

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

II

L. inw.

3494

BAUWERKSCHULEN

BAND 8

BENZEL
GRÜNDUNG VON
HOCHBAUTEN

SECHSTE AUFLAGE



VERLAG B.G. TEUBNER LEIPZIG UND BERLIN

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297686

W/3

300_{1/2}



GRÜNDUNG VON HOCHBAUTEN

LEITFADEN FÜR TECHNISCHE SCHULEN
UND FÜR DIE BAUPRAXIS

MIT EINEM ANHANG: BERECHNUNG DER BAUGRÜNDBELASTUNG
DURCH EIN FREISTEHENDES, ZWEIFESCHOSSIGES WOHNHAUS

VON

PROFESSOR M. BENZEL

STUDIENRAT A. D. STAATL. BAUGEWERKSCHULE
ZU MÜNSTER, I. W.

SECHSTE VERBESSERTE AUFLAGE

MIT 168 ABBILDUNGEN IM TEXT,
7 BERECHNUNGSBEISPIELEN
UND 2 TAFELN



VERLAG UND DRUCK VON B. G. TEUBNER · LEIPZIG · BERLIN 1926

Alfred Schmidt



II-351296

~~II-3494~~



ALLE RECHTE, EINSCHLIESSLICH DES ÜBERSETZUNGSRECHTS, VORBEHALTEN

AKC. ... 4453/50
BPK-10-26/2018

Vorwort zur sechsten Auflage.

Der in erster Linie als Lehrbuch für die Hochbauabteilungen der Baugewerkschulen gedachte Leitfaden*) weist in der Neuauflage eine ganze Reihe von Verbesserungen und Ergänzungen auf. Zu besonderem Danke ist Verfasser Herrn Oberstudiendirektor i. R. Gewerbeschulrat Dieckmann-Barmen und Herrn Kollegen Studienrat Gruber-Frankfurt a. O. verpflichtet, die ihm einige Anregungen dazu zukommen ließen.

Kleinere Änderungen, die zum Teil durch neue Abbildungen belegt wurden, haben die Abschnitte über Probelastungen, Bohrungen, Absteifungen und eiserne Spundwände erfahren. Die Gefährdung des Betons durch schwefelhaltigen Boden wurde neu aufgenommen. Eine durchgreifende Änderung wurde dem Abschnitt über Ortpfähle zuteil. Als ganz neues Kapitel wurde die „Abdichtung der Keller gegen Grundwasser“, die immer mehr Bedeutung gewinnt, angefügt.

Von Abbildungen sind 7 fortgefallen, 4 geändert, 7 durch andere ersetzt und 14 neu hinzugekommen.

Um die dadurch bedingte Vergrößerung des Umfangs soweit wie möglich auszugleichen, wurden die Berechnungsbeispiele 4, 5, 6 und 7 gekürzt, indem die Ansätze für die Beanspruchungen nur von einigen Mauern gegeben, von den übrigen bloß die Ergebnisse der Berechnung mitgeteilt wurden.

Die Berechnung der Baugrundbelastung durch ein Haus, dessen Grundrisse und Aufbau von Herrn Studienrat Prof. Wolter-Münster stammen, wurde vollständig beibehalten, da sich der Anfänger nur an Hand einer bis ins einzelne gehenden Ermittlung des Endergebnisses in eine solche Aufgabe einarbeiten kann, die von Bedeutung für die Praxis, jedoch in der sonstigen Literatur kaum behandelt wird.

Das Pensum der III. und I. Klasse ist wie in den vorhergehenden Auflagen durch Antiqua und *Kursiv* unterschieden, doch bleibt es, da der Lehrstoff ungeachtet dessen einheitlich aufgebaut ist, ganz dem unterrichtenden Lehrer überlassen, die beiden Pensen nach seiner Auffassung abzugrenzen.

Hinweise auf Fehler und Vorschläge zu Verbesserungen werden vom Verfasser erbeten und jederzeit mit Dank entgegengenommen.

Münster (Westf.), im März 1926.

Benzel.

*) Für die Tiefbauabteilungen erschien Band 18 dieser Sammlung „Grundbau“, 4. Auflage 1923.

Inhaltsverzeichnis.

A. Baugrund.		Seite
I. Die Tragfähigkeit des Baugrundes		1
1. Guter Baugrund	1	3. Das Sondiereisen 4
2. Mittlerer Baugrund	2	4. Bohrungen 5
3. Schlechter Baugrund	2	a) Die Bohrer 6
II. Die Untersuchung des Baugrundes		2
1. <i>Probebelastungen</i>	2	b) Das Bohrgestänge 7
2. <i>Probepfähle</i>	3	c) Futterrohre 7
		d) Hilfsgeräte 9
		e) Hand-Tiefbohr-Apparate . . . 10
B. Baugrube.		Seite
I. Im Trockenem		10
1. Die Abböschung	10	<i>III. Im offenen Wasser</i> . . . 31
2. Die Absteifung	11	<i>Fangedämme</i> 31
a) <i>Wagerechter Verbau</i>	11	a) <i>Der einfache Fangedamm</i> . . . 31
b) <i>Lotrechter Verbau</i>	16	b) <i>Der Kastenfangedamm</i> . . . 32
II. Im Grundwasser		17
1. <i>Stülpwände</i>	19	IV. Trockenlegung der Baugrube . . 33
2. <i>Holzspundwände</i> . — <i>Rammen</i> . . .	19	1. <i>Absenkung des Grundwassers</i> . . 33
3. <i>Eiserne Spundwände</i>	28	2. <i>Wasserhaltung in der Baugrube</i> 36
a) <i>Spundwände aus Formeisen</i> . . .	28	3. <i>Betonierung der Baugrubensohle</i> . — <i>Bagger</i> . — <i>Naßbetonierung</i> . 38
b) <i>Wellblechspundwände</i>	30	V. Baugruben für eingebaute Häuser 43
C. Grundbauten.		Seite
I. Flachgründung		49
1. <i>Flachgründung in Mauerwerk</i> . — <i>Mauerrost</i>	50	d) <i>Die Ausfüllung und Verbin-</i> <i>dung der Senkbrunnen</i> 81
2. <i>Flachgründung in Beton und</i> <i>Eisenbeton</i>	54	e) <i>Berechnungsbeispiele „Senk-</i> <i>brunnen“</i> 82
3. <i>Der Schwellrost</i>	59	3. <i>Der Pfahlrost</i> 90
4. <i>Sandschüttung</i>	62	a) <i>Die Pfähle</i> . — <i>Wahl der Ramme</i> 91
5. <i>Gründungen im Bergbaugebiet</i> . .	63	α) <i>Holzpfähle</i> 94
		β) <i>Eisenbetonpfähle</i> 94
		γ) <i>Ortpfähle</i> 96
		b) <i>Der Abstand der Rostpfähle</i> . 103
		c) <i>Der Rost</i> 103
		α) <i>Der Betonpfahlrost</i> 103
		β) <i>Der Holzrost</i> 105
II. Tiefgründung		64
1. <i>Grundpfeiler</i>	66	III. Abdichtung der Keller gegen Grundwasser 108
2. <i>Senkbrunnen</i>	71	1. <i>Durchdringende Dichtung</i> . . . 110
a) <i>Form, Größe und Stellung der</i> <i>Senkbrunnen</i>	72	2. <i>Innenhautdichtung</i> 112
b) <i>Bauart der Senkbrunnen</i>	73	3. <i>Außenhautdichtung</i> 114
α) <i>Hölzerne Senkbrunnen</i>	73	4. <i>Schutz der Abdichtung gegen</i> <i>Wärme</i> 116
β) <i>Gemauerte Senkbrunnen</i>	74	5. <i>Dehnungsfugen</i> 116
γ) <i>Senkbrunnen aus Beton und</i> <i>Eisenbeton</i>	76	
c) <i>Die Versenkung der Brunnen</i> . . .	78	
Anhang:		
Berechnung der Baugrundbelastung durch ein freistehendes, zweigeschossiges Einfamilienhaus.		
I. <i>Einheitslasten</i>		117
II. <i>Verteilung der Dach-, Decken- und Treppenlasten</i>		118
III. <i>Belastung und Beanspruchung des Baugrundes</i>		122

A. Baugrund.

I. Die Tragfähigkeit des Baugrundes

ist abhängig

von der Druckfestigkeit der das Bauwerk tragenden Bodenart,
von der Mächtigkeit der Schicht dieser Bodenart, falls Bodenarten
geringerer Festigkeit unter dieser lagern, und
von der Neigung der Lagerfläche der tragenden Bodenschicht.

Die Neigung darf, besonders über einer durch Sickerwasser schlüpfrigen Tonschicht, nicht so groß sein, daß ein Abrutschen der tragenden Bodenschicht zu befürchten ist, zumal wenn letztere talwärts durch eine Verwerfung oder künstlich durch einen Einschnitt unterbrochen ist (Abb. 1).

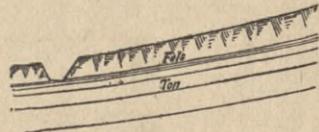


Abb. 1. Geneigte Bodenschichtung mit Einschnitt.

Ferner wird verlangt, daß an sich feste Bodenarten über Bodenschichten geringerer Festigkeit in einer Mächtigkeit von mindestens 3 m anstehen, damit die Bodenschicht nicht unter der Last des Bauwerks durchbricht.

Nach der Druckfestigkeit der verschiedenen Bodenarten unterscheidet man guten, mittleren und schlechten Baugrund.

I. Guter Baugrund.

a) Fels.

Klüfte (häufig in Kalkstein) sind durch Aufstoßen einer Brechstange zu ermitteln und mit Beton auszufüllen; verwittertes Gestein ist zu entfernen.

Die zulässige Beanspruchung von Fels ist zu $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit des Gesteins anzunehmen, ist also bis auf Tuffstein ($\sigma_{zul} = 6 \text{ kg/cm}^2$) mindestens gleich der des auf ihm ruhenden Mauerwerks.

b) Fester Mergel.

c) Festgelagerter Kies, nicht Gerölle.

d) Festgelagerter Sand.

Sand ist an fließendem Wasser durch Spundwände gegen den Angriff der Strömung zu sichern.

Je feiner der Sand ist, desto weniger darf er durch Auspumpen der Baugrube einem einseitigen Wasserdruck von unten — die

Wasserspiegel in und außerhalb der Baugrube suchen sich auszugleichen — ausgesetzt werden, weil sich sonst Triebsand bildet (Abb. 2).

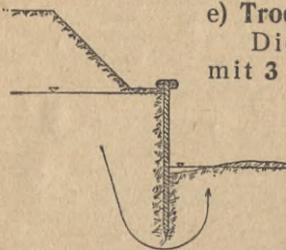


Abb. 2. Ausgleich der Wasserspiegel bei dem Auspumpen der Baugrube.

e) Trockener Ton und Lehm.

Die unter b—e genannten Bodenarten dürfen mit 3 bis 5 kg/cm² beansprucht werden.

2. Mittlerer Baugrund

erfordert besondere Maßnahmen zur Sicherung des Gebäudes.

a) **Wasserhaltiger Ton und Lehm** ist infolge seiner Nachgiebigkeit wenig tragfähig.

b) **Mischboden aus Sand und Ton oder Lehm** ist, um ein Aufweichen zu verhüten, sorgfältig vor dem Zutritt von Wasser zu sichern.

Steht er in wechselnder Schichtung an, so sind die Grundbauten durch die schwachen Schichten bis auf eine starke Schicht hinabzuführen, um, falls die Schichtung nicht ganz wagerecht oder der Druck des Bauwerks nicht genau lotrecht gerichtet ist, Rutschungen zwischen Sand- und Tonschicht möglichst zu begegnen.

3. Schlechter Baugrund.

Flugsand, Triebsand, Mutterboden, Torf, Moor und aufgeschütteter Boden bedingt in jedem Falle eine künstliche Gründung.

II. Die Untersuchung des Baugrundes

ist vor Inangriffnahme der Grundbauten an möglichst vielen Punkten der Baustelle vorzunehmen. Sie kann unterbleiben, wenn benachbarte Baustellen einen genügend sicheren Schluß auf die zu erwartenden Bodenverhältnisse ziehen lassen.

Liefert die Untersuchung sehr ungünstige Ergebnisse, so muß unter Umständen eine Verlegung des Gebäudes ins Auge gefaßt werden.

1. Probelastungen

bezwecken die Feststellung der Tragfähigkeit des Baugrundes.

In Höhe der Bausohle oder des etwa höher stehenden Grundwassers werden quadratische Eisen- oder Betonplatten von einer Seitenlänge gleich der Breite der am stärksten belasteten Grundmauern durch einen Mauerpfeiler und Formeisen oder Roheisenbarren mit mindestens der 4fachen Auflast mehrere Wochen belastet und das Einsinken durch Einnivellieren der Platte vor und nach dem Aufbringen, sowie vor der Abnahme der Last festgestellt; letzteres kann auch an einer eingemauerten Maßlatte, die an einem sicher unterstützten Wagscheit (Abb. 3) vorbeigleitet, abgelesen werden.

Die hohe Probelast ist bedingt durch die Druckverteilung nach allen vier Seiten, wogegen unter dem Bau die in Richtung der Mauerflucht außer Rechnung bleiben muß. Für die Grundfläche von Pfeilern genügt als Probelast die $1\frac{1}{2}$ fache Auflast.

Ein Einsinken bis zu 25 mm wird für unbedenklich gehalten.
 Diese Art der Untersuchung des Baugrundes findet jedoch, weil sie zu kostspielig und zu zeitraubend ist, verhältnismäßig selten Anwendung.

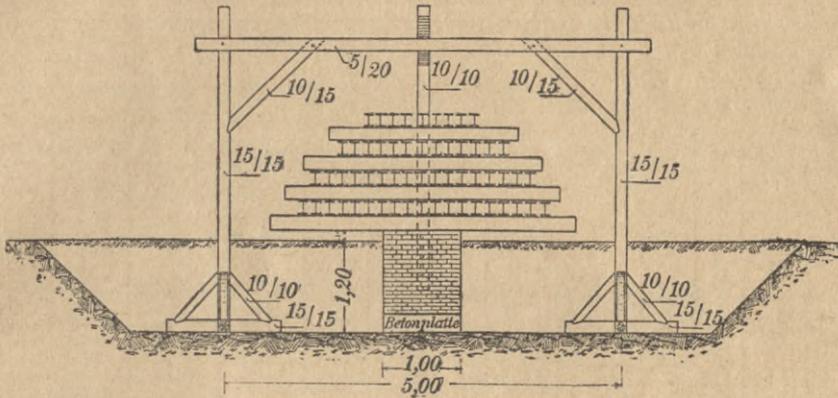


Abb. 3. Probekonstruktion des Baugrundes.

2. Probepfähle

werden geschlagen, wenn ein Pfahlrost vorgesehen ist, um aus dem Widerstand, welchen die Pfähle beim Eintreiben erfahren, ihre Tragfähigkeit zu beurteilen und daraus die Anzahl der erforderlichen Pfähle zu bestimmen.

Die Formeln, welche zur Berechnung der Tragfähigkeit der Pfähle benutzt zu werden pflegen, sind wenig zuverlässig.

Nach neueren Versuchen im kleinen liefert die Formel von Eytelwein-Ritter noch die sichersten Ergebnisse:

$$T = \frac{1}{n} \left(\frac{h}{e} \cdot \frac{P^2}{P + G} + P + G \right),$$

worin
 P das Gewicht des Rammjärs in kg,
 G „ „ „ Pfahles „ „ „
 T die Tragfähigkeit des Pfahles in kg,
 h die Fallhöhe des Rammjärs in cm,
 e das Ziehen des Pfahles beim letzten Rammschlage in cm,
 n ein Sicherheitswert

nach Möller $n = 3$ für Sandboden,
 $n = 5$ „ Leimboden.

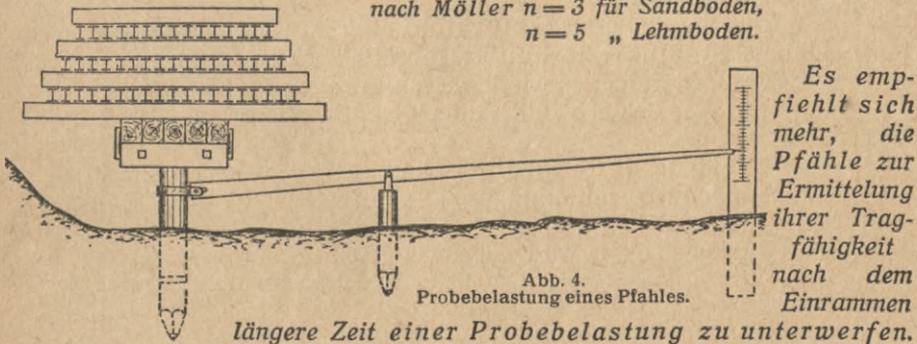


Abb. 4. Probekonstruktion eines Pfahles.

längere Zeit einer Probekonstruktion zu unterwerfen.

Es empfiehlt sich mehr, die Pfähle zur Ermittlung ihrer Tragfähigkeit nach dem Einrammen

Zur Aufnahme der Probelast werden Kanthölzer in der Art einer Bohrschelle (Abb. 18) mit Schraubenbolzen an den Pfahlkopf geklemmt und mit quer darüber gelegten Hölzern verklammert. Die Senkung des Pfahles wird zweckmäßig durch einen ungleicharmigen Hebel (1:2 bis 1:5) verdeutlicht (Abb. 4).

Doch ist für alle Fälle, um die Tragfähigkeit der einzelnen Pfähle miteinander vergleichen zu können, ein Rammverzeichnis folgender Art¹⁾ zu führen, in welches die Pfähle in der Reihenfolge des Ramm- (Lage-) Planes von dem Rammeister oder Bauaufseher eingetragen werden.

Datum		Zahl der Rammer	Pfahl					Ramm- bär		In der letzten Hitze (während der letzten 5 Minuten)		Eindringen des Pfahles beim letzten Ramm- schlage	Bemerkungen
Monat	Tag		Nummer	Ganze Länge	Mittlere Stärke	Gewicht	Eingerammte Länge	Gewicht	Fallhöhe	Zahl der Ramm- schläge	Eindringen des Pfahles		

Die Bemerkung „während der letzten 5 Minuten“ bezieht sich auf Kunst- und Dampfrahmen.

Ziehen die später geschlagenen Pfähle beim letzten Ramm-
schlage nicht stärker als die Probepfähle, so darf ihre Tragfähigkeit gleich der berechneten oder besser durch Probebelastung ermittelten Tragfähigkeit der Probepfähle angenommen werden.

3. Das Sondiereisen,

ein Probepfahl im kleinen, 2—4 m lang, 3 cm stark, mit schlanker Spitze und Öse zum Durchstecken eines Hebels (Abb. 5), wird in den Boden gestoßen, geschlagen, gedreht, und gestattet auf geringe Tiefe je nach seinem Eindringen Schlüsse auf die Festigkeit des Baugrundes zu ziehen.

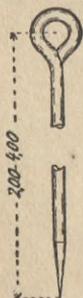


Abb. 5.
Sondier-
eisen.

Das Sondiereisen ermöglicht aber auch, die mit ihm durch-
fahrene Bodenart zu beurteilen. Bei Sand und Kies zeigt sich
das Eisen, nachdem es wieder herausgezogen ist, blank gescheuert,
bei Ton oder Lehm bläulich oder gelblich gefärbt, bei Torf
klebrig.

Um kleine Bodenproben zu erhalten, versieht man
das Sondiereisen mit schrägen Taschen (Abb. 6), die sich
beim Herausziehen füllen.

Das Sondiereisen wird wegen der geringen Untersuchungs-
tiefe, für welche es verwendbar ist, entweder nach vollständiger



Abb. 6.
Taschen
im Sondier-
eisen.

1) Nach Brennecke.

Ausschachtung der Baugrube oder nach Herstellung besonderer Probegruben erst in Höhe der Bau-
sohle angesetzt.

Tiefere Probegruben dürfen wegen der damit verbundenen Auflockerung des Baugrundes nur an Stellen, welche später nicht durch Grundbauten belastet werden, ausgehoben werden.

4. Bohrungen

werden vorgenommen, um die Art und Lagerung des Baugrundes festzustellen; sie lassen nach den allgemein bekannten Eigenschaften der Bodenarten, nach der Mächtigkeit und Neigung der Schichten einen ziemlich sicheren Schluß auf die Tragfähigkeit des Baugrundes zu. Diese Art der Bodenuntersuchung ist die häufigste.

An verschiedenen Punkten der Baustelle werden Bohrlöcher von 8—15 cm Weite in die Tiefe getrieben, die aber, falls Gründung unter Wasserhaltung beabsichtigt ist, nicht in der Baugrube selbst angelegt werden dürfen, weil dadurch die Quellenbildung erleichtert werden würde.

Von dem heraufgeholtten Boden werden Proben entnommen und in flachen, in kleine Fächer geteilten Kästen oder in Probiergläschen aufbewahrt und mit fortlaufender Nummer versehen; die Tiefe, von — bis zu welcher eine Bodenart vorkommt, wird bei der zugehörigen Probe vermerkt.

Die Bohrlöcher werden eingemessen, in einen Lageplan, den Bohrplan (Abb. 7), eingetragen und numeriert, die Geländehöhe an jedem Bohrloch einnivelliert und ein Bohrverzeichnis folgender Art angelegt:

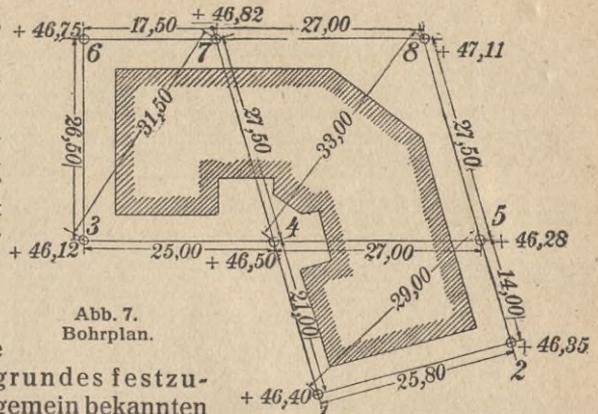


Abb. 7.
Bohrplan.

Datum		Bohrloch		Bodenart				Art des Bohrers	Ordinate des Grundwasserspiegels	Bemerkungen	
Monat	Tag	Station	Nummer	Geländeordinate	Bezeichnung	Bohrtiefe	Ordinate				Mächtigkeit
IV.	17.	—	1	46,40	Sand	0,00	46,40	1,75	1	Ventilbohrer	44,90
					Fließsand	1,75	44,65	1,60	2	"	
					Ton	3,35	43,05	0,45	3	Schappe	
					Mergel	3,80	42,60	1,65	4	Meißelbohrer	
					Sandstein	5,45	40,95	0,95	5	"	
						6,40	40,00				

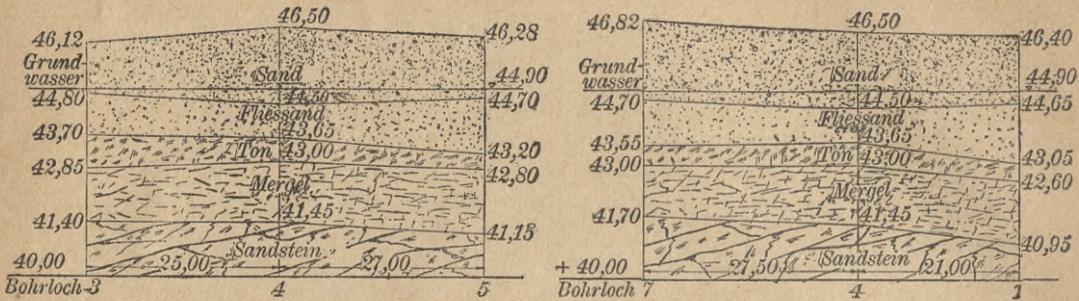


Abb. 8. Schichtenpläne zum Bohrplan Abb. 7.

An Hand dieses Verzeichnisses lassen sich Schichtenpläne (Abb. 8) auftragen, die ein genaues Bild der Bodenverhältnisse ergeben.

a) Die Bohrer.

α) Die **Schappen**, Drehbohrer mit Stahlschneiden, für mittelfeste Bodenarten, haben eine zylindrische, je nach der größeren oder geringeren Festigkeit des Bodens mehr offene oder mehr geschlossene Form. Sie werden in die Erde eingedreht und, sobald sie gefüllt sind, herausgezogen und entleert. Es werden verwendet

die „**Schappe**“, offene oder Löffelschappe (Abb. 9), für festen Ton,

die **Rohrschappe** (Abb. 10) für Mutterboden, Mischboden aus Sand und Ton oder Lehm, weichenen Ton und Moor.

β) Die **Staubbohrer** mit Fußventil (Abb. 11), auch **Schlamm-, Schmand-, Ventilbüchsen** genannt, für losen, wasserführenden Boden, besonders Sand, werden durch Aufstoßen gefüllt. Ist kein Grundwasser vorhanden, so muß Wasser in das Bohrloch gegossen werden, um den Boden geschmeidiger zu machen.

γ) Die **Stoßbohrer**, Bohrmeißel aus Stahl, für Gestein, werden in kurzen Stößen auf und

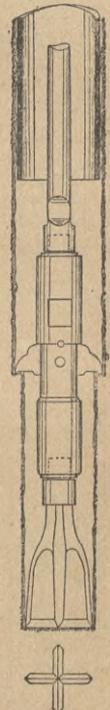
Abb. 9.
Schappe.Abb. 10.
Rohrschappe.Abb. 11.
Staubbohrer.Abb. 12.
Flachmeißel für
Spülbohrung.

Abb. 13.

Abb. 13. Kreuzmeißel mit Nachnahmebohrer zum Erweitern des Bohrloches auf Rohrdurchmesser.

[Tiefbohr-Maschinen- und Werkzeuge-Fabrik Nürnberg v. Heindr. Mayer & Co., Nürnberg-Doos.]

ab bewegt und beim Heben etwas gedreht, um ein kreisrundes Bohrloch zu erhalten, in dem sich der Bohrer nicht festklemmen kann. Damit sich der Stahl nicht zu sehr erhitzt, wird Wasser in das Bohrloch gegossen.

1. Gebräuchlich ist der Flachmeißel (Abb. 12) und für schräg einfallendes, klüftiges oder ungleich hartes Gebirge, in dem ersterer leicht seitwärts vertrieben wird, der Kreuzmeißel (Abb. 13).

Die Festigkeit des Gesteins läßt sich nach dem Fortschritt des Bohrloches beurteilen.

2. Der Bohrschmand wird von Zeit zu Zeit mit einer Ventilbüchse (Abb. 11) herausgeholt.

Durch Einführen von Druckwasser in das Bohrloch, Spülbohrung (vgl. Abb. 12), wird der Bohrschmand herausgespült und zugleich der Bohrfortschritt gefördert.

b) Das Bohrgestänge

ermöglicht die Bewegung des Bohrer in der Tiefe. Es besteht aus 1—5 m langen eisernen Stäben von quadratischem Querschnitt und 24—40 mm Stärke, die der zunehmenden Tiefe des Bohrloches entsprechend aneinander gesetzt werden.

Die Verbindung der einzelnen Stäbe muß steif, aber leicht löslich sein, damit das Auseinandernehmen zum Entleeren des Bohrer und das Zusammensetzen beim Einbringen möglichst wenig Zeitverlust verursacht.

Das Schraubenschloß (Abb. 14), für Stauch- und Stoßbohrer, gestattet nur Rechtsdrehung.



Abb. 14.
Schraubenschloß.

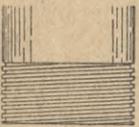


Abb. 16.
Futterrohr mit Schraubmuffe.

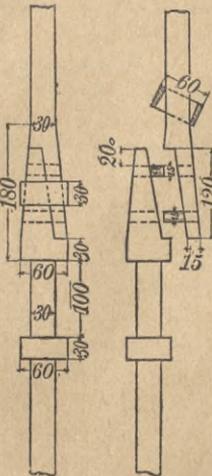


Abb. 15. Blattschloß.

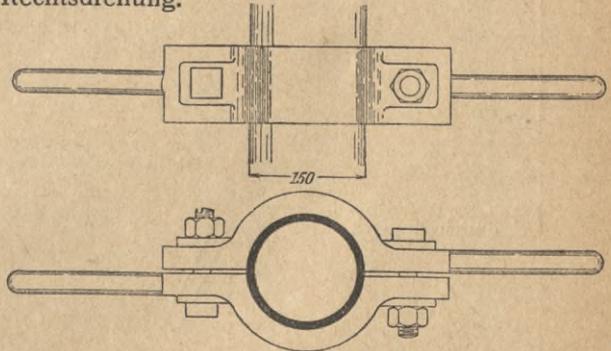


Abb. 17. Rohrklemme. [Deseniss & Jacobi A.-G., Hamburg.]

Das Blattschloß (Abb. 15), für Schuppen, ist sehr schnell lösbar. Zum Spülbohren werden Hohlgestänge (mit Schraubverbindung) verwendet (vgl. Abb. 12).

Um das umständliche Auseinandernehmen und Zusammensetzen des Gestänges beim Heraufholen des Bohrgutes zu ersparen, erfolgt das Stauch- und Stoßbohren in größerer Tiefe mit Seil (vgl. Abb. 79).

c) Futterrohre

sind erforderlich in losem Boden, besonders in wasserführenden Schichten, damit das Bohrloch nicht zustürzt. Es sind dies schmiedeeiserne Rohre von 1,5—5 m Länge und mindestens 5 mm Wandstärke, deren innerer Durchmesser 5—15 mm größer ist als der des Bohrer.

Ihre Verbindung erfolgt gewöhnlich durch Schraubmuffen (Abb. 16) mit Hilfe von Rohrklemmen (Abb. 17).

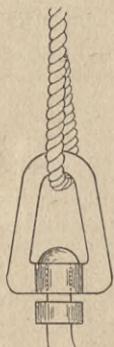


Abb. 24. Geisfuß.

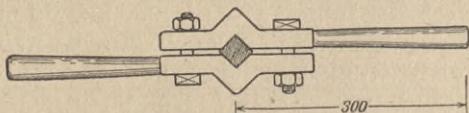


Abb. 20. Dreheisen. [Heinrich Mayer & Co., Nürnberg.]



Abb. 25. Glückshaken.

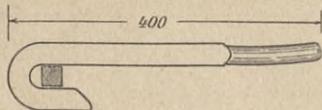


Abb. 19. Gestängeschlüssel. [Heinrich Mayer & Co., Nürnberg.]

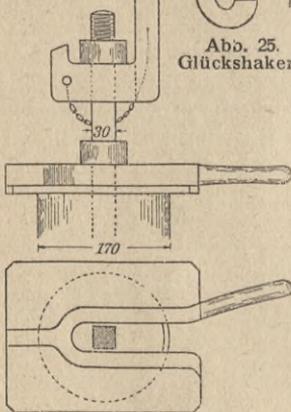


Abb. 23. Abfangschiere. [Heinrich Mayer & Co. Nürnberg.]



Abb. 22. Gestängewirbel.

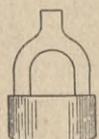


Abb. 26. Federfangbüchse. [Deseniss & Jacobi A.-G., Hamburg.]

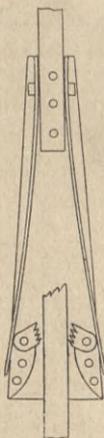


Abb. 27. Zahngabel.



Abb. 18. Futterrohr mit Bohrschelle. — Einrammen des Futterrohres.

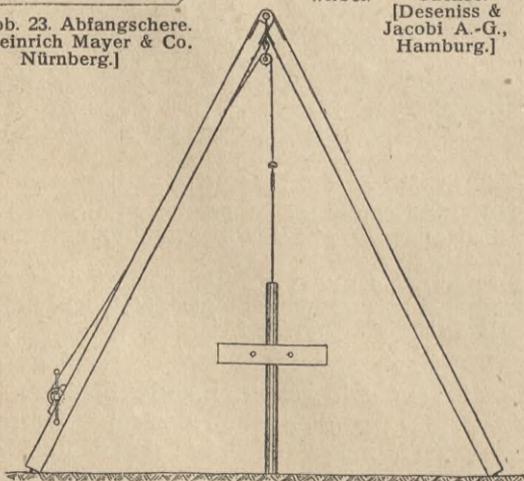
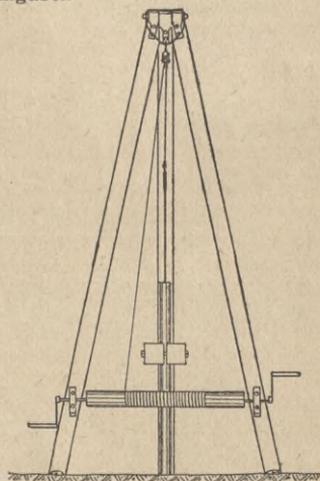


Abb. 21. Bohrgestüt mit Förderhaspel.



Damit das Futterrohr dem Fortschritt des Bohrlochs entsprechend nachsinkt, wird es belastet, am einfachsten dadurch, daß die den Bohrer handhabenden Arbeiter auf einer an dem Rohr festgeklemmten Bohrschelle (Abb. 18) stehen. Sollte die ruhende Belastung nicht ausreichen, so wird durch Hin- und Herdrehen des Rohres oder durch eine hölzerne Handramme nachgeholfen (Abb. 18).

Nach Feststellung der Art und Schichtung des Baugrundes werden die Futterrohre wieder herausgezogen, am einfachsten mittels zweier unter eine Rohrschelle fassenden Wuchtebäume.

d) Hilfsgeräte.

a) Zum Zusammenschrauben des Gestänges dienen Gestängeschlüssel (Abb. 19), zum Drehen, unter Umständen auch zum Anheben, an das Gestänge geklemmte Dreheisen (Abb. 20).

β) Zum Anheben längerer Gestänge wird ein Bohrerüst mit Förderhaspel (Abb. 21) aufgestellt.

Das Seil der Winde wird an dem Gestänge wirbel (Abb. 22) befestigt und zum Stauch- und Stoßbohren auch als Rammtau benutzt (vgl. Abb. 59, 79).

γ) Zum Auseinandernehmen des Gestänges wird der untere Teil unter dem zweiten Bund durch eine Abfangschere (Abb. 23) gehalten, der obere abgenommen, sodann der untere unter dem oberen Bund mit dem Geisfuß (Abb. 24) gefaßt und mit dem Seil der Winde gehoben.

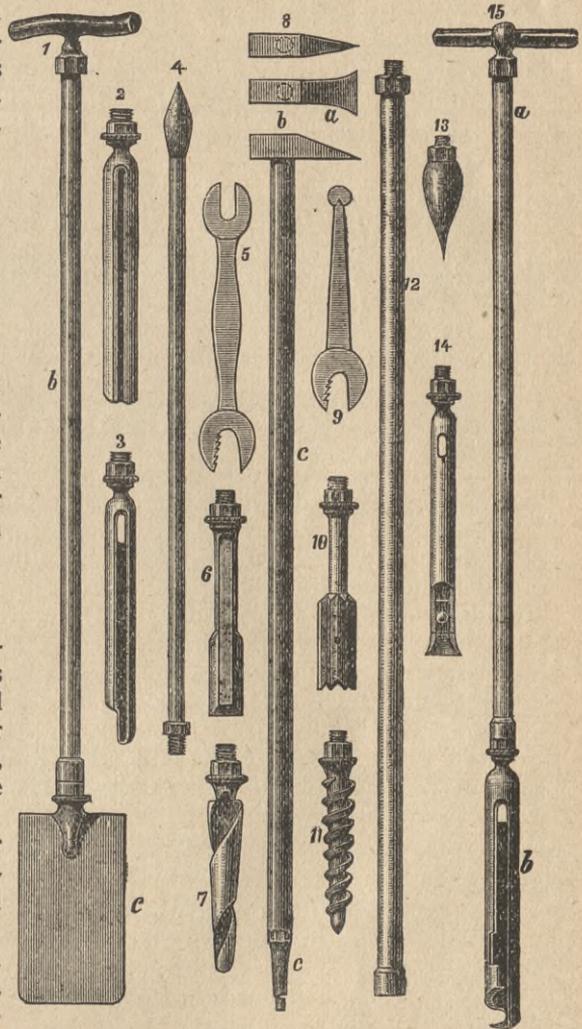


Abb. 28. Hand-Tiefbohr-Apparat (System Tecklenburg) [Graefische Armaturen- und Maschinenfabrik von Theodor Brust in Darmstadt.]

2. Hohlbohrer für Schotter und Gerölle. 3 u. 15b. Schappen für feuchten Lehm, Ton, Mutterboden, Sand, nicht zu groben Kies. 4. Brechstange zum Durchstoßen und Beiseitdrängen von Steinen (Findlingen). 5. Abfanggabel mit Schlüssel. 6. Flachmeißel für festes Gestein. 7. Schneckenbohrer z. Vorbohren in verwittertem Schiefer. 8c. Schmilme, als Kolbenbohrer zu benutzen. 10. Kronenbohrer für zerklüftetes festes Gestein. 11. Spiralbohrer zum Auflockern von festem Kies. 12. Hohlgestänge. 13. Spitzbohrer zum Vorbohren. 14. Ventilbüchse für Tribsand und zum Heraufholen von Bohrschlamm.

δ) Fanggeräte zum Heraufholen losgelöster oder abgebrochener Gestängeteile:

Der Glückshaken (Abb. 25) wird unter ein Gestängeschloß gedreht, die Federfangbüchse (Abb. 26) über ein solches geschoben, die Zahngabel (Abb. 27) über ein mitten gebrochenes Gestänge.

e) Hand-Tiefbohr-Apparate

(von Theodor Brust in Darmstadt und Heinrich Mayer & Co. in Nürnberg-Doos) dienen zur Feststellung der Bodenarten auf verhältnismäßig geringe Tiefen, wie sie die Untersuchung des Baugrundes meistens nur verlangt (Abb. 28).

Der Durchmesser der Werkzeuge beträgt 22—50 mm. Es lassen sich damit Bohrlöcher bis 30 m Tiefe herstellen. Die Bedienung erfordert nur 1—2 Mann.

B. Baugrube.

Sie ist der Arbeitsraum, welchen die Herstellung der in der Erde steckenden Gebäudeteile, Keller und Grundmauern, erfordert.

Sie muß in der Regel etwas größer sein als die Grundfläche des Baues, sei es um die Verschalung der Baugrubenwand wieder entfernen und die Hinterfüllungserde gut einstampfen zu können (Spielraum mindestens 20 cm), sei es um das Grundwasser während der Ausführung der Grundbauten abzuleiten (mindestens 20 cm), sei es um einen seitlichen Arbeitsraum (mindestens 60 cm) zu schaffen. Hierzu kommt noch die zur Abböschung oder zur Verschalung und Absteifung der Baugrubenwand erforderliche Breite.

In tieferen Baugruben muß alle 2 m bei Abböschung ein Absatz (Abb. 29), bei Absteifung eine Pritsche zum Lagern und Weiterbewegen des Bodens eingeschaltet werden.

I. Im Trockenem

wird die Baugrubenwand in freiem Gelände, bei breiter, flacher Baugrube abgeböschet, auf beschränktem Bauplatz, bei schmaler, tiefer Baugrube abgesteift.

i. Die Abböschung

darf desto steiler sein, je standfester die Bodenart ist und je kürzere Zeit die Böschung stehen bleibt; für mittelfesten Boden (sandiger Lehm) genügt ein Böschungswinkel von 60° .

Die in lotrechten Abständen von rd. 2 m angelegten Absätze macht man 0,50 bis 1,00 m breit. Die Böschungskanten werden durch aufgelegte Bohlen vor Beschädigung und Einsturz geschützt (Abb. 29).



Abb. 29. Abgeböschte Baugrubenwand mit Absatz.

2. Die Absteifung

erfolgt so, daß die Baugrubenwände mit wagerechten oder lotrechten Bohlen verschalt, die Schalbohlen in Abständen von 1—2 m durch Querbohlen gefaßt und diese durch Steifen gegen die Verschalung und die Erde gepreßt werden.

Die Absteifung gestaltet sich am einfachsten in verhältnismäßig schmalen (unter 7,50 m) Baugruben mit parallelen Wänden, welche sich gegeneinander absteifen lassen. Die Breite der Ausschachtung hält man 1—3 cm knapper, als sich rechnermäßig aus der Steifenlänge und den Bohlenstärken ergibt, damit die Steifen wirklich fest eingespannt werden, was man beim Anschlagen an einem brummenden Ton erkennt.

Die Steifen sollen sowohl in lotrechter als auch in wagerechter Richtung Ebenen bilden, damit sie den Arbeitsraum nicht zu sehr beengen und die Möglichkeit bieten, Bohlen zu Pritschen wagerecht auf sie zu legen (Abb. 30).

Erheblich schwieriger ist die Absteifung einer Baugrubenwand durch Schrägsteifen, wie sie sich bei sehr breiter Baugrube, falls Abböschung nicht zulässig ist, nicht vermeiden läßt.

a) Wagerechter Verbau

wird angewendet, wenn der Boden wenigstens einigermaßen (auf 30 cm Höhe) steht.

In schmalen Baugruben werden je nach Standfestigkeit des Bodens beiderseitig 1—4 Bohlen (4,00/0,30/0,04) auf einmal eingezogen, in der Mitte und an beiden Enden mit Brusthölzern (1,20/0,15/0,06) verlascht, die Steifen (0,10 bis 0,20 ϕ) schräg zwischen letzteren angesetzt und längs der Brustholzfaser mit dem Hammer wagerecht und fest getrieben (Abb. 30). Unter die Steifen, welche mit Pritschen für Boden und Baumaterial belastet werden, sind der Sicherheit halber Knaggen zu nageln.

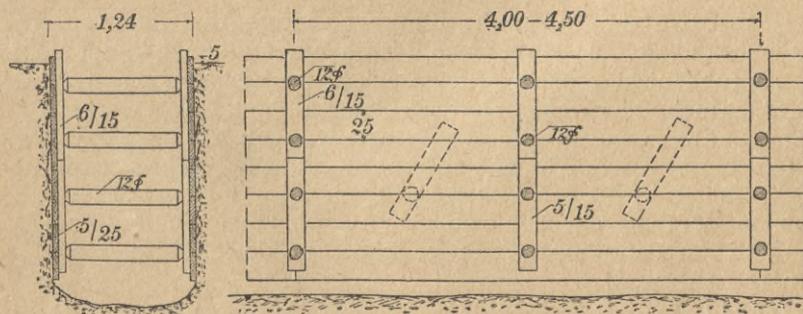
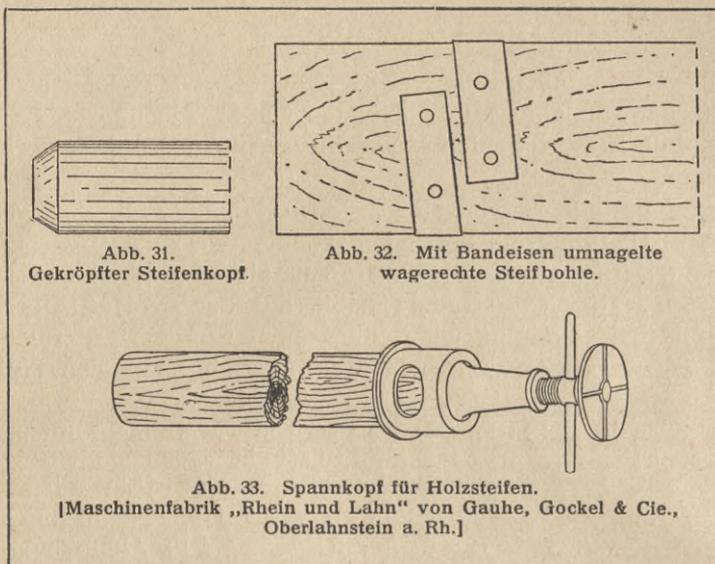


Abb. 30. Wagerechter Verbau einer schmäleren Baugrube.



Der besseren Haltbarkeit wegen werden die Steifen gekröpft (Abb. 31) und die Bohlen an den Enden mit Bandeisen umnagelt (Abb. 32).

Steifen und Brusthölzer werden bei Verwendung von Spannköpfen (Abb. 33) sehr geschont, da diese das Einschlagen entbehrlich machen.

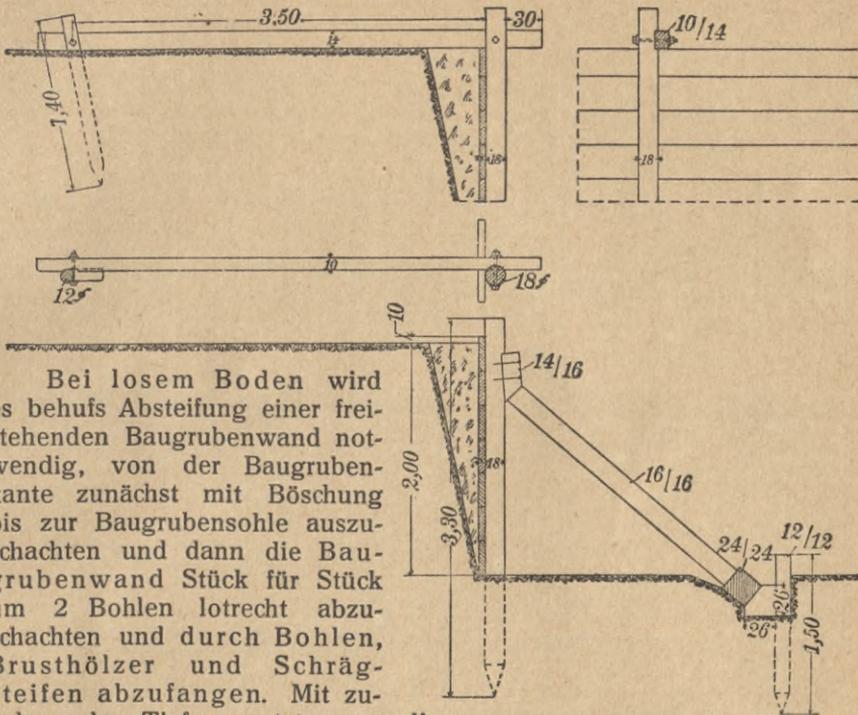
spannen und Lösen der Steifen durch eine Schraube ermöglichen, Hammer- schläge entbehrlich machen.

Darf wegen schlechtstehenden Bodens (Sand) jedesmal nur auf 1—2 Bohlenbreiten ausgeschachtet werden, so werden bei einer Brustholzlänge von 1,20 m die beiden ersten Bohlen zunächst durch 2 Steifen nur notgesteift und erst beim Einziehen der beiden weiteren Bohlen die Brusthölzer regelrecht auf Bohlenstoß und Bohlenmitte gesetzt (Abb. 30). Dieses sog. Umsteifen erfolgt beim Aussteifen (Entfernen der Absteifung) in umgekehrter Reihenfolge.

Die Stirn der Baugrube wird mit lotrechten Bohlen verschalt, welche mit zunehmender Baugrubentiefe tiefer geschlagen werden und sich gegen die Endsteifen legen, die ihrerseits an den Enden durch Knaggen oder Bauklammern vor dem Abrutschen zu schützen und bei größerer Länge noch in der Mitte durch einen wagerechten Sprengbock abzufangen sind (Abb. 107).

Ist bei breiter Baugrube die **gegenseitige Absteifung der Wände nicht mehr möglich**, so wird, wenn der Boden einigermaßen gut steht und die Baugrube nicht sehr tief (höchstens 2,50 m) ist, die Baugrubenwand stückweise mehr oder weniger lotrecht abgeschachtet. Davor werden Pfähle in 2 m Abstand geschlagen, wagerechte Bohlen hinter diese geschoben und bei etwas Böschung gut hinterstopft. Die Pfähle werden erforderlichenfalls noch durch Schrägsteifen, die sich gegen Schwellen und Pfähle auf der Baugrubensohle stützen, oder bei mangelndem Platz durch außerhalb der Baugrube verankerte Zangen oder Drahtseile am Kopfe gehalten (Abb. 34).

Die Entfernung der Verschalung ist schwierig, da die Wand hierbei leicht einstürzt und die unteren Bohlen verschüttet.



Bei losem Boden wird es behufs Absteifung einer freistehenden Baugrubenwand notwendig, von der Baugrubenkante zunächst mit Böschung bis zur Baugrubensohle auszuschichten und dann die Baugrubenwand Stück für Stück um 2 Bohlen lotrecht abzuschichten und durch Bohlen, Brusthölzer und Schrägstößen abzufangen. Mit zunehmender Tiefe ersetzt man die Brusthölzer durch längere Kanthölzer, die zum Schluß zwecks Platzersparnis durch eine Treiblade und Einzapfen in deren Schwellbalken abgefangen werden können (Abb. 35).

In neuerer Zeit gelangt das Absteifverfahren, welches zuerst bei dem Bau von Unterpflasterbahnen angewendet wurde, auch anderwärts immer mehr zur Einführung, namentlich zur Abstützung freistehender Baugrubenwände an Straßen mit starkem Verkehr, weil bei ihm Steifen, Streben, Verankerungen entbehrt werden können.

Zunächst werden vom Gelände aus in 2—2,5 m Abstand I-Eisen mit dem Steg rechtwinklig zur Baugrubenkante in die Erde gerammt. Nachdem auf eine Bohlenbreite ausgeschachtet ist, werden die Schalbohlen, deren Länge gleich dem

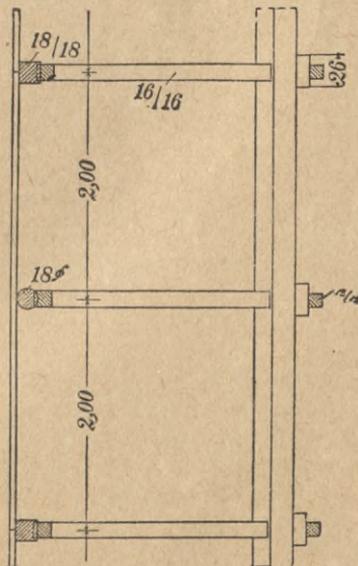


Abb. 34. Absteifung einer freistehenden Baugrubenwand durch Pfähle und Schrägstößen oder Zangen.

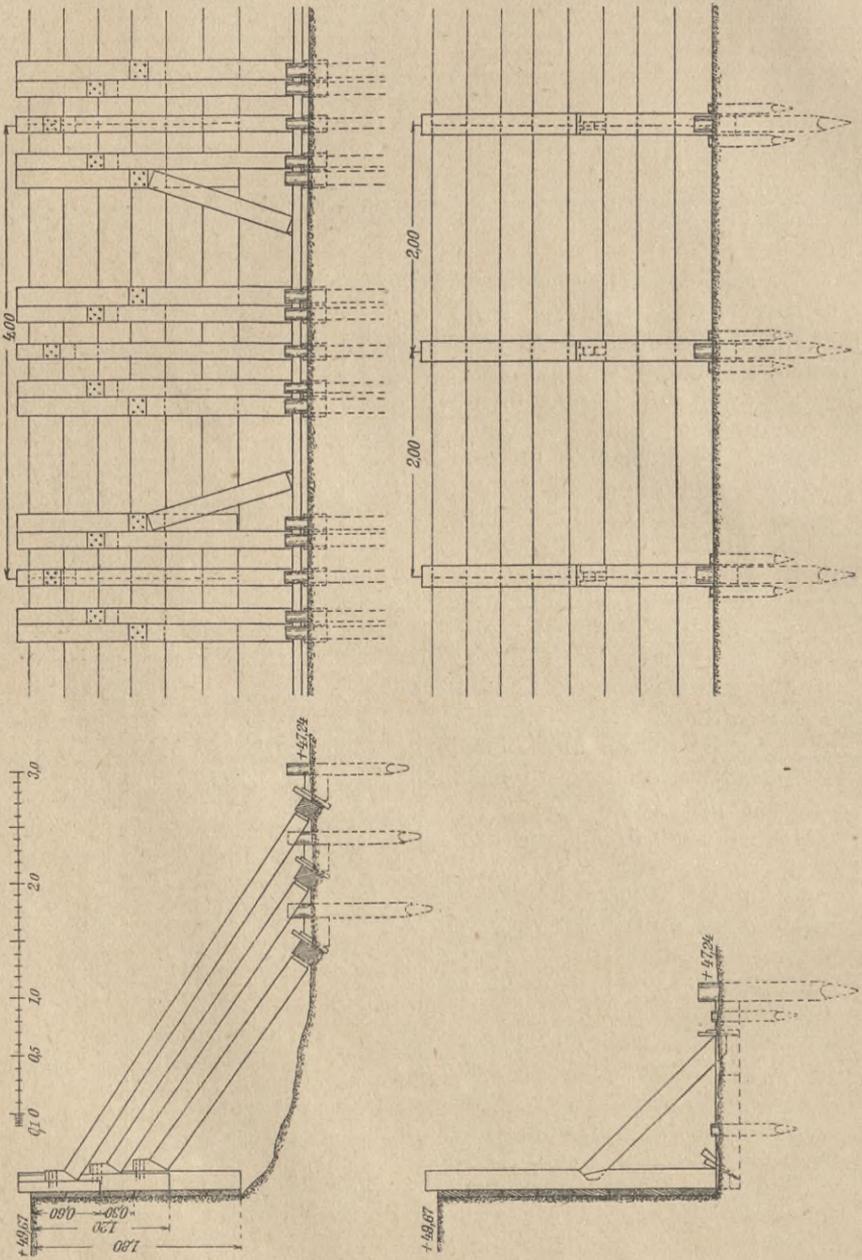


Abb. 35. Wagerechter Verban einer freistehenden Baugrubenwand.

