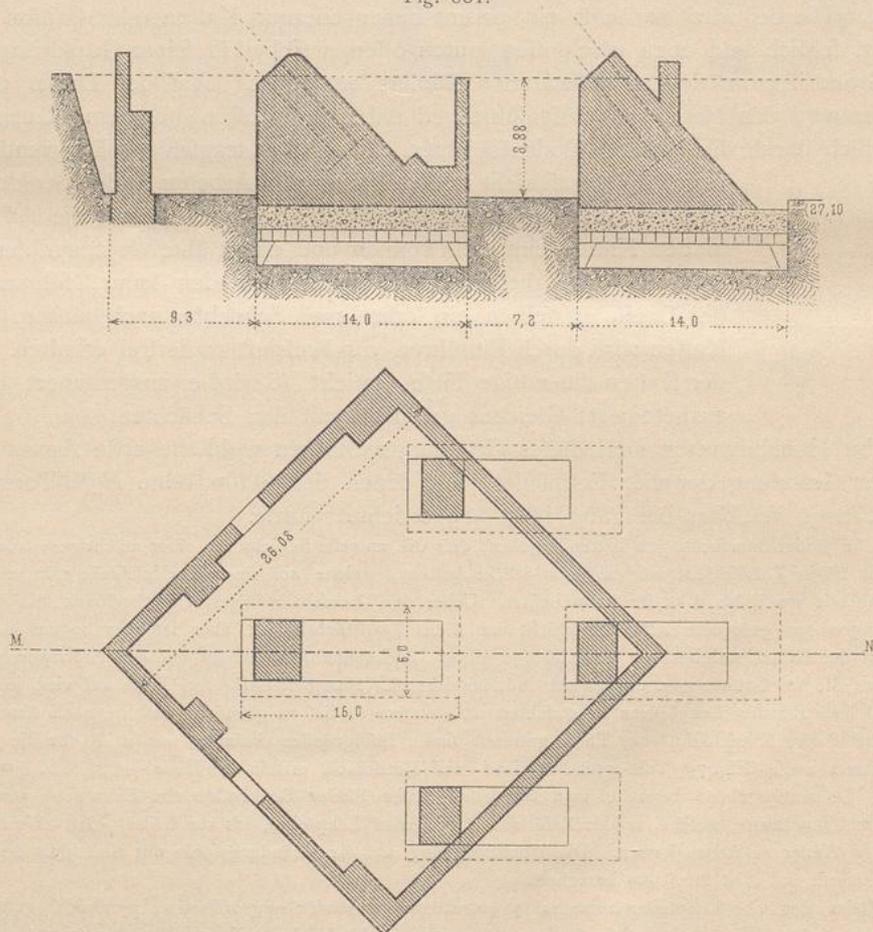
500.
Eiserne
Senkkästen.501.
Gründung
des
Eiffel-Turmes
zu Paris.

Fig. 800.



Blick auf die Fundamente eines Eckpfeilers²⁸⁶).

Fig. 801.



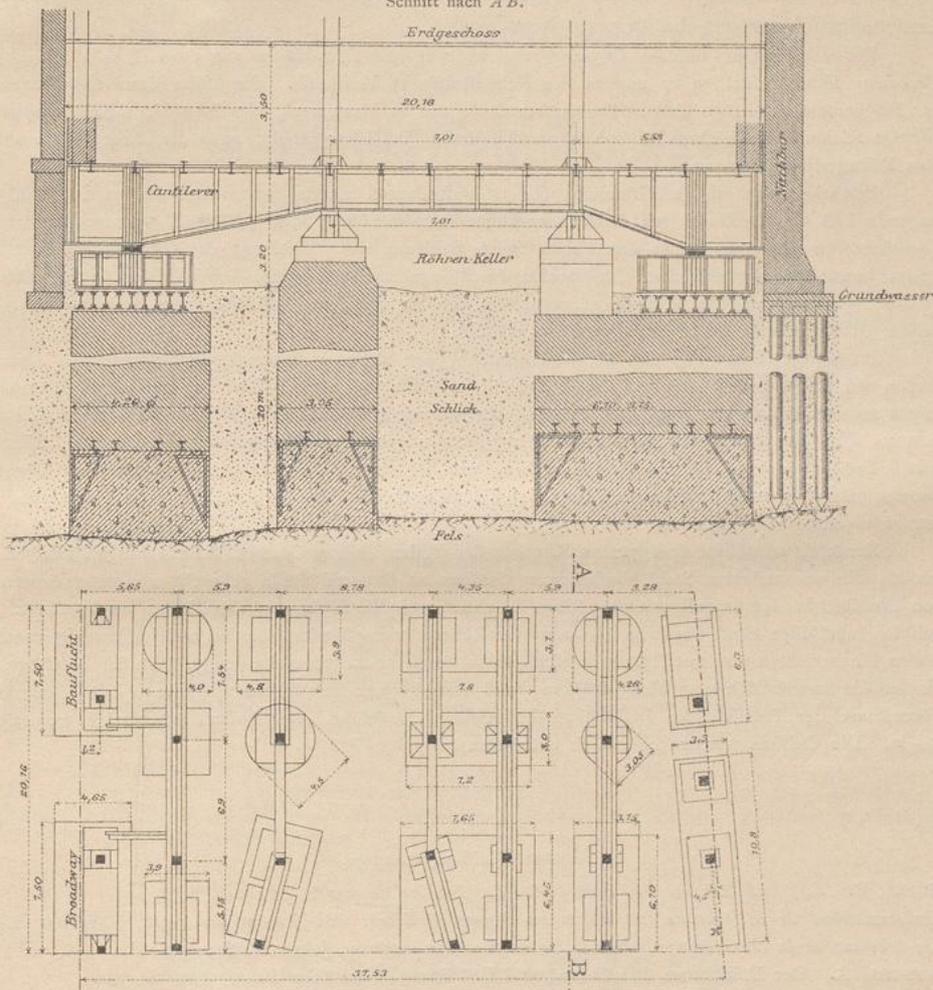
Fundamente eines Eckpfeilers. — $\frac{1}{500}$ w. Gr.