Abstand zwischen Steg und Flanschseite zweier Nachbarträger ist, hinter die inneren Trägerflansche geschoben, gegen diese durch Holzklötze abgekeilt und mit den etwas vorstehenden Keilen vernagelt (Abb. 36). Die weiteren Bohlen werden, um ihr Verschieben und ein Klaffen der Fugen zu verhüten, während des Festkeilens mit Bauklammern an die oberen Bohlen angehängt.

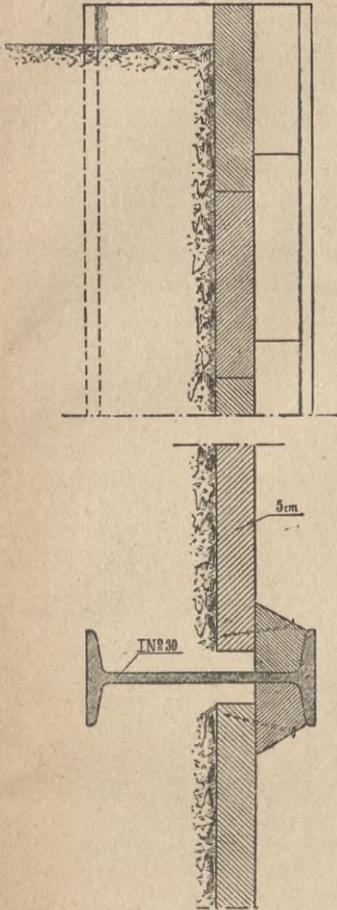


Abb. 36.
Wagerechte Schalbohlen
zwischen eingerammten
I-Trägern.

Werden die I-Pfähle nicht durch Steifen oder Streben abgefangen, so müssen sie ungefähr so tief unter die Bausohle reichen, wie sie nach der Ausschachtung freistehen, und müssen dem ganzen Erddruck entsprechend stark gewählt werden.

Das Aussteifen erfolgt mit dem Höherwachsen des Baues Bohle um Bohle, woran die Verfüllung jedesmal sofort anzuschließen ist. Die Träger können erst, wenn die Baugrube bis zum Gelände zugefüllt ist, wieder herausgezogen werden.

Wird an die Schalung anbetoniert, so muß diese in der Erde stecken bleiben. Um in diesem Falle die I-Eisen wiedergewinnen zu können, empfiehlt es sich, die Bohlen vor die Flansche zu setzen und mit drehbaren Hakenbolzen an diese anzuklemmen (Abb. 37). Damit diese bei dem Anziehen der Mutter

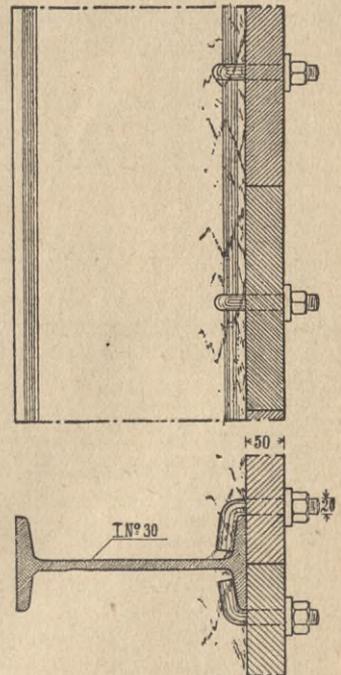


Abb. 37.
Wagerechte Schalbohlen mit
Hakenschrauben an einge-
rammte I-Träger angeklemt

nicht wieder von dem Flansch abrutschen, muß während dieser Arbeit das vorstehende Bolzenende mit einer Rohrzange festgehalten werden.



Abb. 38.
Lotrechte Steifbohle, mit Band-eisen übergelgt.

b) Lotrechter Verbau

kommt zur Anwendung in sehr losem, besonders in wasserhaltigem Boden, wo der Ausschachtung die Ver-schalung unmittelbar folgen muß.

Nach Ausschachtung auf 0,50—1,50 m werden die 1—4 m langen Bohlen aufgestellt und durch wäge-rechte Zangen und in Abständen von 2 m dazwischen gesetzte Steifen am unteren Ende und in Geländehöhe an die Baugrubenwand gepreßt. Der weiteren Aus-schachtung entsprechend werden dann die Bohlen ein-zeln mit einem Holzhammer tiefer getrieben und in lotrechten Abständen von 1—1,50 m, jedenfalls aber wieder am unteren Ende gegeneinander abgesteift (Abb. 106).

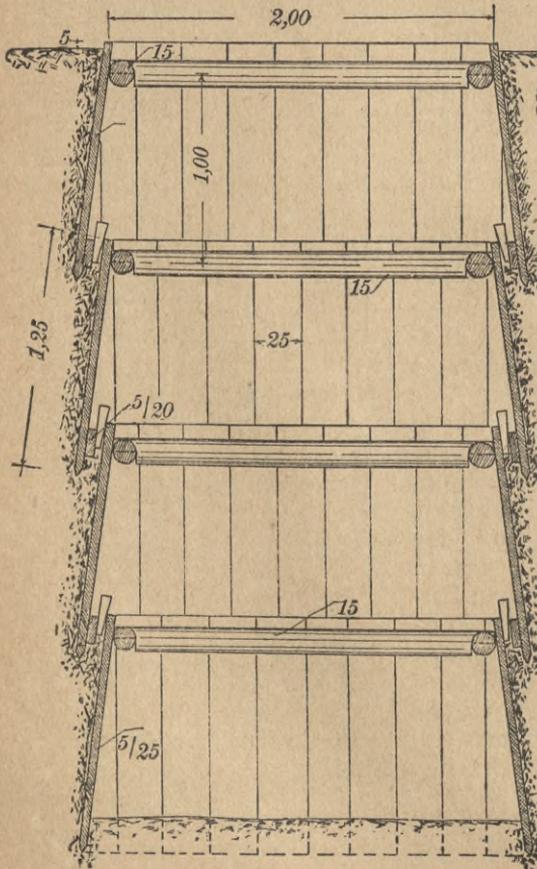


Abb. 39. Lotrechter Verbau.

Die Schalbohlen sind 4—6 cm stark, ihr Hirn-ende wird zum Schutze gegen die Hammerschläge mit Bandeisen über-nagelt (Abb. 38).

Die Zangen bestehen aus 6—10 cm starken Böhlen, aus schwachen Kanthöl-zern ($1\frac{1}{4}$ — $1\frac{1}{6}$) oder auch aus Rundhölzern (15—20 cm ϕ). Auf Kantholz- und Rundholz-zangen werden die Steifen auf-geblattet, in Ecken mit ihnen überblattet, so daß die letzte Steife vor der Stirnwand in dem Ausschnitt der Zangen Halt findet und selbst als Zange der Stirnwand zur Wirkung kommt (Abb. 39).

Bei Baugrubentiefen über 4 m werden 2, 3 und mehr Gefache erforderlich. Um hierbei die Baugrube nicht in jedem oberen Gefache verbreitern zu müssen, wird die Baugruben-wand etwas unterschritten (Abb. 39).

Nach Fertigstellung zweier Gefache werden ihre Bohlen am

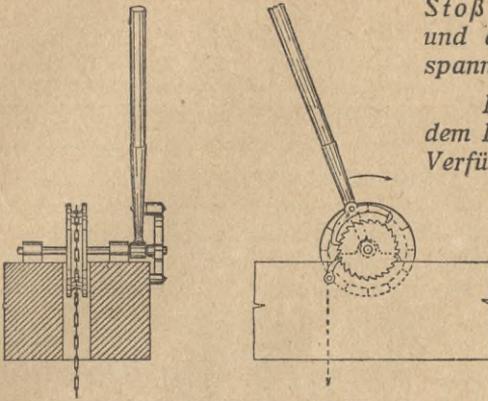


Abb. 40. Bohlenwinde.

Stoß durch Keile auseinandergetrieben und dadurch die Steifen stramm gespannt (Abb. 39).

Die Steifen und Zangen werden dem Fortschritt des Bauwerks und der Verfüllung entsprechend wieder herausgenommen, die Bohlen aber erst nach vollständiger Verfüllung mit einem Hebebaum oder einer Bohlenwinde (Abb. 40) herausgezogen, wobei der Boden gut nachzustopfen ist.

Arbeit und Materialverschleiß ist bei dem lotrechten Verbau größer als bei dem wagen-

rechten, daher ist ersterer nur dann anzuwenden, wenn es infolge schlechter Bodenbeschaffenheit unbedingt notwendig ist.

II. Im Grundwasser

wird die die Baugrube umschließende Wand vor der Ausschachtung in die Erde getrieben, um jegliches Nachstürzen von Boden beim Abschachten der Baugrubenwand zu verhindern. Die Fugen der gewöhnlich aus einzelnen Bohlen bestehenden Wand müssen dicht schließen, um nach Ausschachtung der Baugrube ein Durchfließen von Wasser und Durchrieseln von Boden möglichst zu verhindern.

Parallele Wände schmalerer Baugruben werden mit dem Tiefer-schachten in lotrechten Abständen von 1—1,50 m mittels wagerechter Zangen und Steifen gegeneinander abgespreizt. Doch sollen die Wände immerhin noch mit einem Drittel ihrer ganzen Länge unter die Baugrubensohle reichen.

Wände, welche infolge großer Baugrubenbreite nicht abgesteift werden können, müssen dagegen nach beendeter Ausschachtung noch mindestens zur Hälfte im Boden stehen. Außerdem ist ihr oberer Rand beiderseits mit Zangen ($\frac{16}{16}$ — $\frac{20}{20}$), die mit einzelnen Bohlen der Wand verbolzt werden, zu besäumen, um die ganze Wand zusammenzuhalten und das Ausbrechen einzelner Bohlen zu verhindern (Abb. 41, 42, 82, 89, 90, 102, 104, 105, 143).

Die Zangenstöße werden an beiden Seiten gegeneinander versetzt, die Zangen an den Ecken entweder durch eiserne, im Winkel gebogene Laschen und Bolzen miteinander verbunden (Abb. 41) oder auch übereinander hinweggeführt und mit dem Eckpfahl verbolzt (Abb. 42), welche letztere Verbindung allerdings um die Zangenhöhe längere Bohlen für die eine Wand verlangt.

Ist die Baugrubenwand über dem Grundwasserspiegel verschalt und abgesteift, so muß die einzuschlagende Wand mindestens 20 cm vor die Verschalung gesetzt werden, damit sie der Rammbar, ohne die Verschalung zu streifen, zentrisch treffen kann.

Schnitt c-d

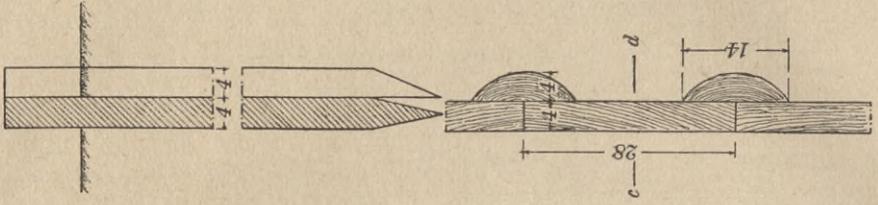


Abb. 44. Stülpwand mit Fugendeckung durch Schwarten.

Schnitt a-b

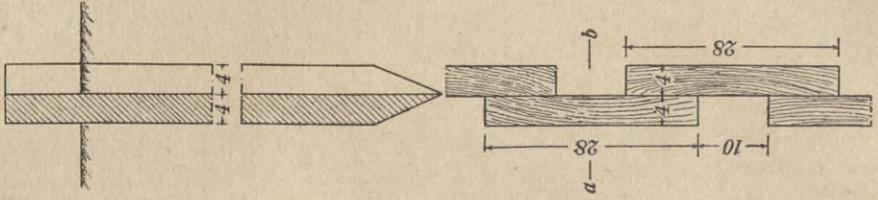


Abb. 43. Einseitig zugeschärfte Stülpwand.

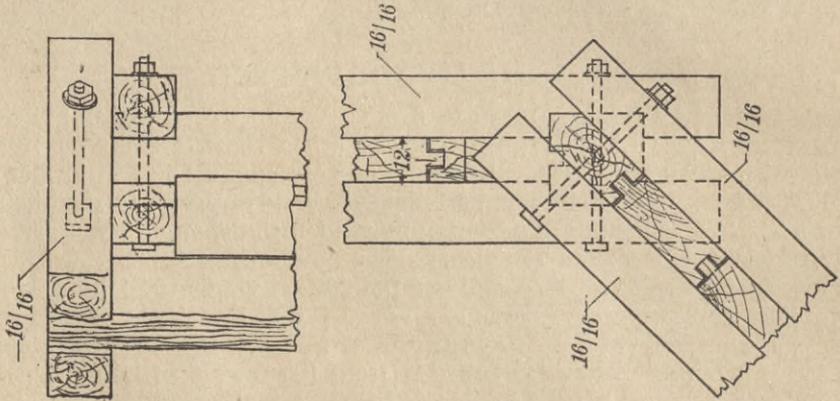


Abb. 42. Verbindung der Spundwand-zangen mit einem Eck-Bundpfahl.

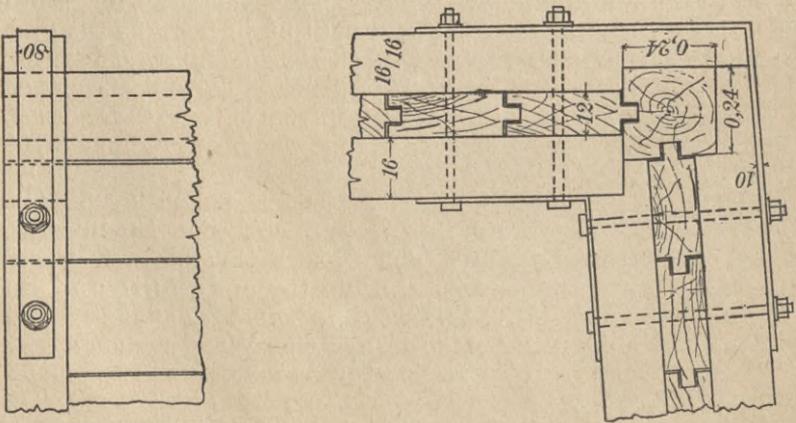


Abb. 41. Eckverbindung von Spundwand-zangen durch Laschen.

1. Stülpwände

bestehen aus zwei Reihen lotrechter zugeschräfter Bohlen von 4—5 cm Stärke, deren eine die Fugen der anderen deckt.

Entweder werden beide Bohlenreihen gleichzeitig gerammt und in diesem Falle die Bohlen, um nicht voneinander abgetrieben zu werden, einseitig zugeschräft (Abb. 43), oder es werden die Bohlen einer Reihe mit symmetrischer Schneide zuerst gerammt und darauf vor die Fugen Bohlstücke (Schwarten) gesetzt, die einseitig zugeschräft sind, damit sie dicht an die zuerst geschlagenen angetrieben werden können (Abb. 44).

Stülpwände sind, weil sie nicht sehr dicht sind, nur verwendbar für eine Wassertiefe bis 1,50 m.

2. Holzspundwände

aus mindestens 25 cm breiten Bohlen mit Nut und Feder ermöglichen einen dichteren Abschluß der Baugrube.

Gebräuchlich ist

die Gratspundung (Abb. 45) für groben Kies,

die Keilspundung (Abb. 46) für mittelfeinen Boden,

die Quadratspundung (Abb. 47) für gleichmäßig feinen Boden, besonders für Sand.

Bei der ersten bricht die Feder nicht so leicht ab, die letzte ist am dichtesten. Bei einer Bohlenstärke von 15 cm und darüber dürfte die Quadratspundung für alle Bodenarten vorzuziehen sein.



Abb. 45. Gratspundung.

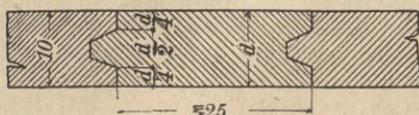


Abb. 46. Keilspundung.

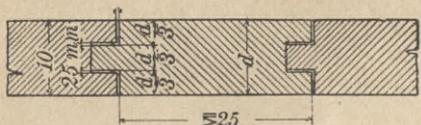


Abb. 47. Quadratspundung.

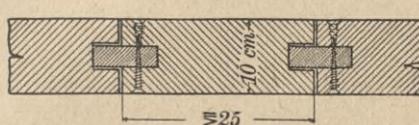


Abb. 48. Spundung mit eingesetzter Feder.

Die Feder der Quadratspundung soll 2—4 mm höher und 5 mm schmaler sein, als die Nut tief und breit ist, damit beim Rammen die Nut durch die Feder gut ausgeräumt und so ein Auseinandertreiben der Spundbohlen verhindert wird (Abb. 47). Aus demselben Grunde wird die Feder am unteren Ende unter Wegfall der beim Anschärfen der

Bohlen entstehenden Schneide etwas unterschritten (Abb. 52—53). Die Stärke der Feder beträgt $\frac{1}{3}$ der Bohlenstärke, die Höhe bei Bohlen bis 15 cm Stärke ebenfalls $\frac{1}{3}$, bei stärkeren Bohlen 5 cm.

Zur Vermeidung des Verlustes an Bohlenbreite nutzt man zuweilen starke Spundbohlen beiderseits und schraubt in die eine Nut eine Feder aus besonders festem Holz ein (Abb. 48).

Ganz starke Wände, sog. Pfahlwände (Abb. 49), macht man aus stumpf aneinander gesetzten Kantschälzern, die einen trapezförmigen Querschnitt erhalten, damit sie beim Einrammen dicht aneinander getrieben werden.

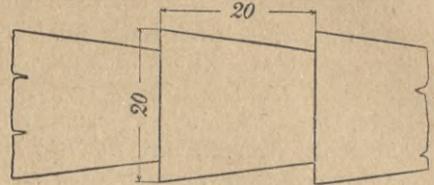
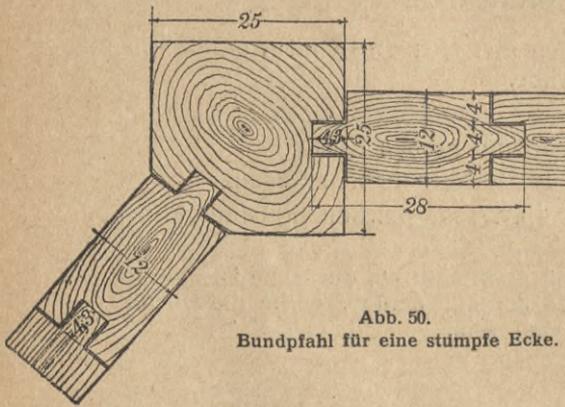
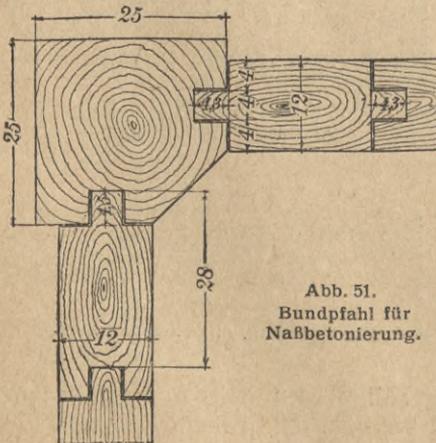


Abb. 49. Pfahlwand.

Abb. 50.
Bundpfahl für eine stumpfe Ecke.Abb. 51.
Bundpfahl für
Naßbetonierung.

Die Stärke der Bohlen wird zu 6 cm für 2 m Länge und für jedes weitere Meter um 2 cm stärker angenommen.

Bundpfähle, gewöhnlich quadratisch, doppelt so stark und 0,50 bis 1,00 m länger als die Spundbohlen, werden erforderlich an den Ecken der Baugrube, sie erhalten beiderseits nur eine Nut. Für spitze und stumpfe Ecken muß eine Schmiege an den Bundpfahl angeschnitten werden (Abb. 50). Die einspringende Kante stumpft man gern ab, falls Beton geschüttet werden soll, weil sich die kleinen Winkel nur schwer dicht ausfüllen lassen (Abb. 51).

Zuweilen werden auch Bundpfähle in gerade Wände zwecks Verstärkung eingesetzt, mit welchen dann vornehmlich die Zangen verbolzt werden.

Zu Spundbohlen eignet sich am besten frisches Kiefernholz. Trockenes Holz muß vor dem Rammen einige Tage in Wasser gelegt werden, sonst spaltet es

sich leicht; auch wirft sich die Spundwand, wenn das Holz erst nach dem Rammen quillt.

Die Spundbohlen erhalten eine Schneide und diese eine Schmiege (Abb. 52), damit jede Bohle beim Einschlagen an die vorhergehende angedrückt wird. In steinigem Boden empfiehlt sich statt der Schmiege eine schräge Schneide (Abb. 53), um Steine, auf welche die Schneide trifft, leichter beiseite schieben zu können.

In steinigem Boden versieht man die Spundbohlen auch wohl mit schmiedeeisernen Pfahlschuhen, doch steht der Erfolg meistens nicht im Verhältnis zu den aufgewendeten Kosten; ein Beschlag aus Eisenblech erfüllt denselben Zweck mit geringeren Kosten.

In jede Spundbohle ist 30 cm von dem oberen Ende an der Innenseite ein Stempel einzubrennen, um nach dem Einrammen feststellen zu können, ob sie auch auf die ganze Länge eingeschlagen und nicht etwa wegen schlechten Ziehens abgeschnitten worden ist.

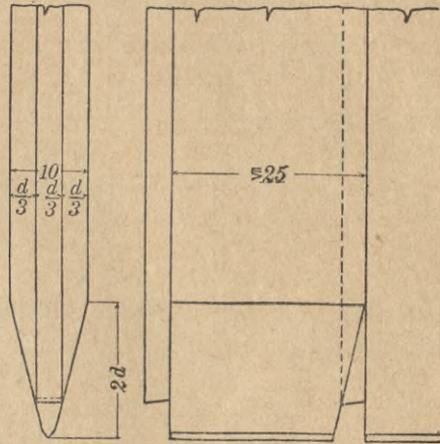


Abb. 52. Spundbohlenschneide mit Schmiege.

Die Bohlenköpfe werden gegen Zersplittern durch einen eisernen Ring oder eine leicht aufgenagelte eiserne Platte geschützt. Dabei faßt man gern zwei Spundbohlen zusammen, deren Fuge, wenn die Bohlen miteinander verklammert sind, durch Nut und Feder von nur geringer Höhe gedichtet zu sein braucht (Abb. 54).

Das Einrammen der Spundwand erfolgt, nachdem die Baugrube bis zum Grundwasser ausgeschachtet ist, auf folgende Weise:

Das Einrammen der Spundwand erfolgt, nachdem die Baugrube bis zum Grundwasser ausgeschachtet ist, auf folgende Weise:

Bundpfähle werden, falls sie vorgesehen, zuerst geschlagen. Beim Einrammen eines Bundpfahls ist zu verhindern, daß er sich mit seiner Nut aus der Richtung der Spundwand dreht. Es geschieht dies durch Riegel, welche mit dem Pfahl verbolzt sind und die Läufer-

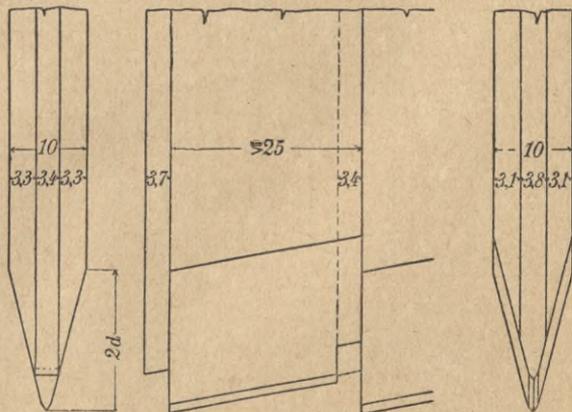


Abb. 53. Schräge Spundbohlenschneide.

ruten umfassen, so daß eine Drehung des Pfahles nur bei gleich-

zeitigem Herumschwenken des ganzen Rammgerüsts möglich wäre (Abb. 55—56).

Mitunter wird auch ein Pfahl, welcher Neigung zum Drehen zeigt, im Augenblick des Rammschlages durch einen kurzen Ruck an einem Hebel, der in einer um den Pfahl gewundenen Kette steckt, in seiner Richtung gehalten.

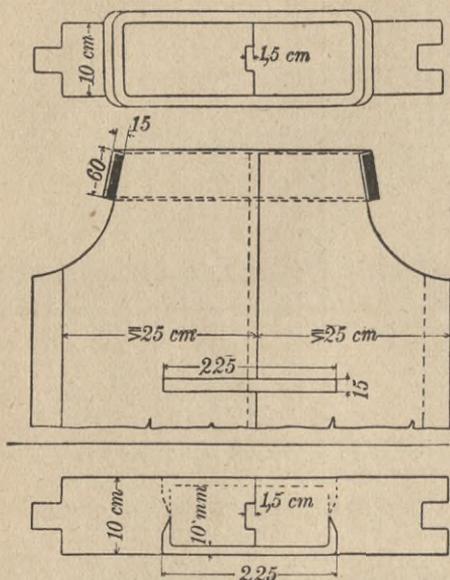


Abb. 54. Schutzring für zwei miteinander verklammerte Spundbohlen.

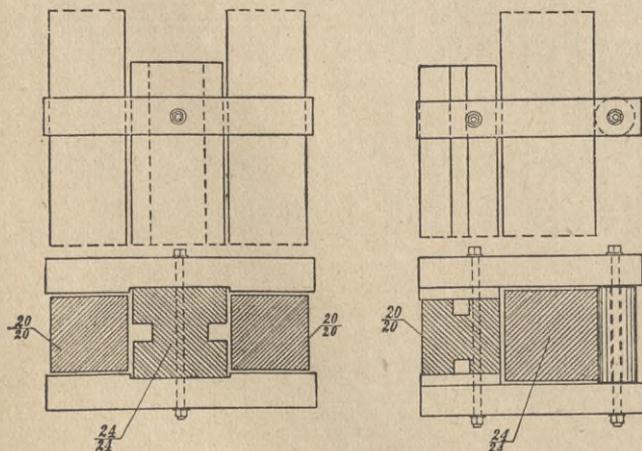


Abb. 55—56. Riegel zur Verhinderung des Drehens von Bundpfählen.

Sind die Spundpfähle sehr lang, so werden sie auch wohl noch nach dem oberen Ende zu durch zwei losé Zangen zusammengehalten, die

Zum Einrammen der Spundbohlen werden auf der Baugrubensohle zwei Zangen verlegt und durch Bauklammern oder Schraubenbolzen und Holzstücke in einem Abstand gleich der Spundwandstärke gehalten. Gegen eine Verschiebung im ganzen werden sie durch besondere Pfähle oder durch Verbolzung mit einem vorher geschlagenen Bundpfahl gesichert.

Zwischen den Zangen wird eine Anzahl Spundbohlen, die dabei leicht in den Boden getrieben werden, Nut voraus, zu einer Tafel zusammengesetzt, welche durch Keile zusammengetrieben wird.

Die Bohlen werden nun staffelförmig tiefer gerammt, damit sie an den benachbarten auf eine möglichst große Länge Führung haben (Abb. 57). Aus demselben Grunde wird eine weitere Bohlen-tafel angesetzt, wenn die vorhergehenden Bohlen erst halb eingeschlagen sind. Die Zangen werden beim Vorziehen an einer bereits vollständig eingeschlagenen Bohle befestigt.

an dem einen Ende mit einer schon teilweise eingeschlagenen Spundbohle verbolzt werden (Abb. 57). Beim Tieferrammen dieser sind die Zangen zu lösen. Bolzenlöcher sind mit Holznägeln zu schließen.

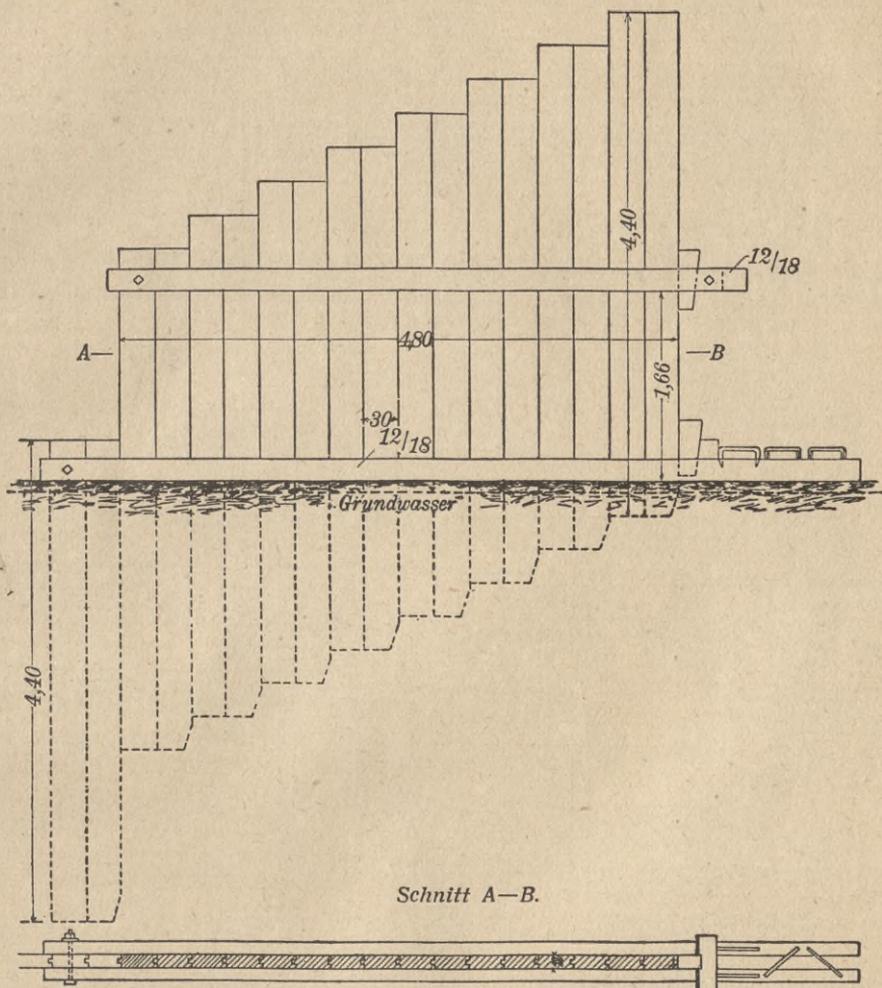


Abb. 57. Einrammen einer Spundwand.

Ist eine Spundwand im offenen Wasser zu rammen, so werden die Zangen entweder an zwei vorher geschlagenen Bundpfählen oder besonderen Leitpfählen zu beiden Seiten der Spundwand befestigt. Letztere werden gern schräg gesetzt, um nicht den Boden unter der Spundwand zu sehr zu verdichten und dadurch ihr Einrammen zu erschweren (Abb. 58).

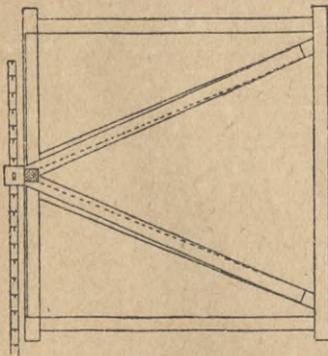
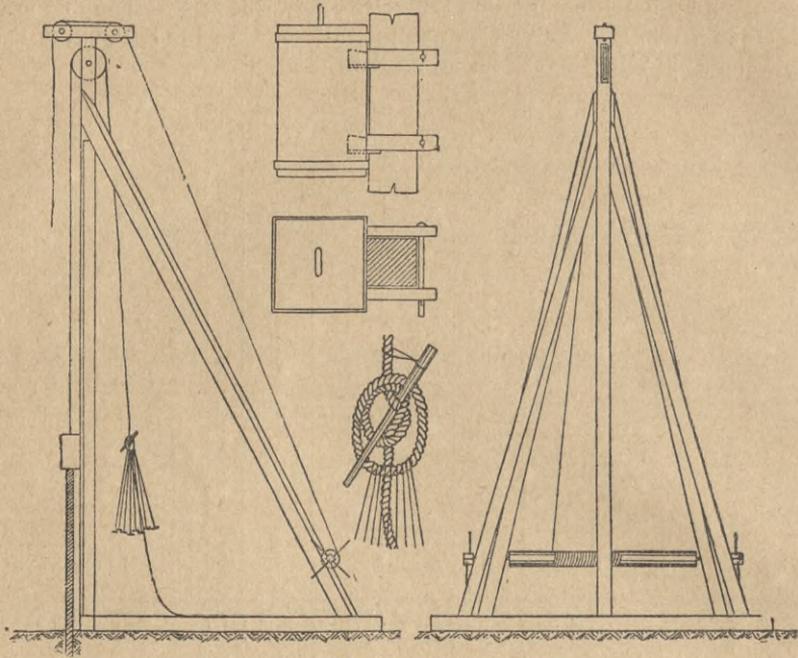


Abb. 59. Zugramme.

In Baugruben, deren Wände oberhalb der Spundwand durch Steifen gegeneinander abgespreizt sind, müssen letztere, um die Spundbohlen ansetzen zu können, umgesetzt und nach dem Einrammen wieder zurückgesetzt werden.

Zum Eintreiben der Pfähle dienen **Rammen**.

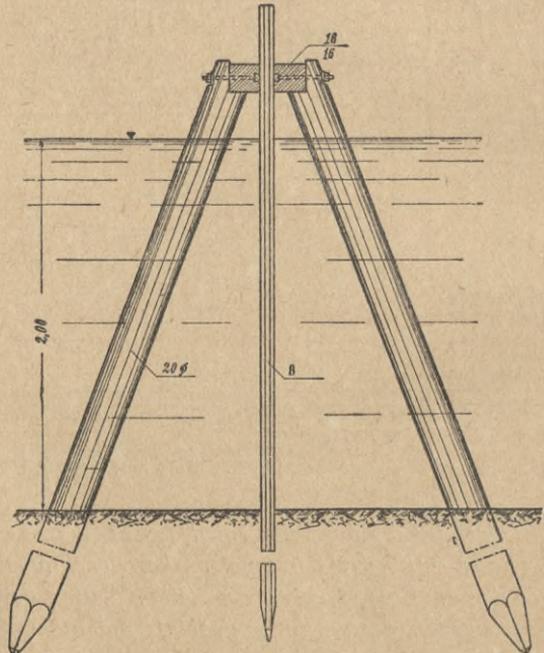


Abb. 58. Leitpfähle zum Einrammen einer Spundwand im offenen Wasser.

Die **Handramme** ist ein hölzerner oder eiserner Bär (vgl. Abb. 18), der von 2—4 Mann an Handhaben gehoben und auf den Pfahlkopf aufgeschlagen wird. Beim Anheben können noch weitere Arbeiter, welche auf einem Gerüst stehen und den Bär an Leinen hochheben, mitwirken.

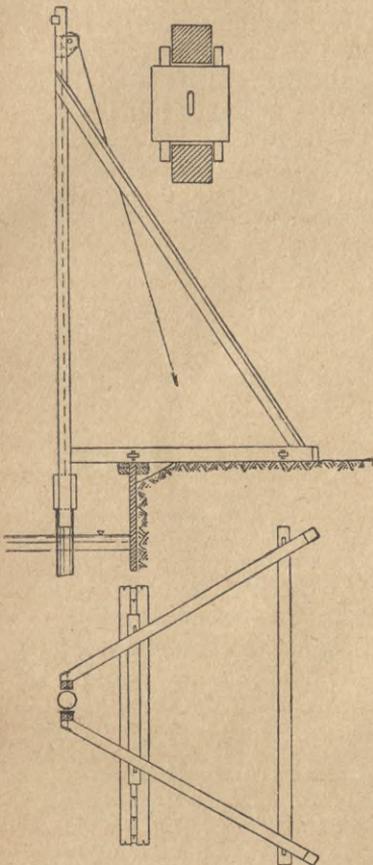


Abb. 60. Winkelramme.

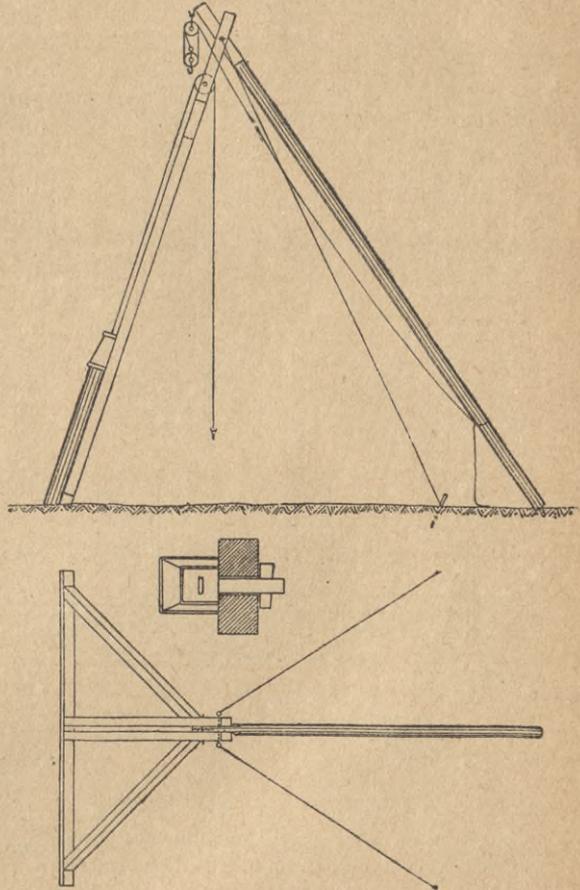


Abb. 61. Stützenramme.

Die Handramme ist nur gebräuchlich für kurze Pfähle und beschränkte Rammarbeiten.

Die **Zugramme** besteht aus einem Gerüst mit Läufer- rute, an welcher der Bär Führung hat. Der Bär hängt an dem Rammtau, welches über die Rammscheibe am oberen Ende der Läufer- rute geht. An dem Rammtau sind mittels des Kranztaues die auf Knebel gewickelten Rammstränge befestigt. Die Arbeiter fassen die Knebel in Augenhöhe, ziehen den Bär in die Höhe und lassen ihn dann fallen. Nach einer Hitze (20—30 Schläge in 50—75 Sekunden) folgt eine Pause von mindestens

2 Minuten. Man rechnet auf einen Arbeiter höchstens 15 kg Bärge­wicht. Üblich sind Bärge­wichte von 100—300 kg. Hubhöhe 1,00 m, ausnahmsweise 1,50 m (Trommel­hige).

Die Ausbildung der Zugamme ist verschiedenartig. Gewöhnlich steht die Läufer­rute, die aus einem oder zwei Hölzern bestehen kann, am Rande eines rechteckigen (Abb. 59) oder an der Ecke eines dreieckigen [Winkelramme] (Abb. 60) Schwellenrahmens (Rammstube) und ist durch Streben gestützt. Für leichtere Rammarbeiten genügt es, nur die vordere Schwelle beizubehalten und die Verstrebung durch eine oder zwei bewegliche Stützen und Haltau­e zu bewirken [Stützenramme] (Abb. 61); eine derartige Ramme eignet sich auch zum Schlagen von Schrägpfählen.

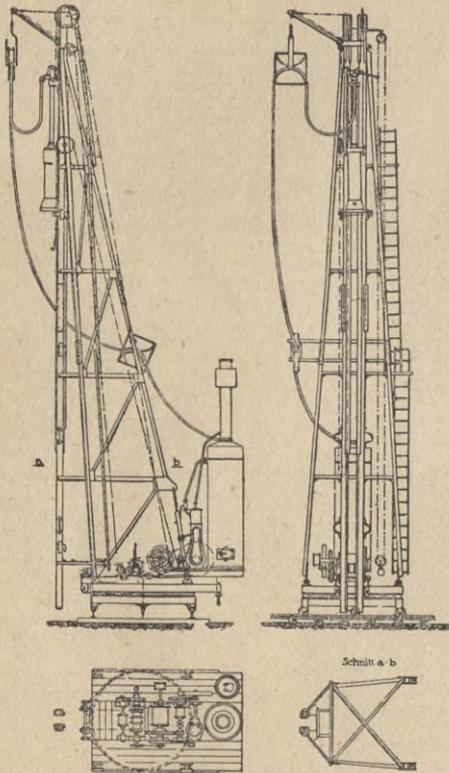


Abb. 62. Drehgerüst-Dampframme.

[Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Hamburg.]

Über der Ramm­scheibe befindet sich der Trieg­kopf, der Rollen oder einen Flaschenzug zum Auf­holen und Ansetzen der Pfähle trägt.

Von sonstigen Rammen kommen für das Einschlagen von Spundbohlen noch die **Dampframmen** (Abb. 62) in Betracht, welche in ihrer Wirkungsweise (schnelle Schläge, geringe Hubhöhe) den Zugammen gleichen, sie aber im Wirkungsgrad bedeutend übertreffen.

Der Ramm­bär ist als Dampf­zylinder ausgebildet. In der bewährtesten Ausführung — Mencks Patent-Dampframmbär mit halb­automatischer Steuerung (Abb. 63) — hängt die Kolben­stange des Dampf­zylinders am Kopf einer Bär­schiene, welche sich mit ihrem Fuß auf die Spund­wand stützt. Der Dampf tritt durch die hohle Kolben­stange über den Kolben, hebt den Ramm­bär und gleichzeitig die auf ihm stehende Steuer­schiene. Der schräge Anlauf letzterer stellt beim Ansteigen den Steuer­winkel­hebel am oberen Ende der Kolben­stange und damit den Steuer­kolben im Dampf­kolben um, wodurch der Dampf ab­gesperrt wird. Der Bär steigt infolge der Expansion des Dampfes noch etwas weiter und fällt dann herab, wobei der Dampf durch den Kolben in den unteren Zylinder­raum und von da ins Freie entweicht. Zum Wiederansteigen des Bärs muß der Winkel­hebel mit einer an ihm befestigten Leine um­gestellt werden, wodurch der Steuer­kolben sich senkt und der Dampf wieder in den Zylinder über den Kolben strömt.

Das Eintreiben der Pfähle wird durch **Einspülen** mittels Druckwassers, wobei nur leicht gerammt zu werden braucht, in Sand und nicht zu grobem Kies, besonders in Triebsand, sehr erleichtert.

Neben dem Spundpfahl wird dem Einsinken entsprechend ein Rohr von 40—70 mm Weite heruntergeführt und durch Einpressen von Wasser aus der Wasserleitung oder aus einer Druckpumpe der Boden gelockert (Abb. 64). Um die Senkung des Rohres zu ermöglichen, ist in die Druckleitung ein Schlauch eingeschaltet. Zur Verhütung des Zuschlammens der Rohröffnung wird das Rohr auf und ab bewegt.

Wegen der mit dem Einspülen verbundenen Auflockerung des Untergrundes ist dieses Verfahren in der Nähe fertiger Bauten nicht anzuwenden.

Zeigen sich beim Ausschachten und Auspumpen der Baugrube klaffende Fugen in der Spundwand, so werden sie mit Werg ausgestopft und mit Leisten übenagelt. Jedoch läßt sich vollständige Wasserdichtigkeit von Spundwänden selten erreichen.

Sind die Spundwände gegeneinander abgesteift, so muß die Absteifung mit dem Höherwachsen der Grundmauern und der Keller und mit der sich anschließenden Verfüllung der Baugrube wieder entfernt werden. Auch die Doppelzangen, welche die Oberkante der Spundwand besäumen, sind nach Verfüllung der Baugrube wieder abzunehmen, da sie keinen Zweck mehr haben, wenn die Spundwand nicht mehr auf Biegung beansprucht wird.

Die Spundwände selbst dürfen nicht wieder herausgezogen werden, weil durch das Zuschlammern der entstehenden Hohlräume ein Segen des Untergrundes stattfinden könnte, sie sind viel-

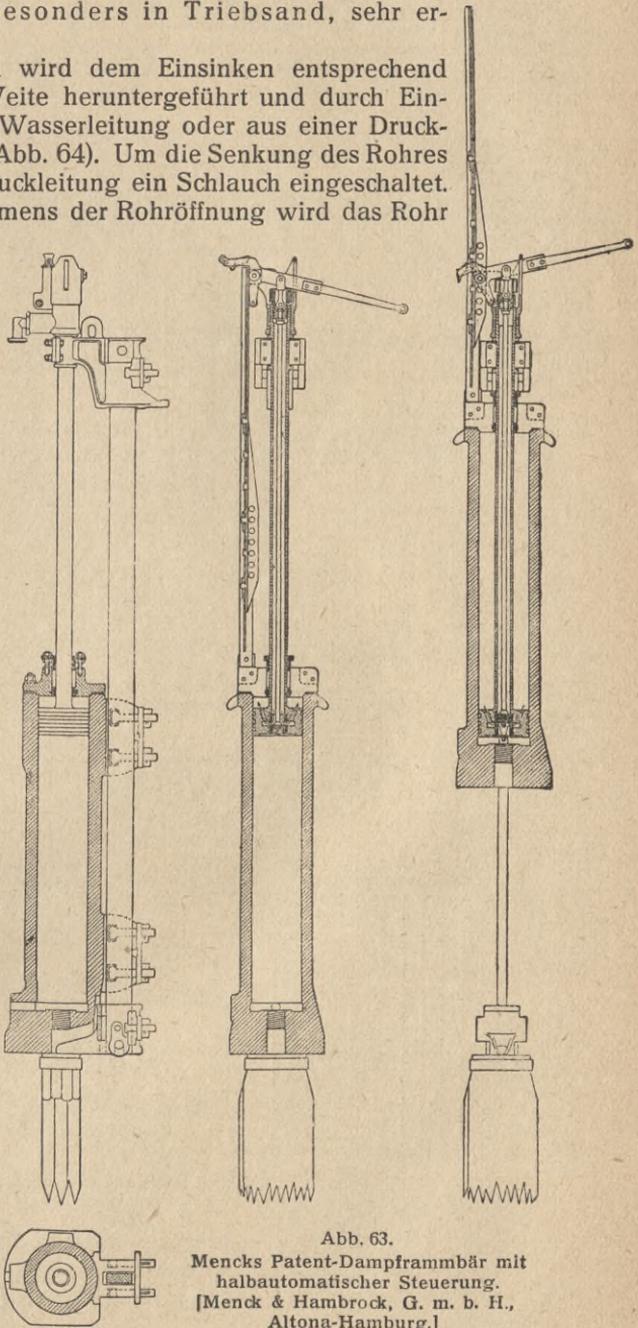


Abb. 63.

Mencks Patent-Dampframbär mit
halbautomatischer Steuerung.
[Menck & Hambrock, G. m. b. H.,
Altona-Hamburg.]

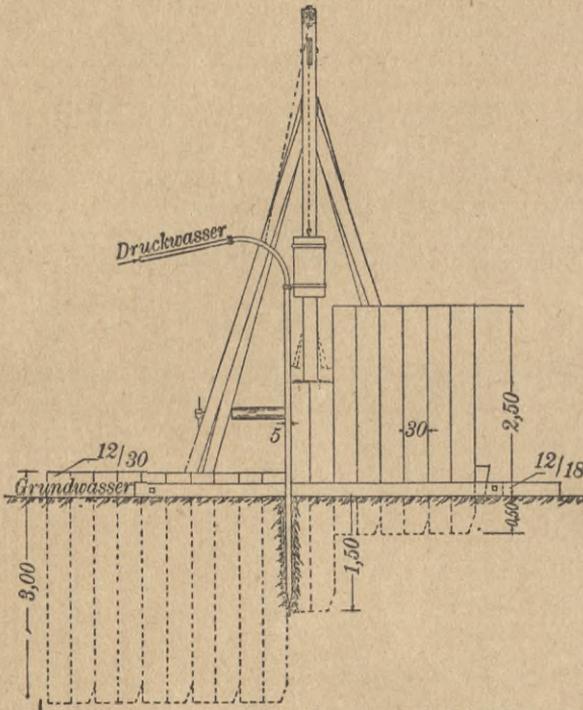


Abb. 64.
Einspülen einer Spundwand.

mehr, falls sie (als Zwischenwand) hinderlich sind, so weit wie erforderlich abzustemmen oder abzusägen.

Muß dieses unter Wasser ausgeführt werden, so dient dazu das Grundeisen (Abb. 65) oder die Grund- säge (Abb. 66, 130).

3. Eiserne Spundwände

sind da angebracht, wo wegen der Nähe bestehender Gebäude starke Erschütterungen vermieden werden müssen, da sie sich infolge ihres geringen Querschnitts leicht eintreiben lassen.

a) Spundwände aus Formeisen

eignen sich ganz besonders für steinigen Unter-

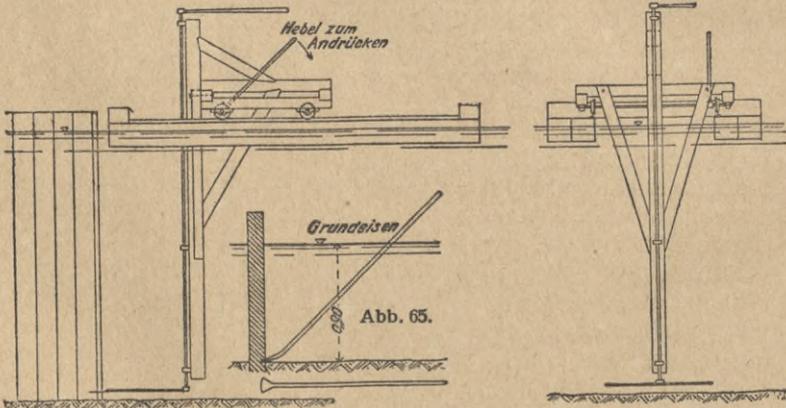
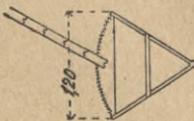


Abb. 66. Grund- (Kreissegment-)Säge.



grund, in welchem Holzspundbohlen beim Einrammen leicht ausbrechen und zersplittern.

Die neueren Profile ergeben einen wellen-

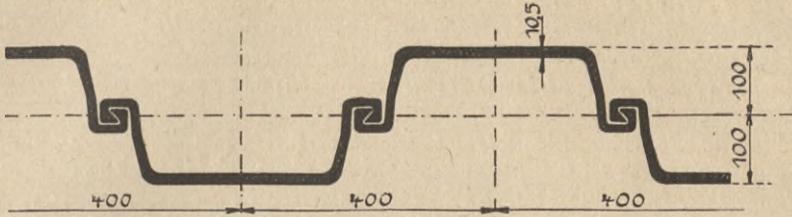


Abb. 67. Eiserne Spundwand „System Larsen, nietlos“, Profil II. [Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Aktiengesellschaft, Abteilung Dortmunder Union, Dortmund.]

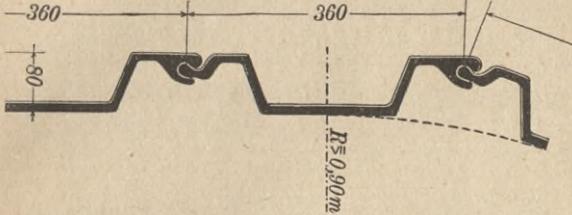


Abb. 68. Ransome Spundwand. [Philipp Deutsch & Co., Berlin.]

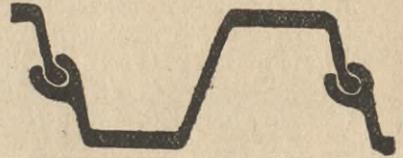


Abb. 70. Rothe Erde-Spundwand. [Gelsenkirchener Bergwerks-Aktien-Gesellschaft, Abt. Aachener Hütten-Verein, Aachen-Rothe Erde.]

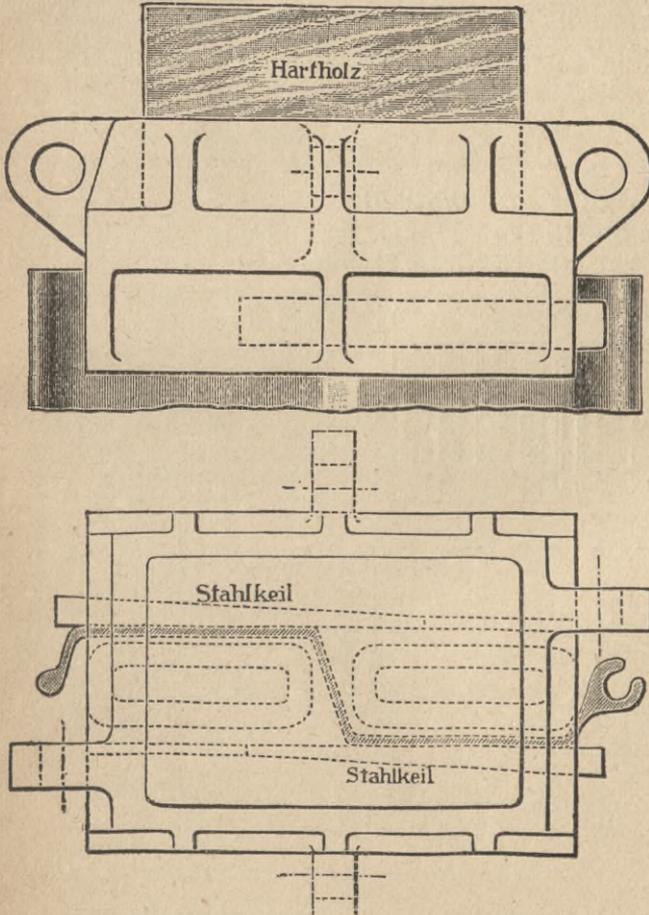
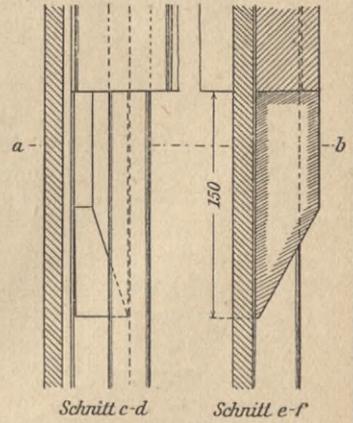
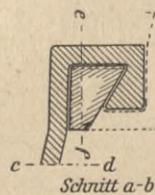


Abb. 71. Rammhaube für Eisenspundbohlen. [Gelsenkirchener Bergwerks-Aktien-Gesellschaft, Abt. Aachener Hütten-Verein, Aachen-Rothe Erde.]



Schnitt c-d Schnitt e-f



Schnitt a-b
Abb. 69. Nutenräumer.

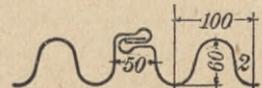


Abb. 72. Wellblechwand mit Überfaltung.

förmigen Querschnitt der Spundwand, welcher im Verhältnis zur Blechstärke ein großes Widerstandsmoment besitzt. Der Fugenschluß wird durch Wulst und Klaue der benachbarten Bohlen erreicht; er übertrifft an Dichtigkeit den von Holzspundbohlen ganz erheblich.

Eiserne Spundwand „System **Larssen**, nietlos“ der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-Aktiengesellschaft, Abteilung Dortmunder Union in Dortmund, in 5 Profilen von 800/150, 800/200 (Abb. 67), 800/247, 800/310, 840/344 mm Wellenlänge und -höhe.

Ransome Spundwand von Philipp Deutsch & Co, G. m. b. H., in Berlin, 360/80 mm (Abb. 68).

Rothe Erde Spundwand der Gelsenkirchener Bergwerks-Aktien-Gesellschaft, Abt. Aachener Hütten-Verein in Aachen-Rothe Erde, in 7 Profilen 380/80, 380/130, 380/170, 380/190, 550/230, 550/265, 550/280, davon III, IV, VII in 2 verschiedenen Stärken (Abb. 70).

Der Kopf der verhältnismäßig dünnen Eisenbohlen wird gegen Umkriechen unter den Bärschlägen durch eine mit Hartholz ausgefüllte Ramphaube (Abb. 71), die bei Larssen gewöhnlich zwei Bohlen gemeinsam faßt, geschützt.

Ransome und Rothe Erde werden zweckmäßig mit dem Wulst vorausgerammt, weil andernfalls die Erde aus der engen Klaue der erstgerammten Bohle durch den Wulst der nächsten Bohle herausgedrängt werden muß, was das Eintreiben dieser sehr erschwert. Bei Larssen wird dieses durch den Nutenrümer (Abb. 69) erleichtert, der in der Nut der vorgeschlagenen Bohle von der folgenden niedergedrückt wird und dabei mit seiner nach außen ansteigenden Keilfläche die Erde herausdrängt.

b) Wellblechspundwände

sind nur in steinfreiem Boden zu verwenden. Die Tafeln werden durch Überfalzen der Ränder verbunden (Abb. 72), oder es werden in der

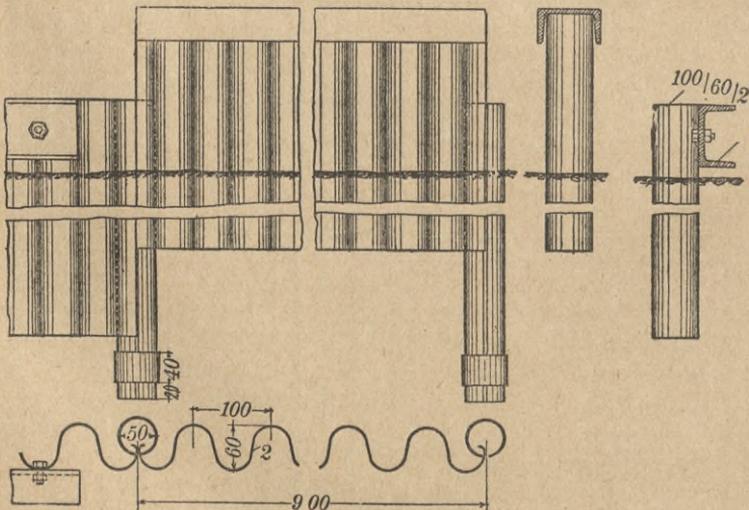


Abb. 73. Wellblechwand mit Schlitzrohren.

Tafelbreite (0,90 m) entsprechenden Abständen zunächst aufgeschlitzte Siederohre mit aufgeschweißtem Ring am unteren Ende in den Boden gerammt, in die Schlitze die etwas umgekrempten Ränder der Wellblechtafel eingeschoben (Abb. 73) und letztere nachgerammt. Der Kopf der Tafel wird beim Rammen durch ein der Wellenhöhe entsprechendes C-Eisen geschützt.

Der obere Rand der Wellblechtafel wird nötigenfalls während der Bauzeit durch ein angeschraubtes C-Eisen versteift.

III. Im offenen Wasser

sind für Hochbauten selten Baugruben herzustellen. Meistens handelt es sich nur darum, die Baugrube für Gebäude, welche nahe an das Ufer eines Flusses oder Sees herantreten, an dieser Seite gegen das offene Wasser abzuschließen.

Vielfach reichen hierfür, wenn der Untergrund nicht zu steinig ist und der Höhenunterschied zwischen dem zu senkenden Wasserspiegel in der Baugrube und dem Wasserstand außerhalb nicht über 2 m ist, Spundwände aus. Diese kommen namentlich in Betracht, wenn die ganze Baugrube mit Spundwänden umschlossen werden muß, wie es wasserdurchlässiger Boden (Sand) in der Nähe eines Flusses oder Sees verlangt.

In nächster Nähe bestehender Gebäude, in steinigem Boden und bei größerer Wassertiefe treten an die Stelle von hölzernen Spundwänden zweckmäßig Spundwände aus Walzeisen.

Fangedämme

werden, wenn Spundwände aus Walzeisen nicht verwendet werden sollen, erforderlich bei großer Wassertiefe und bei steinigem Untergrund, wo vorauszusehen ist, daß sich eine ausreichend dichte Holzspundwand nicht schlagen läßt. Sie sind Erddämme, welche durch eine, zwei, manchmal auch drei Holzwände, die einfache, Stülp- oder Spundwände sein können, gestützt sind.

Zum Dammaterial eignet sich Lehm und Ton, der nicht zu fett sein soll, um ihn unter Wasser dicht stampfen zu können, aber auch Muttererde und lehmiger Sand. Zur Dichtung besonders gefährdeter Stellen (am Anschluß an Mauerwerk oder Fels) verwendet man Pferdemit oder Gerberlohe.

Zeigen sich bei dem Auspumpen der Baugrube undichte Stellen, so sucht man sie zunächst von außen unter Benutzung der Strömung durch Gerberlohe und Pferdemit zu verstopfen. Gelingt dies nicht, so muß man an den betreffenden Stellen das Füllmaterial zum Teil wieder herausnehmen und durch festes Stampfen der Füllung die Hohlräume beseitigen.

a) Der einfache Fangedamm

ist nur für eine Wassertiefe von 1,50 m ausreichend.

Zunächst werden Pfähle in einer Reihe, rund 1,50 m auseinander, bis zu einer Tiefe gleich der Wassertiefe in den Boden gerammt, durch

außen angebolzte Zangen miteinander verbunden und dann Bohlen scharf an den Zangen herunter 0,50—1,00 m in die Erde getrieben. Vor die Bohlen wird das Dichtungsmaterial geschüttet und soweit wie möglich festgestampft (Abb. 74).

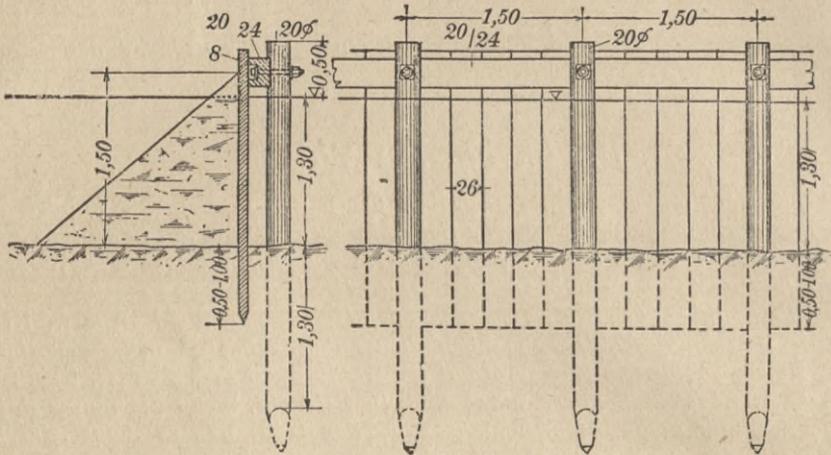


Abb. 74. Einfacher Fangedamm.

Ist der Untergrund sehr steinig oder Fels, so werden Schrägböcke aufgestellt und mit Zangen verbunden, darauf Bohlen gelegt und diese mit Erde beschwert und abgedichtet (Abb. 75).

b) Der Kastenfangedamm

besteht aus zwei lotrechten Bohlenwänden, von welchen jede sich gegen eine durch Längszangen verbundene Pfahlreihe lehnt. Die beiden Pfahlreihen werden durch Querszangen oder Zuganker miteinander verbunden. Zuletzt wird das Dichtungsmaterial zwischen die beiden Wände geschüttet und so gut wie möglich festgestampft (Abb. 76).

Die Breite des Damms bemißt man zu $(1,00 + \frac{1}{2}h)$ m, worin h die Wassertiefe bedeutet.

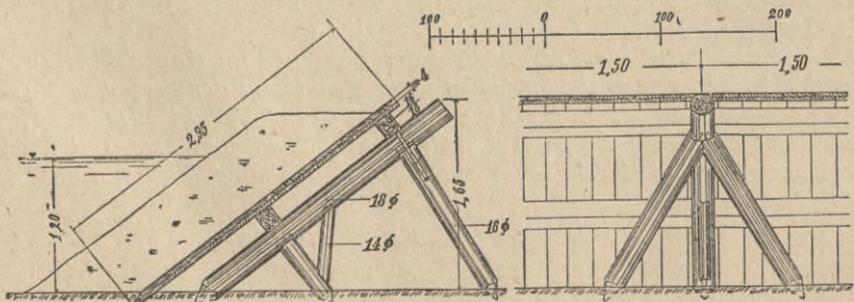


Abb. 75. Einfacher Fangedamm auf Schrägböcken.

Baugrube verbunden sind, zu begegnen. Dieses Verfahren ist in den letzten Jahren so vervollkommen worden — es wurden schon Absenkungstiefen bis 22 m erreicht —, daß es immer häufigere Anwendung an Stelle älterer Gründungsweisen findet.

Vor Inangriffnahme des unter dem gewöhnlichen Grundwasserstande gelegenen Teiles der Baugrube wird eine Anzahl Rohrbrunnen in oder meistens um die Baugrube herum bis einige Meter unter die künftige Bau-
sohle eingesetzt und durch eine gemeinschaftliche Saugleitung mit einer Pumpe verbunden (Abb. 107). Durch andauerndes Pumpen wird nun der Grundwasserspiegel allmählich so tief gesenkt und während der Bauzeit so tief gehalten, daß die Baugrube und die Grundmauern ganz im Trockenem hergestellt werden können. Es wird dadurch eine Umschließung der Baugrube mit Spundwänden meistens entbehrlich und zugleich der Baugrund infolge des nach unten gerichteten Grundwasserstroms noch fester gelagert.

Je feiner das Korn des Untergrundes, je undurchlässiger also dieser ist, desto begrenzter ist der Einfluß eines Brunnens auf den Stand des ihn umgebenden Grundwassers, um so enger müssen daher die Brunnen stehen, um so geringer kann ihre Weite sein, um so eher muß aber auch mit dem Abpumpen begonnen werden.

Für kleine Baugruben und geringe Absenkungstiefen reichen Ramm- (Abessinier-) Brunnen,

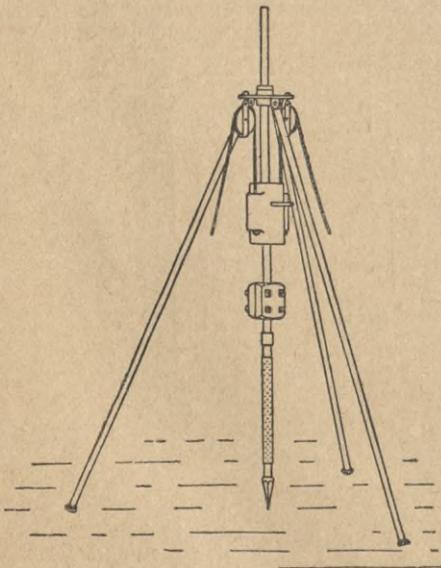


Abb. 78.

Rammbrunnen (Abessinier), fertig zum Einrammen. [Deseniss & Jacobi A.-G., Hamburg.]



Abb. 79.

Rammbrunnen während des Tieferrammens. [Deseniss & Jacobi A.-G., Hamburg.]

30—70 mm ϕ , aus, deren unterstes Rohrstück mit Löchern versehen und mit Tressengewebe aus Messing zum Schutze gegen Versandung umkleidet ist (Abb. 77—79).

Gewöhnlich finden jedoch Rohrbrunnen, 100—250 mm ϕ , (Abb. 80) Verwendung. Ihr unterer, im Grundwasser stehender, 3—5 m langer Teil, das Filterrohr, aus Kupfer oder verzinktem Eisenblech hat Löcher und eine Ummantelung aus Tressengewebe. Zwischen Tressengewebe und Filterrohr befindet sich meistens eine weite, 3 mm starke Drahtspirale aus Kupfer oder Messing, die einen kleinen Abstand des ersteren und damit den Durchfluß des Wassers an allen Stellen des Gewebes, nicht nur gegenüber den Löchern des Filterrohres, gewährleistet. Mit dem Filterrohr ist der obere, über Tage reichende Teil, die Aufsatzrohre, aus geschweißten Rohren durch Schraubmuffen verbunden. In den Rohrbrunnen wird das Saugrohr, 50 bis 150 mm ϕ , aus Gasrohren oder geschweißten Rohren an einer aufgeklebten Schelle, die sich auf das über Tage vorstehende Ende des Brunnenrohres legt, eingehängt (Abb. 80). Das untere Ende des Saugrohres muß natürlich unter den tiefsten Wasserstand im Brunnen reichen.

Für Pumpbetrieb von kurzer Dauer und in grobkörnigerem, durchlässigerem Boden genügt es, die Brunnenrohre nach Art der Bohrröhre (vgl. A. II. 4. c) zu versenken. Meistens werden aber zuerst Bohrröhre, 50—100 mm weiter als die eigentlichen Brunnenrohre, eingebohrt und nach Einsetzen des dann mit einem Holzpfropfen unten verschlossenen Brunnenrohres auf die Länge des Filterrohres gezogen, so daß das Grundwasser in dieses unmittelbar von der Seite eintreten kann. Über Tage werden die Bohrröhre entsprechend wieder abgenommen (Abb. 80).

Unbedingt notwendig ist die Verwendung besonderer Bohrröhre, wenn die Feinkörnigkeit des Untergrundes eine Umhüllung des Filterrohres mit Kies verlangt, um das durchfließende Grundwasser zu filtern und ein Versanden des Brunnens zu verhüten. Es wird dann der Ringzylinder zwischen Filter- und Bohrrohr, welches letzteres in diesem Falle weiter als gewöhnlich gewählt wird, mit Kies angefüllt und darauf erst das Bohrrohr gezogen (Abb. 80). Damit die umhüllende Kiesschicht ringsum gleiche Stärke erhält, wird zweckmäßig am unteren Ende des Filterrohres eine beim Wiederhochziehen sich lösende Holzscheibe vom Durchmesser des Bohrröhres zwecks konzentrischer Führung des ersteren befestigt.

Bei sehr feinem Korn kann die Filterung des Wassers dadurch vervollkommenet werden, daß nacheinander mehrere, immer engere Rohre eingesetzt, ihre Zwischenräume mit Sand und Kies mit nach innen zunehmendem Korn ausgefüllt und die äußeren Rohre wieder herausgezogen werden.

Es sei jedoch bemerkt, daß die Absenkung des Grundwassers in feinstem Schwimmsand im allgemeinen noch nicht gelungen

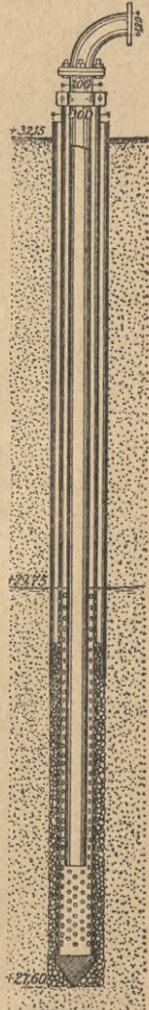


Abb. 80.
Rohrbrunnen mit
Kiesfilter.

ist, obwohl schon schwächere Schichten unter Verwendung von Spundwänden und Zuhilfenahme oberirdischer Wasserhaltung durchfahren worden sind.

Die Saugrohre werden an eine gemeinschaftliche Saugleitung aus gußeisernen oder geschweißten Flanschen- oder Muffenrohren angeschlossen, welche möglichst knapp über dem ursprünglichen Grundwasserspiegel angeordnet wird, um die Saughöhe soweit wie möglich zu beschränken. Auf die noch verbleibende Höhe wird das Wasser gedrückt und durch Rinnen oder Gräben abgeführt (Abb. 107).

Die Saugleitung wird zweckmäßig als Ringleitung angelegt, um undichte Stellen durch zwei von den in der Leitung verteilten Absperrschiebern ausschalten und alle übrigen Brunnen mittels der beiden verbleibenden Arme der Saugleitung in Betrieb halten zu können. Nur auf kleinen Baustellen begnügt man sich mit einem oder zwei Einzelsträngen (Abb. 107). Öfters werden auch noch zwischen den Saugrohren und der Saugleitung Absperrschieber eingebaut, um einzelne schlechtziehende Brunnen absperren und nachsehen zu können.

Die Saugleitung erhält eine schwache Steigung (5%) zur Pumpe, damit etwaige Luftblasen durch die Pumpe mitgerissen werden und keine die Förderung erschwerenden Luftsäcke in der Leitung bleiben.

Als Pumpen werden vorwiegend Kreiselpumpen (Abb. 85) wegen ihrer einfachen Wartung benutzt. Die mit ihnen zu erreichende Absenkung des Grundwassers beträgt höchstens 6 m, und ist schon deshalb die möglichst tiefe Aufstellung der Pumpen in den meisten Fällen notwendig (Abb. 107).

Muß das Grundwasser tiefer gesenkt werden, so wird die ganze Brunnenanlage in zwei oder mehr Stufen gestaffelt, von denen die tiefere erst in Betrieb gesetzt wird, wenn das Grundwasser bis zu ihr durch die obere abgesenkt ist.

Da die Kreiselpumpen leicht ablaufen und beim Wiederanstellen Saugleitung und Kreiselgehäuse vollständig gefüllt sein müssen, werden zwischen Saugrohr und Saugleitung, manchmal auch am Fuß des Saugrohres lederne, mit Blei beschwerte Rückschlagklappen eingeschaltet, um das Leerlaufen zu verhüten. Auch das Druckrohr erhält ein Rückschlagventil, um heftige, die Dichtigkeit der Saugleitung gefährdende Stöße des beim Ablaufen der Pumpe zurückfallenden Wassers zu verhindern, während ein Umlauf vom Druckrohr zum Saugrohr, der gewöhnlich durch ein Ventil verschlossen ist, gestattet, etwa in der Saugleitung und im Kreiselgehäuse entstandene Hohlräume aufzufüllen. Letzteres erübrigt sich, wenn zum Ansaugen des Wassers ein Dampfstrahlejektor, wie bei Lokomobilbetrieb, zur Verfügung steht.

2. Wasserhaltung in der Baugrube

ist nur möglich bei gutem Baugrund, nicht aber über feinem Sand, der infolge des Auftriebs, welchen das Abpumpen des Wassers hervorruft, zu schwimmen anfängt (Triebsand).

Werden auf der Baugrubensohle durch das aufsteigende Wasser kleine Sandkegel aufgeworfen, so ist dies das erste Zeichen der Bildung von Triebsand. Die Kegelbildung wird verhindert durch schnelles Ausschachten

eines Trichters an Stelle des Kegels und Ausfüllung desselben zuerst mit grobem Sand, dann mit Kies und zuletzt mit Schotter, so daß das aufsteigende Wasser gefiltert wird (Abb. 81).

Dieses Verfahren bewährt sich natürlich nur, solange sich Triebssand nur an vereinzelten Stellen bildet.

Während der Ausschachtung zwischen den Spundwänden ist nur dafür zu sorgen, daß das Wasser nach einer Vertiefung, in welcher sich der Saugkopf der Pumpe befindet, hinfließen kann, und daß der Saugkopf und somit auch die Pumpe vor dem Eindringen von Holzstückchen, Sand usw. durch einen Weidenkorb, Kies oder Schotter geschützt ist.

Dagegen erfordert die Wasserhaltung wesentlich größere Aufmerksamkeit während und noch eine Zeitlang nach der Ausführung des unter dem Wasserspiegel (außerhalb der Baugrube) befindlichen Mauerwerks. Steigt nämlich das Wasser an, bevor der Mörtel abgebinden hat, so werden die Fugen teilweise ausgespült, jedenfalls aber die Mauern, welche die Keller umschließen, undicht. Es ist daher dafür Sorge zu

tragen, daß der Wasserspiegel in der Baugrube bis zum Abbinden des Mörtels unter dem Mauerwerk gehalten wird. Bei einem Wasserdruck von 1 m dürften hierzu drei Tage genügen.

Als Mörtel kommt nur Zementmörtel in Frage.

Um das Wasser genügend tief abpumpen zu können, wird für den Saugkopf der Pumpe ein Pumpensumpf (Abb. 82, 99, 102, 143) angelegt, und zwar bei genügendem Platz seitlich vom Bauwerk in der Baugrube selbst, sonst in einem seitlichen Ausbau. Der Pumpensumpf wird gewöhnlich an die die Baugrube umgebende Spundwand angeschlossen und nach der Baugrube zu durch kürzere Spundbohlen, die nur 3 cm über die Baugrubensohle überstehen, abgegrenzt (Abb. 82, 143). Der so gebildete Kasten wird so tief ausgebaggert, wie die Höhe des Saugkopfes es erfordert. Die Sohle bedeckt man mit Kies und Schotter, um das Auftreiben von Sand möglichst zu verhindern.

Um das überall aus der Baugrubensohle aufsteigende Wasser nicht an das Mauerwerk treten zu lassen und sofort nach dem Pumpensumpf abführen zu können, ist die Baugrubensohle zu drainieren. Es geschieht dies durch Einbettung von kiesumhüllten Drainrohren (Abb. 99) oder von Tonrohren zweiter Sorte, deren Muffen nur mit Stricken aus Heu ausgefüllt sind, oder unter Verwendung von Grundplatten aus Beton.

Die Grundplatten, rechteckige Platten von rd. 1 m² Fläche und 15 cm Stärke, werden mit Zwischenräumen von 10 cm unter dem ganzen Bauwerk verlegt. Das Wasser fließt durch die Schlige dem Pumpensumpf zu. Um jeglichen Anstau des Wassers zu verhindern, werden

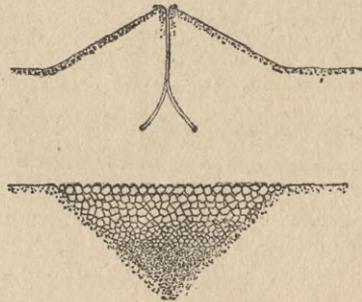


Abb. 81. Verhindern der Kegelbildung in Triebssand.

die Schlitzte bis Unterkante Platte vollständig ausgekragt und vor dem Übermauern mit einem Streifen Dachpappe überdeckt, damit kein Mörtel hineinfallen kann (Abb. 82).

Als Pumpen kommen in Betracht die gewöhnliche doppelstiefelige Baupumpe für Handbetrieb, die Diaphragmapumpe (Abb. 83—84) für Hand- oder Maschinenbetrieb und die Kreiselpumpe (Abb. 85) für Maschinenbetrieb.

Den Ausfluß der Pumpe ordnet man so tief als möglich an, um das Wasser nicht unnötig hoch heben zu müssen. Ist jedoch die Baugrube tiefer als 7 bis 8 m (größte Saughöhe), so muß man die Pumpe unter Gelände aufstellen und das Wasser auf die noch verbleibende Höhe hinaufdrücken (vgl. Abb. 107).

Stehen tief genug liegende Entwässerungskanäle für die Vorflut zur Verfügung, so können durch Einleitung des Wassers in diese, vielleicht unter Zuhilfenahme einer provisorischen Leitung, die Pumpkosten gespart werden.

3. Betonierung der Baugrubensohle

ist notwendig bei sehr starkem Wasserandrang und sehr feinkörnigem, quelligem Baugrund, wie Trieb- sand. Die Baugrube ist unter allen Umständen unter Wasser mit einer Spundwand zu umschließen. Der Boden zwischen den Spundwänden wird soweit wie möglich mit der Schippe, sodann durch Baggern unter Wasser ausgehoben.

Von Baggern seien erwähnt: Der Sackbagger (Abb. 86), der Sackbohrer (Abb. 109, 117), der Schraubebagger (Abb. 87), die indische Schaufel (Abb. 88), der Greifbagger (Abb. 118) und der Eimerbagger (Abb. 119).

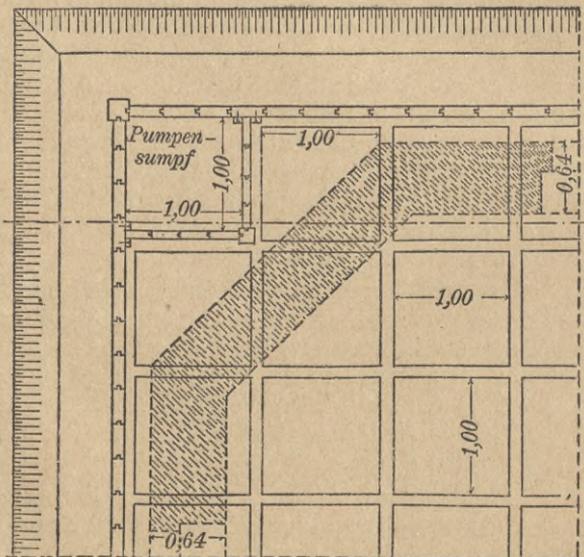
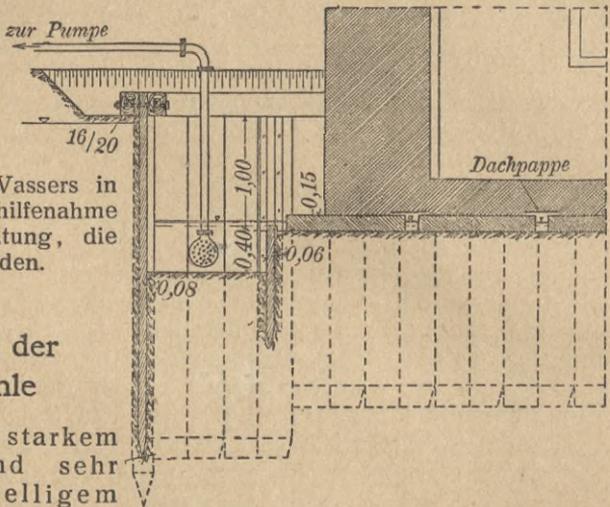


Abb. 82. Pumpensumpf bei Verwendung von Grundplatten.

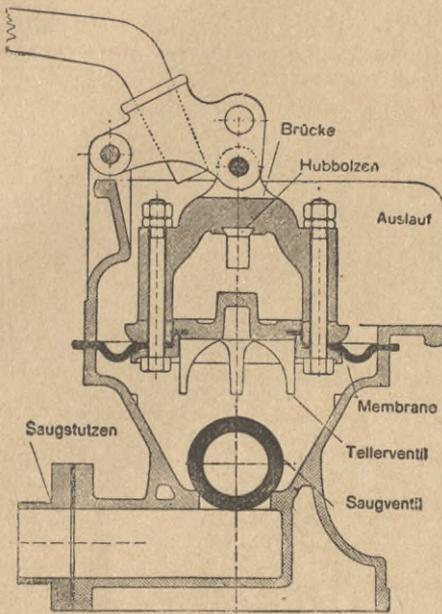


Abb. 83.

Diaphragma-Saugpumpe für Handbetrieb.
[Hammelrath & Schwenzer, Pumpenfabrik,
Düsseldorf.]

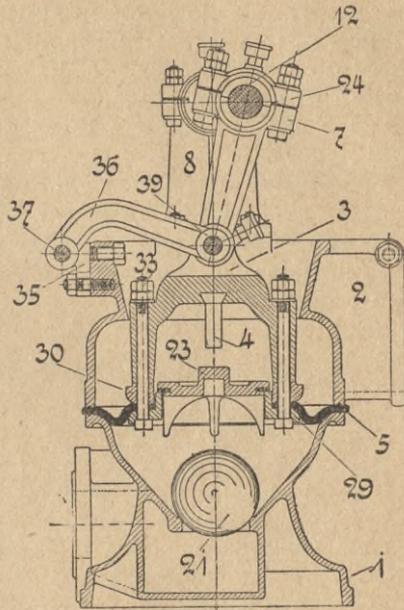


Abb. 84.

Diaphragmapumpe für Kraftbetrieb.
[Hammelrath & Schwenzer, Düsseldorf.]

- | | |
|--------------------|----------------------|
| 1 Unterteil | 23 Tellerdruckventil |
| 2 Oberteil | 24 Pleuellagerdeckel |
| 3 Brücke | 29 Unterer Spannring |
| 4 Hubbolzen | 30 Oberer Spannring |
| 5 Membrane | 33 Brückenschraube |
| 7 Pleuellager | 35 Führungskloben |
| 8 Stehlager | 36 Führungshebel |
| 12 Kurbelwelle | 37 Führungsbolzen |
| 21 Saugventilkugel | 39 Brückenbolzen |

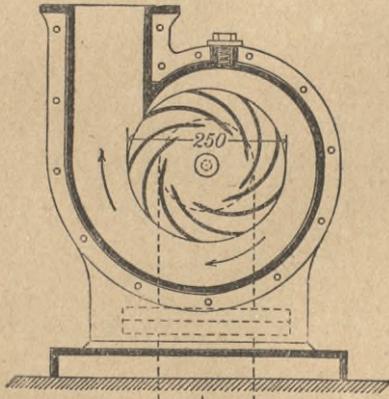


Abb. 85.

Kreiselpumpe (Schnitt).

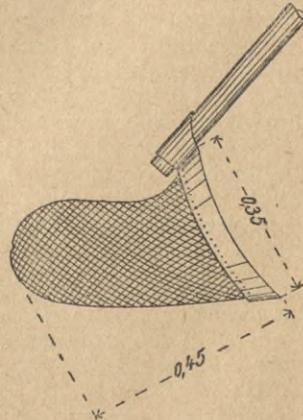


Abb. 86. Sackbagger.

Nachdem die Baugrube ausgehoben ist, wird unter Wasser eine Lage Beton auf die Sohle geschüttet.

Die Betonplatte macht man gewöhnlich so stark, daß sie schon durch ihr Eigengewicht dem Wasserdruck das Gleichgewicht hält, jedoch mindestens 75 cm stark.

Ist h der Abstand des Wasserspiegels von der Betonoberkante, so beträgt die Betonstärke

$$d = 0,84 h \text{ für Beton aus Kies oder Steinschotter,}$$

$$d = 1,25 h \text{ für Beton aus Ziegelschotter.}$$

Nach genügender Erhärtung des Betons, rd. zehn Tage nach beendeter Schüttung, wird das Wasser abgepumpt, worauf die Maurerarbeiten im Trockenen ausgeführt werden können.

Zeigen sich nach dem Abpumpen kleine Quellen in der Betonsohle, so wird ein Gipskloß aufgedrückt, bis er erhärtet ist und die Öffnung verschließt.

Stärkere Quellen sucht man in einer bis zur Höhe des äußeren Wasserstandes reichenden Röhre abzufangen. Man formt entweder die Röhre aus Gips oder benutzt ein Ton- oder Eisenrohr, das gegen die Sohle mit Ton oder Gips und darauf mit Mauerwerk in schnellbindendem Mörtel (Zementmörtel mit Zusatz von Wasserglas) abgedichtet werden muß (Abb. 89). Nachdem das Wasser in der Röhre bis zu seiner gewöhnlichen Höhe angestiegen ist, wird die Röhre teilweise, am besten unter Zusatz von Eisenschrott, ausbetoniert und nach Erhärtung der Füllung soweit wie erforderlich abgestemmt.

Gelingt dies nicht, so muß man das Wasser durch einen übermauerten Schlitze oder ein ummauertes Rohr nach einer Pumpe ableiten und, sobald das Mauerwerk fest ist, den Kanal durch einen mit Werg umwickelten Holzpfropfen verstopfen und mit Zement ausgießen.

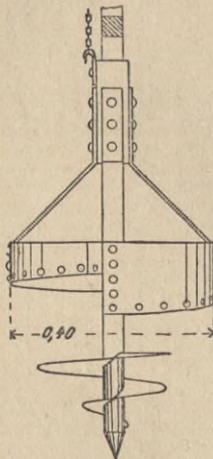


Abb. 87.
Schraubenbagger.

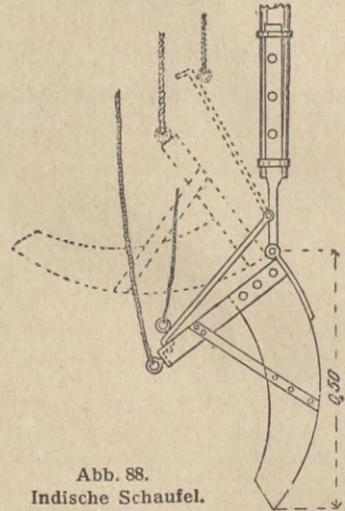


Abb. 88.
Indische Schaufel.

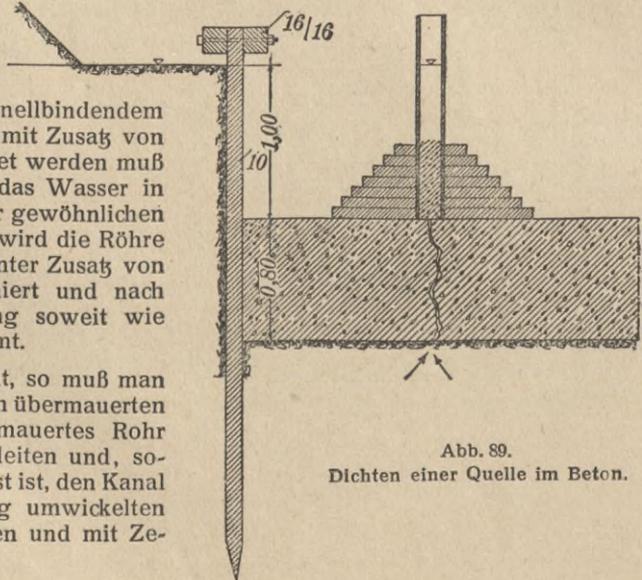


Abb. 89.
Dichten einer Quelle im Beton.

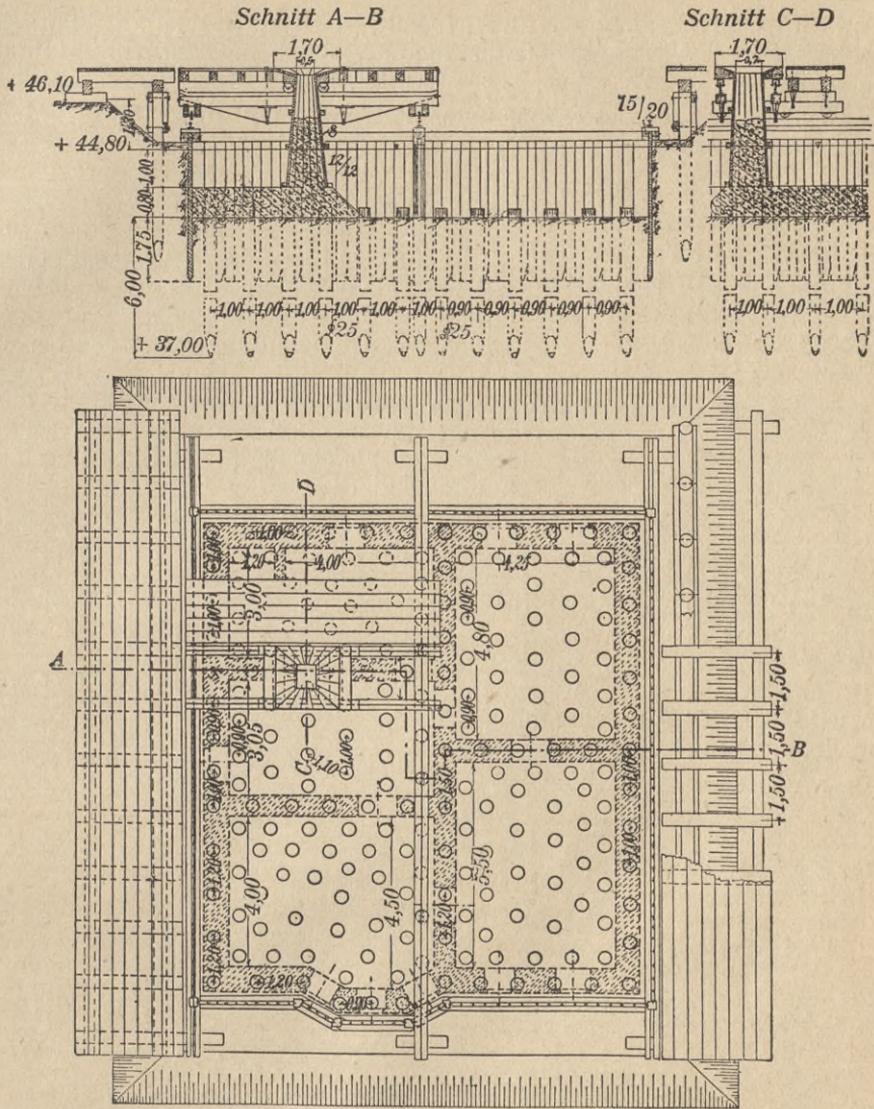
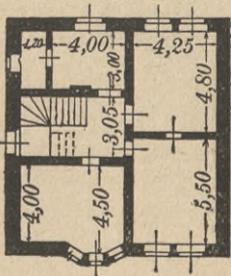


Abb. 90. Gründung eines freistehenden Hauses auf Betonpfahlrost. — Naßbetonierung mittels Betontrichter.

Um nach Möglichkeit die Bildung Wasser durchlassender Fugen zu verhüten, darf die Schüttung nicht, auch nachts nicht, unterbrochen werden.

Ferner muß während und nach der Schüttung bis zur Erhärtung das Wasser innerhalb



und außerhalb der Baugrube gleich hoch stehen, damit nicht durch Ausgleich der Wasserspiegel der Beton von Wasser durchströmt und undicht wird.

Das Einbringen des Betons unter Wasser, die Naßbetonierung, hat so zu geschehen, daß ein Abspülen des Mörtels vom Schotter ausgeschlossen ist. Es geschieht dies unter Verwendung von Betontrichtern, Betonkasten oder Betonsäcken.

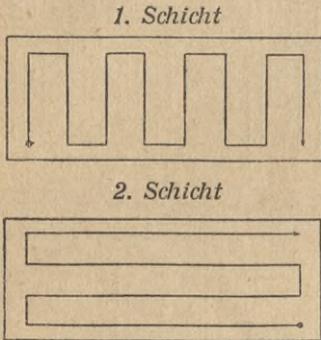


Abb. 91.

Betonschüttung in zwei Schichten.

Betontrichter aus Eisenblech oder Holz werden vornehmlich bei ausgedehnten Baugruben angewendet. Zur Vermeidung von Verstopfungen erweitert man sie nach unten mit $\frac{1}{40}$ Anlauf. Der Trichter wird an einem Laufkran aufgehängt, mit dessen Hilfe er in zwei zueinander senkrechten Richtungen die ganze Baugrube bestreichen kann (Abb. 90).

Die erste Füllung des Trichters erfolgt durch einen engeren Trichter oder durch Säcke bis über Wasser. Während des Verschiebens wird Beton nachgefüllt, so daß die Oberfläche immer über Wasser bleibt.

Ist die Versenkung des Betons in einer Schicht in Aussicht genommen, so wird sie in Streifen quer zur größten Ausdehnung der Baugrube geschüttet,

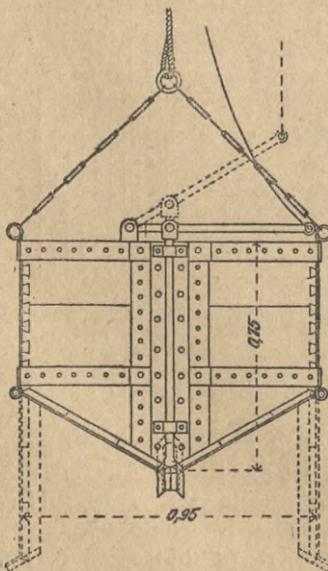


Abb. 92. Betonkasten.

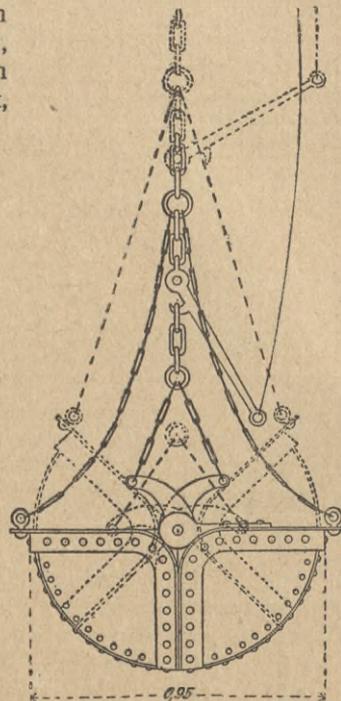


Abb. 93. Betontrommel.

eine etwaige zweite Schicht aber in Streifen rechtwinklig dazu (Abb. 91). Noch besser stellt man die Betonlage bei großer Stärke mit mehreren sich dicht folgenden Trichtern sofort in ganzer Höhe her.

Betonkasten finden vorteilhaft Verwendung in winkligen Baugruben, aber auch da, wo die Aufstellung eines Gerüsts zur Aufnahme des Laufkrans Schwierigkeiten macht. Sie sind aus Holz oder Eisen, oben offen, werden an Winden in das Wasser gelassen und nach Aufstoßen auf den Grund durch Öffnen des Bodens entleert.

Hölzerne Kasten haben Bodenklappen, die sich durch Ziehen an einer Leine öffnen (Abb. 92), eiserne bestehen am besten aus zwei Viertelzylindern [Betontrummel] (Abb. 93), die gefüllt sich aneinander legen, angezogen sich entleeren. Damit das Wasser beim schnellen Eintauchen den Mörtel nicht ausspült, bedeckt man den Kasten mit einem Stück geteeter Leinwand, das an der einen Seite festgemacht ist, an der anderen beschwert überhängt.

Um das Aufziehen der Kasten zu erleichtern, gleicht man ihr Eigengewicht mit einem Gegenwicht so aus, daß sie gefüllt sinken, geleert in die Höhe gehen, und so nur ein Mann an der Bremse zur Regelung der Geschwindigkeit tätig zu sein braucht.

Die Schüttung erfolgt derart, daß, nachdem einige Kastenfüllungen versenkt sind, sofort die Zwischenräume durch die folgenden Kasten ausgefüllt werden.

Ob die richtige Höhe der Schüttung erreicht ist, wird durch fortwährendes Peilen mit einer Latte, welche in Wasserspiegelhöhe eine Marke trägt, ermittelt.

Betonsäcke kommen nur für kleine Arbeiten in Frage, sind aber sehr zweckmäßig zur Ausfüllung von Ecken.

Der Schluß des Sackes erfolgt durch eine leicht lösliche Schlinge oder durch eine Nadel aus Rundeisen, die durch Ringe, welche an den Sackrand genäht sind, hindurchgesteckt und, sobald der Sack mit der Öffnung nach unten auf der Sohle angelangt ist, an einer Leine herausgezogen wird, worauf sich der Sack bei langsamem Wiederanheben entleert (Abb. 94).

V. Baugruben für eingebaute Häuser

herzustellen, macht erhebliche Schwierigkeiten, falls die Grundmauern des neuen Hauses tiefer als die der Nachbarhäuser reichen.

1. Zunächst sind die Nachbargiebel in Höhe der Balkenlagen und möglichst an den Stellen, wo



Abb. 94. Betonsack.

sie durch Front- und Zwischenmauern versteift sind, gegeneinander abzuspreizen (Abb. 95).

Sodann wird die Baugrube für den Neubau bis zur Unterkante der alten Grundmauern ausgehoben.

Handelt es sich nur um einen Anbau, so ist der freie Giebel durch Treibladen (Abb. 96) abzustützen, welche aber zweckmäßig erst in Höhe der alten Bausohle angesetzt werden.

2. Sind die Giebel auf diese Weise gegen Ausweichen gesichert, so werden sie Stück für Stück bis auf die neue Bausohle mit Mauerwerk unterfangen.

Zu dem Zwecke werden ungefähr 1 m breite und rd. 2 m lange Baugruben quer zum Giebel bis zur Sohle des Neubaus ausgeschachtet, durch welche die alte Grundmauer auf 1 m freigelegt wird. Die Gruben sind sorgfältig mit wagerechten Bohlen verschalen und abzusteißen.

Es empfiehlt sich, die Baugruben bis in den Nachbarkeller hinein zu erstrecken, einmal, um auch die Stirnwand mit lotrechten Bohlen verschalen, dann

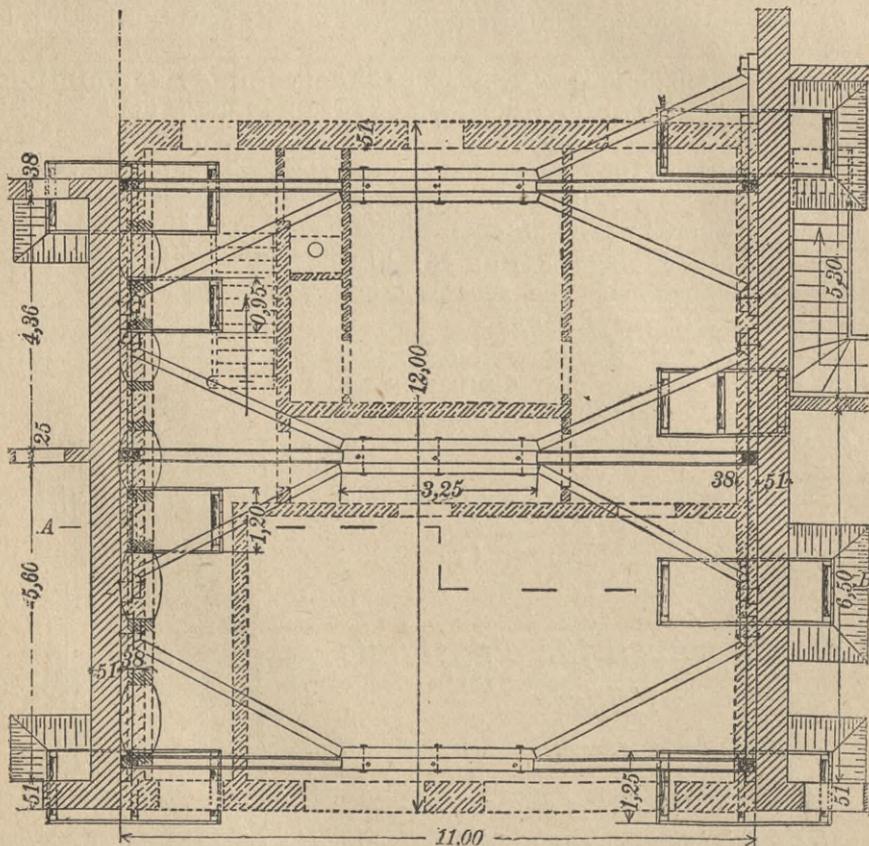


Abb. 95a. Gründung eines eingebauten Hauses (Grundriß).

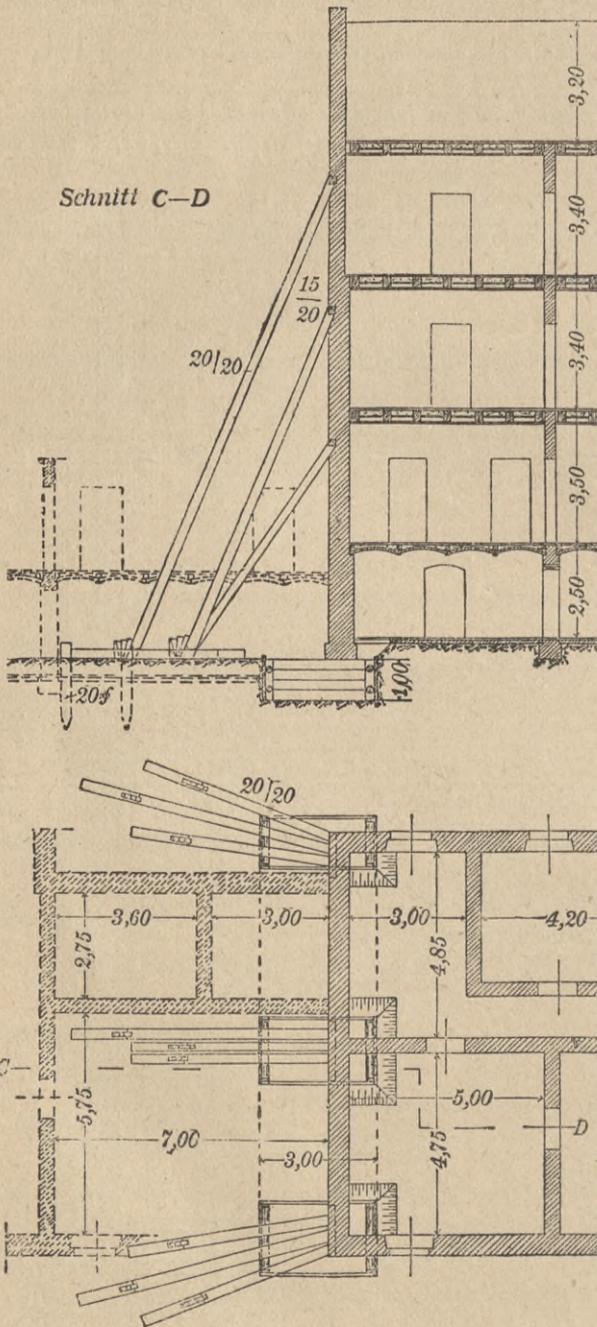


Abb 96. Gründung eines angebauten Hauses.

damit ihre Absteifung einen Halt hat und der Giebel nicht gefährdet wird.