Gründung der vier Eckpfeiler des *Eiffel*-Turmes zu Paris.

Turmsystems — die schrägen Strebepfeiler — ihr Lager finden. Die Abmessungen der 4 Mauerpfeiler mit ihrer auf der Vorderseite lotrechten, auf der Rückseite geneigten Ansichtsfläche sind so gewählt, daß die 4 Mittelkräfte der größten Auflagerdrücke in einem dem Mittelpunkte der Gründungsanlage sehr nahe gelegenen Punkte zu einer schräg abwärts gerichteten Mittelkraft sich vereinigen. *Eiffel* berechnete letztere an der Uebergangsstelle in die Mauerwerkspfeiler in der Höhe + 36 auf 556 t ohne und 875 t unter Berücksichtigung des Winddruckes. Auf der Fundamentsohle der Eckpfeiler 1 und 4 beträgt die Pressung 3320 t unter Einrechnung der Windwirkung, so daß 1 qm dieser Sohle mit 3,7 kg belastet wird. Der unterste Teil

Fig. 802.

Schnitt nach A B.

Vom Manhattan-Lebensversicherungsgebäude zu New-York²⁸⁷⁾.

des Fundamentkörpers besteht aus dem mit Zementbeton ausgefüllten Kasten und einem auf diesen aufgesetzten Zementbetonklotz von 10 m Länge und 6 m Breite; darauf kam Bruchsteinmauerwerk, in Zementmörtel ausgeführt, zu stehen. In der Mitte der schrägen Widerlagsflächen im obersten Teile der Fundamentpfeiler wurden je 2 Verankerungsbolzen von je 7,80 m Länge und 10 cm Durchmesser eingemauert, mittels deren die Befestigung der schon erwähnten gußeisernen Lagerchuhe geschah²⁸⁸⁾.

²⁸⁷⁾ Fakt.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1895, Bl. 28.

²⁸⁸⁾ Nach: Deutsche Bauz. 1889, S. 391, wofelbst weitere Einzelheiten über diese Gründung zu finden sind. — Ebenso in *Les travaux de la tour de 300 mètres. La construction moderne*, Jahrg. 2, S. 339.
Les fondations de la tour de 300 mètres au Champ de Mars. La semaine des const., Jahrg. 11, S. 519.

Die Senkkasten für die eben beschriebenen Fundamentpfeiler sind 5,70 m hoch und haben ein Gewicht von ca. 3000 kg; an den lotrechten Blechwänden ist eine Holzkonstruktion brunnenkranzartig befestigt, welche erfieren die erforderliche Steifigkeit verleiht. Ueber der Decke jedes Caiffons erhoben sich 2 gußeiserne cylindrische Schächte, die mittels Leitern besteigbar waren; auf jeden Schacht wurde die Luftschleufe aufgesetzt. Die ausgegrabenen Erdmassen wurden in diesen Schächten mittels eiserner Eimer und Aufzugsketten nach oben geschafft. Der Arbeitsraum war elektrisch beleuchtet. Bei der Senkung wurde eine mittlere Leistung von 50 cm Tiefe der Ausschachtung bei 90 qm Bodenfläche innerhalb 24 Stunden erreicht.