Zuerst ist die Giebelmauer am Anschluß der Front- und Zwischenmauern zu unterfangen, sodann Stück für Stück dazwischen.

Erst nachdem die Nachbargiebel ganz unterfangen sind, wird die Baugrube für den Neubau bis zur vollen Tiefe ausgeschachtet und mit der Ausführung des Grundmauerwerks begonnen (Abbildung 95 rechts und Abb. 96).

Ist der Unterschied zwischen alter und neuer Bausohle nicht groß, so unterfährt man auch wohl zunächst nur die Anschlüsse der Front- und Zwischenmauern an den Nachbargiebeln und führt die neue Mauer vorläufig nur in niedrigen Einzelpfeilern auf, die man durch Bogen zur Aufnahme des aufgehenden Mauerwerks verbindet. Erst wenn der Neubau hochgemauert ist, die Nachbargiebel also Halt haben, werden die Zwischenräume zwischen den Pfeilern freigelegt, von dort aus die Giebelmauern der Nachbarhäuser voll untermauert und zum Schluß die Grundmauern des Neubaus durch Ausmauerung der Zwischenräume vervollständigt (Abb. 95 links).

3. Im Grundwasser ist ein Unterfangen des alten Baues auf die vorbeschriebene Weise nicht möglich. War er schon mit einer Spundwand umschlossen, so wird bei nicht zu großer Mehrtiefe des Neubaues dieser nach sorgfältiger Absteifung der freigelegten Spundwand — bei Gebäuden ist auch eine nach innen durch die Keller geführte Verankerung denkbar — in deren Schutze aufgeführt.

Die Giebelmauer eines Gebäudes ist dabei zum Anschluß an die Nachbar-mauer über Spundwandoberkante mit etwas Spielraum hinwegzu-kragen, damit sie sich, ohne aufzustoßen, setzen kann.

Reicht die etwa vorhandene Spundwand für die Gründungstiefe des Neubaues nicht aus oder ist keine vorhanden, weil die alten Grund-mauern über Grundwasser liegen, so muß vor dem Ausschachten in Höhe der alten Bausohle eine Spundwand, am besten aus Formeisen oder Wellblech, neu geschlagen werden.

Eine solche Wand muß recht stark sein und sehr tief greifen, damit sie nicht unter dem Druck des Nach-bargebäudes aus- weicht.

In neuerer Zeit umgeht man die Schwierigkeiten und Gefahren, welche mit dem Rammen in nächster Nähe bestehender Bauten verbunden sind, vielfach dadurch, daß man das Grundwasser mittels Brunnen bis unter Bausohle absenkt (vergleiche B. IV. 1 und Abb. 107) und die Unterfangungs- und Gründungsarbeiten nun im Trockenen, wie zuvor beschrieben, ausführt. Bei Herstellung der Brunnen ist aber größter Wert auf vollständige Filterung des Grundwassers zu legen (Abb. 80), damit ja kein Sand gepumpt wird und ja keine Senkungen der Nachbarbauten infolge dessen eintreten.

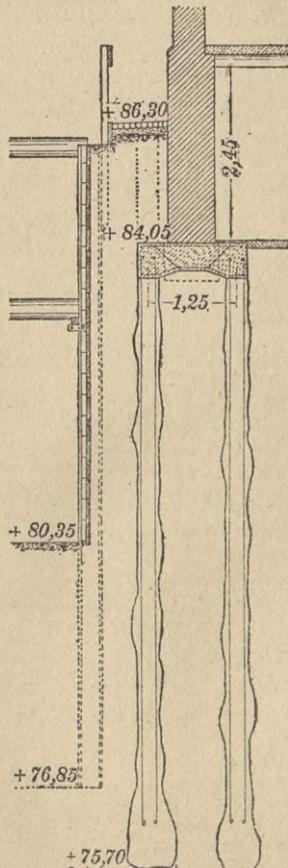


Abb. 97a. Unterfangen einer Gebäudemauer mit Eisenbetonbalken auf Ortpfählen.

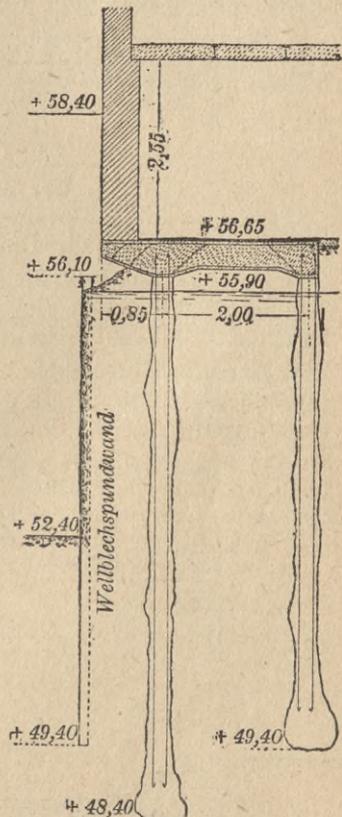


Abb. 97b. Unterfangen einer Giebelmauer mittels Eisenbeton-Kragplatte auf Ortpfählen.

4. Bei besonders großer Tiefe der auszuschachtenden Baugrube, bei sehr unsicherem Baugrunde, namentlich aber, wenn ein hoher Grundwasserstand das Einrammen sehr langer und starker Spundwände bedingt, kann es nötig werden, um das infolge der starken Erschütterungen beim Rammen drohende Ausweichen und Setzen des vorhandenen Gebäudes zu verhüten, vor Aushub der neuen Baugrube die gefährdeten Mauern nachträglich durch Tiefgründung zu sichern. Diese läßt sich bewerkstelligen durch dicht neben der gefährdeten Mauer in vorgebohrte Pfahl-löcher einbetonierte Ortpfähle (C. II. 3. a. γ).

Die Pfähle werden in zwei Reihen entweder beiderseits der Mauer (Abb. 97a) oder, falls außen wegen des dicht anzuschließenden Neubaus kein Platz ist, nur innen (Abb. 97b) gesetzt und durch starke Eisenbetonbalken oder -platten, im zweiten Falle durch eine Kragplatte (Abb. 97b), zur Aufnahme der aufgehenden Mauer miteinander verbunden.

Da die Gefahr des Ausknickens der Pfähle nach der zeitweise entlasteten Baugrubenseite besteht, werden sie in der Regel mit Eisen zu bewehren sein, was am sichersten bei Preßbetonpfählen zu bewirken ist.

Die vorstehend geschilderte nachträgliche Sicherung von Gebäuden durch einbetonierte Pfähle eignet sich auch für Bauten, deren Bestand sich infolge mangelhafter Gründung bedroht zeigt.

C. Grundbauten.

Sie umfassen die Bauteile, die den Druck des Bauwerks auf den Baugrund zu übertragen haben.

Ihre Sohle erhält eine zur Richtung des auf den Baugrund wirkenden Druckes möglichst winkelrechte Lage.

Der von Hochbauten auf den Baugrund ausgeübte Druck ist meistens lotrecht gerichtet. Es gilt daher als Regel, daß die Bausohle von Hochbauten wagerecht angelegt wird.

In fallendem Fels wird sie, um an Brucharbeit zu sparen, abgetreppst (Abb. 97c), soweit es die Ausbildung des untersten Geschosses gestattet.

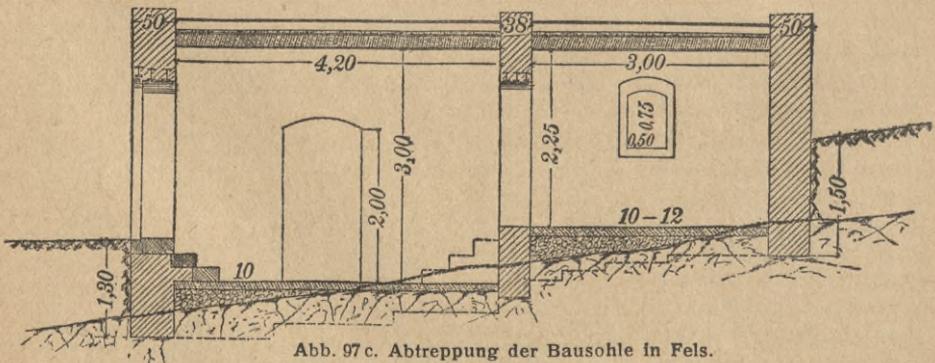


Abb. 97c. Abtreppung der Bausohle in Fels.

Die Bausohle muß frostfrei, in Deutschland 1,00 bis 1,25 m unter Gelände liegen, insofern die Anlage von Kellern keine tiefere Bausohle verlangt, damit Bewegungen des Baugrundes infolge Einfrierens und Auftaus ausgeschlossen sind.

Gebäudeteile, welche den Baugrund erheblich stärker als das übrige Gebäude belasten und deshalb sich voraussichtlich mehr setzen werden, wie Türme, Fabrikschornsteine, sind mit den übrigen Gebäudeteilen nicht in Verband zu bringen, sondern mit lotrecht durchgehender Fuge daneben zu setzen, damit keine Risse entstehen (Abb. 98).

In Rücksicht auf die fast immer geringere zulässige Beanspruchung des Baugrundes gegenüber der des auf ihm lastenden Mauerwerks werden die Grundmauern gewöhnlich gegen das aufgehende Mauerwerk verbreitert.

Solange diese Verbreiterung nur wenig beträgt, also im allgemeinen bei gutem Baugrund unter nicht zu schweren Gebäuden, spricht man von natürlicher Gründung.

Es sei jedoch bemerkt, daß bei gutem Baugrund die Verbreiterung der Kellermauern üblicher Stärke von kleineren Gebäuden sich häufig erübrigt (vgl. die Berechnung im Anhang), so daß heutzutage mehr und mehr empfohlen wird, sie zu unterlassen, um die Herstellung, namentlich von Kleinhäusern, zu verbilligen.

Ist die Tragfähigkeit des Baugrundes in Höhe der Kellersohle im Verhältnis zur Auflast nur gering, so kommt die künstliche Gründung in Frage.

Sie erfolgt entweder durch Verbreitern der Grundbauten auf eine so große Fläche, daß der Druck des Bauwerkes auf die Flächeneinheit des Baugrundes dessen zulässige Beanspruchung nicht überschreitet (Flachgründung) oder durch Hinabführen der Grundbauten bis in eine solche Tiefe, in welcher der Baugrund ohne wesentliche Vergrößerung der Grundfläche ausreichende Tragfähigkeit besitzt (Tiefgründung).

Ob Flach- oder Tiefgründung vorzuziehen ist, läßt sich im Einzelfalle oft nur durch vergleichende Kostenanschläge entscheiden, wozu aber bemerkt wird, daß Tiefgründungen im allgemeinen eher nicht vorherzusehende Schwierigkeiten erwarten lassen als Flachgründungen.



Abb. 98. Durchgehende Fuge zwischen verschiedenen schweren Gebäudeteilen.

I. Flachgründung

kommt für Hochbauten in Frage,

1. wenn die Belastung und die zulässige Beanspruchung des Baugrundes in Höhe der Kellersohle nur eine mäßige Verbreiterung der Grundmauern fordert,

2. wenn sich bei stärkerer Belastung oder bei geringerer Tragfähigkeit des Baugrundes unmittelbar unter der Kellersohle Baugrund, welcher keine erhebliche Verbreiterung der Grundmauern verlangt, nicht oder nur unter verhältnismäßig großen Kosten erreichen läßt.

Im letzteren Falle muß natürlich die Grundfläche der Mauern unmittelbar unter der Kellersohle so ausgiebig vergrößert werden, daß die verhältnismäßig geringe zulässige Beanspruchung des Baugrundes an keiner Stelle überschritten wird. Es läßt sich dies, falls die zulässige Beanspruchung des Baugrundes sehr gering ist, bei Hochbauten, deren tragende Mauern größere Hohlräume umschließen, dadurch erreichen, daß die Verbreiterung nach diesen Hohlräumen hin erfolgt, daß das Gebäude auf eine einheitliche Grundplatte von der Ausdehnung des Grundrisses gesetzt wird.

Für die Flachgründung kommen Sand, Mauerwerk, Beton, Holz oder Eisenbeton zur Verwendung.

Die drei erstgenannten Baustoffe erfordern, weil sie keine oder nur eine ganz geringe Beanspruchung auf Biegung aufnehmen können, im Verhältnis zur Ausladung der Grundbauten über die aufstehenden Mauern eine große Stärke, damit die ausladenden Teile nicht unter dem Gegendruck des Baugrundes abreißen.

Holz darf nur unter dem niedrigsten Grundwasserstande eingebaut werden, weil es sonst dem Verfaulen ausgesetzt wäre; seine Verwendung zwingt daher unter Umständen dazu, die Grundbauten wesentlich tiefer anzulegen, als die Kellertiefe verlangt.

Eisenbeton ist von dem Grundwasserstande unabhängig und Holz außerdem noch wegen seiner bedeutend höheren zulässigen Zugspannung überlegen.

Der geplante Einbau von Beton und Eisenbeton in Grundwasser und zeitweilig auftretendes Sickerwasser erfordert jedoch, namentlich in Moorboden und in der Nähe von Schlackenhalde, eine vorherige chemische Untersuchung des Grundwassers und des Bodens auf Gips, Sulfate, Schwefelkies, Schwefelwasserstoff, Schwefel, Kohlensäure, weil diese Stoffe unter Bildung des sog. „Zementbazillus“ (Kalziumsulfat-aluminat) den Beton zerstören, besonders wenn der Beton, Hohlräume umschließend, einem einseitigen Wasserdruck ausgesetzt ist.

Als Schutzmaßnahmen dagegen gelten bis jetzt:

Möglichst dichter (Stampf-)Beton (möglichst gemischtkörniger Zuschlag aus reinem Quarzsand, Kies, Steinschlag) in fetterer Mischung (vgl. C. III. 1.), möglichst kalk- und tonerdearmer, kieselsäurereicher Zement, wie Hochofenzement und besonders Erzzement, oder Portland- und Eisenportlandzement mit 0,5÷0,7 Raumteilen Traß (vgl. C. III. 1.),

Schutz des Betons in der ersten Zeit vor dem Zutritt des schädlichen Wassers, doch reichliches Feuchthalten des Betons, namentlich des Zementtraßbetons. Wenn ausführbar, kann auch der Schutz der Betonoberfläche durch eine Asphalt-Isolierschicht oder die Ableitung des schädlichen Wassers durch Drainleitungen in Betracht kommen.

1. Flachgründung in Mauerwerk

war früher im Hochbau am häufigsten, kommt aber auch heute noch recht oft zur Ausführung, obschon ihr die in Eisenbeton mehr und mehr Abbruch tut.

Das Mauerwerk wird in der Regel in Zementmörtel gemauert, einmal, weil Luftmörtel in der Erde nicht genügend erhärtet, sodann aber

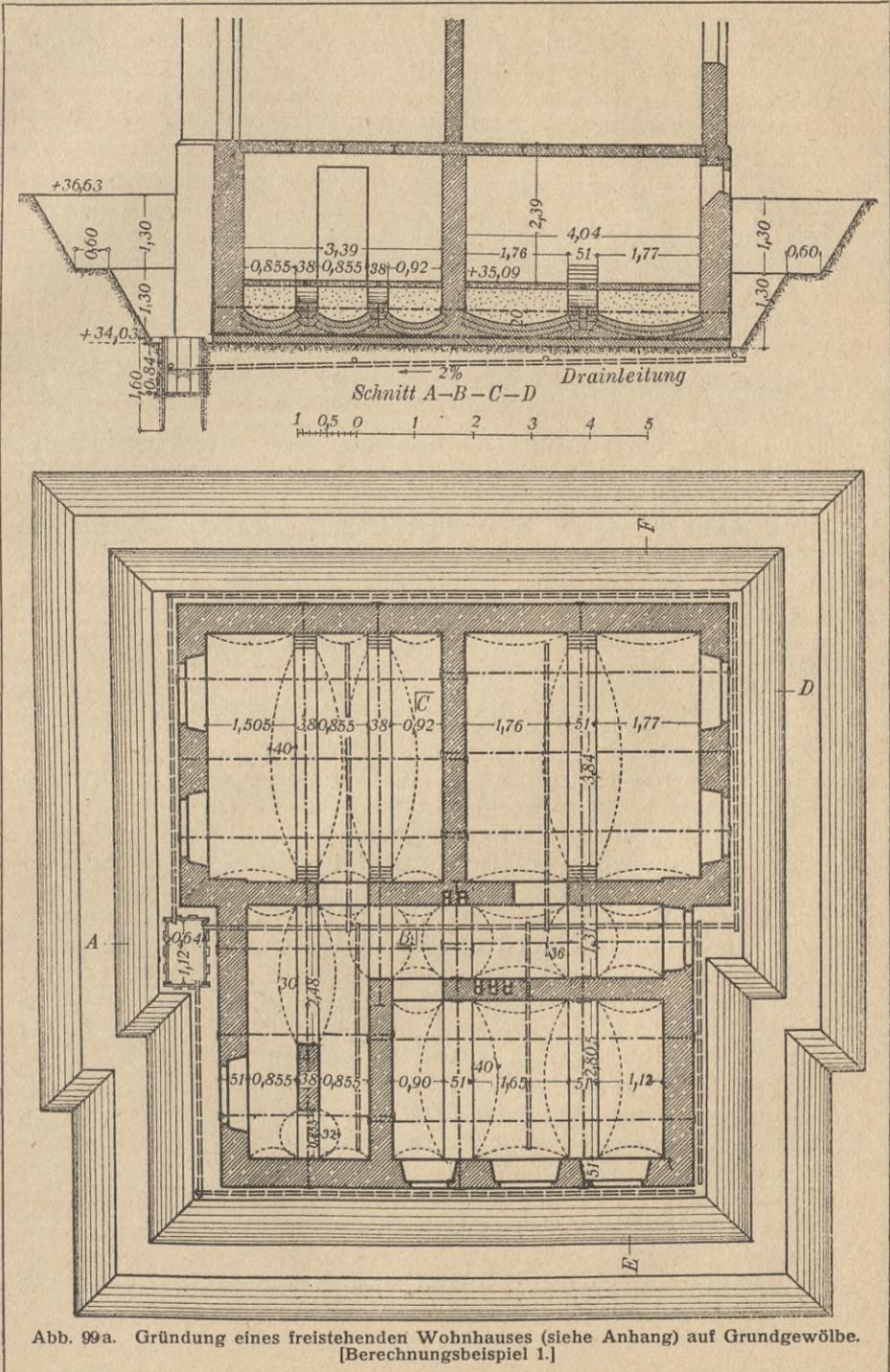
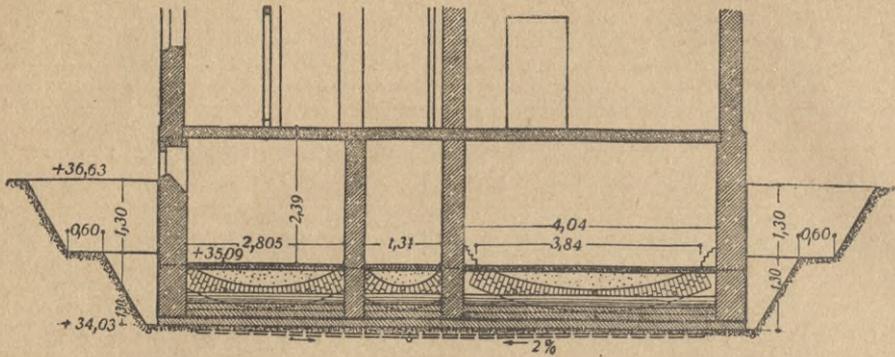


Abb. 99a. Gründung eines freistehenden Wohnhauses (siehe Anhang) auf Grundgewölbe. [Berechnungsbeispiel 1.]



Schnitt E—F.

Abb. 99b.

auch, um eine größere Festigkeit des Mauerwerks zu erzielen und auf Grund dessen mit einer geringeren Höhe der Grundmauern im Verhältnis zu ihrer Ausladung auszukommen.

Für Mauerwerk in Kalkmörtel darf eine **Druckübertragung** auf den Baugrund unter 60° , für solches in Zementmörtel 1 : 3 und bei Verwendung hartgebrannter, fester Steine eine Druckübertragung unter 45° zur Wagerechten angenommen werden.

Für Grundmauern aus Bruchstein sind möglichst große, lagerhafte Steine zu verwenden.

In Grundmauern aus Ziegelsteinen erfolgt die Verbreiterung immer um einen halben Stein, so daß also bei Verbreiterung nach beiden Seiten die entstehenden Absätze beiderseits um je $\frac{1}{4}$ Stein, bei einseitiger Verbreiterung, wie sie an Nachbarmauern nur nach innen zugänglich ist, um $\frac{1}{2}$ Stein vortreten. Entsprechend den für die Druckübertragung angegebenen Neigungswinkeln werden daher die Absätze von Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel bei beiderseitiger Verbreiterung 2 Schichten hoch, bei einseitiger 3 Schichten hoch angelegt, die von Ziegelmauerwerk aus Hartbrandsteinen oder Klinkern in Zementmörtel 1 bzw. 2 Schichten hoch.

Den untersten Absatz macht man 1—2 Schichten stärker, weil der untersten, auf der Erde verlegten, meistens nicht sorgfältig vermaurten Schicht nicht die gleiche Festigkeit und die gleiche Teilnahme an der Druckübertragung beizumessen ist wie den übrigen Schichten.

*Bei starker Ausladung der Grundmauern und bei ungleichmäßigem Baugrunde empfiehlt sich der sog. **Mauerrost** zwecks Verringerung der Höhe der Grundmauer und zwecks Zusammenhalts in der Längsrichtung, indem, ähnlich der Anordnung der Kleineschen Decke, quer zur Mauer in die Stoßfugen und in der Längsrichtung in die Lagerfugen Bandeisen eingebettet werden zur Aufnahme der Zugspannungen bei Durchbiegungen.*

Durchgehende Grundplatten aus Mauerwerk kommen als **Grundgewölbe** zur Ausführung. Sie werden in Höhe des Kellerfußbodens

umgekehrt zwischen die gegenüberliegenden Mauern gespannt, wobei ihr Widerlager unter Türöffnungen durch eingemauerte Grundträger oder Grundbogen, welche den Gewölbedruck auf das aufgehende Mauerwerk übertragen, gebildet werden muß. Ist der Abstand der Mauern groß, so wird er durch umgekehrte Gurtbogen, Grundbogen, geteilt, deren Widerlager natürlich nicht unter einer Türöffnung liegen darf. Um die Grundbogen kräftig gegenseitig zu verspannen, empfiehlt es sich, sie, soweit wie zugänglich, in einer Richtung durchlaufend anzuordnen (Abb. 99). Die Zwickel der Gewölbe und Bogen sind, bevor letztere selbst hergestellt werden, sorgfältig auszumauern. Als Unterlage des Ganzen dienen 1—2 Flachsichten.

Der Horizontalschub der Grundgewölbe und Grundbogen, namentlich auf die einseitig beanspruchten Außenmauern, ist durch kräftige Gewölbeanker aufzunehmen, die aber zum Schutze gegen Rost vollständig einzumauern oder, soweit sie frei liegen, mit Zementmörtel oder Beton zu umhüllen sind.

Grundgewölbe auf einer Isolierschicht aus Teerpappe und Asphaltkitt (vgl. C. III. 3.), die in den Außenmauern ihre Fortsetzung bis über den höchsten Grundwasserstand, auch wohl noch bis über Gelände findet (vgl. Abb. 147e), bilden einen guten Schutz der Keller gegen Grundwasser.

Berechnungsbeispiel 1 „Grundgewölbe“ (Abb. 99):

Der Höhenunterschied zwischen Bausohle und Kellersohle beträgt $(35,09 - 34,03) = 1,06$ m. Da die Mauerlasten im „Anhang“ bis 15 cm unter Kellersohle gerechnet sind, ist die Höhe der künstlichen Gründung $(1,06 - 0,15) = 0,91$ m.

Das Einheitsgewicht der Füllerde wird gleich dem des Mauerwerks, $= 1800 \text{ kg/m}^3$ angenommen. Diese große Sicherheit gewährende Annahme erlaubt, die über die Kellersohle hinausragenden Vorkragungen der Grundbogen zu vernachlässigen. Es beträgt demnach das Eigengewicht der Grundplatte einschl. der Füllerde: $(9,48 \cdot 5,32 + 8,18 \cdot 4,94) \cdot 0,91 \cdot 1800 = 149000 \text{ kg}$.

Die Grundfläche der Innenräume wird noch belastet mit einer bis unter den Kellerfußboden reichenden Erdschicht von $(15 - 10) = 5$ cm, dem Kellerfußboden von 10 cm Stärke und einer Nutzlast von 500 kg/m^2 . Dem Kellerfußboden aus Beton entspricht eine Erdschicht von $\frac{0,10 \cdot 2200}{1800} = 0,122$ m, der Nutzlast eine solche von $\frac{500}{1800} = 0,278$ m, so daß im ganzen noch eine Erdschicht von $(0,05 + 0,122 + 0,278) = 0,45$ m Höhe in den Innenräumen in Rechnung zu stellen ist. Es beträgt also die Sonderlast der Kellerräume:

$(2 \cdot 4,04 \cdot 4,365 + 5,07 \cdot 1,31 + 4,69 \cdot 2,805 + 4,495 \cdot 2,09 - 1,16 \cdot 0,38) \cdot 0,45 \cdot 1800 = 52000 \text{ kg}$.

Die im „Anhang“ III. 13 berechnete Auflast ist: 510250 kg .

Gesamtbelastung: $149000 + 52000 + 510250 = 711250 \text{ kg}$.

Beanspruchung des Baugrundes: $\sigma = \frac{711250}{948 \cdot 532 + 818 \cdot 494} = 0,79 \text{ kg/cm}^2$.

2. Flachgründung in Beton und Eisenbeton

findet die vielseitigste Anwendung.

Unter Wasser dient sie allerdings vielfach nur zum Abschluß der Baugrube gegen das aufsteigende Grundwasser während der Bauzeit (vgl. Abb. 90), bietet aber außerdem den Vorteil einer ausgiebigen Druckverteilung auf den Baugrund durch eine einheitliche Grundplatte von der Ausdehnung des Gebäudegrundrisses.

Die **Druckverteilung** im Beton darf unter 53° zur Wagerechten angenommen werden, so daß also die Stärke der Betonschicht mindestens gleich $\frac{4}{3}$ der Ausladung über das aufgehende Mauerwerk sein muß.

Durch Einbettung von Eiseneinlagen in den Beton, durch Verwertung der günstigen statischen Eigenschaften des Eisenbetons läßt sich jedoch die Höhe der Grundplatten im Verhältnis zu ihrer Ausladung bedeutend einschränken (Abb. 100). Dies ist aber von besonders schwerwiegender Bedeutung im Grundbau, wo die Schwierigkeiten mit zunehmender Gründungstiefe in steigendem Verhältnis wachsen.

Der einwandfreie Einbau von Eisenbeton ist jedoch nur möglich, wenn während der Ausführung in der Baugrube kein Wasser steht. Bei Wasserandrang muß daher durch fortwährendes Pumpen das Wasser tiefer als die Betonsohle gehalten werden, und zwar so lange, bis der Beton genügend erhärtet ist, was rd. 10 Tage dauert, damit nicht das ansteigende Grundwasser an einzelnen Stellen den frischen Zementmörtel ausspült, Hohlräume und Gänge im Beton erzeugt, die Eiseneinlagen freilegt und durch Rost zerstört und so die Festigkeit des Eisenbetons beeinträchtigt.

Ganz besonders ist dieses zu beachten, wenn eine durchgehende Betonplatte gleichzeitig als Abschluß der Kellerräume gegen Grundwasser dienen soll, weil jede Undichtigkeit des Betons diesen Abschluß zunichte macht (vgl. Abb. 101).

Im Trockenem und bei nicht zu starkem Wasserandrang, der sich durch eine oberirdische Wasserhaltung leicht bewältigen läßt, aber auch da, wo die Absenkung des Grundwassers noch wirtschaftlich erscheint, wird daher im allgemeinen für die Flachgründung Eisenbeton vorgezogen, während bei sehr starkem Wasserandrang und schwimmendem, feinkörnigem Untergrund, der nur ein Ausbaggern der Baugrube unter Wasser zwischen Spundwänden und Naßbetonierung (B. IV. 3) gestattet, auf das Einbetten von Eiseneinlagen verzichtet und die Betonplatte entsprechend stärker gemacht wird.

Flachgründungen in Beton ohne Eiseneinlagen kommen dementsprechend heutzutage im wesentlichen nur für eine mäßige Verbreiterung der einzelnen Gebäudemauern, welche keine große Betonstärke verlangt, und für einheitliche Grundplatten ganzer Gebäude in besonderen Fällen in Betracht.

Flachgründungen in Eisenbeton werden sowohl als Eisenbetonplattenroste zur Verbreiterung der einzelnen Mauern wie auch als Eisenbetongrundplatten von der Ausdehnung des ganzen Gebäudes ausgeführt.

Eisenbetonplattenroste erhalten zur Übertragung des Baugrund-Gegendruckes auf die aufgehenden Mauern vor allem eine Bewehrung quer zu diesen und, falls der Baugrund sehr unsicher (in Bergbaugebieten) oder ungleichmäßig ist, noch eine längsbewehrte Verstärkungsrippe unter den Mauern zur Überbrückung und Überkragung nachgiebiger Stellen. Vorspringende Ecken der Platten sind mit Eisenstäben in der Diagonalrichtung zu bewehren (Abb. 100).

Eisenbetongrundplatten werden bei größeren Spannweiten durch Rippen ähnlich untergeteilt wie Grundgewölbe und bei unsicherem Baugrund noch durch längsbewehrte Eisenbetongrundbalken unter den Mauern verstärkt (Abb. 101). Die Platten werden sowohl unter wie über die Balken und Rippen gelegt. Erstere Anordnung (Abb. 101) ist in Umkehrung der Eisenbetondecken die natürlichere und statisch richtigere, letztere erspart Erdaushub und den Kellerfußboden, welchen die Platte mit ihrer auch in den Türöffnungen glatt durchgehenden Oberfläche ersetzt.

Die rechnerisch erforderliche Stärke der Eisenbetonplatten und -balken ist im Grundbau um eine Betonschicht von 6—10 cm zu erhöhen, welche zu unterst auf die meistens unebene und nachgiebige Baugrubensohle aufgebracht und wagerecht abgestampft wird zur Aufnahme der berechneten Konstruktion. Hierdurch wird vermieden, daß die Eiseneinlagen durch Erde verunreinigt oder gar beim Einbringen des Betons aus diesem herausgedrückt werden.

Bei der Anordnung der Eiseneinlagen ist zu beachten, daß Grundplatten und -balken nicht wie Deckenplatten und -balken von oben, sondern von unten belastet werden und ihre Unterstützung unter den aufgehenden Mauern und Pfeilern finden.

Überkragende Platten erhalten daher unten, Platten und Balken zwischen Mauern und Pfeilern oben und zur Aufnahme der negativen Einspannmomente an den aufgehenden Mauern und Pfeilern unten Eiseneinlagen.

Die Längsbewehrung der Verstärkungsrippen unter den Mauern wird zweckmäßig doppelt angeordnet, um sowohl dem Durchhängen über nachgiebigen Stellen als auch dem Überhängen einer Ecke über solche Stellen Rechnung zu tragen.

Zur Schubbewehrung am Auflager sind die Eiseneinlagen in Grundbalken natürlich nach unten abzubiegen.

In der Nähe elektrischer Bahnen mit Schienenrückleitung empfiehlt sich der Schutz der Grundbauten aus Eisenbeton gegen das feuchte Erdreich und die es durchirrenden elektrischen Ströme durch eine Asphalttschicht (vgl. Heft 33 dieser Sammlung: M. Preuß, Die Ausführung von Eisenbetonbauten).

Berechnungsbeispiel 2 „Eisenbetonplattenrost“ (Abb. 100):

Zulässige Beanspruchung des Baugrundes: $\sigma_{zul} = 1,25 \text{ kg/cm}^2$. Da jedoch der Baugrund nicht ganz gleichmäßig angenommen ist, werden zur Überbrückung und Überkragung von Stellen geringerer Tragfähigkeit unter den Mauern doppeltbewehrte Eisenbetonbalken als Rippen der beiderseits ausladenden Eisenbetonplatten angeordnet. Die Rippenhöhe wird unter allen Mauern gleich, zu 0,60 m gewählt, der verschiedenen Auflast trägt die Bewehrung Rechnung. Die Rippenbreite ist gleich der Mauerstärke, nur die Mauern C-D und L-M erhielten wegen ihrer verhältnismäßig hohen Belastung eine um $\frac{1}{2}$ Stein breitere Rippe.

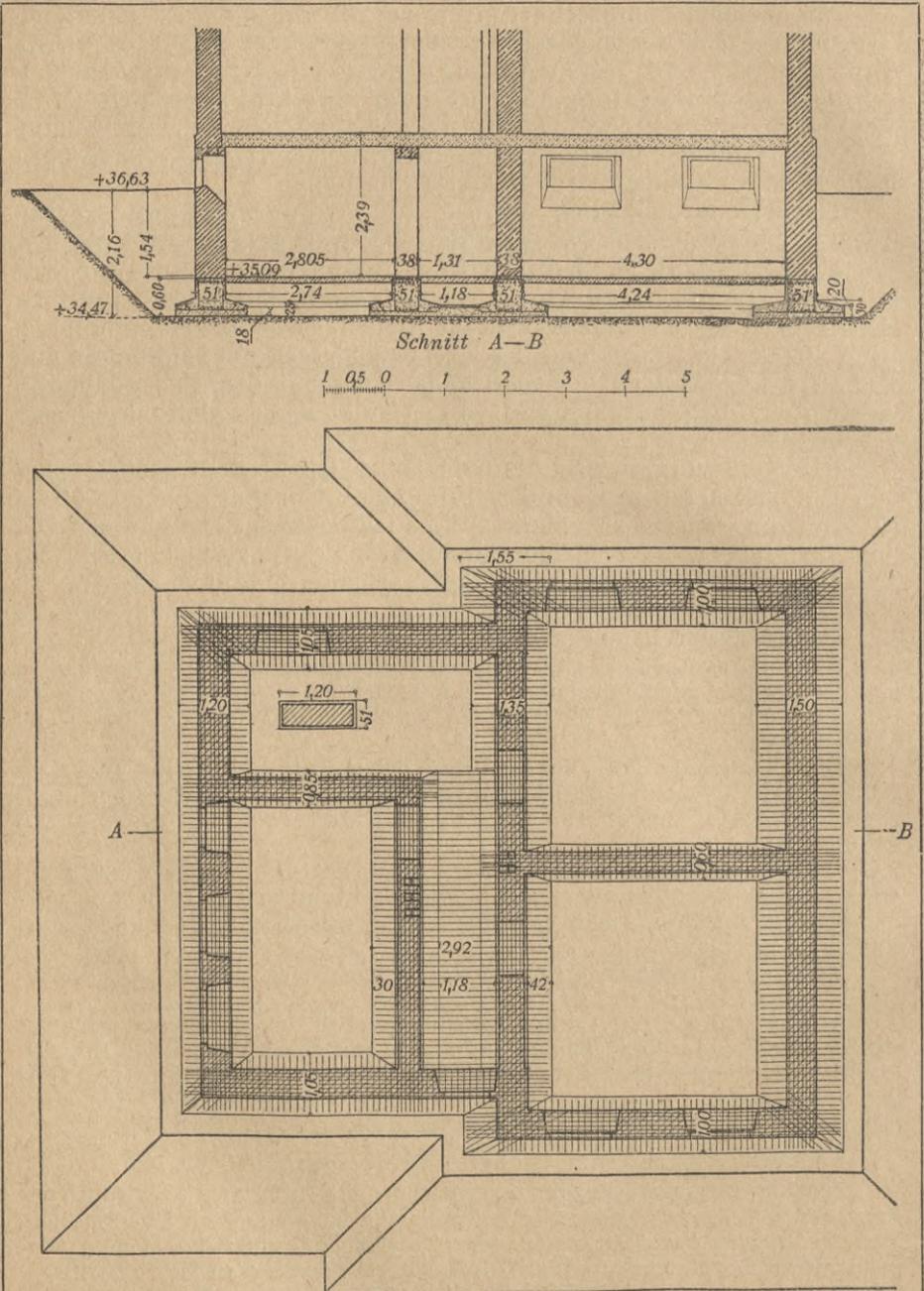


Abb. 100. Gründung eines freistehenden Wohnhauses (siehe Anhang) auf einen Eisenbetonplattenrost. [Berechnungsbeispiel 2.]

Oberkante Rippe liegt 2 cm unter Kellerfußboden, damit in den Kellertüren noch 2 cm Zementestrich zum Schutz des tragenden Eisenbetonbalkens aufgebracht werden kann. Die Bausohle befindet sich demnach 0,62 m unter Kellersohle, 2,16 m unter Gelände.

Den im „Anhang“ errechneten Mauerlasten wird das Gewicht der Eisenbetonbalken von $1,00 \cdot 0,51 \cdot 0,60 \cdot 2400 \sim 740$ kg/m bzw. $1,00 \cdot 0,38 \cdot 0,60 \cdot 2400 \sim 550$ kg/m zugeschlagen, wobei der größeren Sicherheit halber außer Ansatz bleibt, daß die Mauerlasten bis 15 cm unter Kellersohle gerechnet sind.

Die Eisenbetonplatten erhalten je nach Ausladung eine Stärke von 30 oder 25 cm an der Rippe, von 20 oder 18 cm an der Außenkante. Der Berechnung ihres Eigengewichtes wird die größte Stärke von 30 cm zugrunde gelegt.

Die Beanspruchung des Baugrundes durch die Platten, die auf ihnen ruhende Erde, den Kellerfußboden und die Nutzlast beträgt innerhalb des Hauses:

$$\sigma = \frac{1,00^2 (0,30 \cdot 2400 + 0,22 \cdot 1600 + 0,10 \cdot 2200 + 500)}{100^2} \sim 0,18 \text{ kg/cm}^2,$$

außerhalb des Hauses: $\sigma = \frac{1,00^2 (0,30 \cdot 2400 + 1,86 \cdot 1600 + 500)}{100^2} \sim 0,42 \text{ kg/cm}^2.$

Es verbleibt also für die Aufnahme der Mauerlasten einschl. Gewicht des Eisenbetonbalkens eine zulässige Beanspruchung des Baugrundes innerhalb von 1,07, außerhalb von 0,83 kg/cm². Bei den Außenmauern wird jedoch die letzte, größere Sicherheit bietende Zahl der Berechnung der ganzen Plattenbreite zugrunde gelegt. Eine weitere Sicherheit für den Fall, daß der Baugrund in Plattenmitte stärker beansprucht wird als am Plattenrande, liegt noch darin, daß auch auf die Breite der Rippe die zulässige Beanspruchung des Baugrundes nur mit den vorgenannten Zahlen statt mit 1,25 kg/cm² in Rechnung gestellt ist.

Hiernach ergeben sich folgende Plattenbreiten:

Mauer A—B: $b = \frac{11500 + 740}{100 \cdot 0,83} \sim 150$ cm	Mauer G—E: $b = \frac{7900 + 740}{100 \cdot 0,83} \sim 105$ cm
„ C—D: $b = \frac{13500 + 740}{100 \cdot 1,07} \sim 135$ cm (innen)	„ H—F: $b = \frac{7700 + 740}{100 \cdot 0,83} \sim 105$ cm
„ C—D: $b = \frac{13500 + 740}{100 \cdot 0,83} \sim 175$ cm (außen)	„ I—K: $b = \frac{5300 + 550}{100 \cdot 1,07} \sim 60$ cm
„ E—F: $b = \frac{9100 + 740}{100 \cdot 0,83} \sim 120$ cm	„ L—M: $b = \frac{10600 + 740}{100 \cdot 1,07} \sim 110$ cm
„ A—C: $b = \frac{7100 + 740}{100 \cdot 0,83} \sim 100$ cm	„ L—N: $b = \frac{8300 + 550}{100 \cdot 1,07} \sim 85$ cm

Die Mauern C—D und L—M werden, soweit sie nebeneinander stehen, auf eine gemeinschaftliche Platte gestellt, welche über C—D $\frac{135 - 51}{2} = 42$ cm, über L—M $\frac{110 - 51}{2} = 30$ cm ausladet.

Die Verbreiterung des Pfeilers O—P wird in Mauerwerk, ringsum $\frac{1}{4}$ Stein vorspringend, ausgeführt. Sie ist $(62 - 15) = 47$ cm hoch. Die Beanspruchung des Baugrundes unter dem Pfeiler O—P beträgt dann

$$\sigma = \frac{4680 + 1,29 \cdot 0,51 \cdot 0,47 \cdot 1800}{129 \cdot 51} = 0,8 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnungsbeispiel 3 „Eisenbetongrundplatte“ (Abb. 101):

Die Eisenbetonplatte ist 0,30 m stark, die Eisenbetonbalken unter den Mauern 0,82 m hoch. Der Gewichtsrechnung der Rippen, welche nur 0,60 m

Die ganze Platte wird auf die Höhe 0,82 m voll gerechnet und davon die mit Erde und der untersten 6 cm starken Schicht des Kellerfußbodens ausgefüllten Hohlräume von $(0,82 - 0,30) = 0,52$ m Höhe abgezogen, um den Rauminhalt und das Gewicht des Eisenbetons zu erhalten. Die abgezogene Erdschicht von 0,46 m Höhe wird mit 1600 kg/m^3 , die 6 cm Betonfußboden mit 2200 kg/m^3 in Rechnung gestellt, während die ganzen Innenräume zwischen den Mauern noch mit 4 cm Betonfußboden und einer Nutzlast von 500 kg/m^2 belastet sind.

Es ergibt sich daher:

Gewicht der Eisenbetonplatte:

$$G_b = \{ (9,48 \cdot 5,32 + 8,18 \cdot 4,94) 0,82 - [4 \cdot 4,04 \cdot 1,23 + 2 \cdot 4,04 \cdot 1,24 + 4,69 \cdot 1,245 + 2,805 (1,48 + 1,26 + 1,35) + 2 \cdot 4,43 \cdot 0,855] 0,52 \} 2400 \\ = (91 \cdot 0,82 - 54,76 \cdot 0,52) 2400 = 110000 \text{ kg}$$

Gewicht der Füllerde: $G_e = 54,76 \cdot 0,46 \cdot 1600 = 40400 \text{ kg}$

Gewicht des Kellerfußbodens:

$$G_f = [54,76 \cdot 0,06 + (2 \cdot 4,04 \cdot 4,365 + 5,07 \cdot 1,31 + 4,69 \cdot 2,805 + 4,495 \cdot 2,09 - 1,16 \cdot 0,38) 0,04] 2200 = (54,76 \cdot 0,06 + 64,1 \cdot 0,04) 2200 = 12900 \text{ kg}$$

Nutzlast: $P_n = 64,1 \cdot 500 = 32000 \text{ kg}$

Auflast (Anhang: III. 13): $P_a = 510250 \text{ kg}$

Gesamtbelastung:

$$\Sigma P = 110000 + 40400 + 12900 + 32000 + 510250 = 705550 \text{ kg}$$

Beanspruchung des Baugrundes:

$$\sigma = \frac{705550}{948 \cdot 532 + 818 \cdot 494} = 0,78 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Der Schwellrost

entspricht in seiner statischen Wirkungsweise dem Eisenbeton im Grundbau, doch ohne dessen statische und konstruktive Vorzüge zu erreichen. Er vermag Biegungsspannungen aufzunehmen, doch infolge der bedeutend geringeren zulässigen Beanspruchung des Holzes gegenüber der des Flußeisens nur wesentlich kleinere Spannungen. Außerdem darf er nur unter dem niedrigsten Grundwasserstande verwendet werden. Er kommt heute nur mehr für holzreiche Gegenden, weit ab von der Eisen- und Zementindustrie, in Betracht.

Gewöhnlich findet er nur Anwendung zur Verbreiterung der einzelnen Grundmauern und zu ihrer Verankerung in der Längsrichtung, also bei ungleichmäßigem Baugrunde (Abb. 102).

Die übliche Anordnung des Schwellrostes ist die, daß auf dem Baugrund zuerst Querschwellen (16–24 cm stark) in Abständen von 1,00–1,50 m verlegt und in diese Langschwellen (20–30 cm stark) in Abständen von 0,50–1,00 m 5–7 cm eingelassen werden, welche noch durch Eisen- oder Holznägel mit ersteren zu verbinden sind (Abb. 102).

Der Überstand der Querschwellen ist mindestens gleich ihrer Stärke zu bemessen, weil anderenfalls der Kopf leicht abgeschert werden und dadurch der Rost seinen Zusammenhang teilweise einbüßen kann.

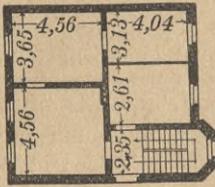
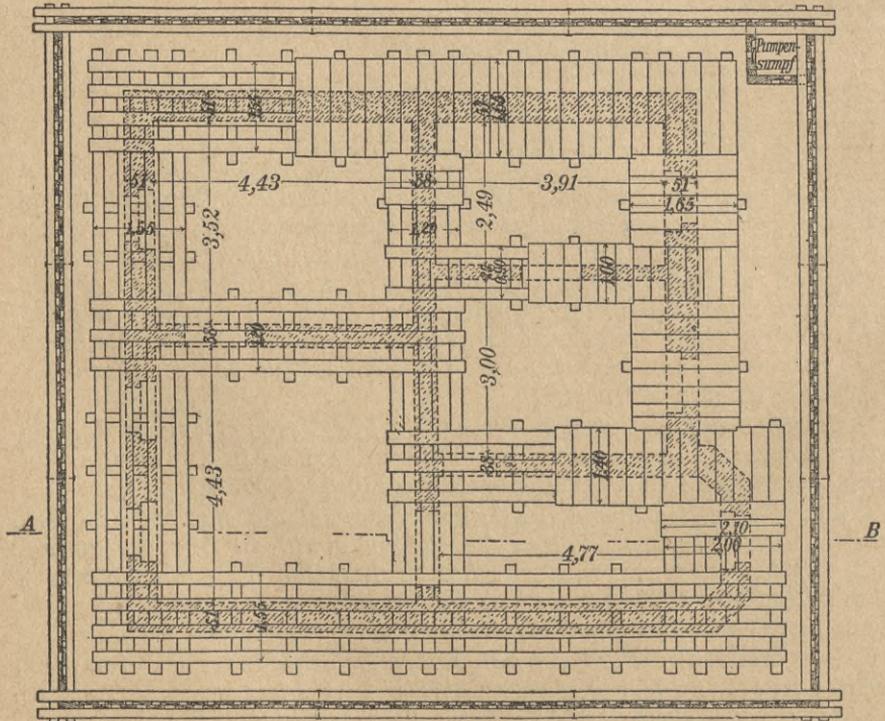
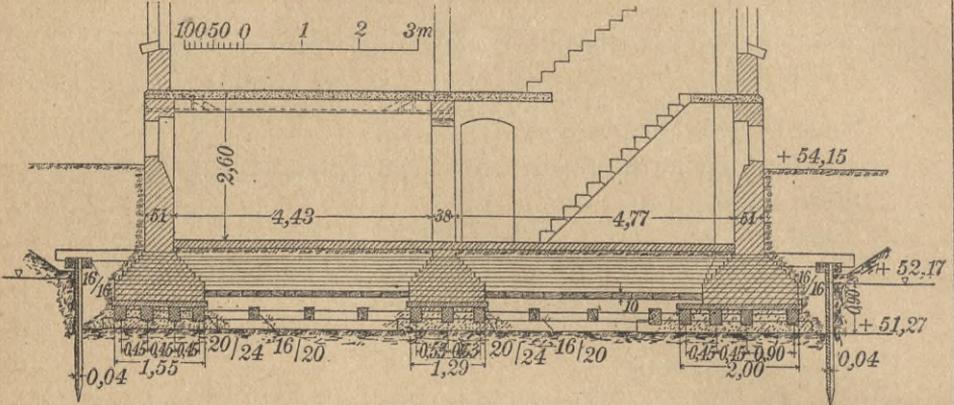


Abb. 102. Gründung eines freistehenden Wohnhauses auf Schwellrost. (Umschließung der Baugrube mit einer Stülpwand.)

Schnitt A-B



Die erforderlichen Stöße der Langschwellen werden über den Querswellen, und zwar zueinander versetzt angeordnet und als Hakenblatt (Abb. 103) oder Laschenverbindung (Abb. 144 bis 145) ausgebildet.

Quer über die Langschwellen werden 8–10 cm starke Bohlen zur Aufnahme der Grundmauer genagelt.

Zuvor müssen aber die Rostfelder bis Oberkante Langschwelle aufs sorgfältigste mit Lehm, Sand oder Schotter ausgestopft oder mit Mauerwerk oder Beton vollständig ausgefüllt werden,

damit der Druck der Mauer nicht etwa nur durch die Querswellen auf den Baugrund übertragen wird und ein ungleichmäßiges Einsinken dieser, vielleicht noch nach Jahren, veranlaßt (Abb. 102, 104).

Die eben beschriebene Anordnung des Schwellrostes ist als selbständige Kragkonstruktion untauglich, da der Gegendruck des Baugrundes auf die äußeren Langschwellen nur durch die Bohlen auf die Mauer übertragen wird. Sie setzt voraus, daß die Grundmauer selbst bis Außenkante Rost verbreitert wird. Die Hölzer nehmen nur die bei Durchbiegungen entstehenden Zugspannungen in der Quer- und Längsrichtung der Mauer auf.

Soll der Rost über die Grundmauer überstehen, so werden besser die Langschwellen zu unterst, kräftige Querswellen darüber und wesentlich dichter gelegt und die recht starken Bohlen zwischen die Querswellen auf die Langschwellen genagelt (Abb. 104).

Dadurch erreicht man, daß der Gegendruck auf die Langschwellen nicht allein durch die Bohlen, sondern auch in kurzen Abständen durch die Querswellen auf die Mauer übertragen wird. Doch nimmt man bei dieser Anordnung die Schwierigkeit in Kauf, die langen Langschwellen fluchtrecht und wagerecht auf dem unebenen Baugrunde verlegen zu müssen.

Lang- und Querswellen wird man in diesem Falle als gleich wichtige Konstruktionsteile gleich stark zwecks Verbindung schwächen, also verkämmen. Kammtiefe und Bohlenstärke wählt man so, daß entweder Bohle und Querschwelle bündig liegen, oder der Unterschied sich durch ganze Schichten des Mauerwerks ausgleichen läßt.

Am Zusammenstoß zweier Mauern läßt man die Langschwellen der einen Richtung als Querswellen der anderen Richtung durchgehen und erhält dadurch einen Absatz (Abb. 102).

Im allgemeinen wird man den Rost der kürzeren Mauer tiefer legen, um an Ausschachtung und Pumpkosten zu sparen, doch empfiehlt es sich bei der zuerst erwähnten gewöhnlichen Anordnung (Querswellen zu unterst), den Rost der wenig belasteten Mauern (Giebelmauern) an den Ecken über den der stärker belasteten Mauern (Frontmauern) hinwegzustrecken (Abb. 102), weil letztere eine stärkere

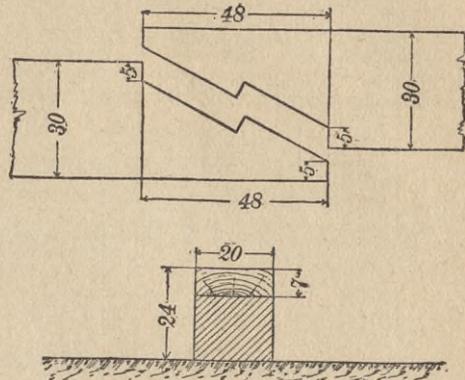


Abb. 103.

Hakenblatt zur Verbindung der Langschwellen.

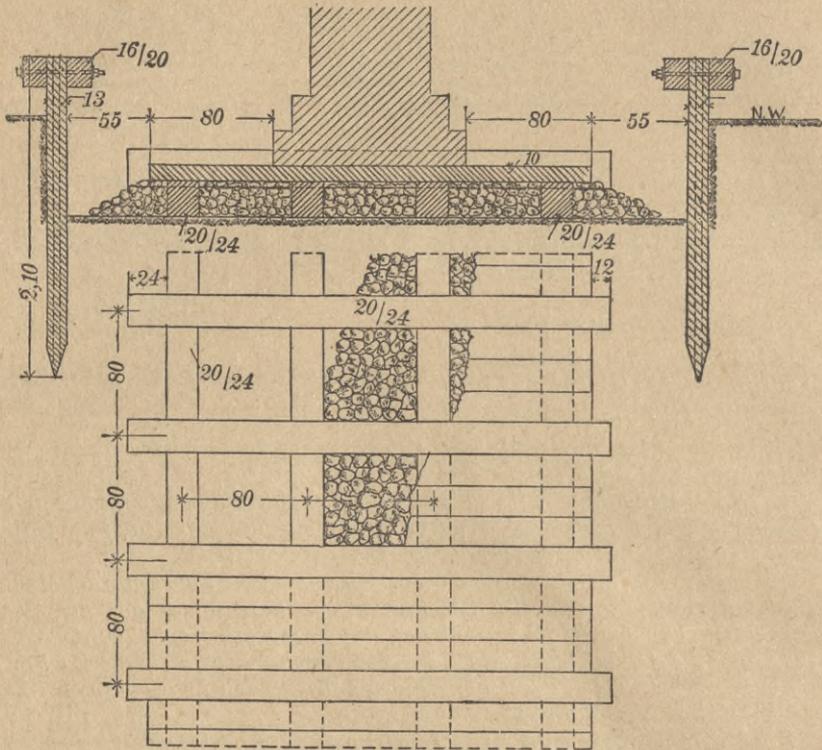


Abb. 104. Schwellrost mit untenliegenden Langschwelle.

Verbreiterung und damit eine größere Höhe der Grundmauern verlangen, welcher eine tiefere Lage des Rostes entspricht.

An schiefwinkligen Ecken ist zu beachten, daß die Querschwelle aus der schrägen Lage der als Querschwelle übergreifenden Langschwelle der anstoßenden Mauer allmählich in die zur Längsrichtung rechtwinklige Lage herumgeschwenkt werden und die Bohlen so weit, bis letztere Lage erreicht ist, keilförmig zugeschnitten, aufgenagelt werden, damit sie auf allen Schwelle volles Auflager finden.

(Vgl. auch die entsprechende Anordnung beim Pfahlrost S. 107, Abb. 147 a.)

Zur Herstellung des Schwellrostes ist, da er unter dem niedrigsten Grundwasserstande liegen muß, die Umschließung der Baugrube mit einer Stülps- oder Spundwand nötig.

4. Sandschüttung

in einer Stärke von 1,00–3,00 m und mehr bildet, wo Sand billig zu haben ist, eine brauchbare Grundsicht, besonders in Moorboden, in welchem Beton durch die fast immer vorhandenen Schwefelverbindungen der Zerstörung ausgesetzt ist. Sie findet Anwendung sowohl zur Gründung der einzelnen Mauern eines Gebäudes wie auch als durchgehende Grundsicht.

Die Druckverteilung in einer Sandschüttung kann man über Wasser unter einem Winkel von 50° zur Wagerechten, unter Wasser zu 66° annehmen (Abb. 105).

Der Sand, welcher möglichst scharfkörnig sein muß, wird in Lagen von 15 cm aufgebracht und gestampft oder eingewalzt, wobei sich die Arbeiter nur auf Brettern bewegen sollen. Eine dichte Lagerung des Sandes wird am besten durch Einschlämmen und Abpumpen des Wassers unter Bausohle erreicht.

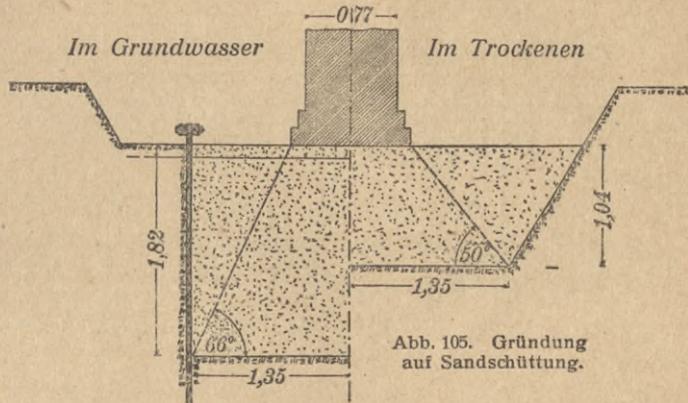


Abb. 105. Gründung auf Sandschüttung.

Da bei Gründung auf Sandschüttung ein Setzen des Bauwerks immer zu erwarten ist, so empfiehlt sich vor Ausführung des Mauerwerks eine Probelastung zwecks Zusammenpressung der Sandschicht.

Es ist darauf zu achten, daß im Grundwasser die Sandschüttung vor stärkerem Auseinanderfließen durch Spundwände geschützt ist.

5. Gründungen im Bergbaubereich

haben den Gefahren, welche den Gebäuden durch Einsturz von unterirdischen Stollen drohen, Rechnung zu tragen.

Es geschieht dies durch kräftige Verankerung aller Gebäudeteile mittels Eisenkonstruktionen.

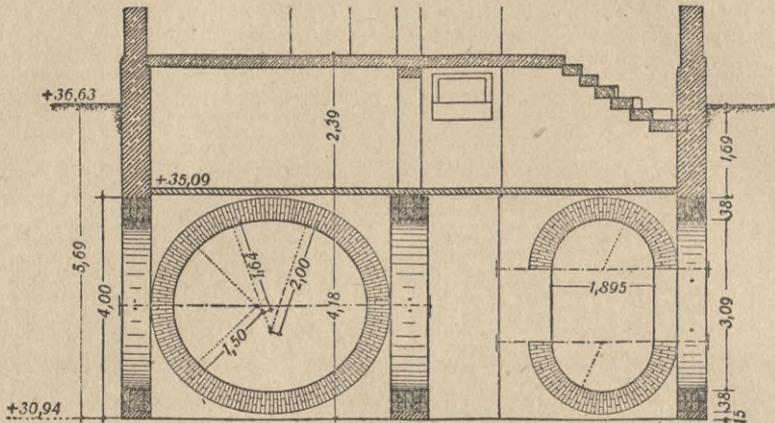
Entweder wird das ganze Gebäude auf eine eisenbewehrte Platte gestellt, oder es werden nur die einzelnen Mauern durch eisenbewehrte Konstruktionen, die an den Ecken und Kreuzungen miteinander zu verbinden sind, unterfangen.

Bei der letzten Bauweise wird womöglich in jedem Geschos ein derartig zusammenhängender, zur Aufnahme von Biegungsspannungen befähigter Rahmen eingelegt. Zur Erhöhung des Zusammenhangs und der Versteifung werden dann wohl noch die einzelnen Rahmen durch senkrechte Eisenbewehrung an den Ecken und den Anschlüssen der Zwischenmauern verbunden.

Die Eisenbewehrung erfolgt gewöhnlich durch eiserne Anker, welche durch Ankerplatten auf den Außenwänden das Mauerwerk zusammenhalten und sich jederzeit nachspannen lassen sollen.

Die Balken und Träger läßt man möglichst ungestoßen durchgehen und verankert sie ebenfalls mit den Außenmauern.

Den besten Schutz gegen Bergschäden bieten Fachwerkkonstruktionen aus Eisen oder Eisenbeton.



Schnitt E—D durch den fertigen Bau.

Abb. 106b.

II. Tiefgründung

kommt für Hochbauten in Frage, wenn die zulässige Beanspruchung des Baugrundes in Höhe der Kellersohle im Verhältnis zur Auflast gering ist, ausreichend tragfähiger Baugrund sich aber in leicht erreichbarer Tiefe vorfindet.

Die Tiefgründung wird dadurch gekennzeichnet, daß die Grundbauten in einzelne Pfeiler aufgelöst werden, welche in tragfähigen Baugrund reichen und, unter der Kellersohle miteinander verbunden, die aufgehenden Mauern und Pfeiler tragen.

Der Querschnitt der Pfeiler muß natürlich mindestens dem Drucke, welchen sie aufzunehmen haben, und der zulässigen Beanspruchung ihres Materials entsprechen.

Die verschiedenen Arten der Tiefgründung unterscheiden sich hauptsächlich voneinander durch die Herstellungsweise dieser Pfeiler, ob sie in offener Baugrube von unten aufgemauert (Grundpfeiler), ob sie als Hohlzylinder durch Ausbaggern versenkt und dann ausgefüllt (Senkbrunnen), oder ob sie als Pfeiler kleinen Querschnitts mit Gewalt in die Erde getrieben (Pfahlrost) werden.

Grundpfeiler und Senkbrunnen erhalten die gleichartige Anordnung und Verbindung.

Ihre Verteilung im Grundriß erfolgt derartig, daß zunächst unter den Gebäudeecken und Mauerkreuzungen je ein Pfeiler oder Brunnen angeordnet wird und die übrigen gleichmäßig so dazwischen verteilt werden, daß sie nicht unter Tür- oder Fensteröffnungen, sondern beispielsweise unter den Frontmauern nur unter Fensterpfeiler zu stehen kommen (Abb. 106, 107, 120, 121).

Ihr verhältnismäßig großer Abstand, die Auflösung des aufgehenden Mauerwerks in verhältnismäßig wenige Pfeiler ist nur dadurch möglich, daß die Mauern von Hochbauten aus anderen Gründen stärker gehalten werden, als die zulässige Beanspruchung des Mauerwerks verlangt.

Zur Aufnahme des aufgehenden Mauerwerks sind die Grundpfeiler und Senkbrunnen durch gut verankerte Mauerbogen (Erbbogen), durch eiserne Träger, deren Zwischenräume mit Beton ausgefüllt sind, oder durch Eisenbetonbalken zu verbinden.

Anker und Träger sind zum Schutze gegen Rost sorgfältig mit Zementmörtel zu umhüllen.

Erbbogen werden zwecks Verringerung des Horizontalschubes mit Vorliebe nach dem Halbkreis gewölbt.

1. Grundpfeiler

finden Verwendung, wenn sich die Baugruben für sie ohne besondere Schwierigkeiten herstellen lassen, also im allgemeinen bei nicht sehr großer Gründungstiefe, in gut stehendem Boden und bei einem Grundwasserstande unter Bausohle. Doch bereitet ein höherer Grundwasserstand angesichts der Fortschritte in der Grundwasserabsenkung der Herstellung von Grundpfeilern in offener Baugrube heute nicht mehr besondere Schwierigkeiten (Abb. 107).

Die Übertragung des Pfeilerdruckes auf den Baugrund geschieht entsprechend der in der Regel geringeren zulässigen Beanspruchung des Baugrundes gegenüber der des Mauerwerks durch Verbreiterung des Pfeilerfußes in Absätzen.

Für jeden Pfeiler ist eine Baugrube auszuheben. Gewöhnlich empfiehlt es sich jedoch, die Verbreiterung nur in der Richtung der Pfeilerflucht vorzunehmen und dazu eine durchlaufende Baugrube auszusachten.

Treten hierbei die Pfeilerfüße nahe aneinander, so spannt man, um die Grundfläche noch zu vergrößern und den Gegendruck des Baugrundes sicher auf die Pfeiler zu übertragen, gut untermauerte und verankerte Grundbogen zwischen die Pfeiler (Abb. 106) oder setzt die Pfeiler auf durchlaufende Eisenbeton-Grundbalken (Abb. 107).

Berechnungsbeispiel 4 „Grundpfeiler mit Grundbogen“ (Abb. 106):

Tragfähiger Baugrund, der mit 3 kg/cm^2 beansprucht werden darf, findet sich erst rd. 5,70 m unter Gelände.

Zu den im „Anhang“ berechneten Mauerlasten tritt das Gewicht der Grundpfeiler und verbindenden Grund- und Erdbogen von insgesamt 4,00 m Höhe einschließlich der die Öffnungen ausfüllenden Erde hinzu. Das Gewicht der Erde sei gleich dem des Mauerwerks (1800 kg/m^3).

Die Grundpfeiler und Bogen erhalten die gleiche Breite wie die aufgehenden Mauern, nur unter der Mauer *C—D* werden sie auf 64 cm, unter der Mauer *L—M* auf 51 cm verbreitert, weil sonst unter der großen Auflast dieser Mauern die zulässige Beanspruchung des Baugrundes von 3 kg/cm^2 überschritten würde.

Die aus der Tiefgründung sich ergebende Mehrlast beträgt:

bei 64 cm Breite der Grundmauern: $1,00 \cdot 0,64 \cdot 4,00 \cdot 1800 = 4600 \text{ kg/m}$,

„ 51 „ „ „ „ : $1,00 \cdot 0,51 \cdot 4,00 \cdot 1800 = 3680$ „

„ 38 „ „ „ „ : $1,00 \cdot 0,38 \cdot 4,00 \cdot 1800 = 2740$ „

Die Beanspruchung des Baugrundes ist demnach

unter Mauer A—B:	$\sigma = \frac{11500 + 3680}{100 \cdot 51} = 3,0 \text{ kg/cm}^2$
„ „ C—D:	$\sigma = \frac{13500 + 4600}{100 \cdot 64} = 2,9 \text{ „}$
„ „ E—F:	$\sigma = \frac{9100 + 3680}{100 \cdot 51} = 2,5 \text{ „}$
„ „ A—C u. B—D:	$\sigma = \frac{7100 + 3680}{100 \cdot 51} = 2,2 \text{ „}$
„ „ G—E:	$\sigma = \frac{7900 + 3680}{100 \cdot 51} = 2,3 \text{ „}$
„ „ H—F:	$\sigma = \frac{7700 + 3680}{100 \cdot 51} = 2,3 \text{ „}$
„ „ I—K:	$\sigma = \frac{5300 + 2740}{100 \cdot 38} = 2,1 \text{ „}$
„ „ L—M:	$\sigma = \frac{10600 + 3680}{100 \cdot 51} = 2,8 \text{ „}$
„ „ L—N:	$\sigma = \frac{8300 + 2740}{100 \cdot 38} = 2,9 \text{ „}$
„ Pfeiler O—P:	$\sigma = \frac{4680 + 1,16 \cdot 2740}{116 \cdot 38} = 1,8 \text{ kg/cm}^2$

Die Pfeiler erhalten Vorlagen von 39 cm für die Widerlager der $1\frac{1}{2}$ Stein starken Bogen. Für die lichte Höhe der Öffnungen verbleibt $(4,00 - 0,15 - 2 \cdot 0,38) = 3,09$ m. Wo die lichte Weite kleiner ist, sind Rundbogen, unter Mauer E—N ein überhöhter Korbbogen, mit lotrechtem Zwischenstück der Widerlagsmauern, wo sie größer ist, gedrückte Korbbogen, die am Kämpfer unmittelbar ineinander übergehen, angeordnet.

Der Horizontalschub der Bogen wird in Kämpferhöhe durch Anker aufgenommen.

Zur Feststellung, ob die wirkliche Beanspruchung des Mauerwerks der Grundpfeiler die zulässige nicht überschreitet, wird das Eigengewicht der Grundpfeiler und Erdbogen derartig ermittelt, daß das Mauerwerk von oben bis zur halben Höhe der Pfeiler voll gerechnet und die lichte Öffnung abgezogen wird. Ist die letztere ein Korbbogen, so wird sie genügend genau als halbe Ellipse ($F = ab\pi$; a und b die beiden Halbachsen) in Ansatz gebracht.

Hiernach beträgt die wirkliche Beanspruchung des Mauerwerks:

$$\begin{aligned}
 \text{Pfeiler A und B: } P &= \left(0,90 + \frac{3,26}{2}\right) 11500 + \left(0,39 + \frac{3,455}{2}\right) 7100 \\
 &+ \left[\left(0,90 + \frac{3,26}{2}\right) (1,545 + 0,38) - \frac{1}{4} \frac{3,26}{2} 1,545 \pi\right] 0,51 \cdot 1800 \\
 &+ \left[\left(0,39 + \frac{3,455}{2}\right) (1,545 + 0,38) - \frac{1}{4} \frac{3,455}{2} 1,545 \pi\right] 0,51 \cdot 1800 \\
 &= 48670 \text{ kg} \\
 \sigma &= \frac{48670}{(90 + 39) 51} = 7,4 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{„ C—G: } \sigma &= \frac{78920}{(65 + 51 + 39) 64 + (39 + 39) 51} = 5,7 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pfeiler } D-H-M: \sigma &= \frac{113920}{(65 + 51 + 39) 64 + (39 + 2,015 + 39) 51} = 4,8 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ } E: \sigma &= \frac{35230}{(90 + 39) 51} = 5,4 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ } F: \sigma &= \frac{40540}{(90 + 39) 51} = 6,2 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ } I: \sigma &= \frac{67570}{116 \cdot 51 + 39 \cdot 38} = 9,2 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ } K: \sigma &= \frac{68170}{116 \cdot 64 + 39 \cdot 38} = 7,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ } L: \sigma &= \frac{43850}{77 \cdot 51 + 39 \cdot 38} = 8,2 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ } N: \sigma &= \frac{50290}{116 \cdot 51 + 39 \cdot 38} = 6,8 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Die wirkliche Beanspruchung des Mauerwerks überschreitet also in keinem der Pfeiler die zulässige für Mauerwerk aus Hartbrandsteinen in Zementmörtel (15 kg/cm²).

Berechnungsbeispiel 5 „Grundpfeiler auf Eisenbetongrundbalken“
(Abb. 107):

Tragfähiger Baugrund, der mit 3 kg/cm² beansprucht werden darf, findet sich rd. 5,70 m unter Gelände.

Zu den im „Anhang“ berechneten Mauerlasten kommt das Gewicht der Grundpfeiler und der diese auf dem Baugrund und unter den aufgehenden Mauern verbindenden Eisenbetonbalken einschließlich der die Öffnungen ausfüllenden, die Grundbalken belastenden Erde hinzu.

Die Grundpfeiler und die Eisenbetonbalken erhalten die gleiche Breite wie die aufgehenden Mauern, nur unter der Mauer *C-D* werden sie auf 64 cm, unter der Mauer *L-M* auf 51 cm verbreitert, weil sonst unter der großen Auflast dieser Mauern die zulässige Beanspruchung des Baugrundes von 3 kg/cm² überschritten würde.

Die Höhe der oberen, die Öffnungen überspannenden Eisenbetonbalken wurde durchgehends zu 0,55 m gewählt, die der unteren, der Grundbalken, zu 0,65 m. Über und unter den Grundpfeilern beträgt die Balkenhöhe 10 cm mehr, welchen Höhenunterschied die Schrägen vermitteln. Um diesem Mehr an Betongewicht Rechnung zu tragen, wurden die Balkenhöhen durchweg 5 cm größer, also zu 0,60 m und 0,70 m angenommen.

Ist das Einheitsgewicht der Erde gleich dem des Mauerwerks der Grundpfeiler, = 1800 kg/cm³, so ergibt sich die Mehrlast aus der vorgesehenen Tiefgründung

$$\begin{aligned} \text{bei 64 cm Breite zu } &1,00 \cdot 0,64 (1,30 \cdot 2400 + 2,70 \cdot 1800) = 5100 \text{ kg/m} \\ \text{„ } 51 \text{ „ „ „} &1,00 \cdot 0,51 (1,30 \cdot 2400 + 2,70 \cdot 1800) = 4100 \text{ „} \\ \text{„ } 38 \text{ „ „ „} &1,00 \cdot 0,38 (1,30 \cdot 2400 + 2,70 \cdot 1800) = 3100 \text{ „} \end{aligned}$$

Die Beanspruchung des Baugrundes beträgt dann

$$\begin{aligned} \text{unter Mauer } A-B: \sigma &= \frac{11500 + 4100}{100 \cdot 51} = 3,0 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ „ } C-D: \sigma &= \frac{13500 + 5100}{100 \cdot 64} = 2,9 \text{ „} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{unter Mauer } E-F: \quad \sigma &= \frac{9100 + 4100}{100 \cdot 51} = 2,6 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ „ } A-C \text{ u. } B-D: \quad \sigma &= \frac{7100 + 4100}{100 \cdot 51} = 2,2 \text{ „} \\ \text{„ „ } G-E: \quad \sigma &= \frac{7900 + 4100}{100 \cdot 51} = 2,4 \text{ „} \\ \text{„ „ } H-F: \quad \sigma &= \frac{7700 + 4100}{100 \cdot 51} = 2,3 \text{ „} \\ \text{„ „ } I-K: \quad \sigma &= \frac{5300 + 3100}{100 \cdot 38} = 2,2 \text{ „} \\ \text{„ „ } L-M: \quad \sigma &= \frac{10600 + 4100}{100 \cdot 51} = 2,9 \text{ „} \\ \text{„ „ } L-N: \quad \sigma &= \frac{8300 + 3100}{100 \cdot 38} = 3,0 \text{ „} \\ \text{„ Pfeiler } O-P: \quad \sigma &= \frac{4680 + 1,16 \cdot 0,38 \cdot 4,00 \cdot 1600}{116 \cdot 38} = 1,7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Das Gewicht der oberen, das aufgehende Mauerwerk tragenden Eisenbetonbalken ist

$$\text{bei 64 cm Breite: } 1,00 \cdot 0,64 \cdot 0,60 \cdot 2400 = 920 \text{ kg}$$

$$\text{„ 51 „ „ : } 1,00 \cdot 0,51 \cdot 0,60 \cdot 2400 = 730 \text{ „}$$

$$\text{„ 38 „ „ : } 1,00 \cdot 0,38 \cdot 0,60 \cdot 2400 = 550 \text{ „}$$

die wirkliche Höhe der Grundpfeiler: $(4,00 - 0,65 - 0,75) = 2,60 \text{ m}$.

Die Beanspruchung der Grundpfeiler beträgt demnach:

$$\begin{aligned} \text{Pfeiler } A \text{ und } B: \quad P &= \left(0,51 + \frac{1,70}{2}\right) (11500 + 730) + \left(0,51 + \frac{1,86}{2}\right) (7100 + 730) \\ &+ 0,51^2 \cdot 2,60 \cdot 1800 = 29120 \text{ kg} \\ \sigma &= \frac{29120}{51^2} = 11,2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{„ und zwischen } A \text{ und } B \text{ „ } I \left. \begin{array}{l} P \\ = \end{array} \right\} &= \left(0,51 + 2 \cdot \frac{1,70}{2}\right) (11500 + 730) + 0,51^2 \cdot 2,60 \cdot 1800 \\ &= 28220 \text{ kg} \end{aligned}$$

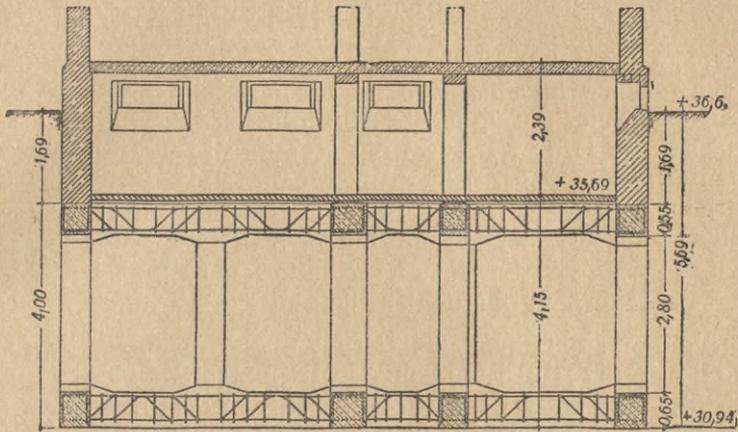
$$\sigma = \frac{28220}{51^2} = 10,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Pfeiler } I: \quad P &= \left(0,64 + 2 \cdot \frac{1,70}{2}\right) (11500 + 730) + \left(0,13 + \frac{1,795}{2}\right) (5300 + 550) \\ &+ (0,64 \cdot 0,51 + 0,13 \cdot 0,38) 2,60 \cdot 1800 = 35400 \text{ kg} \\ \sigma &= \frac{35400}{64 \cdot 51 + 13 \cdot 38} = 9,4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{„ und zwischen } A \text{ und } B \text{ „ } C \left. \begin{array}{l} \sigma \\ = \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{und } C \\ \text{„ } D \end{array} \sigma = \frac{19880}{51^2} = 7,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Pfeiler „ } I \text{ „ } K: \quad \sigma &= 9,3 \text{ „} \\ \text{„ } C-G: \quad \sigma &= 6,1 \text{ „} \end{aligned}$$

$$\text{„ und zwischen } G \text{ und } H \text{ „ } K \left. \begin{array}{l} \sigma \\ = \end{array} \right\} \sigma = \frac{30120}{64^2} = 7,4 \text{ „}$$



Schnitt C—D durch den fertigen Bau.

Abb. 107b.

Pfeiler	$K: \sigma = 8,0 \text{ kg/cm}^2$
"	$D-H: \sigma = 5,6$ "
"	$M: \sigma = 8,9$ "
"	zwischen L und $M: \sigma = 9,3$ "
"	$L: \sigma = 9,8$ "
"	G " $E: \sigma = 8,6$ "
"	$E: \sigma = 9,4$ "
"	$N: \sigma = 10,6$ "
"	zwischen N und $F: \sigma = 10,0$ "
"	$F: \sigma = 8,6$ "
"	$O-P: \sigma = 1,7$ "

Die wirkliche Beanspruchung des Mauerwerks bleibt also durchweg unter der zulässigen für Mauerwerk aus Hartbrandsteinen in Zementmörtel (15 kg/cm^2).

2. Senkbrunnen

sind Hohlzylinder aus Holz, Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton, welche unter Belastung und unter Ausheben des Bodens im Innern bis zum tragfähigen Baugrund versenkt und dann mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt werden.

Sie unterscheiden sich von den Grundpfeilern aus Mauerwerk nur dadurch, daß die Umschließung des Arbeitsraumes für die Herstellung der Grundbauten, die Umschließung der Baugrube, über der Erde zusammengesetzt und im ganzen in diese eingetrieben wird. Sie finden daher Anwendung, wenn der tragfähige Baugrund ziemlich tief, der Wasserandrang groß, der zu durchteufende Boden wenig standfest, die früher geschilderte Herstellung einer Baugrube also schwierig und gefährvoll ist.

Die Brunnengründung ist nicht zu empfehlen, wenn die zu durchfahrende Erdschicht Hindernisse, wie Wurzeln, größere Steine, Baureste, erwarten läßt, besonders wenn infolge starken Wasserandrangs nur gebaggert werden kann, so daß sich die Hindernisse nur mit Schwierigkeiten (durch Taucher) beseitigen lassen.

Auch in der Nähe vorhandener Gebäude, welche nicht mindestens ebenso tief gegründet sind, wie die zu versenkenden Brunnen reichen sollen, ist die Brunnengründung wegen der nicht zu vermeidenden Auflockerung des Untergrundes zu verwerfen.

a) Form, Größe und Stellung der Senkbrunnen.

Zur Verminderung der Reibung beim Absenken werden die Brunnen gern nach oben verjüngt [Anlauf $\frac{1}{30} - \frac{1}{15}$] (Abb. 110, 114, 115, 119—121).

Die günstigste Grundrißform ist die kreisförmige, weil bei ihr der Umfang im Verhältnis zur Grundfläche und damit der Reibungswiderstand am kleinsten ist, weil der Boden beim Baggern von allen Seiten der Mitte gleichmäßig zufällt und so ein ungleichmäßiges Setzen und etwaiges Reißen des Brunnens am sichersten vermieden wird, und schließlich, weil die Kreisform zur Aufnahme des äußeren Erd- und Wasserdrucks am günstigsten ist.

Nachteile der Kreisform sind dagegen, daß sich runde Brunnen beim Absenken gern in Spiralen drehen und aus der Richtung kommen, ferner, daß sich die Widerlager stärkerer Gurtbogen nicht so bequem ansetzen lassen wie bei rechteckigem Querschnitt.

Die Wandungen rechteckiger Senkbrunnen erhalten zweckmäßig einen kleinen Stich zur besseren Aufnahme des Erddruckes, wenn es das zur Verwendung kommende Material, wie Mauerwerk oder Eisenbeton, ohne weiteres zuläßt (Abb. 115).

An manchen Stellen sind noch andere Querschnittsformen angebracht, wie elliptische (Abb. 120), um mehrere naheliegende Eck- oder Kreuzungspunkte mit einem einzigen Brunnen zu unterfangen, oder fünfeckige als Widerlagspfeiler dreier schiefwinklig aneinanderstoßender Mauern (Abbild. 108).

Die Grundfläche der Brunnen ist nach dem auf den Baugrund zu übertragenden Drucke und der zulässigen Beanspruchung des Baugrundes zu bemessen. Der meistens größeren Druckfestigkeit des Brunnenmaterials kann die Verjüngung nach oben etwas Rechnung tragen (Abb. 120—121).

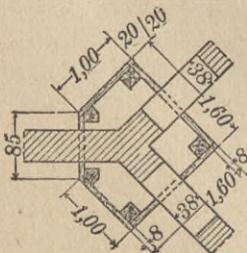


Abb. 108.
Fünfeckiger Senkbrunnen
aus Holz.

Die geringste lichte Weite dürfte 1,00 m sein, um die Ausschachtung bei günstigen Boden- und Grundwasserverhältnissen noch von Hand vornehmen zu lassen.

Doch sind immer wenige große Brunnen vielen kleinen vorzuziehen, weil große Brunnen stärkere Wandungen zulassen und deshalb leichter, ohne besondere Belastung, zu versenken sind.

Außerdem braucht dann der Wechsel zwischen dem Versenken und dem Verlängern der Brunnen, welcher immer Aufenthalt verursacht, im ganzen nicht so häufig zu erfolgen.

Hinzu kommt noch, daß sich die Brunnen um so sicherer an der vorgeschriebenen Stelle bis auf den tragfähigen Baugrund versenken lassen, je weiter sie voneinander entfernt sind, da Senkbrunnen immer das Bestreben haben, nach der Seite, wo die Erde durch die vorhergehende Versenkung eines Nachbarbrunnens gelockert ist, abzutreiben.

Im Entwurf darf der Abstand zweier Brunnen, von Außenkante bis Außenkante am unteren Ende, nicht unter 0,60 m betragen, weil sonst die Gefahr besteht, daß sich der zweite Brunnen beim Versenken auf den vorher versenkten Nachbarbrunnen aufsetzt.

b) Bauart der Senkbrunnen.

α) Hölzerne Senkbrunnen,

auch Senkkasten genannt, dem Material entsprechend fast immer von eckigem, meistens rechteckigem Querschnitt, finden Verwendung für Tiefen bis 10 m (Abb. 109, 110, 121).

Für geringe Tiefen (bis 5 m) stellt man sie vielfach aus lotrechten 5 cm starken Bohlen, die auf wagerechte und untereinander verstrebt Rahmen genagelt werden, her (Abb. 109). Den unteren Rand verstärkt und verschärft man durch ein Flacheisen.

Die erforderliche Belastung wird zu Beginn der Versenkung aufgebracht und braucht erst wieder heruntergenommen zu werden, wenn der Brunnen vollständig eingesunken ist. Dieser Vorteil wird aber bei größeren Tiefen dadurch aufgehoben, daß fertige Brunnen von einiger Höhe, solange sie noch nicht mehrere Meter tief eingesunken sind, stark schwanken, sich leicht schief stellen und sogar umstürzen können, außerdem noch dazu zwingen, zu Anfang der Versenkung den ausgeschachteten Boden unnötig hoch zu heben.

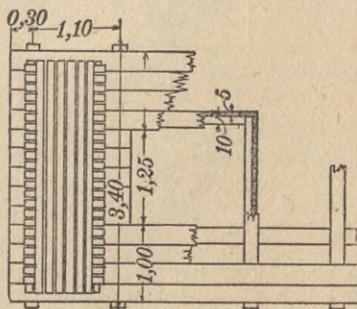
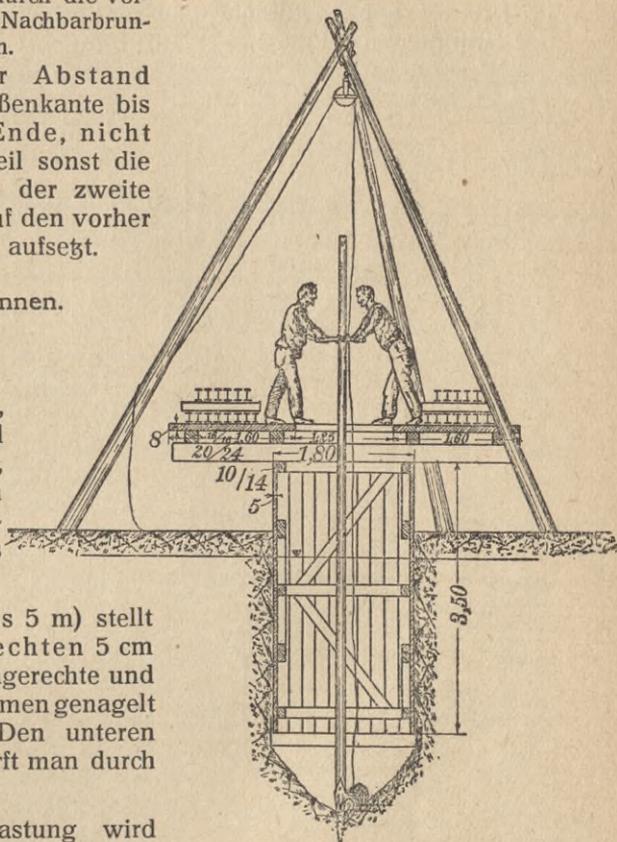


Abb. 109. Hölzerner Senkbrunnen aus lotrechten Bohlen.

Deshalb wird meistens, jedenfalls bei Tiefen über 5 m, vorgezogen, ein Gerüst aus Stielen und Streben mit dem Tiefsinken nach und nach mit wagerechten Bohlen, die unten, dem größeren Erddrucke entsprechend, stärker gewählt werden als oben, zu benageln (Abb. 110). Um hierbei die Auflast nicht zu oft aufbringen und herunternehmen zu müssen, empfiehlt es sich, das Gerüst zur Aufnahme der Last an den Stielen 2—3 m über dem Erdboden zu befestigen und erst, wenn es mit dem Tiefsinken des Brunnens aufstößt, höher anzubringen.

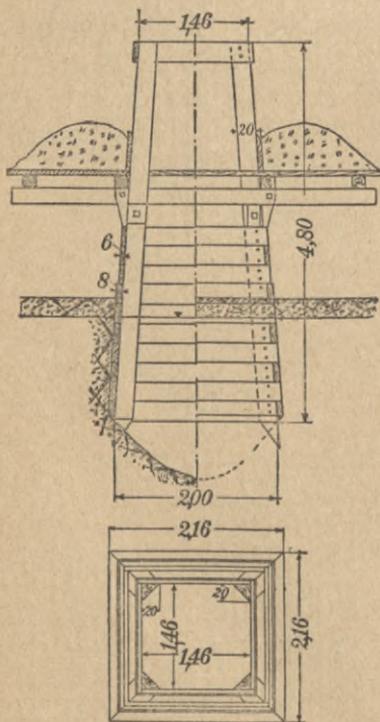
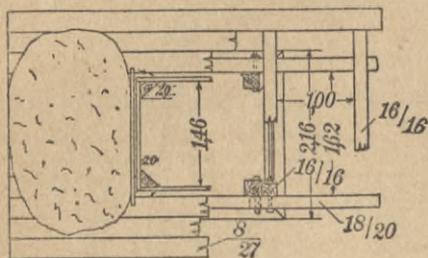


Abb. 110.
Hölzerner Senkbrunnen
aus wagerechten Bohlen.

Wird ein Auspumpen der Brunnen beabsichtigt, so sind die Fugen von vornherein mit Werg und Teer zu kalbfatern. Bei großer Brunnenweite müssen dann mit abnehmendem Wasserstande die Wände gegeneinander abgesteift werden.

β) Gemauerte Senkbrunnen,

gewöhnlich rund, finden am häufigsten Anwendung (Abb. 114, 119, 120). Sie bieten den hölzernen Senkbrunnen gegenüber den Vorteil, daß ihre Wandungen infolge ihres großen Gewichts vielfach eine künstliche Belastung entbehrlich machen und nach der Versenkung zum Tragen mitbenutzt werden können.

Als Unterlage zum Zusammenhalten des Mauerwerks dient der mit einer Schneide zwecks leichteren Eindringens versehene Brunnenkranz oder Brunnenschling aus Holz oder Eisen.

Hölzerne Brunnenkränze haben einen dreieckigen oder trapezförmigen Querschnitt und bestehen aus mehreren Lagen sich überblattender, miteinander verdübelter, vernagelter und verbolzter Bohlen. Die Schneide wird mit einem T-Eisen bewehrt (Abb. 111).

Eiserne Brunnenkränze bestehen aus einem wagerechten Tragblech und einem senkrechten Schneidblech, die durch Blechkonsolen gegeneinander verstrebt sind (Abb. 112). Noch besser ist ein

keilförmiger Querschnitt, welcher aus einem äußeren lotrechten und einem inneren schrägen Blech gebildet, durch einzelne Flach-, L- oder T-Eisen zusammengehalten und mit Beton ausgefüllt wird (Abb. 113).

Das Mauerwerk wird gewöhnlich aus Hartbrandsteinen oder Klinkern (Normal- oder Radialsteinen) in raschbindendem Zementmörtel hergestellt und außen verputzt. Als Stärke genügt für 6 m Tiefe und 1,50 m

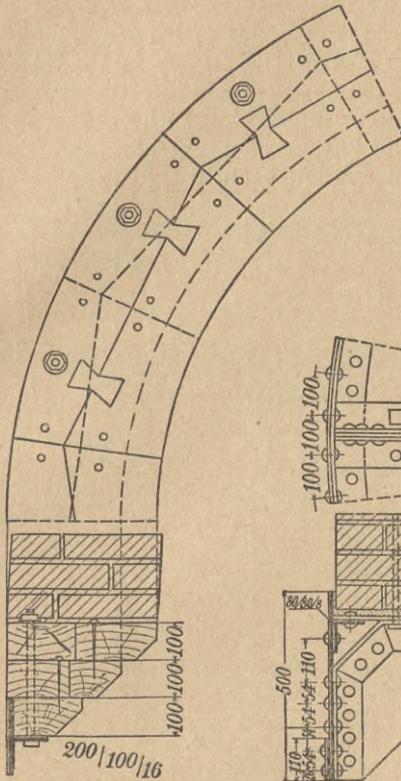


Abb. 111. Hölzerner Brunnenkranz.

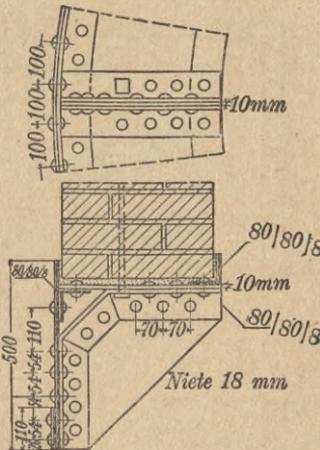


Abb. 112. Eiserner Brunnenkranz.

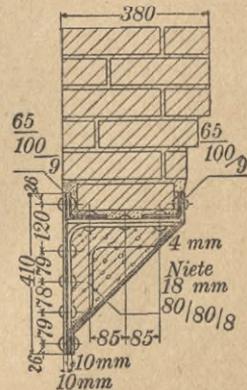
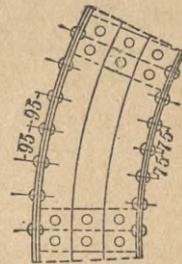


Abb. 113. Eiserner Brunnenkranz mit Betonausfüllung.

Weite ein Stein, doch wird das Mauerwerk, soweit es der erforderliche Arbeitsraum zuläßt, möglichst stark gehalten, um durch das größere Gewicht das Absenken zu fördern. Um den Brunnenkranz nicht zu breit machen zu müssen, erfolgt die Verstärkung durch Vorkragen nach innen (Abb. 114), doch ist zu beachten, daß der Rand des Kranzes für Werkzeuge, wie Steinzangen, Rammeißel, Bohrer, zur Beseitigung von Hindernissen von oben erreichbar bleibt.

Als Lehre für das Mauerwerk werden bündig mit der Außenfläche vier Latten eingemauert, welche an ihrem oberen Ende durch die Brunnenschablone verstrebt sind (Abb. 114).

Ist ein Wechsel der Bodenschichten und ihres Reibungswiderstandes zu erwarten, so wird, um ein Abreißen des oberen Brunnenteiles infolge des Reibungsunterschiedes zu verhüten, das Mauerwerk durch lotrechte Anker mit dem Brunnenkranz verbunden.

γ) Senkbrunnen aus Beton und Eisenbeton

werden entweder in einem Stück (Abb. 115) versenkt oder dem Tiefer-sinken entsprechend aus einzelnen Brunnenringen (Abb. 116) zusammengesetzt.

Sie bieten gegenüber gemauerten Senkbrunnen den Vorteil, daß sie fertig in der Form und vollständig erhärtet zur Versenkung kommen, so daß auf das Abbinden nicht gewartet zu werden braucht und die durch das Verlängern der Brunnen entstehende Unterbrechung der Versenkungsarbeiten

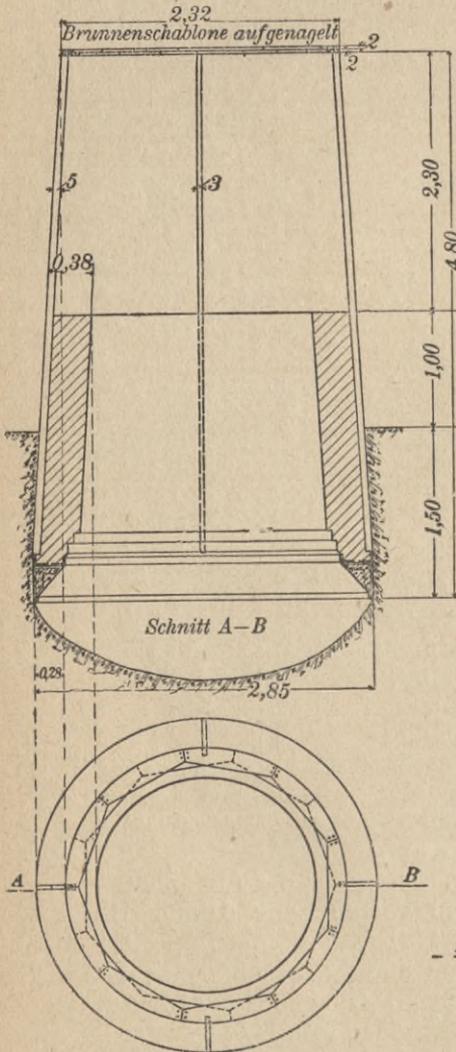


Abb. 114. Senkbrunnen mit Mauerlehen.

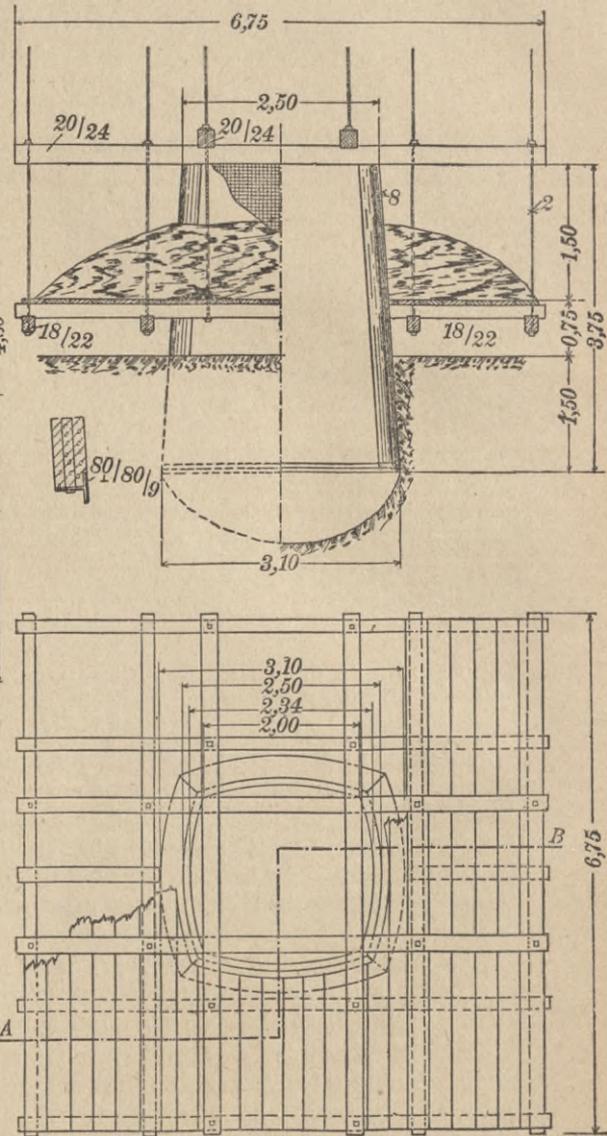


Abb. 115. Senkbrunnen aus Eisenbeton.

vermieden oder wenigstens — bei Verwendung von Brunnenringen — bedeutend abgekürzt wird. Da ihre Wandungen, namentlich bei Ausführung in Eisenbeton, erheblich schwächer sind als die gemauerten Brunnen und infolgedessen den Arbeitsraum im Inneren nicht so beengen, kommen sie namentlich für kleine Brunnenquerschnitte in Betracht. Dagegen ist ihr geringes Gewicht gegenüber dem starkwandiger Brunnen von Nachteil für die Absenkungsarbeiten, da es fast immer eine künstliche Belastung notwendig macht (Abb. 115).

Das Material ermöglicht jede beliebige Querschnittsform, die durch Bewehrung mit Eisen sehr widerstandsfähig gemacht werden kann.

In ganzer Höhe fertiggestellte Senkbrunnen aus Beton oder Eisenbeton gewähren den Vorteil, daß die einmal aufgebrachte Belastung erst wieder entfernt zu werden braucht, wenn der Brunnen vollständig eingesunken ist, haben aber bei größerer Höhe den Nachteil geringer Standsicherheit und unnötig großer Förderhöhe des Baggergutes zu Beginn der Versenkung (Abb. 115).

Für kleinere Querschnitte und für größere Tiefen eignen sich mehr Senkbrunnen aus einzelnen Rohrschüssen von 1—2 m Länge. Bis 1,50 m lichter Weite halten die Zementwaren-Werke Brunnenringe von 1 m Länge vorrätig. Bei gleichmäßigem, leichtem Boden und nicht zu großen Tiefen genügt es, die mit Falz versehenen Brunnenringe einfach aufeinanderzusetzen. Ungleichartiger, grobkörniger und schwerer Boden und größere Tiefen verlangen jedoch eine Verbindung der einzelnen Rohre durch Flacheisen und Schrauben sowie eine Eisenbewehrung der Schneide (Abb. 116).

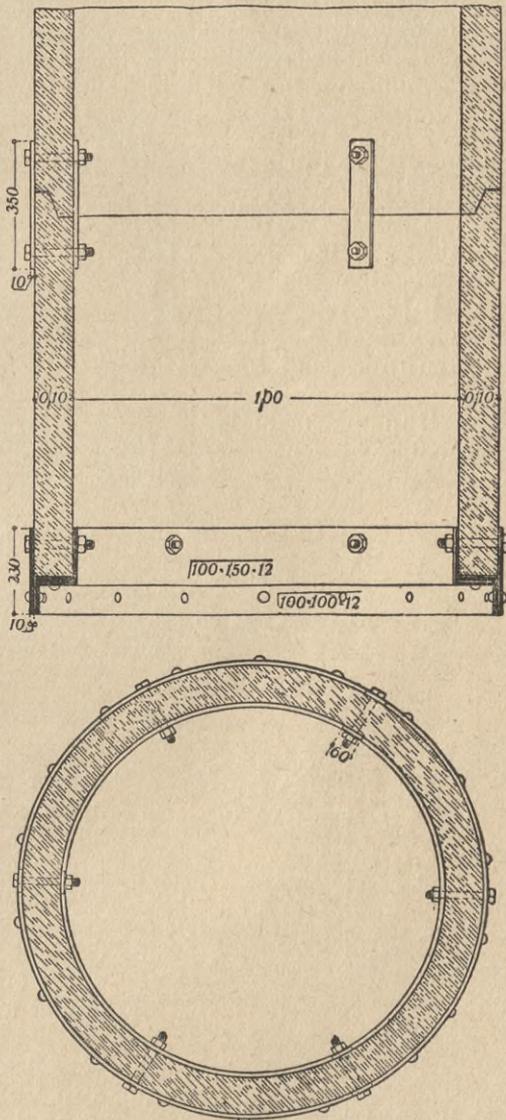


Abb. 116. Brunnenringe aus Beton mit Bewehrung der Schneide und Sicherung des Stoßes.

c) Die Versenkung der Brunnen

beginnt gewöhnlich erst in Höhe des Grundwassers, nachdem eine Baugrube bis zu diesem ausgeschachtet worden ist, um die immerhin umständliche und kostspielige Versenkungsarbeit auf die zulässig kleinste Höhe zu beschränken. Als Bauzeit empfiehlt sich daher auch die Zeit des niedrigsten Grundwasserstandes, der Spätsommer.

Falls es irgendwie zugänglich ist, wird man den Boden im Innern unter oberirdischer oder unterirdischer Wasserhaltung mit der Hand ausheben und erst bei stärkerem Wasserandrang, besonders in Sand, baggern.

Von Baggern kommen in Betracht: der Sackbohrer (Abb. 117), der Schraubebagger (Abbildung 87), die indische Schaufel (Abb. 88), der Greifbagger (Abb. 118) und insbesondere der Vertikalbagger [Eimerbagger (Abb. 119)].

Hölzerne und schwachwandige Betonbrunnen sind fast immer, gemauerte zuweilen noch durch Eisenbahnschienen oder

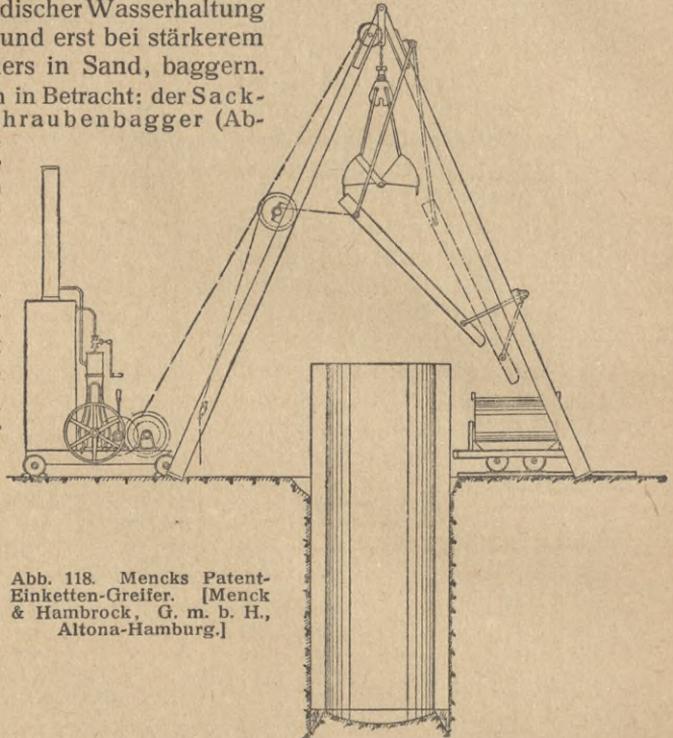


Abb. 118. Mencks Patent-Einketten-Greifer. [Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Hamburg.]

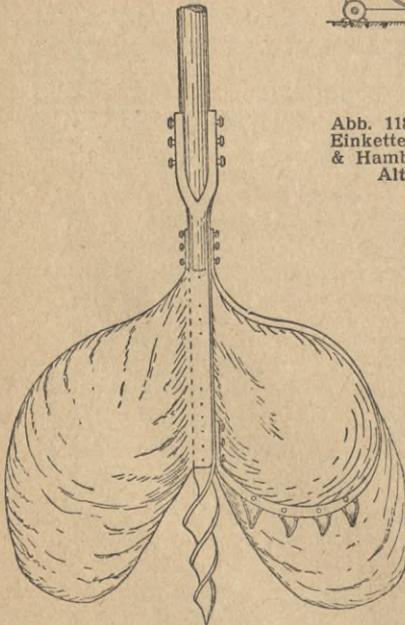


Abb. 117. Sackbohrer. [Tiefbohr-Maschinen- und Werkzeuge-Fabrik Nürnberg von Heinr. Mayer & Co., Nürnberg-Doos.]