Das zweite hier vorzuführen Beispiel betrifft eines der vielgeschloffenen Gebäude der nordamerikanischen Großstädte, nämlich die Gründung des Manhattan-Lebensversicherungsgebäudes zu New-York.

522.
Gründung
des
Manhattan-
Lebens-
Versicherungs-
Gebäudes
zu
New-York.

Daselbe liegt am unteren *Broadway* und bedeckt eine Grundfläche von etwa $20,50 \times 38,00$ m; am *Broadway* selbst besitzt es 17 und in der Nebenstrasse 18 Geschosse. Die Höhe des Kuppelturmes bis zur Flaggenstange beträgt 106 m. Die Außenwände sind in Mauerwerk, das Innere als Eisengerippe mit eisernen Säulen, ebenfolchen Balkenlagen und eisernem Dach hergefellt; auch die Außenwände werden vom Eisengerippe getragen.

Bemerkenswert ist die Gründung der 34 gußeisernen Säulen, auf denen die rund 50 000 t betragende Last des Gebäudes ruht. Der tragfähige Felsboden liegt etwa 16 bis 17 m unter der Strafsenoberfläche des *Broadway*; über dem Felsen lagern Schlamm und Triebfand; das Grundwasser steht etwa 6,70 m unter Strafsenoberfläche. Die beiden Nachbargebäude sind nicht sicher bis auf den Felsen gegründet, so daß äußerste Vorsicht geboten war, um an denselben Beschädigungen zu vermeiden. Aus diesem Grunde wurde die Pressluftgründung gewählt.

Im Grundriss von Fig. 802 ist die Anordnung der Säulen und der Caiffons dargestellt. Zum Abfangen der Nachbarwand und um die konzentrische Belastung der Caiffons zu erzielen, sind Auslegerträger angewendet worden (Fig. 802, Schnitt), und je vier nebeneinander gelegene Blechträger bilden ein Ganzes. Nur eine Säule ruht auf einem von 25 Pfählen getragenen Betonblock; alle übrigen Pfeiler sind mittels Pressluft gegründet. Die Caiffons haben, wie Fig. 802, Grundriss zeigt, verschiedene Grundrissformen; einige haben die kreisrunde Grundrissgestalt; die meisten sind im Grundriss rechteckig und nehmen eine, zwei oder vier Säulen auf.

Zunächst wurde auf dem ganzen Bauplatz der Boden bis zur Grundwasserlinie ausgehoben; alsdann wurden die aus weichem Stahl konstruierten Caiffons an Ort und Stelle gebracht und unter Anwendung von Pressluft in der im allgemeinen schon beschriebenen Weise bis auf den Felsen hinabgesenkt. Der gelöste, halbflüssige Sand wurde in 10 cm weiten Röhren hochgefördert, die bis auf den jeweilig erreichten Boden hinabreichten und mit Hähnen verschließbar waren; man schaufelte den gelösten Sand und Schlamm bis an die untere Mündung dieser Röhren, und sobald einer der Hähne geöffnet wurde, förderte der Ueberdruck der Pressluft das halbflüssige Material in die Höhe. Durchschnittlich senkte man täglich 1,20 m. Die Caiffons wurden schließlich mit Beton ausgefüllt²⁸⁹⁾.

Litteratur

über »Caiffongründung«.

- DUPRÉ, E. *Les fondations à l'air comprimé. La semaine des const.*, Jahrg. 6, S. 232.
Les fondations de la tour de 300 mètres au Champ de Mars. La semaine des const., Jahrg. 11, S. 519.
Les travaux de la tour de 300 mètres. La construction moderne, Jahrg. 2, S. 339.
 NEISCHL, A. Der Eiffelthurm. Gründung und Errichtung. *Deutsche Bauz.* 1889, S. 391.
Les fondations de la tour de 300 mètres au Champs de Mars. La semaine des const., Jahrg. 11, S. 519.
Les travaux de la tour de 300 mètres. La construction moderne, Jahrg. 2, S. 339.
 NEISCHL, A. Der Eiffelthurm. Gründung und Errichtung. *Deutsche Bauz.* 1889, S. 391.
 LANDSBERG, TH. Das Manhattan-Lebens-Versicherungs-Gebäude in New-York. *Centralbl. d. Bauverw.* 1894, S. 165.
 LANDSBERG, TH. Die Fundamentirung eines zwanzigstöckigen Gebäudes in New-York. *Deutsches Baugwksbl.* 1894, S. 507.

²⁸⁹⁾ Nach: *Engng. record* 1894, Jan. 24. — *Engng. news* 1893, Dez. 7. — *Zeitschr. f. Bauw.* 1895, S. 224. — *Centralbl. d. Bauverw.* 1894, S. 165. — *Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1893, S. 424.