Träger zu belasten. Um die Belastung bequem aufbringen zu können, hängt man wohl auch an vier über den Brunnen gestreckten Kanthölzern mittels Schraubenspindeln eine Plattform auf, die man mit Schienen, Steinen oder der ausgebaggerten Erde belastet und dem Sinken des Brunnens entsprechend immer höher schraubt (Abb. 115).

Beim Absenken und Ausschachten ist vor allem darauf zu achten, daß der Boden von allen Seiten gleichmäßig nach der Mitte fällt, der Brunnen sich nicht schief stellt und daß, falls dies doch

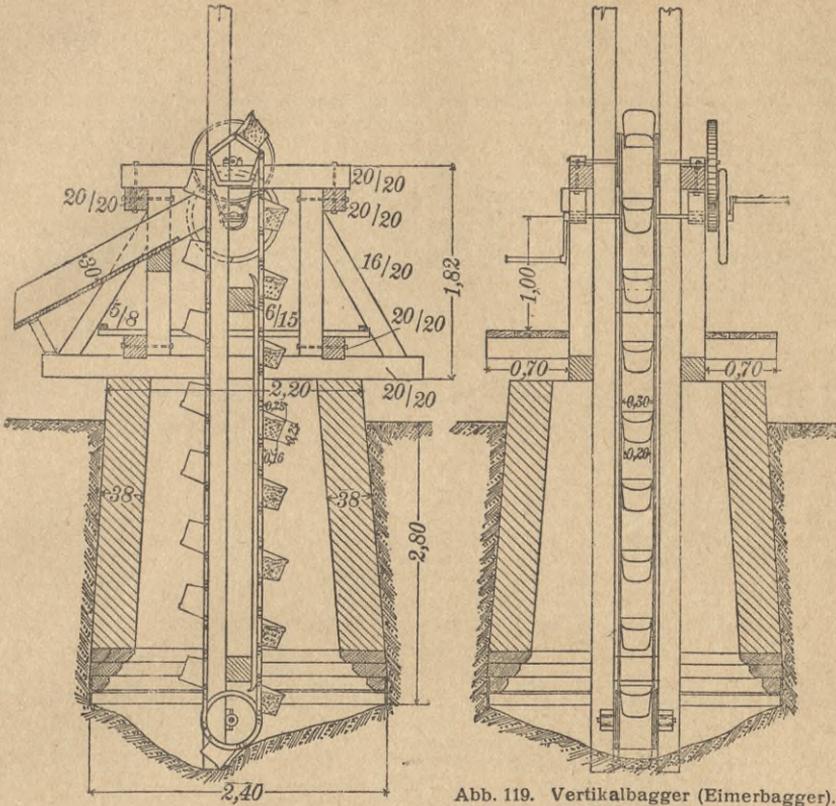
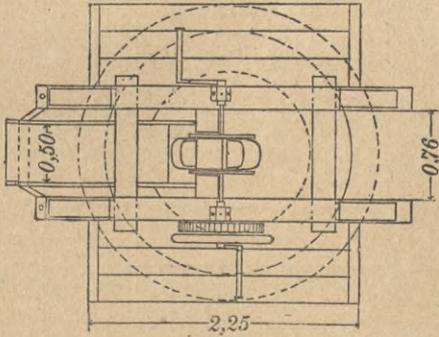


Abb. 119. Vertikalbagger (Eimerbagger).



eingetreten ist, der Brunnen durch Baggern an der hochstehenden Seite wieder geradegerichtet wird.

Gemauerte Brunnen dürfen natürlich erst, nachdem das Mauerwerk gehörig abgebunden hat, versenkt werden. Je seltener das Versenken durch das Aufmauern unterbrochen wird, desto mehr wird die Arbeit gefördert. Es empfiehlt sich daher, möglichst viel Mauerwerk (bis 2,00 m)

auf einmal fertigzustellen, auch wenn infolgedessen der ausgeschachtete Boden höher als nötig gehoben werden muß.

Sind mehrere Brunnen in einer Reihe auszuführen, so läßt man zunächst jeden zweiten Brunnen aus, so daß infolge des größeren Zwischenraums ein Aneinanderrücken zweier benachbarter Brunnen während des Versenkens ausgeschlossen ist, und bringt nach beendeter Versenkung die fehlenden Brunnen ein, die nun keine Neigung zeigen werden, nach einer Seite auszuweichen, da der Boden durch die Versenkung der Nachbarbrunnen beiderseits gleich stark gelockert ist.

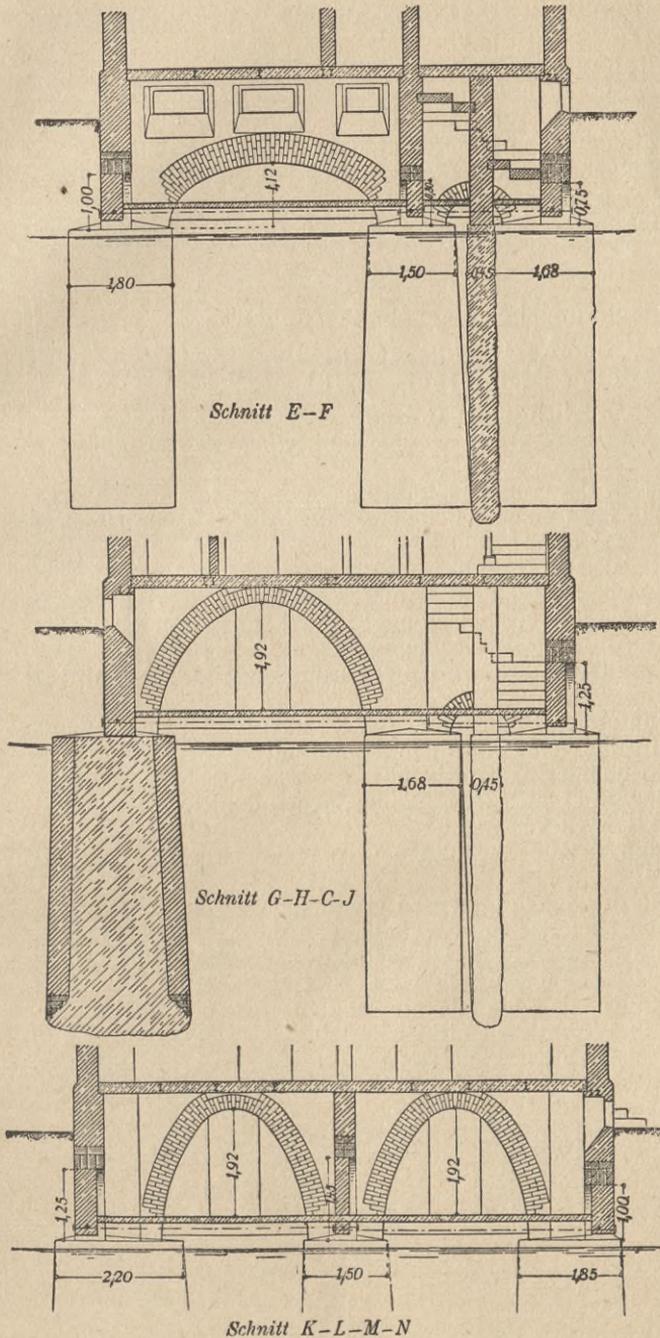


Abb. 120b. Schnitte durch den fertigen Bau.

d) Die Ausfüllung und Verbindung der Senkbrunnen

erfolgt, nachdem der tragfähige Baugrund erreicht ist und das Wasser im Innern zu seiner gewöhnlichen Höhe angestiegen ist. Der Brunnen wird entweder vollständig unter Wasser ausbetoniert (Abbildung 120—121), was meistens, wenigstens für hölzerne und kleinere Senkbrunnen vorzuziehen ist, oder es wird nur der untere Teil ausbetoniert, nach Erhärtung des Betons das Wasser ausgepumpt und der obere Teil ausgemauert.

Im letzteren Falle beträgt die Betonstärke, entsprechend dem S. 40 Gesagten,

$d = 0,45 H$ für Beton aus Kies oder Steinschotter,

$d = 0,55 H$ für Beton aus Ziegelschotter,

wenn H der Abstand der Brunnensohle vom Wasserspiegel ist.

Die Brunnen, deren Oberkante gewöhnlich nur wenig über Grundwasser reicht, werden durch Mauerbogen (Abbildung 120), Träger mit Ausmauerung

oder Eisenbetonbalken (Abb. 121) zur Aufnahme des aufgehenden Mauerwerks miteinander verbunden.

Da die Mauerbogen zwecks Verringerung des Horizontalschubes einen möglichst großen Stich erhalten, müssen sie bei geringem Abstand der Kellersohle vom Grundwasser in die Kellermauern selbst gelegt und, wo es erforderlich ist, über Türöffnungen und Kellerfenster hinweggewölbt werden (Abb. 120). Das Abschlußmauerwerk der Bogenöffnungen kann dann schwächer gehalten werden, muß aber bei sehr schlechtem Baugrund durch besondere Träger unterfangen oder mittels lotrechter Anker an den Gurtbogen aufgehängt werden.

e) Berechnungsbeispiele „Senkbrunnen“.

α) Berechnungsbeispiel 6 „Gemauerte und Zementrohr-Senkbrunnen mit verbindenden Mauerbogen“ (Abb. 120):

Das Grundwasser steht 2,10 m unter Gelände, ein ausreichend tragfähiger Baugrund, der mit 3 kg/cm^2 beansprucht werden darf, wird erst 7 m unter Gelände erreicht.

Die Oberkante der Senkbrunnen bleibt 10 cm über dem Grundwasserstand. Da die Kellersohle nur 0,46 m höher liegt, ragen die sich von Brunnen zu Brunnen spannenden, das aufgehende Mauerwerk tragenden Bogen in die Kellermauern hinein. Um den Horizontalschub der Bogen zu verringern, sind diese in den Mauern, welche weder Fenster noch Türen enthalten, Halbkreisbogen, unter Kellerfenstern gedrückte Korbbogen, in Mauern mit einer Tür überhöhte Korbbogen. Durch letztere Anordnung und gleichzeitige Verschiebung der Kellertüren nach der Bogenmitte wird die Ausführung der Türen unter dem Bogen ermöglicht.

Die Kellermauern unter den Bogenleibungen erhalten in den Umfassungswänden nur $1\frac{1}{2}$ Stein, im Inneren nur 1 Stein Stärke und werden unmittelbar auf eine verhältnismäßig dünne Sandschicht über der Baugrubensohle gesetzt. Sie beanspruchen den Baugrund höchstens, nämlich neben den Kellertüren, mit $\sigma = 0,01^2 \cdot 2,08 \cdot 1800 = 0,374 \text{ kg/cm}^2$.

Die Bogenanker sind in die Abschlußmauern eingebettet und dadurch vor Rost geschützt.

Um die Grundfläche der Senkbrunnen zu ermitteln, werden zunächst die im „Anhang“ berechneten Mauerlasten so verteilt, daß die Eckpfeiler auf den Brunnen voll, die Mauern dazwischen je zur Hälfte des Lichtmaßes für die benachbarten Brunnen in Rechnung gestellt werden. Der größeren Sicherheit halber bleibt außer Betracht, daß die Abschlußmauern unter den Gewölbeleibungen die Brunnen in Wirklichkeit nicht belasten. Es kommen auf

$$\text{Brunnen A und B: je } \left(0,51 + \frac{4,04}{2}\right) 11,5 + \frac{4,30}{2} 7,1 = 44,2 \text{ t}$$

$$\text{„ C—G: } \frac{4,30}{2} 7,1 + \left(0,65 + 0,51 + \frac{3,39 - 0,92}{2}\right) 13,5 + \frac{4,495}{2} 7,9 = 65,4 \text{ t}$$

$$\text{„ D—H—M: } \frac{4,30}{2} 7,1 + \left(0,65 + 0,51 + \frac{3,39 - 0,92}{2}\right) 13,5 \\ + \left(1,31 + 0,38 + \frac{2,805}{2}\right) 7,7 + \frac{4,69 - 0,92}{2} 10,6 = 91,4 \text{ t}$$

$$\text{„ E: } \frac{4,495}{2} 7,9 + \left(0,51 + \frac{2,09}{2}\right) 9,1 = 32 \text{ t}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Brunnen } F: & \frac{2,805}{2} 7,7 + \left(0,51 + \frac{4,69}{2}\right) 9,1 = 36,8 \text{ t} \\
 \text{„ } I: & \left(0,38 + 2 \cdot \frac{4,04}{2}\right) 11,5 + \frac{4,365}{2} 5,3 = 62,4 \text{ t} \\
 \text{„ } K: & \left(0,38 + 2 \cdot \frac{3,39 - 0,92}{2}\right) 13,5 + \frac{4,365}{2} 5,3 = 50,1 \text{ t} \\
 \text{„ } L: & \left(0,38 + \frac{4,69 - 0,92}{2}\right) 10,6 + \frac{2,805}{2} 8,3 = 35,8 \text{ t} \\
 \text{„ } N: & \left(0,38 + \frac{2,09 + 4,69}{2}\right) 9,1 + \frac{2,805}{2} 8,3 = 46 \text{ t} \\
 \text{„ } O \text{ und } P: & \text{ je } \frac{4,68}{2} = 2,4 \text{ t.}
 \end{aligned}$$

Da die Mauerlasten nur bis 15 cm unter Kellersohle gerechnet sind, ist der Belastung der Brunnen noch das Gewicht der Pfeiler von $(0,46 - 0,15) = 0,31$ m Höhe zuzuschlagen. Außerdem werden die Brunnen belastet durch eine Erdsäule, welche außerhalb der Mauern eine Höhe von 2,00 m, innerhalb von $(0,46 - 0,10) = 0,36$ m hat, wozu noch der Kellerfußboden von der Ausdehnung des Brunnens im Inneren und die Nutzlast tritt. Dem Mauerpfeiler von 0,31 m Höhe entspricht eine Erdschicht von $\frac{1,00^2 \cdot 0,31 \cdot 1800}{1,00^2 \cdot 1600} = 0,35$ m, dem Kellerfußboden eine solche von $\frac{0,10 \cdot 2200}{1600} = 0,14$ m, der Nutzlast eine solche von $\frac{500}{1600} = 0,32$ m Höhe, so daß für die Mehrlast unter der Mauer und im Inneren ein Erdschicht von höchstens $(0,36 + 0,14 + 0,32) = 0,82$ m, außen von $(2,00 + 0,32) = 2,32$ m Höhe in Betracht kommt.

Die Erdschicht von 0,82 m Höhe kommt für die inneren Brunnen *K* und *L* auf den ganzen Querschnitt in Ansatz.

Die unter den Umfassungsmauern stehenden Brunnen werden zur größeren Hälfte mit einer Erdschicht von 0,82 m Höhe, zur kleinern mit einer solchen von 2,32 m Höhe belastet, so daß die Annahme einer Erdauflast von im Mittel 1,57 m Höhe ausreichende Sicherheit gewährt.

Für die Rohrbrunnen *O* und *P* kommt eine Mehrlast an Mauerwerk vom Querschnitt des Pfeilers und von der Höhe 0,31 m in Betracht.

Zur Vereinfachung der Berechnung des Eigengewichtes soll der für die gemauerten Brunnen vorgesehene Anlauf außer Betracht bleiben und das Einheitsgewicht der Betonfüllung von 2200 kg/m^3 auch für die Brunnenwandungen aus Mauerwerk in Ansatz gebracht werden, wodurch eine weitere Sicherheit geboten wird.

Bezeichnet

- P* die berechnete Auflast in kg,
- F* den Brunnenquerschnitt durchweg in m^2 ,
- h_1 die Höhe der Brunnen in m,
- g_1 das Einheitsgewicht der Brunnen in kg/m^2 ,
- h_2 die Höhe der auflastenden Erdschicht in m,
- g_2 das Einheitsgewicht der auflastenden Erdschicht in kg/m^2 ,
- σ_{zul} die zulässige Beanspruchung des Baugrundes in kg/cm^2 ,

so ergibt sich der Brunnenquerschnitt aus:

$$100^2 F = \frac{P + F(h_1 g_1 + h_2 g_2)}{\sigma_{zul}}$$

$$10000 F \sigma_{zul} - F(h_1 g_1 + h_2 g_2) = P$$

$$F = \frac{P}{10000 \sigma_{zul} - h_1 g_1 - h_2 g_2}$$

und für $\sigma_{zul} = 3 \text{ kg/cm}^2$

$$h_1 = 5,00 \text{ m}$$

$$g_1 = 2200 \text{ kg/m}^3$$

$$g_2 = 1600 \text{ „}$$

$$F = \frac{P}{30000 - 11000 - h_2 \cdot 1600} = \frac{P}{19000 - 1600 h_2}$$

Brunnen A und B:	$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{44200}{19000 - 1600 \cdot 1,57} = 2,68 \text{ m}^2$;	$d = 1,85 \text{ m}$,	erhöht auf 1,90 m
„ C—G:	$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{65400}{19000 - 1600 \cdot 1,57} = 3,97 \text{ m}^2$;	$d = 2,25 \text{ m}$	
„ D—H—M:	$ab\pi = \frac{91400}{19000 - 1600 \cdot 1,57} = 5,55 \text{ m}^2$;	$a = 1,50 \text{ m}$,	erhöht auf 1,75 m $b = 1,20 \text{ m}$, erhöht auf 1,25 m
„ E:	$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{32000}{19000 - 1600 \cdot 1,57} = 1,94 \text{ m}^2$;	$d = 1,58 \text{ m}$,	erhöht auf 1,68 m
„ F:	$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{36800}{19000 - 1600 \cdot 1,57} = 2,23 \text{ m}^2$;	$d = 1,69 \text{ m}$,	erhöht auf 1,80 m
„ I:	$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{62400}{19000 - 1600 \cdot 1,57} = 3,79 \text{ m}^2$;	$d = 2,20 \text{ m}$,	erhöht auf 2,25 m
„ K:	$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{50100}{19000 - 1600 \cdot 0,82} = 2,83 \text{ m}^2$;	$d = 1,90 \text{ m}$	
„ L:	$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{35800}{19000 - 1600 \cdot 0,82} = 2,03 \text{ m}^2$;	$d = 1,61 \text{ m}$,	erhöht auf 1,68 m
„ N:	$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{46000}{19000 - 1600 \cdot 1,57} = 2,79 \text{ m}^2$;	$d = 1,89 \text{ m}$,	erhöht auf 1,90 m
„ O und P:	$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{2400 + \frac{1}{2} \cdot 1,16 \cdot 0,38 \cdot 0,31 \cdot 1800}{19000} = 0,133 \text{ m}^2$;	$d = 0,42 \text{ m}$,	erhöht auf 0,45 m.

Die Senkbrunnen unter 1,80 m ϕ . sollen, damit die lichte Weite nicht zu gering wird, aus Zementbrunnenringen hergestellt werden, deren Wandstärke $\frac{1}{10}$ des lichten Durchmessers, welcher von 10 zu 10 cm wechselt, beträgt. Es ergibt sich daher für die Brunnen E und L ein Durchmesser von 1,68 m bei einer lichten Weite des Brunnenringes von 1,40 m, für Brunnen F ein Durchmesser von 1,80 m bei einer lichten Weite von 1,50 m.

Die größeren Brunnen werden gemauert. Die vier kleineren davon A, B, K und N erhalten alle den gleichen unteren Durchmesser von 1,90 m, die beiden mittleren C—G und I den Durchmesser 2,25 m und der größte, elliptische D—H—M die Achsen 3,50 m und 2,50 m. Der Anlauf der Brunnenwandungen beträgt $1 : \frac{1}{25}$, also 20 cm auf 5,00 m Höhe.

Die beiden Rohrbrunnen O und P kommen als Straußpfähle oder Wolfsholzische Preßbetonpfähle (C. II. 3. a. γ) von 45 cm ϕ zur Ausführung.

Die einzelnen Brunnen werden im Grundriß so angeordnet, daß einmal ihr Schwerpunkt mit dem des aufgemauerten Pfeilers ungefähr zusammenfällt, sodann aber auch die Pfeilervorlagen für die Bogenwiderlager möglichst die Bogenstärke von $1\frac{1}{2}$ Stein erhalten. Um dies zu erreichen, mußten die Achsen des elliptischen Brunnens $D-H-M$ auf 3,50 m und 2,50 m vergrößert werden.

Da die endgültige Verteilung der Mauerlasten auf die einzelnen Brunnen von der Länge der aufgemauerten Pfeiler und der zwischen ihnen verbleibenden lichten Öffnung abhängt, wird die Belastung der Brunnen auf Grund ihrer Anordnung im Grundriß nochmals ermittelt und die wirkliche Beanspruchung des Baugrundes festgestellt.

$$\begin{aligned} \text{Brunnen } A \text{ und } B: P &= \frac{\pi \cdot 5,00}{12} (1,90^2 + 1,50^2 + 1,90 \cdot 1,50) 2200 \\ &+ \frac{\pi \cdot 1,50^2}{4} 1,57 \cdot 1600 + \left(1,03 + \frac{2,87}{2}\right) 11500 \\ &+ \left(0,52 + \frac{3,39}{2}\right) 7100 \\ &= 73700 \text{ kg}; \sigma = \frac{73700}{\frac{\pi \cdot 190^2}{4}} = 2,60 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{„ } C-G: P &= \frac{\pi \cdot 5,00}{12} (2,25^2 + 1,85^2 + 2,25 \cdot 1,85) 2200 \\ &+ \frac{\pi \cdot 1,85^2}{4} 1,57 \cdot 1600 + \left(0,39 + \frac{3,39}{2}\right) 7100 \\ &+ \left(1,55 + \frac{2,545 - 0,92}{2}\right) 13500 + \left(0,455 + \frac{3,39}{2}\right) 7900 \\ &= 106760 \text{ kg}; \sigma = \frac{106760}{\frac{\pi \cdot 225^2}{4}} = 2,68 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{„ } D-H-M: P &= \frac{5,00}{3} \left(\frac{3,50}{2} \frac{2,50}{2} \pi + \frac{3,10}{2} \frac{2,10}{2} \pi + \sqrt{\frac{3,50}{2} \frac{2,50}{2} \pi \cdot \frac{3,10}{2} \frac{2,10}{2} \pi} \right) \\ &\cdot 2200 + \frac{3,10}{2} \frac{2,10}{2} \pi \cdot 1,57 \cdot 1600 + \left(0,39 + \frac{3,39}{2}\right) 7100 \\ &+ \left(1,55 + \frac{2,545 - 0,92}{2}\right) 13500 + \left(1,885 + \frac{1,96}{2}\right) 7700 \\ &+ \left(0,39 + \frac{3,65 - 0,92}{2}\right) 10600 \\ &= 165500 \text{ kg}; \sigma = \frac{165500}{\frac{350}{2} \cdot \frac{250}{2} \pi} = 2,42 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Brunnen E:	$\sigma = 2,88 \text{ kg/cm}^2$
„ F:	$\sigma = 2,92 \text{ „}$
„ I:	$\sigma = 2,69 \text{ „}$
„ K:	$\sigma = 2,76 \text{ „}$
„ L:	$\sigma = 2,88 \text{ „}$
„ N:	$\sigma = 2,58 \text{ „}$
„ O und P:	$\sigma = 2,70 \text{ „}$

Die wirkliche Beanspruchung des Baugrundes bleibt also durchweg unter der zulässigen von 3 kg/cm^2 .

Die Beanspruchung der auf die Senkbrunnen aufgemauerten Pfeiler von 0,31 m Höhe ergibt sich, wie folgt:

$$\text{Pfeiler A und B: } P = (1,03 + 0,52) 0,51 \cdot 0,31 \cdot 1800 + \left(1,03 + \frac{2,87}{2}\right) 11500 \\ + \left(0,52 + \frac{3,39}{2}\right) 7100 = 44600 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{44600}{(103 + 52) 51} = 5,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{„ C—G: } P = [(0,39 + 0,51 + 0,65 + 0,455) 0,51 + 0,39 \cdot 0,38] 0,31 \cdot 1800 \\ + \left(0,39 + \frac{3,39}{2}\right) 7100 + \left(1,55 + \frac{2,545 - 0,92}{2}\right) 13500 \\ + \left(0,455 + \frac{3,339}{2}\right) 7900 = 64250 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{64250}{(39 + 51 + 65 + 45,5) 51 + 39 \cdot 38} = 5,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{„ D—H—M: } \sigma = 4,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{„ E: } \sigma = 3,8 \text{ „}$$

$$\text{„ F: } \sigma = 4,4 \text{ „}$$

$$\text{„ I: } \sigma = 5,8 \text{ „}$$

$$\text{„ K: } \sigma = 5,7 \text{ „}$$

$$\text{„ L: } \sigma = 5,9 \text{ „}$$

$$\text{„ N: } \sigma = 4,1 \text{ „}$$

$$\text{„ O und P: } \sigma = 1,9 \text{ „}$$

Die zulässige Beanspruchung des Mauerwerks (12 kg/cm^2) und des Füllbetons der Brunnen (8 kg/cm^2) wird also bei keinem Pfeiler überschritten.

β) Berechnungsbeispiel 7 „Hölzerne Senkbrunnen mit verbindenden Eisenbetonbalken“ (Abb. 121):

Das Grundwasser steht 2,70 m unter Gelände, ein ausreichend tragfähiger Baugrund, der mit 3 kg/cm^2 beansprucht werden darf, wird erst 7,60 m unter Gelände erreicht.

Die Oberkante der Senkbrunnen befindet sich 10 cm über dem Grundwasserstand. Von ihr bis zur Kellersohle verbleibt 1,06 m und für die Eisenbetonbalken nach Abzug von 1 cm Zementestrich auf den Schwellen der Kellertüren eine Höhe von 1,05 m.

Zwecks Vereinfachung der Berechnung wird die noch größere Sicherheit bietende Annahme gemacht, daß sämtliche Eisenbetonbalken die Höhe von 1,05 m haben. Auch die Pfeiler auf den Brunnen werden auf die gleiche Höhe (1,05 m) in Beton gestampft.

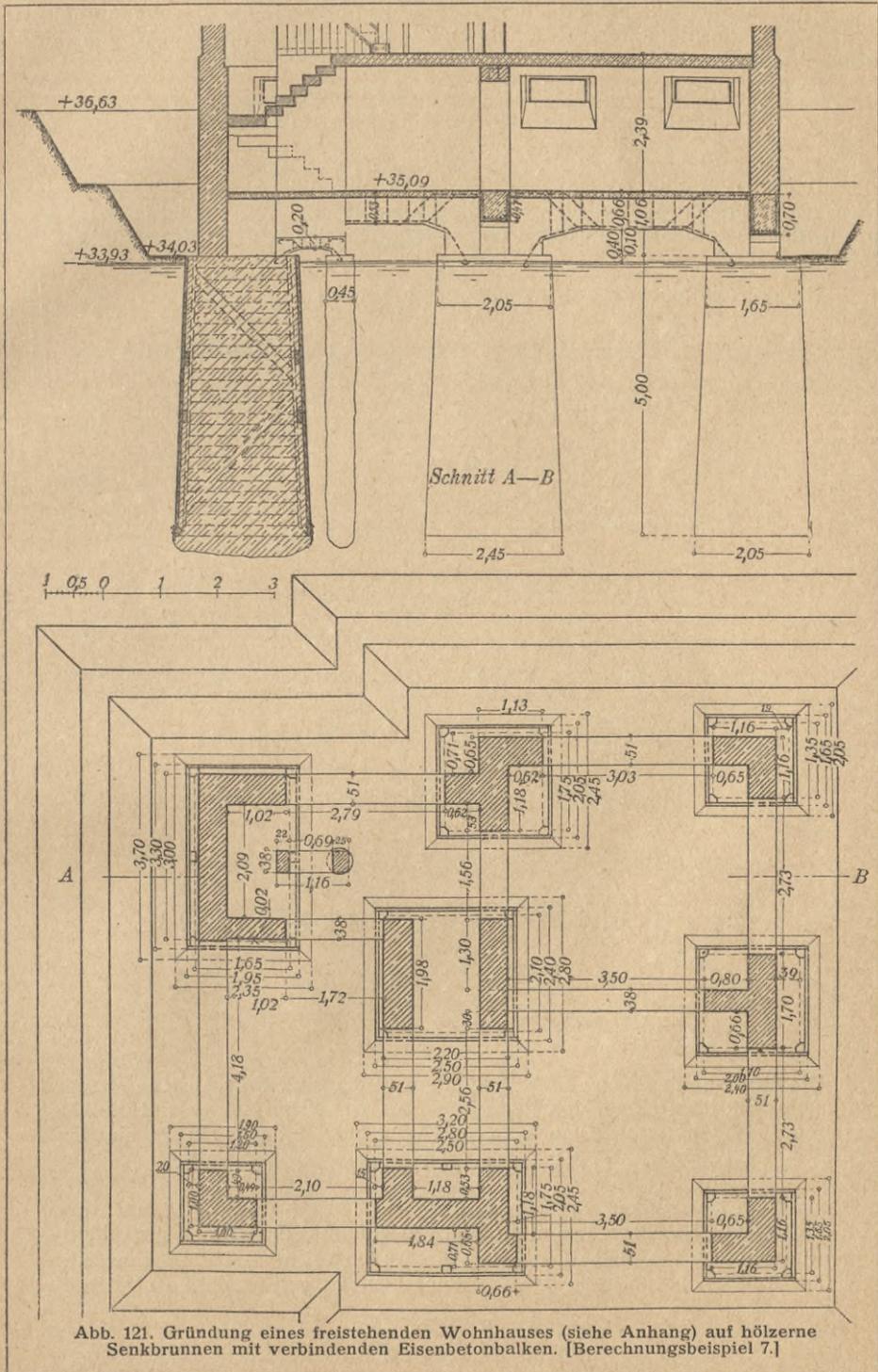


Abb. 121. Gründung eines freistehenden Wohnhauses (siehe Anhang) auf hölzerne Senkbrunnen mit verbindenden Eisenbetonbalken. [Berechnungsbeispiel 7.]

Die Eisenbetonbalken erhalten die gleiche Breite wie die von ihnen unterstützten Mauern, nur unter den Mauern C—D und L—M werden sie wegen der großen Auflast auf 51 cm verbreitert.

Das Gewicht der Eisenbetonbalken beträgt also

$$\text{bei 51 cm Breite: } 1,00 \cdot 0,51 \cdot 1,05 \cdot 2400 \sim 1300 \text{ kg/m}$$

$$\text{„ 38 „ „ : } 1,00 \cdot 0,38 \cdot 1,05 \cdot 2400 \sim 1000 \text{ „}$$

Bei der Verteilung des Gewichtes der Eisenbetonbalken und der im „Anhang“ berechneten Mauerlasten auf die einzelnen Brunnen bleibt außer Betracht, daß letztere nicht nur bis 1 cm, sondern bis 15 cm unter Kellersohle gerechnet sind.

Die Verteilung ergibt sich demnach, wie folgt:

$$\text{Brunnen A und B: Je } \left(0,51 + \frac{4,04}{2}\right) (11,5 + 1,3) + \frac{4,30}{2} (7,1 + 1,3) = 50,5 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} \text{„ C—G: } & \left(0,65 + 0,51 + \frac{3,39 - 0,92}{2}\right) (13,5 + 1,3) + \frac{4,30}{2} (7,1 + 1,3) \\ & + \frac{4,495}{2} (7,9 + 1,3) = 74,3 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{„ D—H—M: } & \left(0,65 + 0,51 + \frac{3,39 - 0,92}{2}\right) (13,5 + 1,3) + \frac{4,30}{2} (7,1 + 1,3) \\ & + \left(1,31 + 0,38 + \frac{2,805}{2}\right) (7,7 + 1,3) + \frac{4,69 - 0,92}{2} (10,6 + 1,3) \\ & = 103,9 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{„ E—N—P: } & \left(0,51 + 2,09 + 0,38 + \frac{4,69}{2}\right) (9,1 + 1,3) + \frac{4,495}{2} (7,9 + 1,3) \\ & + \frac{2,805}{2} (8,3 + 1) + \frac{4,68 + 1,16 \cdot 1}{2} = 92,1 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\text{„ F: } \left(0,51 + \frac{4,69}{2}\right) (9,1 + 1,3) + \frac{2,805}{2} (7,7 + 1,3) = 42,4 \text{ t}$$

$$\text{„ I: } \left(0,38 + 2 \cdot \frac{4,04}{2}\right) (11,5 + 1,3) + \frac{4,365}{2} (5,3 + 1) = 70,4 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} \text{„ K—L: } & \left(0,38 + 2 \cdot \frac{3,39 - 0,92}{2}\right) (13,5 + 1,3) + \frac{4,365}{2} (5,3 + 1) \\ & + \left(0,38 + \frac{4,69 - 0,92}{2}\right) (10,6 + 1,3) + \frac{2,805}{2} (8,3 + 1) = 96 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\text{„ O: } \frac{4,68 + 1,16 \cdot 1}{2} = 3 \text{ t.}$$

Die Brunnenoberfläche wird außerdem durch eine Erdschicht von außen 2,60 m, innen 0,96 m Höhe, den Kellerfußboden von 10 cm Stärke und die Nutzlast von 500 kg belastet. Dem Kellerfußboden aus Beton entspricht eine Erdschicht von $\frac{0,10 \cdot 2200}{1600} = 0,14$ m, der Nutzlast eine solche von $\frac{500}{1600} = 0,32$ m, so daß als Mehrlast außen eine Erdschicht von $(2,60 + 0,32) = 2,92$ m, innen von $(0,96 + 0,14 + 0,32) = 1,42$ m in Betracht kommt. Es kann überschläglich angenommen werden, daß der Pfeiler, die Außenschicht und die Innenschicht je $\frac{1}{3}$ der Brunnenoberfläche in Anspruch nehmen. Es genügt daher, für die Be-

lastung der unter den Umfassungsmauern stehenden Brunnen durch Erde usw. eine Erdschicht von $\frac{2,92 + 0 + 1,42}{3} = 1,45$ m Höhe, für die des Innenbrunnens $K-L$ eine Erdschicht von $\frac{1,42 + 0 + 1,42}{3} = 0,94$ m Höhe in Rechnung zu stellen.

Die Brunnenquerschnitte ergeben sich dann, wenn zwecks Vereinfachung der Berechnung der Anlauf der Brunnen außer Betracht bleibt, und wenn

F der Brunnenquerschnitt in m^2 ,

P die Auflast in kg ,

h die Höhe der Erdschicht in m ,

aus
$$100^2 F = \frac{P + F(5,00 \cdot 2200 + h \cdot 1600)}{3}$$

$$30000 F - F(11000 + 1600 h) = P$$

$$F = \frac{P}{30000 - 11000 - 1600 h} = \frac{P}{19000 - 1600 h}$$

Brunnen A und B : $a^2 = \frac{50500}{19000 - 1600 \cdot 1,45} = 3,03 m^2$; $a = 1,75 m$

„ $C-G$: $a^2 = \frac{74300}{19000 - 1600 \cdot 1,45} = 4,46 m^2$; $a = 2,15 m$

„ $D-H-M$: $ab = \frac{103900}{19000 - 1600 \cdot 1,45} = 6,24 m^2$; $a = 2,90 m$
 $b = 2,15 m$

„ $E-N-P$: $ab = \frac{92100}{19000 - 1600 \cdot 1,45} = 5,53 m^2$; $a = 3,12 m$, erhöht auf $3,40 m$
 $b = 2,00 m$, erhöht auf $2,05 m$

„ F : $a^2 = \frac{42400}{19000 - 1600 \cdot 1,45} = 2,54 m^2$; $a = 1,60 m$

„ I : $a^2 = \frac{70400}{19000 - 1600 \cdot 1,45} = 4,22 m^2$; $a = 2,10 m$

„ $K-L$: $ab = \frac{96000}{19000 - 1600 \cdot 0,94} = 5,49 m^2$; $a = 2,40 m$, erhöht auf $2,60 m$
 $b = 2,30 m$, erhöht auf $2,50 m$

„ O : $\frac{\pi d^2}{4} = \frac{3000}{19000} = 0,158 m^2$; $d = 0,45 m$.

Die Erhöhungen der rechnungsgemäß erforderlichen Maße mußten vorgenommen werden, um die Pfeiler und Auflager der Eisenbetonbalken auf der Oberfläche der Senkbrunnen voll unterbringen zu können. Die Maße gelten für die Grundfläche des ungeschwächten Betonkörpers; für die Stiele, Streben und Bohlen sind ringsum 15 cm hinzuzurechnen. Der Anlauf der Brunnen beträgt $1: \frac{1}{20}$, so daß sich bei $5,00$ m Höhe die Maße der Oberfläche um $2 \cdot 20 = 40$ cm gegen die der Grundfläche verringern.

Die wirkliche Beanspruchung des Baugrundes wird, wie folgt, berechnet:

$$\begin{aligned}
 \text{Brunnen A und B } P &= \left(1,16 + \frac{2,73}{2}\right) (11500 + 1300) + \left(0,65 + \frac{3,03}{2}\right) (7100 + 1300) \\
 &+ \frac{5,00}{3} (1,75^2 + 1,35^2 + \sqrt{1,75^2 \cdot 1,35^2}) 2200 \\
 &+ [(2 \cdot 1,16 + 0,19) 0,19 \cdot 2,92 + 0,65^2 \cdot 1,42] 1600 \\
 &= 32200 + 18200 + 26500 + 3180 = 80180 \text{ kg} \\
 \sigma &= \frac{80180}{175^2} = 2,62 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

"	I:	$\sigma = 2,68 \text{ kg/cm}^2$
"	C—G:	$\sigma = 2,60$ "
"	K—L:	$\sigma = 2,85$ "
"	D—H—M:	$\sigma = 2,80$ "
"	E—N—P:	$\sigma = 2,44$ "
"	F:	$\sigma = 2,75$ "
"	O:	$\sigma = 2,98$ "

Die zulässige Beanspruchung des Baugrundes von 3 kg/cm^2 wird demnach unter keinem Senkbrunnen überschritten.

Die Belastung des Füllbetons der Brunnen durch die Betonpfeiler ergibt sich aus der vorhergehenden Berechnung nach Abzug des Brunnengewichtes und der Erdauflast neben den Pfeilern, woraus sich die Beanspruchung des Betons berechnet.

$$\text{Pfeiler A und B: } \sigma = \frac{32200 + 18200}{(116 + 65)51} = 5,5 \text{ kg/cm}^2$$

"	I:	$\sigma = 6,3$ "
"	C—G:	$\sigma = 4,9$ "
"	K:	$\sigma = 7,0$ "
"	L:	$\sigma = 4,7$ "
"	D—H—M:	$\sigma = 5,1$ "
"	E—N:	$\sigma = 3,8$ "
"	P:	$\sigma = 3,6$ "
"	F:	$\sigma = 6,1$ "
"	O:	$\sigma = 3,2$ "

Die wirkliche Beanspruchung des Betons überschreitet in keinem Falle die zulässige von 8 kg/cm^2 .

3. Der Pfahlrost

besteht aus Grundpfeilern aus Holz oder Eisenbeton so geringen Querschnitts, daß die Pfeiler, ohne Boden ausheben zu müssen, in die Erde getrieben werden können. Er empfiehlt sich also im Gegensatz zu den Senkbrunnen dort, wo der Aushub des Bodens unter Wasser wegen Vor-

kommens von Gerölle, Findlingen, Baumstämmen Schwierigkeiten macht, Pfähle aber die Hindernisse beiseite drängen, manchmal auch durchschlagen oder ihnen ausweichen können.

Er kommt namentlich für große Gründungstiefen in Betracht, bei welchen die Versenkung von Brunnen sehr teuer wird und außerdem größte Sorgfalt erheischt, ferner bei sehr schlechtem Baugrund, welcher durch das Eintreiben von Pfählen noch verdichtet und damit tragfähiger wird.

Der Pfahlrost findet sogar Anwendung, wenn guter Baugrund nicht erreicht werden kann, indem man allein mit der Verdichtung des Baugrundes und mit dem Reibungswiderstande rechnet, welchen das die Pfähle umgebende Erdreich ihrem Einsinken auf ihre ganze Länge entgegensetzt (**schwebender Pfahlrost**).

Der Druck des Gebäudes wird in diesem Falle nicht, wie gewöhnlich, durch die oberste Erdschicht, welche infolge ihrer Nachgiebigkeit mit dem Höherführen des Mauerwerks mehr und mehr zusammengedrückt würde, auf die darunterliegenden Schichten übertragen, sondern durch die Pfähle gleichzeitig auf mehrere Schichten so verteilt, daß die oberen Schichten infolge der geringen Beanspruchung nicht mehr zusammengedrückt werden, der Druck auf die unteren Schichten aber mit zunehmender Tiefe auf eine größere Fläche verteilt wird.

a) Die Pfähle

werden meistens durch Rammen in den Boden getrieben. In Sand und Kies ist Einspülen mittels Druckwasser unter gleichzeitigem leichtem Rammen sehr vorteilhaft (Abb. 122). Doch ist dieses Verfahren in der Nähe bestehender Gebäude nur bis zur Gründungstiefe dieser Gebäude anwendbar, in größerer Tiefe ausgeschlossen, weil die bei dem Spülen unvermeidliche Lockerung des Untergrundes den Bestand der Nachbargebäude gefährden würde.

Die Wahl der Ramme hat sich nach der Art des Bodens, ob lose oder fest gelagert, zu richten.

Leichter Boden, Kies, Sand, insbesondere aber Tribsand und Moorboden, erfordert schnell aufeinanderfolgende Rammschläge, damit sich die Pfähle in den Pausen zwischen zwei Schlägen nicht festsaugen (aufhängen) können. Hierzu sind Zugrammen (Abbildung 59–61) mit 20–30 Schlägen in der Minute (Bärgewicht 100–300 kg, Hubhöhe 1,00 m) und Dampfgrammen (Abb. 62–63) mit 30–50 Schlägen (Bärgewicht 350–6000 kg, Hubhöhe 0,8–1,7 m) geeignet.

Schwerer Boden, sehr festgelagerter Kies und Sand, insbesondere elastischer Tonboden, verlangt kräftige Schläge und Pausen zwischen den Schlägen, damit sich die Pressung des Bodens nach jedem Schläge wieder ausgleichen kann. Dieser Forderung entsprechen Kunstgrammen (Abb. 123–125) mit Hand- oder Dampftrieb mit 3–12 Schlägen in der Minute, 350–3500 kg Bärgewicht und beliebiger Hubhöhe bis 8 m.

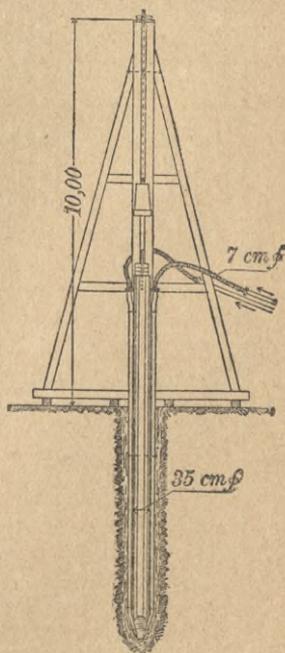


Abb. 122.
Einspülen eines Rostpfahles.

Von Kunstrammen sind zu nennen:

Die Ramme mit endloser Kette, deren Bär mittels einer beweglichen Zunge in die durch eine Winde bewegte Gliederkette eingreift und dadurch hochgezogen wird (Abb. 123). In der vorgesehenen Höhe wird die Zunge selbsttätig durch einen Anschlag ausgerückt, worauf der Bär herabfällt. Nach dem Aufschlagen wird die Zunge von Hand mit einem Zugseil wieder eingerückt. Ein Rammen unterhalb des Rammgerüsts ist nicht möglich, weshalb diese Rammen nicht überall zu verwenden sind und darum heute nicht mehr viel benutzt werden.

Die Ramme mit rücklaufendem Seil und Nachlaufkatze (Abb. 124) ist, weil sie den eben geschilderten Nachteil nicht hat, für schweren Boden am meisten in Gebrauch. Der Bär hängt an einem drehbaren Haken der Nachlauf-

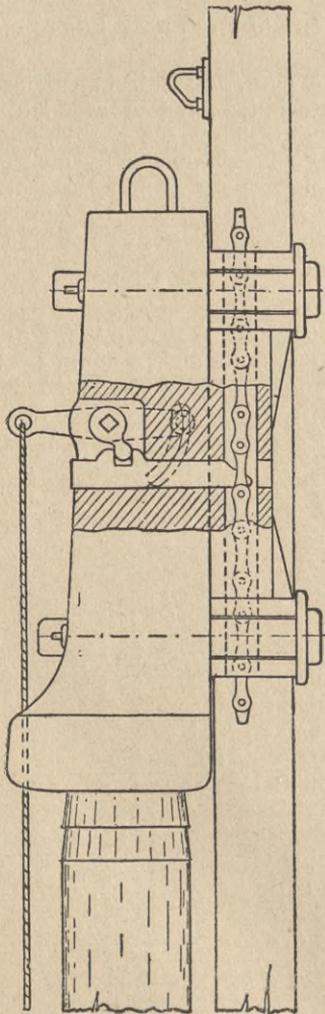


Abb. 123. Rammbär für endlose Kette.
[Menck & Hambrock, G. m. b. H.,
Altona-Hamburg.]

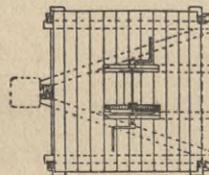
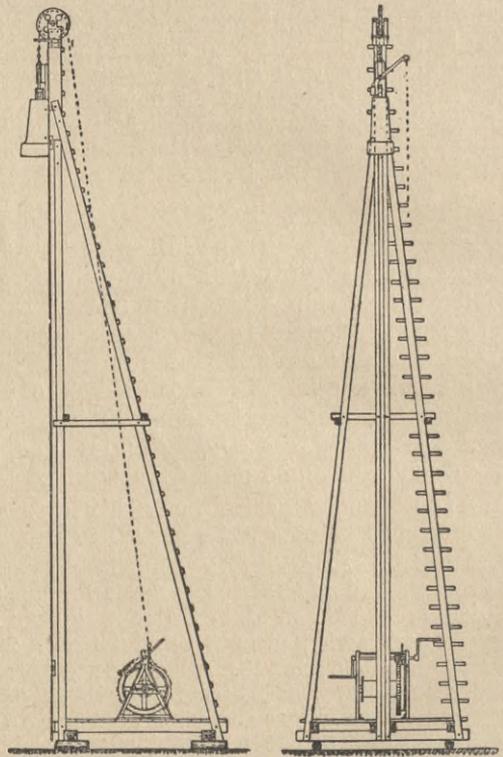


Abb. 124. Kunstramme
mit rücklaufendem Seil und
Nachlaufkatze für Hand-
betrieb. [Menck & Ham-
brock, G. m. b. H., Altona-
Hamburg.]

katze (Abb. 125), welche ihrerseits an dem Seil befestigt ist und mit einer Winde hochgezogen wird. Sobald das unten festgelegte Zugseil des Hakens sich straff spannt oder von Hand angezogen wird, löst sich der Haken vom Bär, und dieser fällt herab. Zugleich wird durch Ausrücken einer Klauenkupplung die Verbindung der Windetrommel mit der Winde gelöst, worauf die Nachlaufkatze durch ihr Gewicht Seil und Trommel zurückzieht und beim Aufschlagen den Bär durch Einschnappen des Hakens wieder faßt. Durch Einrücken der Kupplung wird nun der Bär von neuem hochgezogen.

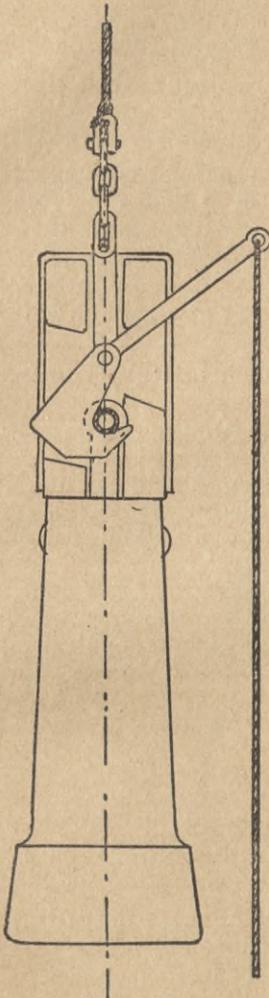


Abb. 125.

Rambär mit Nachlaufkatze.
[Menck & Hambrock, G. m.
b. H., Altona-Hamburg.]
(Zu Abb. 124.)

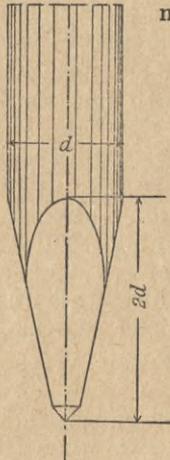


Abb. 126. Pfahlschuh.

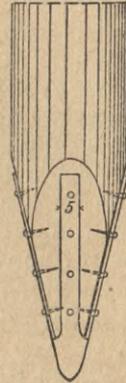


Abb. 127. Pfahlschuh.

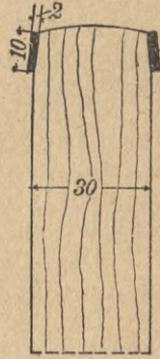


Abb. 128. Pfahlring.

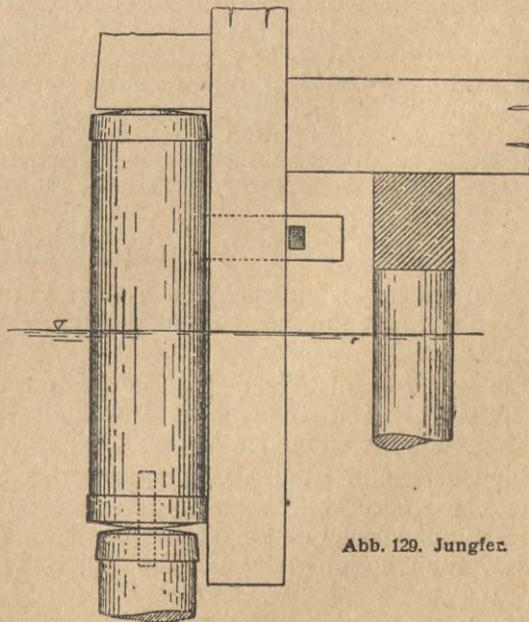


Abb. 129. Jungfer.

α) Holzpfähle

bestehen aus 25—40 cm starken entrindeten Kiefernstämmen, ohne daß andere Holzarten ausgeschlossen sind.

Das Zopfende wird nach unten gesetzt. Die Zuspitzung des Pfahles darf nicht zu scharf sein (Abb. 126). Steiniger Boden verlangt eiserne Pfahlschuhe mit kurzer massiver Spitze (Abb. 127).

Der Pfahlkopf wird während des Rammens durch einen schwach konischen schmiedeeisernen Ring geschützt (Abb. 128).

Holzpfähle dürfen, damit sie nicht verfaulen, nicht über den niedrigsten Grundwasserstand reichen. Um sie unter den Wasserspiegel zu schlagen, setzt man eine Jungfer (Rammknecht) beim Rammen auf sie auf (Abb. 129). Es ist dies ein kurzer eisenbeschlagener Pfahl, der, an der Läuferrote geführt, mit einem Dorn in dem Pfahlkopf steckt und den Rammschlag auf diesen ohne große Wasserbewegung überträgt. Der Schlag wird jedoch sehr abgeschwächt, so daß es sich empfiehlt, die Jungfer nur ausnahmsweise anzuwenden, statt dessen entweder die Pfähle etwas länger zu wählen und unter Wasser abzuschneiden oder unter Wasserhaltung tiefer zu schlagen.

Das Abschneiden der Pfähle unter Wasser geschieht mittels Grundsägen (Abb. 66, 130).

Stellt sich heraus, daß die Pfähle zu kurz sind, was aber durch Vorschlagen von Probepfählen möglichst vermieden werden soll, so sind sie durch Aufpfropfen, aber nicht in gleicher Ebene, zu verlängern. Es geschieht dies durch stumpfen Stoß und Verlaschung mit Flacheisen. Eine Blechscheibe zwischen den Hirnholzflächen soll das Ineinanderfressen der Holzfasern und die Zerstörung der Laschenverbindung verhüten (Abb. 131).

In der Nähe bestehender Gebäude darf der starken Erschütterung wegen nicht gerammt werden. Es sind dann die Pfähle mit Schraubenschuhen (Abb. 132—133) zu versehen und mittels aufgeklebten Spills (Abbild. 134) einzudrehen. Die Größe und Steigung der Schraube hat sich nach der Bodenart zu richten. Je nachgiebiger der Boden ist, desto größer ist der Schraubendurchmesser und desto flacher die Steigung zu wählen.

β) Eisenbetonpfähle

sind zwar teuer, bieten aber den großen Vorteil, daß sie über Wasser nicht dem Verfaulen ausgesetzt sind, daß ihre Verwendbarkeit eine unbeschränkte ist.

Sie sind besonders dort am Platze, wo der Wasserspiegel tief unter der Kellersohle liegt, bei Anwendung von Holzpfählen also eine tiefe Baugrube bis unter den Wasserspiegel hergestellt werden müßte.

Ihr Querschnitt ist dreieckig, quadratisch mit abgestumpften Ecken, meistens fünf-, sechs- oder achteckig. Die Längsstäbe (Rundeisen) werden in den Ecken angeordnet und in Abständen gleich der Pfahldicke durch starke Drähte verbunden oder mit einer Drahtspirale in 5 cm Abstand umwickelt. An der Spitze werden die Längsstäbe zusammengeführt und mit Draht umwickelt. Auch eiserne Pfahlspitzen sind in Gebrauch (Abb. 135a, 135b).

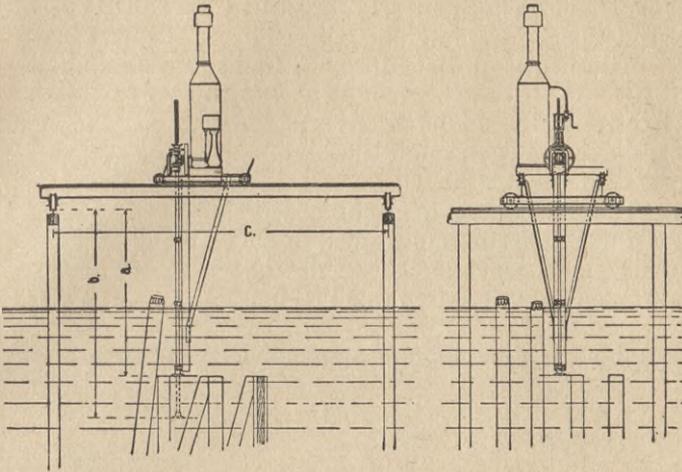


Abb. 130. Dampf-Kreissäge.

[Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Hamburg.]

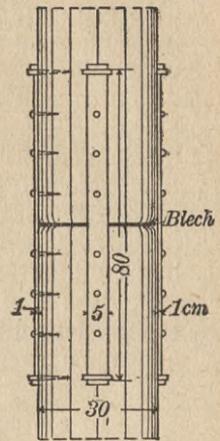


Abb. 131. Pfahlstoß.

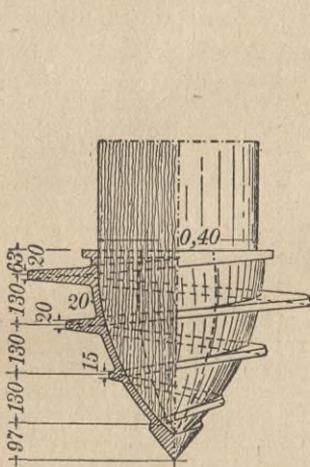


Abb. 132. Schraubenschuh für nachgiebigen Boden. *)

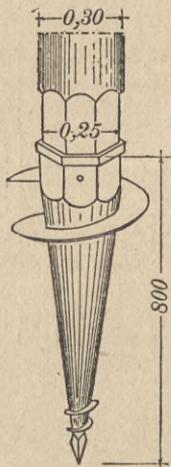


Abb. 133. Schraubenschuh für festen Boden. *)

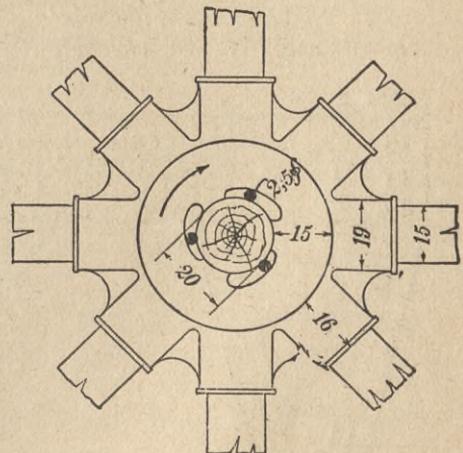


Abb. 134. Spill zum Eindrehen von Holzpfählen. *)

Die Pfähle werden heutzutage fast nur mehr liegend in Holzformen, welche das fertig abgebundene Eisengerippe enthalten, unter Verwendung weichen oder flüssigen Betons hergestellt.

Die wenigstens vier Wochen alten Pfähle werden gerammt oder eingespült.

Sie erfordern wegen ihres großen Gewichtes und ihrer den Reibungswiderstand erhöhenden rauheren Oberfläche schwere Rammhämmer. Der Rammschlag wird durch eine Rammhaube und ein schlagverteilendes Zwischenmittel, wie Blei, Sand oder Sägespäne (Abb. 136—137), oder

*) Aus Brennecke, Der Grundbau.

auch nur durch ein aus Tauen geflochtenes Polster auf den Pfahlkopf übertragen, um diesen vor Zertrümmerung zu schützen. Die Schlagwirkung wird dadurch natürlich stark beeinträchtigt und die Rammarbeit verteuert. Es empfiehlt sich deshalb gerade für Eisenbetonpfähle das Einspülverfahren, welches durch Aussparen eines kleinen Kanales, durch Einlegen eines Blechrohres in der Pfahlachse wesentlich vereinfacht wird.

Eisenbetonpfähle lassen sich sicher aufpfropfen, indem man die Eisenstäbe am Kopfende ein Stück freilegt und in das aufzusetzende Stück mit einbetoniert. Das Aufpfropfen erfordert freilich eine umständliche Einrüstung und eine längere Rampaufe (mindestens 4 Wochen), bis die Verlängerung genügend erhärtet ist.

γ) Ortpfähle

werden in der Weise eingebracht, daß zunächst das Pfahlloch hergestellt und dann mit Beton ausgefüllt wird.

Ihr Einbau umgeht die Schwierigkeiten und Kosten, welche mit

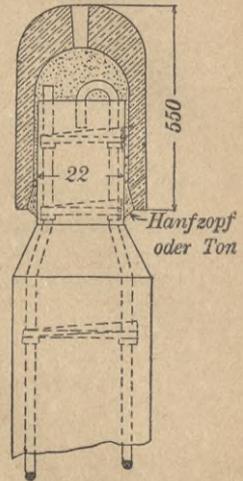


Abb. 136. Eiserner Rammhaube für Eisenbetonpfähle.

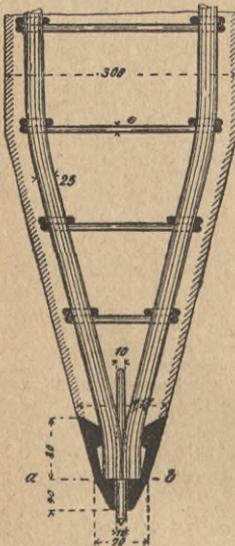


Abb. 135b. Eiserner Schuh für Eisenbetonpfähle.

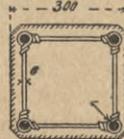
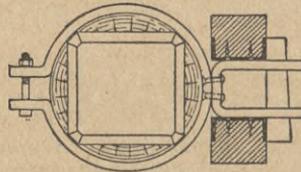
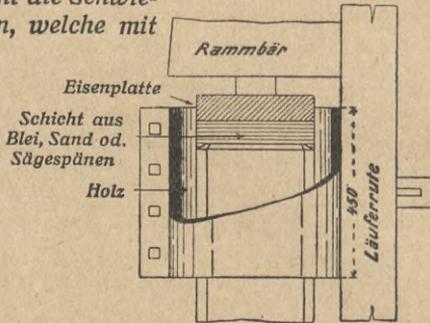


Abb. 137. Schlaghaube für Eisenbetonpfähle.

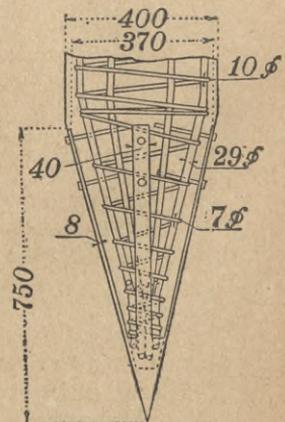


Abb. 135a. Spitze eines Eisenbetonpfahles.

dem Bewegen und Einrammen der schweren fertigen Eisenbetonpfähle verbunden sind.

Die verschiedenen Ortpfähle sind einmal nach der Art der Herstellung des Pfahlloches, sodann nach der Art der Ausfüllung zu unterscheiden.

I. Die **Herstellung des Pfahlloches** erfolgt entweder durch Rammung oder mit Hilfe von Bohrern und Bohrrohren (vgl. A. II. 4.).

1. Die **Rammung** hat den Vorzug, daß der Untergrund wie beim Einrammen fertiger Pfähle verdichtet und damit tragfähiger gemacht wird. Sie geschieht mittels Grundstößel oder eingerammter Eisenrohre mit Vollspitze.

a. Die **Grundstößel**, 80 cm ϕ (Abb. 140 b), 1000–2000 kg schwer, läßt man aus großer Höhe (bis 15 m) auf den Baugrund fallen und treibt dadurch Löcher in die Erde. Dieses Verfahren ist im allgemeinen nur bei verhältnismäßig gutstehendem Boden und über Grundwasser durchführbar.

Doch kann in gewissen Grenzen loserer Boden durch Einsetzen eines Eisenblechmantels gehalten, mäßiger Wasserandrang durch Einfüllen von Ton, der unter den Grundstößelschlägen gegen die Wandungen gepreßt wird, unterbunden werden.

b. **Eingerammte Rohre** werden der Kostenersparnis wegen entweder mit fortschreitender Ausfüllung wieder herausgezogen oder tunlichst dünnwandig gehalten, was voraussetzt, daß sie nicht selbst von den Rammschlägen getroffen werden.

α . Das **Wiedergewinnen der Rohre** wird dadurch ermöglicht, daß entweder das Rohr lose auf eine Vollspitze aus Eisen oder Eisenbeton, die im Boden bleibt, gesetzt wird (Abb. 141), oder eine Jungfer mit Rammspitze sich auf einen an das untere Rohrende genieteten Innenring aufsetzt (Abb. 138 a).

Das Rohr kann in letzterem Falle dünnwandig sein, weil es beim Einrammen nur auf Zug beansprucht wird.

β . **Dünnwandige Rohre**, die im Boden verbleiben, werden mit einer Vollspitze festverbunden (Abb. 142 a, vgl. Abb. 139 a) und diese mittels Jungfer eingetrieben.

2. Die **Herstellung des Pfahlloches mit Hilfe von Bohrern und Bohrrohren** hat den Vorzug, daß dabei Erschütterungen benachbarter Bauten ausgeschlossen sind,

daß infolgedessen und wegen des Fortfalls hoher Rammgerüste das Verfahren in Kellern bestehender Gebäude — zur Verstärkung der Grundbauten — anwendbar ist,

daß Hindernisse im Untergrund, wie Steine, Holz, mit entsprechenden Bohrern leicht durchfahren werden können,

daß durch die Bohrproben genauer Aufschluß über die Art des Untergrundes gewonnen wird, und

daß danach noch während des Einbaues die Pfahlänge bestimmt werden kann.

II. Die **Ausfüllung des Pfahlloches** erfolgt entweder mit Schüt beton oder mit Stampf (Preß) beton.

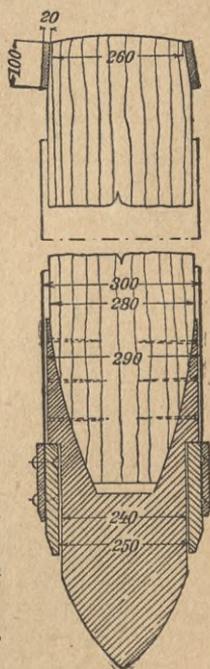


Abb. 138 a. Rammjungfer zur Innenrammung eines Rohres.

Steht Wasser im Pfahlloch, so ist der Beton mittels besonderer Schütteimer (vgl. B. IV. 3.) einzubringen, die bei Eisenbewehrung nur zwischen den Längsstäben Platz haben.

1. Schüttbodyeton in weicher oder flüssiger Masse (unter erhöhtem Zusatz von Zement) ist nur anwendbar, wenn die Pfahllochwandung unbewegt bleibt, also

entweder ohne Rohr (mit Grundstößeln) hergestellt wurde, oder als Rohr im Boden verbleibt.

2. Stampf- oder Preßbeton wird im allgemeinen dichter und fester.

Unbedingt muß der Füllbeton gestampft oder abgepreßt werden, wenn die Pfahlhülse wieder herausgezogen wird, damit er nicht von dieser mitgenommen wird, abreißt, Erde dazwischenstürzt und der Pfahl schließlich nur aus einzelnen Stücken besteht. Selbstverständlich muß beim Ziehen das untere Rohrende auch immer unter der jeweiligen Betonoberfläche bleiben.

Beim Stampfen und Abpressen wird der Beton in den vorher von der Rohrwandung eingenommenen Raum und auch in weichen Schichten des Untergrundes unter Bildung von Knollen und Wülsten gepreßt, wodurch die Tragfähigkeit des Pfahles erhöht wird.

a. Das Stampfen wird durch Grundstößel (Abb. 140 b) in freiem Fall oder durch Rammstößel, die Führung am Rohr haben, bewirkt.

α. Grundstößel werden durch Rammen mit rücklaufendem Seil und Nachlaufkatze (Abb. 138 b) in Bewegung gesetzt.

Wasser im Pfahlloch oder eine Eisenbewehrung dürfen nicht vorhanden sein.

β. Rammstößel in den Rohren werden durch niedrige Zugrammen auf und ab bewegt und sind, wenn kein Wasser und keine Eisenbewehrung vorhanden ist, einfacher Art.

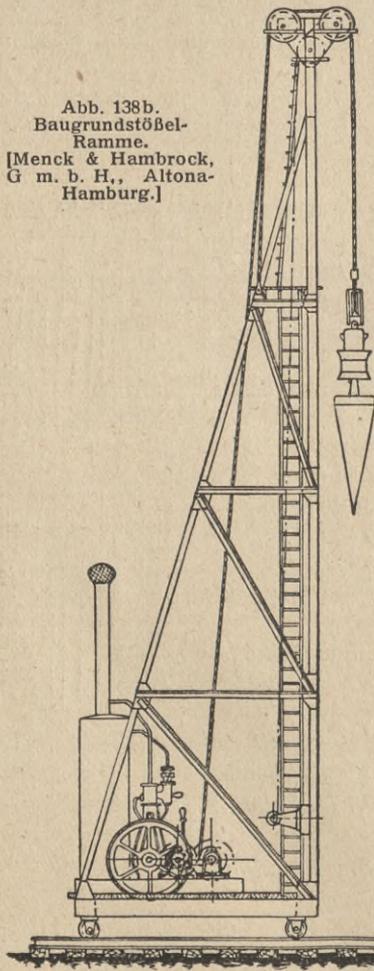


Abb. 138 b.
Baugrundstößel-
Ramme.
[Menck & Hambrock,
G m. b. H., Altona-
Hamburg.]

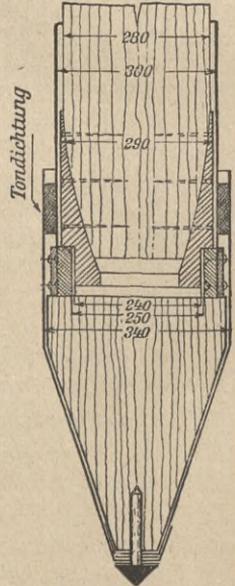


Abb. 139 a. Pfahlspitze „Mast“ für die Innenrammung eines Rohres.

Um im Grundwasser die Pfahllöcher wasserfrei zu halten, sind Rohre mit fester Vollspitze (Abb. 142 a), die im Boden verbleiben, das sicherste Mittel. Aber auch Pfahlspitzen mit kurzem Mantel, in den das Rohr eingesetzt und mit Ton eingedichtet wird (Abb. 139 a), ermöglichen das gleiche und bieten noch den Vorteil, daß das Rohr wieder herausgezogen werden kann, wenn es bis zum Grundwasserstand gefüllt ist und dem Ziehen entsprechend Beton nachgefüllt und gestampft wird.

Steht Wasser im Rohr, wie bei unten offenen oder Rohren mit loser Spitze, so muß zum Stampfen eine Jungfer (vergl. Abb. 140 a) verwendet werden.

Eine etwaige Eisenbewehrung wird, an einer Betonplatte befestigt (Abb. 139 b), zunächst ohne Querbewehrung in das Rohr eingelassen. Zum Stampfen wird ein Rammstößel mit Schlitzen für die Längsstäbe oder ein Rammhär, der zwischen diesen Platz hat und auf eine Eisenplatte mit entsprechenden Schlitzen wirkt (Abb. 139 b), benutzt. Eine in die Platte eingelassene und oben durch ein Führungskreuz gehaltene Eisenstange (Abb. 139 b, 140 a) dient als Läuferhülse und zum Herausziehen. Nach jedesmaliger Füllung wird ein Bügel über die Längseisen gestreift und miteingestampft.

Steht außerdem Wasser im Pfahlloch, so muß die dann zu verwendende Jungfer mit Schlitzen für die Eisenbewehrung versehen sein (Abb. 140 a).

b. Vorgenannte Erschwerungen des Stampfens bei Wasser oder Eisenbewehrung fallen fort, wenn der Füllbeton während des Anhebens der Rohre durch Wasser- oder Luftdruck abgepreßt wird.

III. Lotrechte Schwebepfähle, die einer Eisenbewehrung nicht bedürfen, erhalten zweckmäßig eine nach unten um 2÷4% verjüngte Gestalt, um die Reibung zwischen Pfahl und Erdreich zu erhöhen, wodurch an Pfahllänge gespart werden kann. Doch ist dies im allgemeinen nur mit dünnwandigen, in der Regel verlorenen Pfahlhülsen zu erzielen.

IV. Ein Schutz des Pfahlbetons in schwefelhaltigem Untergrund (vergl. C. I. S. 50) läßt sich bei verlorener Pfahlhülse durch Asphaltierung und Auskleidung ihrer Innenwandung mit Teerpappe ermöglichen. Doch sind Verletzungen der Schutzhülle durch das Tanzen der Jungfer unter den Rammschlägen nicht ausgeschlossen.

Sicherer ist es, in das Pfahlloch einen fertigen, mit Schutzhaut (vergl. C. III. 3.) versehenen Betonpfahl einzusetzen und in den Zwischenraum zwischen Pfahl und Wandung Zementmörtel mittels Preßluft einzupressen, wobei das Rohr, falls es nicht fest mit der Rammspitze verbunden ist, wiedergewonnen werden kann.

V. Die am häufigsten verwendeten Ortpfähle sind folgende:

Kompressolpfähle. Zur Herstellung des Pfahlloches und zum Abrammen des Füllbetons dienen Grundstößel (Abb. 140 b). Die Pfähle haben einen wechselnden Querschnitt bis 1,70 m ϕ . Ihre Bewehrung ist ausgeschlossen, doch finden sie auch zur Tiefgründung, namentlich in Gestalt gekuppelter Pfahlgruppen, Verwendung, da auch hierfür ihre Bewehrung in Anbetracht ihres geringen Schlankheitsgrades zu entbehren ist. Sie sind schon bis 12 m Tiefe ausgeführt worden.

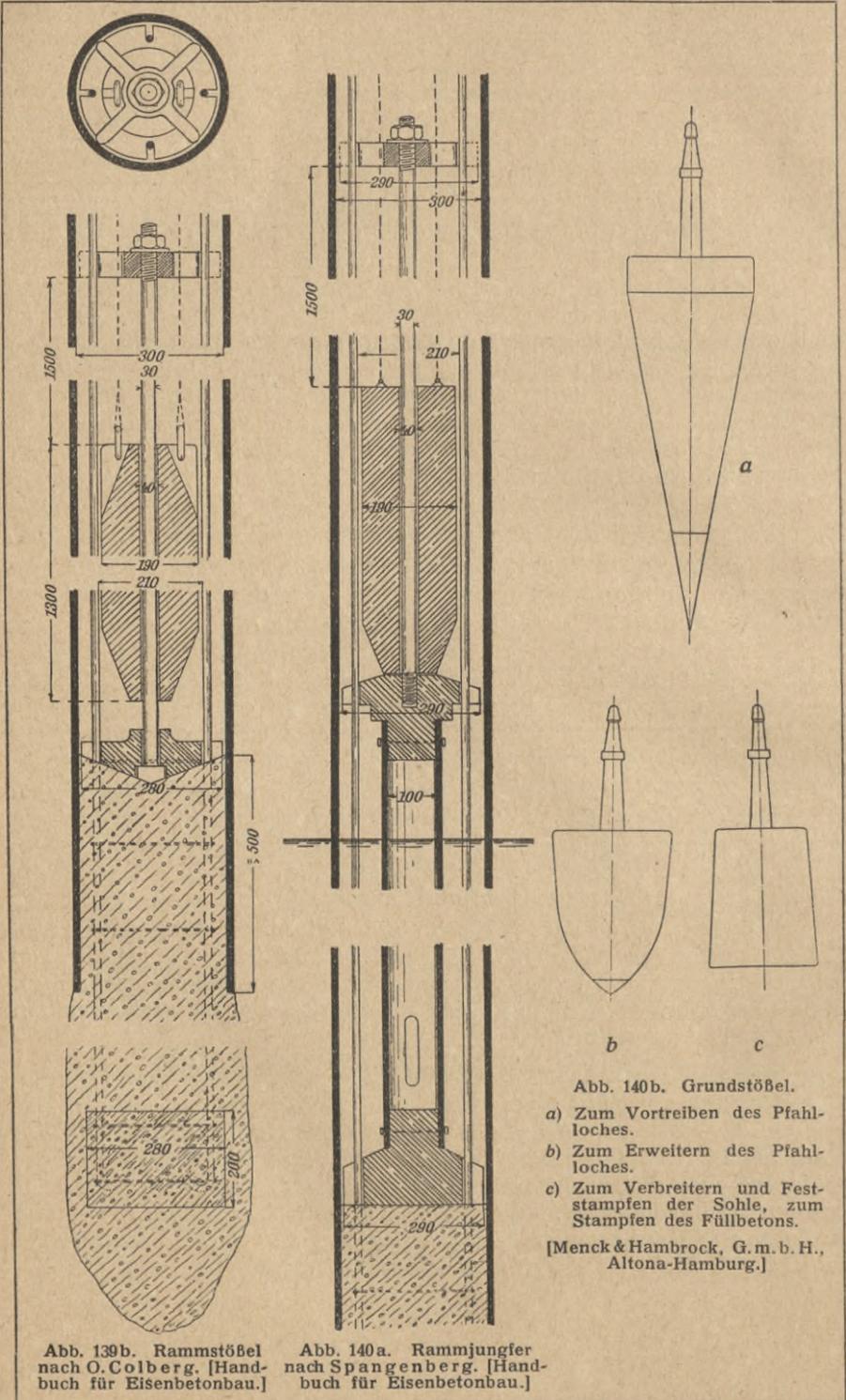


Abb. 139b. Rammstößel nach O. Colberg. [Handbuch für Eisenbetonbau.]

Abb. 140a. Rammjungfer nach Spangenberg. [Handbuch für Eisenbetonbau.]

Abb. 140b. Grundstößel.
 a) Zum Vortreiben des Pfahlloches.
 b) Zum Erweitern des Pfahlloches.
 c) Zum Verbreitern und Feststampfen der Sohle, zum Stampfen des Füllbetons.
 [Menck & Hambrock, G. m. b. H., Altona-Hamburg.]

Simplexpfähle (Abb. 141) und **Straußpfähle**, 25÷40 cm ϕ , werden beide hergestellt, indem ein versenktes Rohr schichtweise mit Beton ausgefüllt und unter stetem Stampfen des Betons wieder hochgewunden wird.

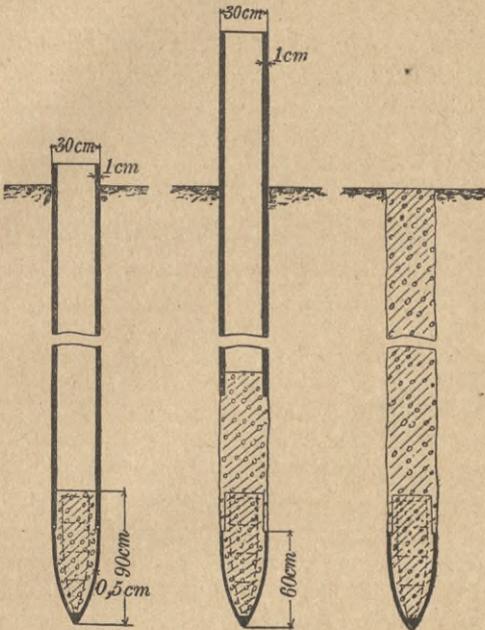


Abb. 141. Simplexpfahl.

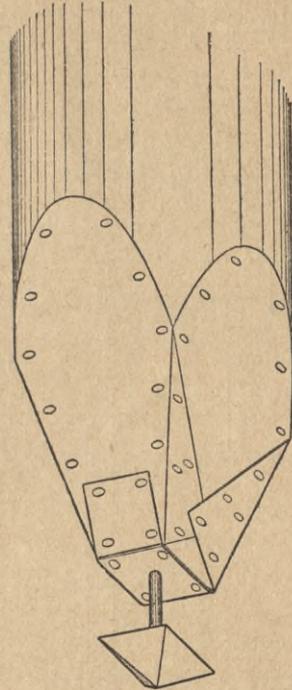


Abb. 142a. Spitze des Betonpfahls „Mast“. [Ansicht.]

Die beiden Pfahlarten unterscheiden sich nur dadurch, daß das Rohr beim Simplexpfahl auf eine Vollspitze lose aufgesetzt und eingerammt wird, beim Straußpfahl mittels Bohrer versenkt wird.

Betonpfähle „System Mast“ der Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin. Die Pfahlhülle besteht aus einem 1÷1,5 mm starken Eisenblechrohr mit 50 cm langer Holzspitze, über welche die Lappen des entsprechend aufgeschnittenen Rohrendes geklappt und mit ihr durch Nägel und einen von unten eingetriebenen Dorn mit kurzer Rammspitze verbunden werden (Abb. 142 a, vergl. Abb. 139 a). Die noch mit Asphalt vergossene Spitze wird mit Hilfe eines als Jungfer dienenden Holzpfahles eingerammt. Die Pfahlform bleibt im Boden und wird mit Beton ausgefüllt.

Nach einem neueren Verfahren „Bauart Michaelis-Mast“ wird die Pfahlform wiedergewonnen, nachdem sie entweder in den Mantel der Rammspitze eingesetzt und durch Innenrammung niedergetrieben (Abb. 139 a), oder mit Hilfe von Bohrern versenkt ist.

Zur Füllung der Pfahlform wird an dem Eisenkorb der Bewehrung eine gegen die Rohrwandung mit Ton abgedichtete Betonplatte langsam eingelassen und stetig Beton bis oben hin nachgefüllt.

Etwaiges Wasser im Pfahlloch wird dabei durch die als Kolben wirkende Betonplatte in ein in ihr befestigtes Gasrohr zum Auslauf über Gelände gedrückt.

Nach vollständiger Füllung wird das Gasrohr wieder herausgezogen, der Beton mit einer Tonschicht abgedeckt, das Rohr mit einer Abschlußhaube, die Anschluß an eine kleine Druckpumpe hat, versehen und das Innere unter einen Wasserdruck bis 35 at gesetzt, unter dem das Rohr hochsteigt und der Beton gegen das Erdreich und zusammengepreßt wird.

Preßbetonpfähle der August Wolfsholz Preßzementbau Aktiengesellschaft in Berlin.

Auf das fertig versenkte Bohrohr wird ein Verschußdeckel mit drei Durchbohrungen aufgeschraubt. Durch die eine wird ein Preßrohr bis nahe zum

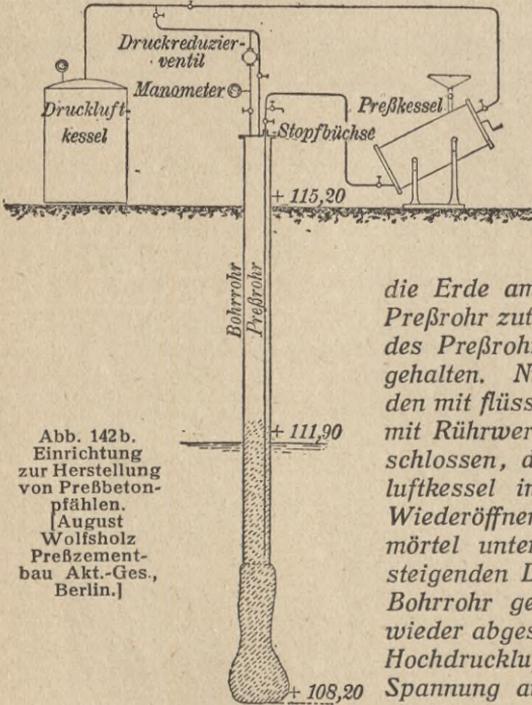


Abb. 142b.
Einrichtung
zur Herstellung
von Preßbeton-
pfählen.
[August
Wolfsholz
Preßzement-
bau Akt.-Ges.,
Berlin.]

Fuß des Bohrröhres geführt, die beiden anderen erhalten Anschluß an die Hochdruck- (5 ÷ 10 at) und die Niederdruckleitung (1 ÷ 2 at) des Druckluftkessels, der von einer Luftpumpe gespeist wird (Abb. 142b).

Durch Öffnen des Niederdruckluflthahnes wird im Rohr stehendes Wasser zum Teil in die Erde am Rohrfuß, zum Teil durch das Preßrohr zutage gedrückt und nach Abschluß des Preßrohres das Rohrinne wasserfrei gehalten. Nunmehr wird das Preßrohr an den mit flüssigem Zementmörtel gefüllten und mit Rührwerk versehenen Preßkessel angeschlossen, der seinerseits mit dem Druckluftkessel in Verbindung steht, und nach Wiederöffnen des Preßluflthahnes Zementmörtel unter einem den Innendruck übersteigenden Druck mehrere Meter hoch in das Bohrohr gepreßt. Nachdem das Preßrohr wieder abgeschlossen ist, läßt man durch den Hochdruckluflthahn Preßluft von 5 ÷ 10 at Spannung auf den Mörtel wirken, wodurch dieser unten aus dem Rohr getrieben wird und

je nach der Nachgiebigkeit des Bodens einen mehr oder weniger großen Klumpfuß bildet und zugleich das Rohr hochsteigt, je nach seiner Länge und dem auftretenden Reibungswiderstand noch gefördert oder gebremst durch Winden.

Nach Höherziehen des Preßrohres wird die Arbeit in gleichem Wechsel fortgesetzt, wenn das Bohrohr von vornherein mit grobem Kies oder Schotter angefüllt worden ist und dieser durch Auspressen mit Zementmörtel in Beton verwandelt werden soll.

Andernfalls wird nach Herstellung des Pfahlfußes der oberste, zutage gestiegene Rohrschuß abgeschraubt, das Rohr auf Rohrschußlänge mit Grob- beton angefüllt und nach Aufschrauben des Deckels wieder abgepreßt und so fort bis zur Fertigstellung des Pfahles.

b) Der Abstand der Rostpfähle

richtet sich nach der Größe des aufzunehmenden Druckes.

Reichen die Pfähle bis in festen Baugrund, so wird die Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles durch seinen Widerstand gegen Knicken bestimmt. Stehen sie auf ihre ganze Länge in weniger festem Boden, so wird ihre Tragfähigkeit am sichersten durch künstliche Belastung einiger vorher gesetzter Probepfähle ermittelt (Abb. 4).

Als Faustwert für ruhende Belastung empfiehlt Baurat Karl Bernhard, Berlin, 20–25 t, wenn der Pfahl bei den letzten Schlägen eines Bärs von 1 t Gewicht und 1 m Fallhöhe nicht mehr als je 1 cm zieht.

Nach Dipl. Ing. Schätzler gilt auf Grund Hamburger Erfahrungen bei Dampfrahmen von 1,5 t Bärgewicht und 3,5 m Fallhöhe als Faustregel:

Pfahl 35 cm ϕ ,	Einsenkung unter dem letzten Schläge	≥ 25 mm,	Tragkraft 35 t
" 40 " ϕ ,	" " " " " "	≤ 20 " "	40 "
" 45 " ϕ ,	" " " " " "	≤ 15 " "	45 "

Je größer die Tragfähigkeit der Einzelpfähle und je geringer der Druck des Gebäudes auf die Flächeneinheit ist, desto weiter dürfen die Pfähle auseinanderstehen. Üblich sind Abstände von 0,75–1,25 m.

Die Pfähle werden entweder in Längs- und Querreihen oder gegeneinander versetzt angeordnet. Die erste Anordnung wird gewöhnlich gewählt, wenn die Pfähle durch Schwellen und Zangen miteinander verbunden werden sollen, um jede durch die Verkämmung geschwächte Verbindungsstelle zwischen Schwellen und Zangen unmittelbar zu unterstützen. Die letztgenannte Anordnung hat dagegen den Vorzug, daß der Baugrund gleichmäßiger belastet und verdichtet wird, und wird daher gewählt, wenn Schwellen und Zangen fortfallen, wenn die Pfahlköpfe mit Beton überschüttet oder durch Eisenbetonbalken verbunden werden sollen.

c) Der Rost

verbindet die einzelnen Pfähle miteinander und hat den Druck des Bauwerks auf sie zu übertragen.

 α) Der Betonpfahlrost

wird seiner einfacheren Ausführung wegen meistens dem Holzrost vorgezogen. Über Grundwasser (Beton- und Eisenbetonpfähle) kann immer, im Grundwasser mitunter, wenn die Baugrube nicht tief ist und der Boden unter Wasser nicht zu stark fließt, eine Spundwand entbehrt werden.

Eine Wasserbewältigung ist entbehrlich, wenn eine Bewehrung des Betonrostes nicht vorgesehen ist. In diesem Falle wird die Baugrube, soweit sie unter Grundwasser reicht, unter Wasser ausgebaggert. Sodann werden die Pfähle gerammt, mit der Jungfer unter den Wasserspiegel geschlagen oder unter Wasser abgeschnitten. Schließlich wird auf die Pfahlköpfe eine Lage Beton von mindestens 75 cm Stärke geschüttet. Die Pfähle sollen 15–30 cm in den Beton eingreifen (Abb. 90).

Vielfach werden aber vor der Überbetonierung die Pfahlköpfe, um sie zusammenzuhalten, noch mit kräftigen Bandeseisen im Zickzack umwunden, was natürlich nur unter Wasserhaltung vorgenommen werden kann.

Auch die Herstellung über die Pfahlköpfe durchlaufender und mit ihnen durch die Bewehrung verbundener Eisenbetonbalken unter dem Grundwasserspiegel erfordert bis zum völligen Abbinden einen Pumpbetrieb.

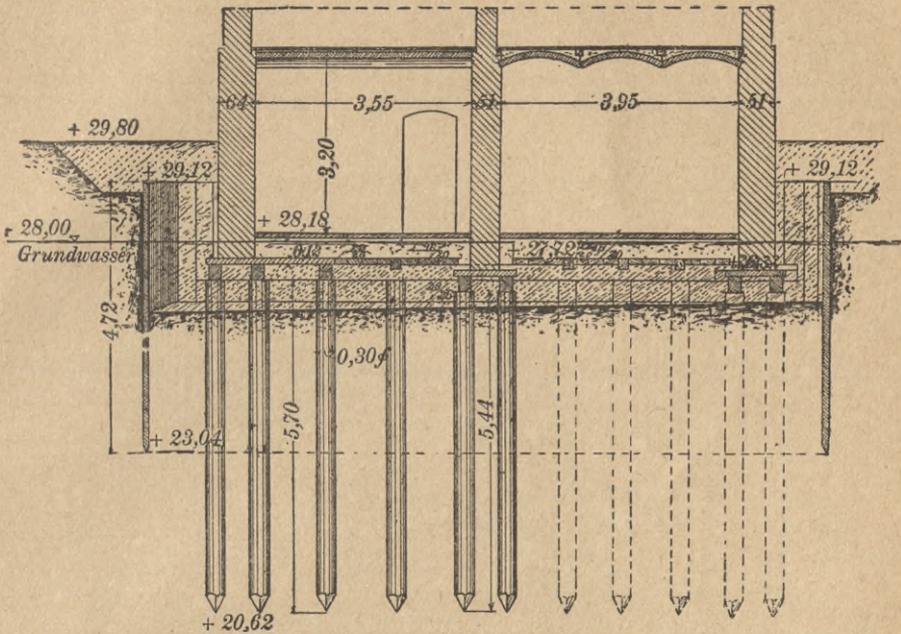


Abb. 143b. Schnitt C-D zu Abb. 143 a.

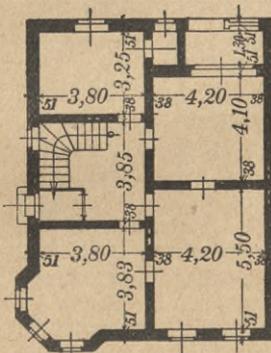


Abb. 143c. Erdgeschoß-Grundriß zu Abb. 143 a.

β) Der Holzrost

wird aus Schwellen, Zangen und einem Bohlenbelag zusammengesetzt. Er muß unter dem niedrigsten Grundwasserstande liegen. Um den Rost im Trockenen herstellen zu können, muß er deshalb mit einer Spundwand umschlossen sein (Abb. 143).

Die Schwellen, deren Stärke sich nach der Belastung und dem Abstand der Pfähle richtet, mindestens aber $\frac{20}{24}$ cm beträgt, werden meistens in der Längsrichtung der Grundmauern verlegt und mit den Pfählen verzapft (Abb. 143). Ihre Stöße werden über einem Pfahle angeordnet, als gerades Blatt (Abb. 144) oder als gerader Stoß (Abb. 145) ausgebildet und durch eiserne Laschen gesichert; sie sind gegeneinander zu versetzen.

Die Zangen, mindestens $\frac{16}{20}$ cm stark, werden im Abstand der Pfähle quer auf die Rostschwellen wenigstens 5—7 cm tief aufgekämmt. Zwischen den Zangen werden mindestens 10 cm starke Bohlen auf die Schwellen genagelt. Man wählt die Kammtiefe der Zangen und die Stärke der Bohlen so, daß die Zangen entweder bündig mit den Bohlen liegen oder gerade um ein oder zwei Schichten überstehen.

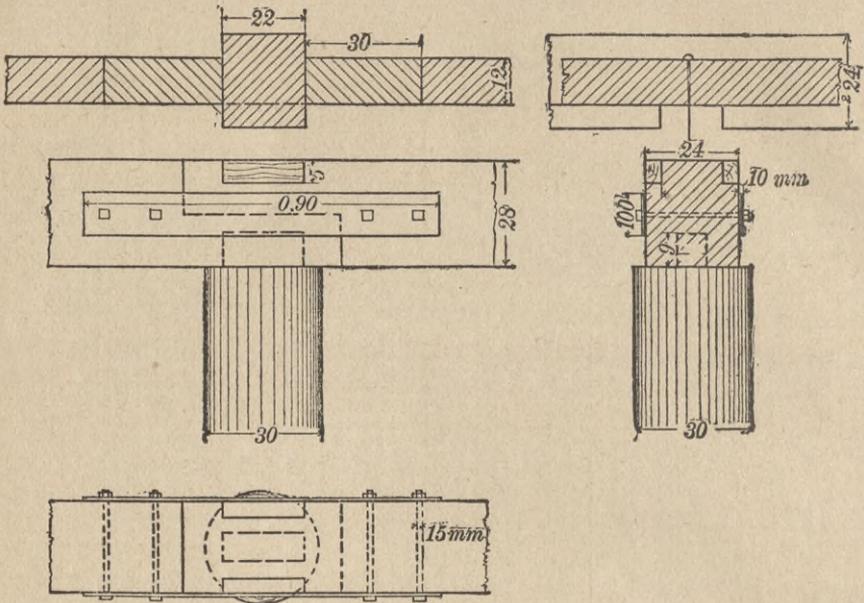


Abb. 144. Gerader Schwellenstoß mit Zangen und Bohlen.

Stoßen zwei Mauern in einem Winkel zusammen, so läßt man ähnlich wie bei dem Schwellrost die Schwellen der einen Richtung als Zangen über die der anderen hinweggreifen, wobei entweder die Schwellen und Zangen überblattet (Abb. 146) oder die Rostpfähle der beiden Mauern verschieden hoch abgeschnitten werden müssen, so daß ein Absatz entsteht (Abb. 147).

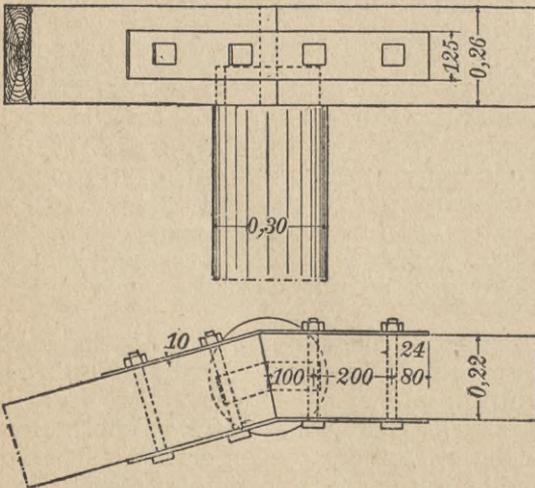


Abb. 145. Schräger Schwellenstoß

Letzteres ist vorzuziehen, weil dabei die Hölzer weniger geschwächt werden als bei der ersten Anordnung; doch läßt sich diese nicht immer vermeiden, nur ist dafür Sorge zu tragen, daß die geschwächten Kreuzungstellen unmittelbar durch Pfähle unterstützt sind.

Ist der Schnittwinkel spitz oder stumpf, so läßt man Zangen und Bohlen allmählich in die Schwellenrichtung der anderen Mauer übergehen, damit die Bohlen in genügender Breite über alle Schwellen hinweggreifen (Abb. 147a).

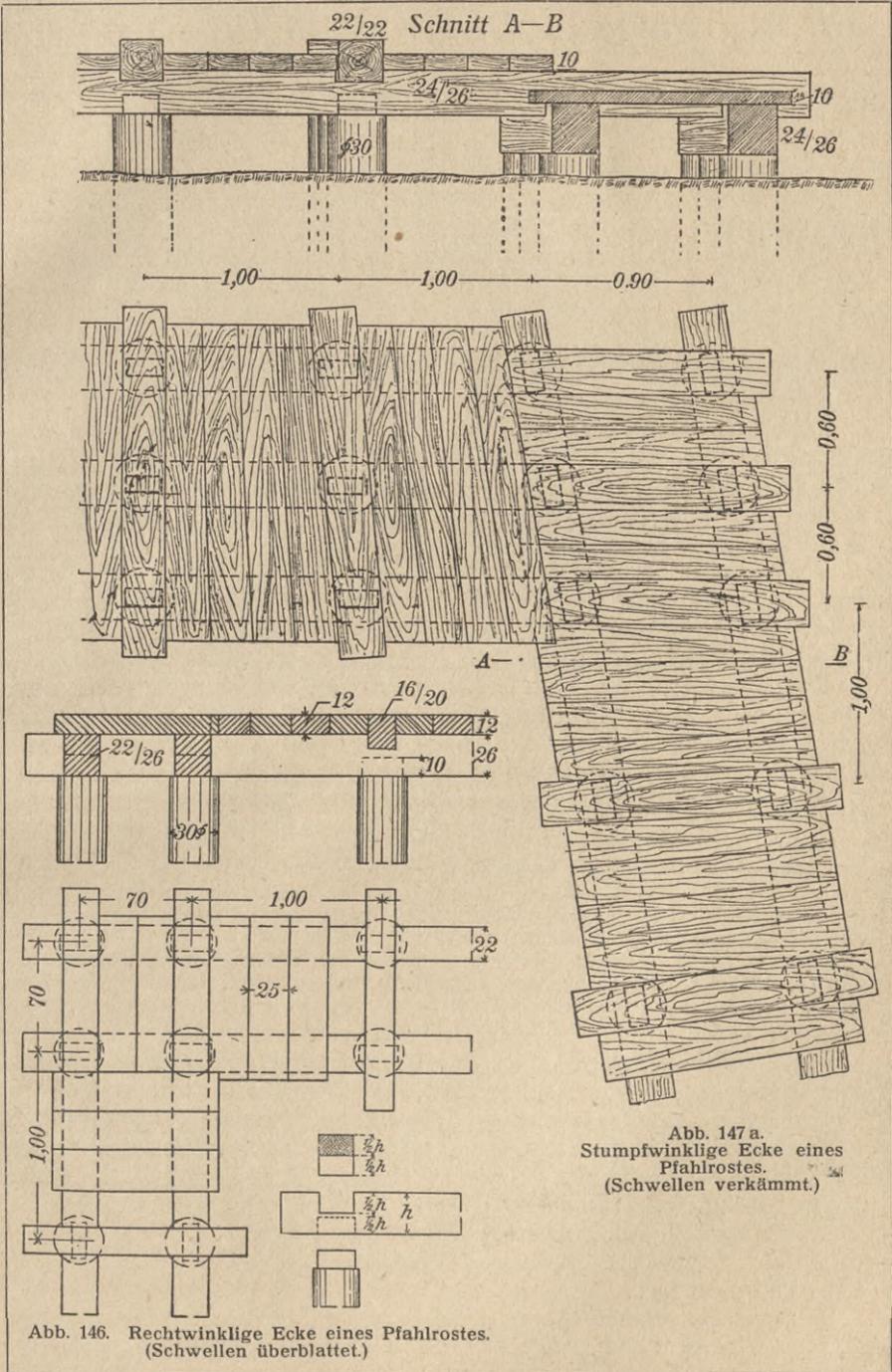


Abb. 147 a.
Stumpfwinklige Ecke eines
Pfahlrostes.
(Schwellen verkämmt.)

Abb. 146. Rechtwinklige Ecke eines Pfahlrostes.
(Schwellen überblattet.)

III. Abdichtung der Keller gegen Grundwasser.

Je nach Art der Abdichtung der die Keller umschließenden Sohle und Wände sind zu unterscheiden:

- a) *Durchdringende Dichtung*, bei der die tragenden Bauteile durch und durch wasserdicht, vornehmlich mit Hilfe hydraulischen Mörtels, zuweilen auch noch unter Zusatz porenfüllender Stoffe, hergestellt werden.
- b) *Innenhautdichtung*, bei der nur ein wasserdichter Innenputz, auch wohl noch verstärkt durch einen Anstrich, auf die tragende Umhüllung aufgebracht wird.
- c) *Außenhautdichtung*, bei der Sohle und Wände auf und gegen eine undurchlässige Schicht, gewöhnlich aus Teerpappe und Asphaltkitt, gesetzt werden.

Unerläßliche Vorbedingung für den Erfolg aller Dichtausführungen unter dem Grundwasserspiegel ist, daß die Umschließung des Hohlraumes nicht einem einseitigen Wasserdruck ausgesetzt wird, bevor das Mauerwerk, der Beton, der Putz soweit erhärtet ist, daß das Durchdringen von Wasser, das Entstehen von Rissen unter dem Wasserdruck von außen ausgeschlossen ist. Es muß daher das **Grundwasser** nicht allein während der Ausführung, sondern je nach der Druckhöhe und der Art der Abdichtung auch noch 1 bis 3 Wochen nach Beendigung der Dichtungsarbeiten **unter** der **Gründungssohle** gehalten werden.

Es läßt sich dies am sichersten durch Absenkung des Grundwasserspiegels (B. IV. 1.) erreichen, da hierbei das Wasser bei etwaigem Aussetzen der Pumpe nicht so schnell ansteigt wie bei offener Wasserhaltung zwischen Spundwänden (B. IV. 2.).

Bei offener Wasserhaltung muß auch verhindert werden, daß das hinter der Spundwand stehende Grundwasser durch diese, wenn auch unter vermindertem Druck, in die noch nicht abgebundene Abschlußwand dringt und deren Dichtwerden vereitelt. Am sichersten geschieht dieses durch Freihalten eines Schlitzes zwischen Spundwand und Kellermauer bis zur ausreichenden Erhärtung letzterer. Doch wird dadurch die Ausführung in Beton, weil zwei Schalwände erforderlich werden, außerordentlich erschwert.

Leichter, aber nicht so sicher und immer noch umständlich wird der gestellten Forderung entsprochen, wenn die Spundwand mit lotrecht stehendem, dichtem Rohrgewebe als einer Art Drainage, die bis zur Sohle reicht, gespannt und nun erst die Abschlußwand dagegengesetzt wird.

Müssen Pumpensumpf- oder Rohrbrunnen innerhalb des Hausgrundrisses untergebracht werden, wie es auf beschränkter Baustelle in der Stadt oft nicht anders möglich ist, so werden, um an diesen Stellen die Abdichtung nicht in Frage zu stellen, sog. **Brunnentöpfe** (Abb. 147b) in die Kellersohle dicht eingebaut. Es sind dies kurze Rohre von solcher Weite, daß Brunnenrohr oder Saugkopf glatt durch sie hindurchgeht. Sie werden beim Einsetzen der Pumpenleitung über diese gestreift, um sie bei Herstellung der Sohle in diese ohne Unterbrechung des Pumpbetriebes einbetonieren zu können.

Ist eine Außenhautdichtung vorgesehen, so besteht der Brunnentopf aus zwei Rohrschüssen, zwischen deren besonders breite Flansche die

Dichtungshaut eingeklemmt wird (Abb. 147 b). Die durchdringende und die Innenhautdichtung bedürfen keines Rohrstoßes mit Flanschen. Letztere wird an den Brunnentopf angeschlossen, indem die ganze Fläche des Trichters, zweckmäßig als regelrechter Kegelstumpf ausgebildet, bis dicht an den oberen Flanschen entsprechend bearbeitet wird (punktierte Linie in Abb. 147 b).

Der endgültige Abschluß erfolgt, wenn die Pumpenleitung herausgezogen und Kies oder Beton nachgefüllt ist, durch Aufschrauben eines Blindflansches, was sich auch noch unter etwaigem Wasserandrang bewerkstelligen läßt, und Ausbetonieren des Trichters in der Sohle.

Bei Ausführung wasserdichter Keller empfiehlt es sich in der Regel, zunächst die Sohle, die ja in Rücksicht auf den äußeren Wasserdruck eine größere Stärke als sonst oder eine Eisenbewehrung erhält, im Zusammenhang herzustellen und auf sie die aufgehenden Wände und Pfeiler zu setzen, um die Sohlendichtung an keiner Stelle zu unterbrechen und den Anschluß der Außenwanddichtung an sie einfach zu gestalten. Erscheint die Sohle nicht stark genug, um eine ausreichende Verteilung des Druckes der Wände und Pfeiler auf den Baugrund zu übernehmen, so ist sie unter diesen entsprechend zu verstärken (vgl. Abb. 147 e).

Vor dem Aufsetzen der Wände ist der Sohlen-Beton ebenso wie an sonstigen Unterbrechungsstellen sorgfältig aufzurauen, gehörig anzunässen und mit einer recht fetten, aber dünnen Anschlußschicht zu versehen.

Abweichend von der vorempfohlenen Ausführungsart ist eine von Boon, Amsterdam, die auch zur Abdichtung vorhandener Keller geeignet ist. Sie besteht in einem innen an die Außenwände angehängten und auf ihren Fuß aufgestützten Eisenbetontrog (Abb. 147 c).

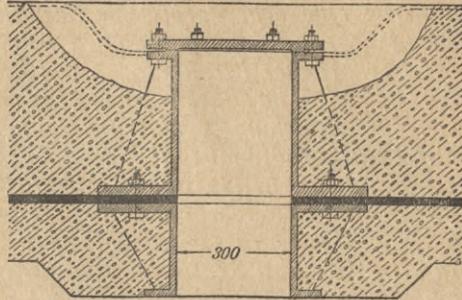


Abb. 147 b. Brunnentopf.

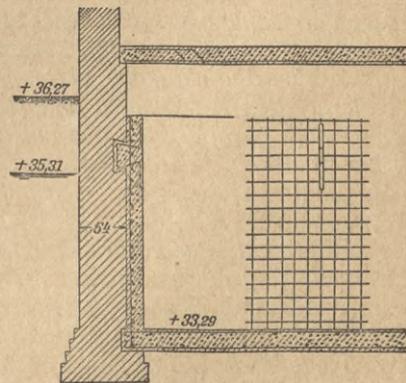
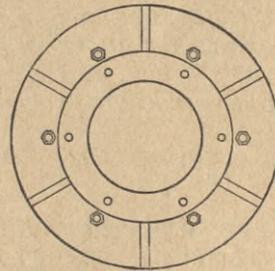


Abb. 147 c. Kellerabdichtung nach Boon. [Handbuch für Eisenbetonbau.]

1. Durchdringende Dichtung

erfordert eine sehr sorgfältige Herstellung des Mauerwerks oder Betons, kommt aber, da dazu gewöhnlich keine besonders erfahrenen Unternehmer und Facharbeiter herangezogen werden, die Gewähr für die Güte der Ausführung bieten, im allgemeinen nur für mäßigen Wasserdruck in Betracht.

Zur Erzielung von Wasserundurchlässigkeit genügt an sich der **Portlandzementmörtel**, wenn er in fetterer Mischung mit rissefreiem, undurchlässigem Steinmaterial verarbeitet wird.

Nach der älteren, zurzeit fast noch überwiegend vertretenen Anschauung soll die Mischung so gewählt werden, daß der Zementmörtel dicht im physikalischen Sinne ist, daß der Hohlraum zwischen den Sandkörnern vollständig mit Zement ausgefüllt ist.

Dieser Hohlraum läßt sich aus dem Gewichtsunterschiede eines mit Sand gestrichen vollgefüllten, sodann mit Wasser langsam aufgefüllten dichten Meßgefäßes genau genug bestimmen (in cm^3). Er ist um so geringer, je verschiedener der Durchmesser der einzelnen Sandkörner ist; er beträgt etwa $20 \div 33\frac{1}{3}\%$ und, da 1 cm^3 abgebundenen Zementes rd. $\frac{4}{3} \text{ cm}^3$ Zementpulvers (Raumgewicht 1,4) entspricht, demnach das erforderliche Mischungsverhältnis

$$1 : \frac{100 - 20}{\frac{4}{3} 20} \text{ bis } 1 : \frac{100 - 33\frac{1}{3}}{\frac{4}{3} 33\frac{1}{3}}, \text{ d. i. } 1 : 3 \text{ bis } 1 : 1,5.$$

Für Beton aus dem üblichen Kiessand liegt, wenn er dicht werden soll, das Mischungsverhältnis zwischen denselben Grenzen. Schotter hat rd. 50% Hohlräume und darf daher in der dem Zementmörtel gleichen Menge diesem zugesetzt werden. Daher Mischungsverhältnis für dichten Schotterbeton: $1 : 3 : 4$ bis $1 : 1,5 : 2,5$.

Durch möglichst gemischtkörnigen Zuschlag, erforderlichenfalls unter Vermengung verschiedener Sand- und Kiessorten, kann, soweit es die verlangte Festigkeit zuläßt, Zement erspart werden, wodurch zugleich die gerade für Abdichtungen verhängnisvolle Gefahr der Ribbildung, die besonders fetten Mischungen anhaftet, vermindert wird. Doch muß dann der Beton aufs sorgfältigste und wirkungsvollste gestampft werden, damit ja keine Hohlräume verbleiben, und in den ersten 2 bis 3 Wochen dauernd naß gehalten werden, damit es an dem zum Abbinden und Erhärten nötigen Wasser nicht fehlt.

Angesichts der vorerwähnten Arbeiterschwerungen ist es, neuerer Anschauung folgend, vorzuziehen, den Beton in fetterer Mischung weich zu verarbeiten und höchstens leicht zu stampfen, wie es ja bei Eisenbeton überhaupt nicht anders möglich ist. Solcher Beton wird zwar nicht dicht im physikalischen Sinne, aber doch wasserundurchlässig, zuverlässiger als Stampfbeton, bei dem es infolge Unachtsamkeit an der nötigen Kornmischung oder dem nötigen Zement, an dem nötigen Stampfen und dem nötigen Wasser zum Abbinden fehlen kann. Selbstverständlich darf auch weicher Beton keine großen Hohlräume enthalten, was besonders beim Zusatz von Schotter zu beachten ist, und muß bis zur ausreichenden Erhärtung dauernd feuchtgehalten werden.

Eine erhöhte Gewähr für die Undurchlässigkeit von Mauerwerk oder Beton und zugleich gegen Ribbildung infolge allzu fetter Mischung bietet ein Zusatz von 0,5 bis 0,7 Raumteilen Traß zu 1 Raumteil Zement. Ein Zementtraßmörtel 1 : 0,7 : 4 ist schon wasserdicht und in der Mischung 1 : 0,7 : 3 gewöhnlichem Zementmörtel 1 : 3 in der Festigkeit bei Erhärtung an der Luft gleich, unter Wasser sogar überlegen. Jedoch erfolgt die Erhärtung und die Zunahme der Festigkeit des Zementtraßmörtels langsamer und erreicht erst nach etwa 18 Tagen die des Zementmörtels. Es muß daher bei Zementtraßbauten das Naßhalten in der ersten Zeit ganz besonders und länger beachtet werden, und darf die Wasserhaltung erst später abgestellt werden als bei Zementbauwerken. Der Schotter für Beton kann nach früherem dem Zementtraßmörtel in der gleichen Menge beigemischt werden.

Bei der Naßbetonierung (B. IV. 3.) hat der Zementtraßbeton den Vorzug, weniger Schlamm (Betonseife) zu bilden als der Zementbeton.

Es sei noch bemerkt, daß ein Mörtel aus 1 R.-T. Zement, 1½ R.-T. Traß, ¾ R.-T. Fettkalkteig (oder 1½ R.-T. Fettkalkpulver oder 2 R.-T. Magerkalkstaub) und 4 R.-T. Sand unbedingt wasserdicht sein soll, aber noch langsamer abbindet als Zementtraßmörtel.

Um die nötige Wasserundurchlässigkeit zu erzielen, werden dem Zementmörtel auch wohl folgende Stoffe zur Porenfüllung beigemischt:

Seife	8 ÷ 10	kg/m ³	lose	Mörtelmasse
Öl, nicht ranzig werdendes, besonders Leinöl	20	"	"	"
Seife und Alaun gemeinsam	je 8	"	"	"
Tonerde	25 ÷ 30	"	"	"
Tonerde und Alaun gemeinsam	25 bzw. 8	"	"	"

Diese Zusätze kommen jedoch nur in feinporigem, also nicht magerem Mörtel und nur gegen geringen Wasserdruck zur ausreichenden Wirkung und sind, weil sie, namentlich Öl, die Haftfestigkeit verringern, bedenklich, ganz besonders für Eisenbetonbauten.

Tonerde und Alaun werden trocken mit dem Zement vermischt, Alaun auch, wie die Seife, aufgelöst dem Wasser zugegossen, Öl dem fertigen Mörtel beigemischt.

Ein Sonderdichtungsmittel ist Aquabar, das zu 2 kg/m³ Zementmörtel, 1 kg/m³ Betonmasse mit dem Anmachewasser verrührt wird.

Eine große Ersparnis an Wasserhaltungs- und Baukosten bei der Herstellung wasserdichter Keller scheint der „hochwertige Zement“ in Aussicht zu stellen, da es nach neuesten Versuchen gelungen ist, mit ihm ohne besonders sorgfältige Auswahl der Zuschläge einen in kürzester Frist (2 Tage) völlig wasserundurchlässigen Beton von hoher Festigkeit herzustellen.

Die Gefahr der Ribbildung infolge Schwindens und Temperaturwechsels nimmt mit der Stärke und Ausdehnung der Bauteile zu. Wenn auch in Kellern nach Einbau der Decken größere Wärmeunterschiede nicht mehr zu befürchten sind, so können doch Schwindrisse und vorher entstandene Temperaturrisse die erstrebte Wasserdichtigkeit zunichte machen und kostspielige Ausbesserungen erfordern. Es empfiehlt sich daher, die durchdringende Dichtung auf mäßige Stärken (bis 25 cm) und Ausdehnungen (bis 30 m) zu beschränken und bei größeren Abmessungen andere Arten der Abdichtung vorzuziehen.

2. Innenhautdichtung

eignet sich für Wasserdrücke bis 6 m. Sie ist jederzeit, auch in alten Kellern ausführbar, insofern nur das Grundwasser während dessen und noch 1 bis 2 weitere Wochen unter Kellersohle gehalten wird oder auch vielleicht infolge trockener Jahreszeit schon steht. Ihre Herstellung erfordert jedoch durchaus erfahrene und zuverlässige Facharbeiter. Solche vorausgesetzt, genügt ein **Zementputz** folgender Art:

Zunächst wird die zu verputzende Fläche mit dem Spitzhammer gehörig aufgeraut, gründlich gereinigt und angenäßt und hierauf mit der Kelle ein 7÷8 mm starker Zementputz 1:1 bis 1:2 aufgetragen, zu dem nur reiner scharfer Sand von gemischtem Korn zu verwenden ist. Nach Abbinden wird eine zweite Schicht von 7÷8 mm in 1:1 aufgezogen und mit der Weichholzscheibe (Abb. 147d) eben und sauber ab-

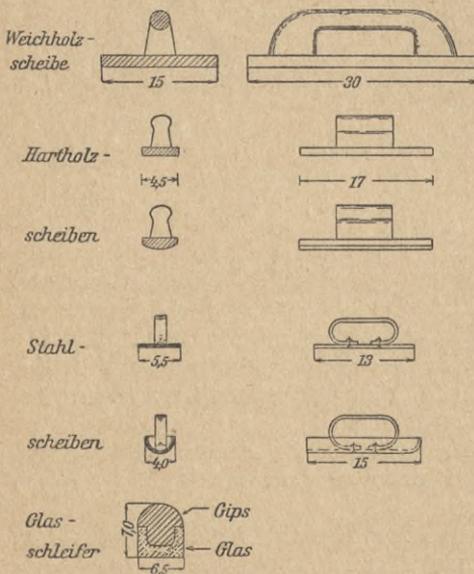


Abb. 147 d. Schleifgeräte zur Herstellung wasserdichten Zementputzes. [Handbuch für Eisenbetonbau.]

gerieben. Sowie der zweite Auftrag gut angezogen hat, wird trockenes Zementpulver in dünner Schicht mit der Hartholzscheibe (Abb. 147d) eingerieben und die Oberfläche mit der Stahlscheibe und dem Glas-schleifer (Abb. 147d) specksteinartig geglättet, wobei einzelne nicht mehr einzureibende Sandkörnchen abgefegt werden. Doch hat man sich vor dem „Totreiben“ („Blaubügelputz“) zu hüten. Kanten und Kehlen sind möglichst mit einem Halbmesser von wenigstens 6 cm ab- und auszurunden, zu deren Glättung abgerundete Holz- und Stahlscheiben (Abb. 147d) dienen. Selbstverständlich muß der Putz in der ersten Zeit vor Sonnenbestrahlung geschützt und öfters angenäßt werden.

Da das unbedingt feste Anhaften des Putzes von größter Wichtigkeit ist, empfiehlt es sich, so weit es der Bauvorgang zuläßt, den Putz auf den fertiggestellten Tragbeton möglichst frühzeitig aufzubringen.

Unabhängig von Alter und Glätte der Oberfläche ist die Herstellung eines dichten Putzes nach dem **Torkret**-Verfahren, wobei der Mörtel oder Feinbeton (bis 10 mm Korngröße) unter einem Druck von 2÷4 at mit einer Geschwindigkeit von etwa 100 m/sek auf die vorher gründlich gereinigte und angenäßte Fläche geblasen wird. Hierzu gehört eine Gebläsemaschine, „Tektor“ genannt, und eine damit durch Schlauchleitung verbundene Luftpresse, die durch einen Elektro- oder Benzinmotor angetrieben wird.

Der mit $\frac{1}{8} \div \frac{1}{2}$ des erforderlichen Anmachewassers angefeuchtete Beton wird in den oberen Preßluftkessel des Tektors geschüttet und fällt nach dessen Verschluss und Öffnen eines Zwischenventils in den unteren Preßluftkessel, worauf dieser wieder verschlossen und der obere geöffnet und nachgefüllt wird, so daß ein ununterbrochener Betrieb gewährleistet ist. Aus dem unteren Kessel wird der Beton mittels Preßluft in einen 32 mm weiten, 9 mm starken und durch 4 \div 5 Gewebelagen geschützten Gummischlauch bis zur Mündungsdüse (in der Wagerichten bis auf 250 m, in der Höhe schon bis auf 80 m) gepreßt, dort mit Wasser durch selbsttätiges Ansaugen aus einer Leitung gesättigt und herausgeschleudert. Die Sandkörner und Kieselchen prallen zunächst, bis sich ein dünnes Zement- und danach Mörtelbett niedergeschlagen hat, von der in Angriff genommenen Fläche ab, lassen sich aber ohne weiteres wieder zu Mörtel und Beton verarbeiten. Die Stärke der Schicht wird man beschränken, weil Schichten frischen Gebläsebetons über 2 \div 4 cm Stärke sich nicht an Decken- und Wandflächen halten, auch mehr zur Ribbildung neigen, und wird deshalb lieber mehrere Schichten übereinander legen, wobei etwaige Schwindrisse der unteren abgebundenen Schicht mit der folgenden wieder zugeblasen werden.

Die Haftfestigkeit war bei Versuchen auf Glas(!) 3 kg/cm^2 , Undurchlässigkeit noch bei 4 at Wasserdruck vorhanden und die Druckfestigkeit $1\frac{1}{2}$ mal höher als die von Probewürfeln gleicher Zusammensetzung.

Verbreitung haben auch **Sondererzeugnisse** zur Herstellung eines wasserdichten Putzes gefunden, unter anderen

Ceresit, ein hellfarbiger butterweicher Brei, mit dem Anmachewasser des Zementmörtels zu $\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}$ der Wassermenge zu einer milchigen Flüssigkeit verrührt,

Biber, zu $2\frac{1}{2}$ kg einer Mörtelmasse von 1 Sack Zement, 3 Sack Sand und dem nötigen Wasser beigemischt, in zwei Schichten aufgetragen und sauber geglättet,

Asbestzement, zu 1 R.-T. mit 3 R.-T. Wasser ohne Sandzusatz zu einem Brei angerührt und 10 \div 15 mm stark aufgetragen.

Als dichtungserhöhender Anstrich gilt das Fluatieren. Die sog. **Keflerschen Fluat** werden in der Lösung von 1 kg Magnesiumfluatkrystalle in 10 l Wasser auf die glattgeputzte, möglichst schon dicht eingeschliffene Fläche mit Pinsel oder Bürste aufgestrichen und nach 24 Stunden in der Lösung 1 : 5 noch einmal, erforderlichenfalls nach weiteren 24 Stunden noch ein drittes Mal.

Weniger eignen sich als Innendichtung gegen den Außendruck des Grundwassers Anstriche mit Asphalt, auch mit den als wasserdichter Innenanstrich von Behältern bewährten Sondermitteln, wie Inertol, Siderosthen, Preolit.

Jede Innenhautdichtung ist selbstverständlich gegen Beschädigung durch in den Kellern vorgenommene Arbeiten sorgfältig, am einfachsten durch einen Schutzbeton von 6 \div 10 cm Stärke, zu schützen.

Für schwierigere Fälle, insbesondere für tiefe Schächte geringeren Querschnitts (Tauchkolben, Fahrstühle) kann ein genietetes Eisenblechtrug als Abdichtung in Frage kommen, der zum Schutz gegen Rost außen nach dem Wolfsholzschens Preßzement-Verfahren (vgl. C. II. 3. a) γ) mit Feinbeton hinterpreßt, innen mit Zementmörtel verputzt wird.

3. Außenhautdichtung

ist verwendbar bis zu unbegrenzter Druckhöhe, erfordert aber sorgfältigste Ausführung und deshalb zweckmäßig die Übertragung an Sonderunternehmer, die eine Gewähr für den Erfolg übernehmen.

Für die Außenhautdichtung könnten an sich auch die schon als Innenhautdichtung genannten wasserdichten Putzschichten, wie eingeschliffrer oder Torkret-Zementputz mit oder ohne Zusätze auf einer verhältnismäßig schwachen Unterschicht verwendet werden. Doch ist bei diesen das Entstehen nachträglicher Risse nicht ganz ausgeschlossen. In der Außenhaut sind aber wegen der sie überdeckenden tragenden Bauteile größerer Stärke (Sohle und Wände) Lage und Verlauf der Risse schwer festzustellen, sowie Undichtigkeiten nur mit verhältnismäßig großen Kosten zu beseitigen.

Infolgedessen wird gewöhnlich eine **elastische Außenhaut**, deren Undurchlässigkeit etwaige Sprünge und Risse des anschließenden Mauerwerks oder Betons nicht in Mitleidenschaft ziehen, vorgezogen.

Diese besteht aus mehreren Lagen 60er Teerpappe ($60 \text{ m}^2/100 \text{ \AA}$) mit Zwischen- und Deckschichten aus Asphaltkitt. Die eigentliche Abdichtung liegt letzterem ob, während der Pappe die Aufgabe zufällt, durch ihre Nachgiebigkeit etwa entstehende Risse des Mauerwerks oder Betons zu überbrücken und den Asphalt mitzunehmen, ihn zur risselosen Dehnung zu zwingen.

Der Asphaltkitt ist aus Natur- und Kunstasphalt (Steinkohlenprodukt) zu mischen, um beider Eigenschaften zu ergänzen. Der Naturasphalt ist zwar in seiner Zusammensetzung beständiger und chemischen Einflüssen gegenüber weniger empfindlich, jedoch spröder als Kunstasphalt. Der Asphaltkitt soll dementsprechend beide Arten je zur Hälfte, jedenfalls nicht unter 30% Naturasphalt enthalten.

Die Herstellung der Dichtungshaut verlangt eine Unterlage aus einer 10÷15 cm starken, ebenen, völlig trockenen Betonschicht, die an den Seiten auch durch eine leichter ausführbare, glatt verputzte Ziegelsteinwand von $\frac{1}{2} \div 1$ Stein (Abb. 147e) ersetzt werden kann. Kehlen, wie zwischen Sohle und Wand, sind mit 5÷10 cm Halbmesser auszurunden (Abb. 147e). Die Papprollen werden in den einzelnen Lagen in gleicher Richtung (also nie sich kreuzend) so ausgerollt, daß sich die Stöße jeder Lage 10 cm überdecken und die Stöße zweier Lagen um eine halbe Rollenbreite zu einander versetzt sind.

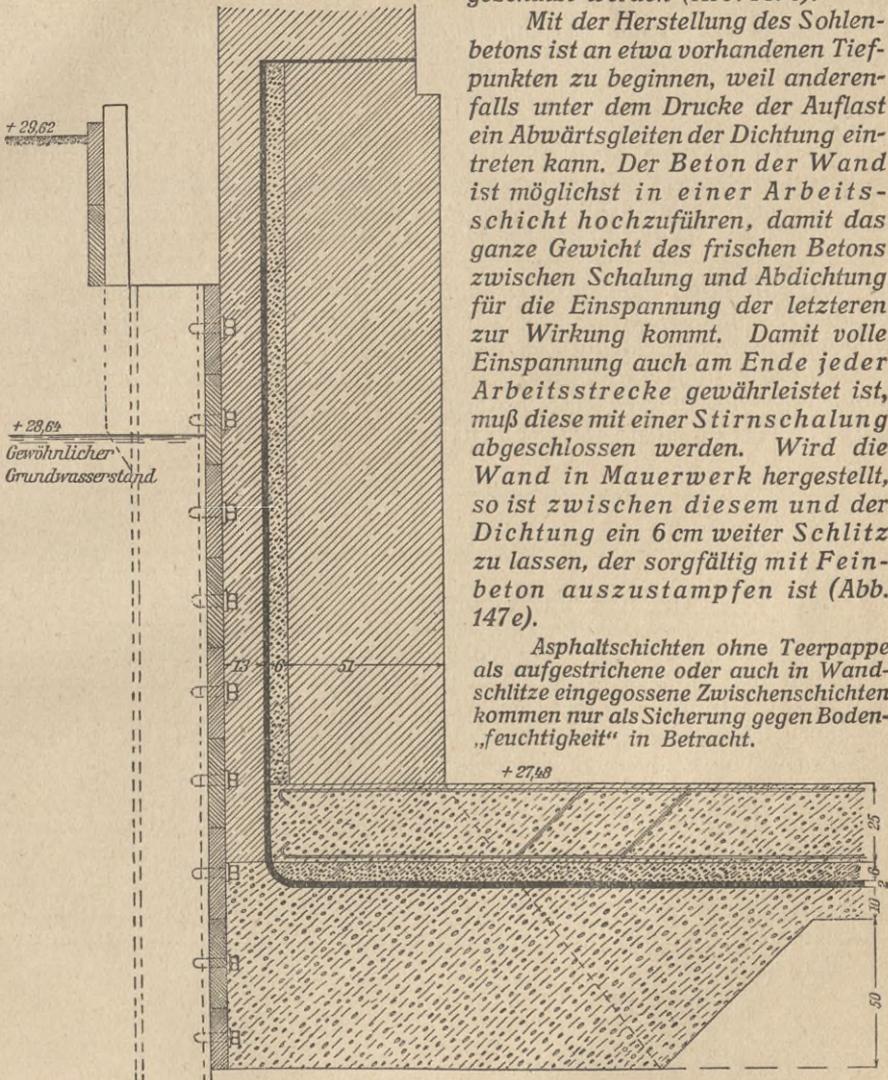
Die unterste Papplage wird mit dem heißflüssigen Asphaltkitt an die Unterlage angeklebt und gut angedrückt, auch jeder Stoß verklebt, dann mit einem satt deckenden Kittanstrich versehen, auf den sofort die zweite Lage aufgedrückt wird, die wieder mit Asphaltkitt gedeckt wird. Die Deckanstriche werden auch wohl noch wiederholt.

Dr.-Ing. Joachim Schultze empfiehlt für einen Wasserdruck von

0	bis 0,3 m	auf Sohle,	—	m	auf Wand	2 Papplagen u. 3 Deckanstriche
0,3	„ 4,0	„ „ „ „	, bis 4,0	„ „ „	3 „ „	3 „
4,0	„ 8,0	„ „ „ „	und	„ „ „	3 „ „	6 „
über 8,0	„ „	„ „ „ „	„	„ „ „	4 „ „	8 „

Die Abdichtung ist zwischen Unter- und Oberschicht fest einzuspannen, einmal um sie sicher in ihrer Lage zu erhalten, jegliches

Fließen des Asphaltes zu verhüten, sodann aber auch, um die Pappe vor dem Eindringen von Wasser und Luft und damit vor allmählicher Verrottung zu sichern. Hierzu muß der Beton der tragenden Teile von Sohle und Wand aufs gründlichste eingestampft werden, doch zuvor die Dichtung, wenigstens die der Sohle, durch eine 5÷8 cm starke Schutzschicht aus Feinkies-Beton vor dem Eindringen scharfkantiger Steine geschützt werden (Abb. 147e).



Mit der Herstellung des Sohlenbetons ist an etwa vorhandenen Tiefpunkten zu beginnen, weil anderenfalls unter dem Drucke der Auflast ein Abwärtsgleiten der Dichtung eintreten kann. Der Beton der Wand ist möglichst in einer Arbeitsschicht hochzuführen, damit das ganze Gewicht des frischen Betons zwischen Schalung und Abdichtung für die Einspannung der letzteren zur Wirkung kommt. Damit volle Einspannung auch am Ende jeder Arbeitsstrecke gewährleistet ist, muß diese mit einer Stirnschalung abgeschlossen werden. Wird die Wand in Mauerwerk hergestellt, so ist zwischen diesem und der Dichtung ein 6 cm weiter Schlitz zu lassen, der sorgfältig mit Feinbeton auszustampfen ist (Abb. 147e).

Asphaltschichten ohne Teerpappe als aufgestrichene oder auch in Wand-schlitz eingegossene Zwischenschichten kommen nur als Sicherung gegen Boden-„feuchtigkeit“ in Betracht.

Abb. 147e. Außenhautdichtung eines Kellers bei abgesenktem Grundwasserspiegel.

4. Schutz der Abdichtung gegen Wärme

wird erforderlich, wenn in den abgedichteten Räumen Heizungsanlagen mit den zugehörigen Leitungen, Verbrennungsöfen (Krematorien) untergebracht werden, um Risse des Betons, des Putzes oder ein Weichwerden der Asphaltabdichtung zu verhüten. Als Schutz dient eine wenigstens 10 cm starke Schicht aus Bims Kies-Beton (1:4), Asbestbeton oder aus Kieselgurplatten. Für Rohrleitungen allein genügt eine Umhüllung mit Asbest oder Kieselgur.

5. Dehnungsfugen

in den Grundbauten kommen nur bei ganz erheblichen Abmessungen in Frage.

In Amerika wird übrigens den Dehnungsfugen nicht die gleiche Bedeutung beigemessen wie bei uns und etwaigen Rissen lieber mit einer schwachen Eisenbewehrung begegnet.

Jedenfalls ermöglicht im Grundwasser nur die elastische Außenhautabdichtung Dehnungsfugen ohne umständliche und nur bei sorgfältigster Ausführung sicher abdichtende Überbrückung mit federndem Kupferblech.

Für die Fuge selbst genügt die Unterbrechung der Betonschicht in winkelrecht durchlaufender Stirnfläche und, sobald diese gut abgebunden, Anbetonieren ohne Zwischenlage.

Benutzte und empfehlenswerte Werke.

- L. Brennecke, Der Grundbau. Verlag Deutsche Bauzeitung, Berlin.
 Handbuch der Ingenieurwissenschaften, I. Teil, III. Band: Der Grundbau von
 L. v. Willmann. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig.
 Handbuch für Eisenbetonbau, III. Band, I. Kapitel: Grundbau von O. Colberg.
 Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
 H. Lückemann, Der Grundbau. Verlag von Ernst & Sohn, Berlin.
 M. Struckel, Der Grundbau. Verlag von Wenzel Hagelstam, Helsingfors.
 Wilhelm Kyrieleis, Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Ver-
 lag von Julius Springer, Berlin.
 H. Struif, Betonpfahl „System Mast“. Verlag von Julius Springer, Berlin.
 Joachim Schulge, Grundwasser-Abdichtung. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn,
 Berlin.

ANHANG.

Berechnung der Baugrundbelastung durch ein freistehendes, zweigeschossiges Einfamilienhaus.

(Tafel I.)

I. Einheitslasten.

1. **Dach:** Doppeldach, böhmisch gedeckt, 115 kg/m² Dachfläche.

	Walmdach	Giebeldach	Walm
Dachneigung:	4,10:4,10=1:1	4,10:2,70=1:0,66	4,10:2,50=1:0,61
Neigungswinkel α :	45°	56° 35'	58° 37'
tg α :	1,0000	1,5152	1,6393
cos α :	0,7071	0,5507	0,5208
Dachdeckung:	$\frac{115}{\cos \alpha} = 163 \text{ kg/m}^2$	209 kg/m ²	221 kg/m ² Grundriß
Dachgerüst:	$\frac{25}{\cos \alpha} = 35$ „	45 „	48 „ „
Schneelast:	75 · cos α = 53 „	—	—
Winddruck:	125 · tg ² α = 125 „	288 „	336 „ „
Gesamtbelastung:	375 kg/m ²	540 kg/m ²	605 kg/m ² Grundriß

2. **Obergeschoßdecke.** Einschubdecke mit Schalung und Fuß: 250 kg/m²
 Nutzlast: 125 „
 Gesamtbelastung: 375 kg/m²

3. **Erdgeschoßdecke.** Einschubdecke wie vor: 250 kg/m²
 Nutzlast: 250 „
 Gesamtbelastung: 500 kg/m²

4. Kellerdecke: Ebene Betondecke zwischen I-Trägern.

In den Zimmern: Betonplatte: $1,00^2 \cdot 0,11 \cdot 2200 =$	242 kg/m ²
Kohlenschlackenbeton: $1,00^2 \cdot 0,05 \cdot 1000 =$	50 "
Zementestrich: $1,00^2 \cdot 0,025 \cdot 2200 =$	55 "
Linoleum, 4 mm st.:	5 "
Deckenputz, 1 cm st.:	20 "
I-Träger Nr. 17: $\frac{19,78}{1,00} =$	20 "
Nußlast:	250 "
Gesamtbelastung: 640 kg/m ²	

Im Flur, Abort und Küche: Betonplatte: $1,00^2 \cdot 0,16 \cdot 2200 =$	352 kg/m ²
Terrazzo: $1,00^2 \cdot 0,03 \cdot 2000 =$	60 "
Deckenputz, 1 cm st.:	20 "
I-Träger Nr. 14: $\frac{14,37}{1,10} =$	13 "
Nußlast:	250 "
Gesamtbelastung: 695 kg/m ²	

5. Holztreppe, nicht verschalt und nicht verputzt:	125 kg/m ³ Grundriß
Nußlast:	500 " "
Gesamtbelastung: 625 kg/m ³ Grundriß	

6. Keller- und Freitreppe: Sandsteinstufen:	500 kg/m ³ Grundriß
Nußlast:	500 " "
Gesamtbelastung: 1000 kg/m ³ Grundriß	

7. Fachwerkwände, $\frac{1}{2}$ Stein stark:	235 kg/m ²
--	-----------------------

8. Gipsdielenwand zwischen den Kammern, 5 cm stark:	40 kg/m ²
---	----------------------

9. Ziegelmauerwerk:	1800 kg/m ³
---------------------	------------------------

II. Verteilung der Dach-, Decken- und Treppenlasten.

(Tafel I und II)

1. Dach.

Die Dachlast wird teils durch die Fußpfetten gleichmäßig auf die Mauern verteilt, teils durch die Kehlbalken, die Rähme, die Stiele und die diese tragenden Balken an einzelnen Punkten auf die Mauern übertragen.

Das Giebeldach belastet durch die Fußpfetten je zur Hälfte, also mit je $\frac{5,79}{2} = 2,895$ m Dachbreite die Mauern A—B und C—D. Während aber die Mauer A—B durch das Giebeldach auf dessen ganze Länge von 9,55 m belastet wird, entfallen auf die Mauer C—D durch die Fußpfetten nur die äußeren Dachflächen an den Giebeln, da der mittlere Teil der Dachfläche durch die Kehlspalten seine Stütze auf den Rähmen, Stielen, Balken findet.

Maßgebend für den Anteil an Dachlast, welcher einerseits auf die Fußpfette, andererseits auf das Rähm kommt, ist der Abstand der Stützpunkte der Sparren auf der Fußpfette und dem Kehlbalken. Er beträgt, wagerecht gemessen, im Querschnitt des Walmdaches 2,40 m, für den Walm selbst 1,48 m. Die Mittellinie dieser Breitenmaße scheidet die untere Dachfläche, welche die Fußpfetten, und die obere, welche die Rähme belastet. Für letztere verbleibt eine Gesamtbreite von 5,03 m und eine Gesamtlänge von $(3,79 + 2,895) = 6,685$ m.

Die beiden Hälften dieser Dachfläche, welche der First des Walmdaches trennt, übertragen sich verschieden auf die unterstützenden Mauern, da das Rähm links durch zwei Stiele und die beiden Mauern $C-D$ und $L-M$, das Rähm rechts außer durch die beiden Stiele nur durch die Mauer $C-D$ unterstügt wird.

Die beiden Stiele zwischen Mauer $A-B$ und $C-D$ sind von der Mitte der Mauer $C-D$ 1,32 m entfernt. Auf die Stiele und die Mauer $C-D$ entfallen je 0,66 m, auf die Stiele außerdem die Dachfläche zwischen ihnen und dem First des Giebeldaches von 1,15 m Länge, im ganzen also auf die Stiele eine Dachfläche von $(0,66 + 1,15) = 1,81$ m Länge. Dieses Lastfeld verteilt sich durch die die Stiele tragenden Balken von 4,875 m Stüßlänge, nach „Lastbild 1“ (Abb. 148), wie folgt, auf die Mauern $C-D$ und $A-B$:

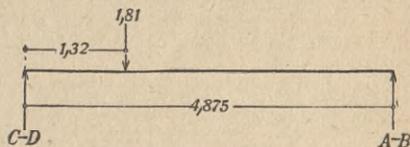


Abb. 148. Lastbild 1.

$$(C-D) 4,875 - 1,81 (4,875 - 1,32) = 0$$

$$C-D = \frac{1,81 \cdot 3,555}{4,875} = 1,32 \text{ m}$$

$$(A-B) + (C-D) - 1,81 = 0$$

$$A-B = 1,81 - 1,32 = 0,49 \text{ m.}$$

Auf der linken Seite des Walmdaches kommt auf die Mauer $C-D$ außer den Dachflächen von 1,32 m und 0,66 m Länge noch die Hälfte der Dachfläche zwischen den Mitten der Mauern $C-D$ und $L-M$ von $\frac{1,56}{2} = 0,78$ m Länge, im ganzen also eine Dachfläche von $(1,32 + 0,66 + 0,78) = 2,76$ m Länge und $\frac{5,03}{2} = 2,515$ m Breite. Das Rähm belastet die Mauer $L-M$ einmal mit 0,78 m Länge, sodann mit der Hälfte des Abstandes von Mauer $L-M$ und Walmstiel, nämlich mit $\frac{1,845}{2} = 0,925$ m.

Auf den Walmstiel kommen außer 0,92 m noch 0,85 m, im ganzen also 1,77 m, welche sich durch den den Stiel unterstützenden Balken nach „Lastbild 2“ (Abb. 149), wie folgt, auf die Mauern $L-M$ und $E-F$ verteilen:

$$(L-M) 3,315 - 1,77 \cdot 1,47 = 0$$

$$L-M = \frac{1,77 \cdot 1,47}{3,315} = 0,79 \text{ m}$$

$$(E-F) + (L-M) - 1,77 = 0$$

$$E-F = 1,77 - 0,79 = 0,98 \text{ m.}$$

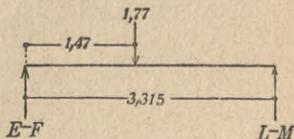


Abb. 149. Lastbild 2.

Die Mauer $L-M$ wird also mit einer Dachfläche von $(0,78 + 0,925 + 0,79) = 2,495$ m Länge und 2,515 m Breite belastet, die Mauer $E-F$ mit $0,98 \cdot 2,515$ m² belastet.

Auf der rechten Seite des Walmdaches erhält die Mauer $C-D$ von der Dachfläche zwischen ihr und Mauer $A-B$ dieselbe Last wie links, nämlich von $(1,32 + 0,66) = 1,98$ m Länge, von der anderen Seite aber eine höhere Belastung infolge ihres größeren Abstandes von 3,405 m vom nächsten Stützpunkt, dem Walmstiel, im ganzen also eine Dachlast von $(1,98 + \frac{3,405}{2}) = 3,685$ m Länge.

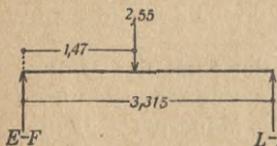


Abb. 150. Lastbild 3.

Auf den Walmstiel kommen $(\frac{3,405}{2} + 0,85) = 2,55$ m, welche sich durch den unterstützenden Balken nach „Lastbild 3“ (Abb. 150), wie folgt, auf die Mauern $L-M$ und $E-F$ verteilen:

$$(L-M) \quad 3,315 - 2,55 \cdot 1,47 = 0$$

$$L-M = \frac{2,55 \cdot 1,47}{3,315} = 1,13 \text{ m}$$

$$(E-F) + (L-M) - 2,55 = 0$$

$$E-F = 2,55 - 1,13 = 1,42 \text{ m.}$$

2. Obergeschoßdecke und -treppe.

Die Balken verteilen die Deckenlast zu gleichen Teilen auf die unterstützenden Mauern. Da der Fußboden der Dachbalkenlage bis an die Fußpfetten reicht, kommt jedoch auf die Außenmauern $A-B$ und $E-F$ eine um 12 und 24 cm breitere Fußbodenfläche als auf die Innenmauern $C-D$ und $L-M$.

Die Treppenlast verteilt sich zur Hälfte durch die Wandwangen auf die umschließenden Mauern $G-E$, $E-N$ und $L-N$, zur Hälfte durch die Innenwangen auf die Podestbalken und durch diese auf die Mauern $G-E$ und $L-N$. Der Podestbalken der Obergeschoßdecke nimmt aber nur einen, den obersten Treppenlauf auf und überträgt diese Last auf die Mauer $L-N$.

Durch den Podestbalken, in welchen die Balken des Flurs vor dem Treppenhaus eingezapft sind, wird außerdem die Deckenlast des Flurs zur Hälfte auf die Mauern $G-E$ und $L-N$ übertragen.

3. Erdgeschoßdecke und -treppe.

Da die Mauer $C-D$ vom Erdgeschoß zum Obergeschoß um $\frac{1}{2}$ Stein Stärke abnimmt, die Mauer $A-B$ aber in gleicher Stärke durch beide Geschosse durchgeht, ist die auf Mauer $C-D$ entfallende Deckenfläche um 13 cm breiter als die die Mauer $A-B$ belastende.

Im übrigen verteilen sich die Decken- und Treppenlasten ähnlich wie die der Obergeschoßdecke, nur verteilt der Podestbalken die halbe Last zweier Treppenläufe symmetrisch nach beiden Seiten auf die Mauern $G-E$ und $L-N$.

4. Kellerdecke.

Die Felder der massiven Decke neben den Mauern übertragen sich zur Hälfte auf diese, zur Hälfte auf die benachbarten Träger. Doch kommt auf die Mauern außerdem noch eine Deckenfläche von 6,5 cm Breite, welche dem $\frac{1}{4}$ Stein starken Vorsprung der im Kellergeschoß stärkeren Mauern entspricht.

Die Mittelfelder belasten die Träger ganz und finden durch diese zu gleichen Teilen ihre Stütze auf den Mauern. Doch ergeben sich auch hier Verschiedenheiten in der Breite der Lastflächen, je nachdem die Mauern im Kellergeschoß vorspringen oder nicht.

Die Deckenlast des Flurs vor und im Teppenhause ruht teils auf den vorhandenen beiden Trägern, teils auf den Mauern $G-E$, $L-M$ und $L-N$. $G-E$ wird auf 1,66 m, $L-M$ auf 0,25 m, $L-N$ auf 0,92 m Länge von den halben anliegenden Deckenfeldern belastet. Der kurze auf den Mauern $C-D$ und $L-M$ ruhende Träger belastet zu gleichen Teilen diese. Der lange sich auf Mauer $C-D$ und Pfeiler $O-P$ stützende Träger ist auf seine ganze Länge von 2,48 m mit einem halben Deckenfeld gleichmäßig verteilt belastet, auf 1,66 m mit einem halben Deckenfeld als Streckenlast und am Ende dieser mit einer Einzelast, herrührend von dem halben untersten Treppenlauf. Diese Belastung verteilt sich, nach „Lastbild 4“ (Abb.151), wie folgt, auf den Pfeiler $O-P$ und die Mauer $C-D$:

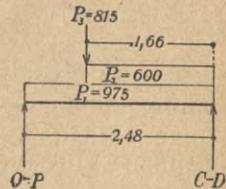


Abb. 151. Lastbild 4.

$$P_1 = [1,31 \cdot 0,605 + (2,48 - 1,31) 0,52] 695 = 975 \text{ kg}$$

$$P_2 = 1,66 \cdot 0,52 \cdot 695 = 600 \text{ kg}$$

$$P_3 = 2,345 \cdot 0,555 \cdot 625 = 815 \text{ kg}$$

$$(O-P) 2,48 - 975 \cdot 1,24 - 600 \cdot 0,83 - 815 \cdot 1,66 = 0$$

$$(O-P) 2,48 = 1210 + 500 + 1350$$

$$O-P = \frac{3060}{2,48} = 1230 \text{ kg}$$

$$(C-D) + (O-P) - 975 - 600 - 815 = 0$$

$$C-D = 2390 - 1230 = 1160 \text{ kg.}$$

Um die Grenze zwischen den Belastungen der Mauer $C-D$ und des Pfeilers $O-P$ im Grundriß anzugeben, wird die Länge der Last, welche durch den Träger auf die Mauer $C-D$ übertragen wird, wie folgt, berechnet:

$$[1,31 \cdot 0,605 + x \cdot 0,52 + (x - 1,31) 0,52] 695 = 1160$$

$$0,795 + 0,52 x + 0,52 x - 0,68 = 1,67$$

$$1,04 x = 1,67 - 0,115$$

$$x = \frac{1,555}{1,04} = 1,50 \text{ m.}$$

5. Kellertreppe und Freitreppe.

Die Stufen der Kellertreppe belasten mit ihrer Außenhälfte die umschließenden Mauern $G-E$, $E-N$ und $L-N$, mit ihrer Innenhälfte den Pfeiler $O-P$.

Die Stufen der Freitreppe ruhen auf den untergemauerten Wangen auf und sind mit den Enden in die Hausmauern eingemauert. Auf die Mauern $C-D$ und $G-E$ kommt die Hälfte der Viertelkreisflächen am Ende, auf die Mauer $C-D$ außerdem die Hälfte des geraden Stückes auf 0,66 m Länge.

III. Belastung und Beanspruchung des Baugrundes.

(Tafel I und II)

Es wird angenommen, daß sich die Gesamtlast der einzelnen Mauern infolge deren verhältnismäßig großer Höhe gleichmäßig auf die Mauerlänge verteilt. Da aber unter den Schwellen der Kellertüren mit einer nennenswerten Verteilung des Druckes auf den Baugrund nicht mehr gerechnet werden kann, ist bei solchen Mauern, welche durch Kellertüren unterbrochen sind, von der Gesamtlänge die Kellertürbreite abgezogen, um die Belastung auf das laufende Meter zu erhalten.

Die Grundmauern sind in die Belastung nicht miteinbezogen, da sie bei der künstlichen Gründung fortfallen und dann das Eigengewicht der vorgesehenen Grundbauten besonders berechnet werden muß.

1. Mauer A—B.

Dachlast:

$$\text{Giebeldach: } \left(9,55 \cdot 2,895 + 5,03 \cdot 0,49 - \frac{1,50 \cdot 0,49}{2} \right) 540 = 16000 \text{ kg}$$

$$\text{Walmdach: } \frac{1,50 \cdot 0,49}{2} 375 = 140 \text{ „}$$

Deckenlast:

$$\text{Obergeschoß: } 8,85 \cdot 2,40 \cdot 375 = 7970 \text{ „}$$

$$\text{Erdgeschoß: } 8,59 \cdot 2,215 \cdot 500 = 9500 \text{ „}$$

$$\text{Keller: } 2 \cdot 3,03 \cdot 2,25 \cdot 640 = 8740 \text{ „}$$

Mauerwerk:

$$\text{Keller: } 9,48 \cdot 0,51 \cdot 2,54 \cdot 1800 = 22100 \text{ „}$$

$$\text{Erdgeschoß: } 9,35 \cdot 0,38 \cdot 3,39 \cdot 1800 = 21700 \text{ „}$$

$$\text{Obergeschoß: } 9,35 \cdot 0,38 \cdot 3,39 \cdot 1800 = 21700 \text{ „}$$

zu übertragen: 107850 kg

Übertrag: 107850 kg

Dachgeschoß: Abschluß unter der Dachhaut:

$$8,85 \cdot 0,12 \frac{0,10 + 0,30}{2} 1800 = 380 \text{ „}$$

$$\text{Giebelstück: } 2 \cdot 0,25 \cdot 0,38 \frac{0,10 + 0,70}{2} 1800 = 140 \text{ „}$$

Gipsdielenwand:

$$\frac{1}{2} \frac{4,82 + 3,22}{2} 2,38 \cdot 40 = 200 \text{ „}$$

$$P = 108570 \text{ kg}$$

$$p = \frac{108,6}{9,48} \sim 11,5 \text{ t/m; } \sigma = \frac{11500}{100 \cdot 51} = 2,26 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Mauer C—D.

Dachlast:

$$\text{Giebeldach: } 2 \left(2,26 \cdot 2,895 - \frac{1,81 \cdot 1,22}{2} + \frac{1,765 \cdot 1,185}{2} \right) 540 = 7000 \text{ kg}$$

$$\text{Walmdach: } \left[2 \frac{1,81 \cdot 1,22}{2} + 2,515(2,76 + 3,685) - 2 \frac{1,765 \cdot 1,185}{2} \right] 375 = 6120 \text{ „}$$

Deckenlast:

$$\text{Obergeschoß: } (8,85 \cdot 2,28 + 2,22 \cdot 0,83 + 5,07 \cdot 0,655) 375 = 9500 \text{ „}$$

$$\text{Erdgeschoß: } (8,59 \cdot 2,345 + 2,22 \cdot 0,83 + 5,07 \cdot 0,655) 500 = 12700 \text{ „}$$

$$\text{Keller (in den Zimmern): } 2 \cdot 3,03 \cdot 2,18 \cdot 640 = 8450 \text{ „}$$

$$\text{„ (im Flur): } (0,52 \cdot 1,50 + 0,605 \cdot 1,31 + 0,52 \cdot 0,19 + 5,575 \cdot 0,655) 695 = 3700 \text{ „}$$

Treppenlast:

$$\text{Freitreppe: } \left[0,65 \cdot 0,74 + \frac{1}{8} \frac{\pi(2 \cdot 0,55)^2}{4} \right] 1000 = 600 \text{ „}$$

Mauerwerk:

$$\text{Keller: } [(7,16 \cdot 0,38 + 2 \cdot 0,51 \cdot 0,445 + 2 \cdot 0,65 \cdot 0,51) 2,54 - 2 \cdot 0,92 \cdot 0,38 \cdot 2,00] 1800 = 15000 \text{ „}$$

$$\text{Wangenstück der Freitreppe: } 0,65 \cdot 0,19 \frac{1,34 + 1,51}{2} 1800 = 320 \text{ „}$$

$$\text{Erdgeschoß: } (9,35 \cdot 0,38 \cdot 3,39 - 2 \cdot 1,05 \cdot 0,38 \cdot 2,00) 1800 = 18900 \text{ „}$$

$$\text{Speisekammerabschluß: } \frac{1}{3} 1,31 \cdot 3,15 \cdot 235 = 500 \text{ „}$$

$$\text{Obergeschoß: } \{ [2 \cdot 3,325 \cdot 0,25 + (2 \cdot 1,03 + 0,64) 0,38] 3,39 - 2 \cdot 1,05 \cdot 0,38 \cdot 2,00 \} 1800 = 13500 \text{ „}$$

$$\text{Dachgeschoß: Giebelstück: } 2 \cdot 0,25 \cdot 0,38 \frac{0,10 + 0,70}{2} 1800 = 140 \text{ „}$$

$$\text{Abschluß unter der Dachhaut: } 2 \cdot 0,64 \cdot 0,12 \frac{0,10 + 0,30}{2} 1800 = 60 \text{ „}$$

$$\text{Wand: } \left[7,57 \cdot 0,25 \cdot 0,30 + \frac{7,57 + 2,96}{2} 0,25(2,54 - 0,30) - 2 \cdot 0,92 \cdot 0,25 \cdot 1,92 \right] 1800 = 4750 \text{ „}$$

$$\text{Schornsteinvorlage: } 0,64 \cdot 0,13 \cdot 2,54 \cdot 1800 = 380 \text{ „}$$

$$\text{Bodenabschluß: } \frac{1}{3} (1,31 \cdot 0,12 \cdot 2,54 - 0,92 \cdot 0,12 \cdot 1,92) 1800 = 170 \text{ „}$$

$$\text{Freistehender Schornstein: } 0,64 \cdot 0,38 \cdot 2,46 \cdot 1800 = 1080 \text{ „}$$

zu übertragen: 102870 kg

Übertrag: 102870 kg

Gipsdielenwand:

$$\frac{1}{2} \frac{4,82 + 3,22}{2} 2,38 \cdot 40 =$$

200 „

$$P = \frac{103070}{100} \text{ kg}$$

$$p = \frac{103,1}{9,48 - 2 \cdot 0,92} \sim 13,5 \text{ t/m}; \quad \sigma = \frac{13500}{100 \cdot 38} = 3,56 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Mauer E—F.

Dachlast:

$$\text{Walmdach: } \left(\frac{1,64 \cdot 0,98}{2} + \frac{2,265 \cdot 1,42}{2} \right) 375 = 910 \text{ kg}$$

$$\text{Walm: } \left(\frac{8,73 + 5,03}{2} 1,15 + 2,515 \cdot 0,98 - \frac{1,64 \cdot 0,98}{2} + 2,515 \cdot 1,42 - \frac{2,265 \cdot 1,42}{2} \right) 605 = 7000 \text{ „}$$

Deckenlast:

$$\text{Obergeschoß: } 4,82 \cdot 1,74 \cdot 375 = 3150 \text{ „}$$

$$\text{Erdgeschoß: } (1,31 + 3,39) 1,50 \cdot 500 = 3520 \text{ „}$$

$$\text{Keller: } (0,53 + 2,76) 1,47 \cdot 695 = 3360 \text{ „}$$

Treppenlast:

$$\text{Obergeschoß: } \frac{2,22 + 1,11}{2} 0,555 \cdot 625 = 580 \text{ „}$$

$$\text{Erdgeschoß: } \frac{2,22 + 1,11}{2} 0,555 \cdot 625 = 580 \text{ „}$$

$$\text{Keller: } \frac{2,09 + 1,23}{2} 0,43 \cdot 1000 = 720 \text{ „}$$

Mauerwerk:

$$\text{Keller: } [8,18 \cdot 0,51 \cdot 2,54 - (0,66 + 2 \cdot 0,92) 0,51 \cdot 0,46] 1800 = 18100 \text{ „}$$

$$\text{Erdgeschoß: } (8,05 \cdot 0,38 \cdot 3,39 - 0,66 \cdot 0,38 \cdot 1,23 - 2 \cdot 0,92 \cdot 0,38 \cdot 1,85) 1800 = 15750 \text{ „}$$

$$\text{Mauer zwischen Küche und Abort: } \frac{1}{2} \cdot 2,87 \cdot 0,25 \cdot 3,39 \cdot 1800 = 2190 \text{ „}$$

$$\text{Abortabschluß: } \frac{1}{4} (1,18 \cdot 3,15 - 0,90 \cdot 2,00) 235 = 120 \text{ „}$$

$$\text{Obergeschoß: } (8,05 \cdot 0,38 \cdot 3,39 - 0,66 \cdot 0,38 \cdot 1,23 - 1,57 \cdot 0,38 \cdot 1,85) 1800 = 16100 \text{ „}$$

$$\text{Mauer zwischen Zimmer und Bad: } \frac{1}{2} \cdot 2,87 \cdot 0,12 \cdot 3,14 \cdot 1800 = 980 \text{ „}$$

$$\text{Dachgeschoß: Abschluß unter der Dachhaut: } 7,81 \cdot 0,12 \frac{0,68 + 0,48}{2} 1800 = 980 \text{ „}$$

$$P = \frac{103070}{100} \text{ kg}$$

$$p = \frac{74,1}{8,18} \sim 9,1 \text{ t/m}; \quad \sigma = \frac{9100}{100 \cdot 51} = 1,79 \text{ kg/cm}^2.$$

4. Mauer A—C und B—D.

Deckenlast:

$$\text{Keller: } 4,43 \cdot 0,57 \cdot 640 = 1580 \text{ kg}$$

Mauerwerk:

$$\text{Keller: } (4,30 \cdot 0,51 \cdot 2,54 - 2 \cdot 1,05 \cdot 0,51 \cdot 0,46) 1800 = 9150 \text{ „}$$

zu übertragen: 10730 kg

Übertrag: 10730 kg

$$\text{Erdgeschoß: } (4,43 \cdot 0,38 \cdot 3,39 - 2 \cdot 1,05 \cdot 0,38 \cdot 1,85) 1800 = 7640 \text{ „}$$

$$\text{Obergeschoß: } (4,43 \cdot 0,38 \cdot 3,39 - 2 \cdot 1,05 \cdot 0,38 \cdot 1,85) 1800 = 7640 \text{ „}$$

Dachgeschoß: Giebel:

$$\left[4,43 \cdot 0,70 + \frac{4,43(4,10 - 0,70)}{2} - 0,92 \cdot 1,31 \right] 0,25 \cdot 1800 = 4250 \text{ „}$$

$$P = 30260 \text{ kg}$$

$$p = \frac{30,3}{4,30} \sim 7,1 \text{ t/m; } \sigma = \frac{7100}{100 \cdot 51} = 1,39 \text{ kg/cm}^2.$$

5. Mauer G—E.

Dachlast:

$$\text{Walmdach: } \frac{4,94 + 3,79}{2} 1,81 \cdot 375 = 2970 \text{ kg}$$

Deckenlast:

$$\text{Obergeschoß: } 0,83 \cdot 1,11 \cdot 375 = 350 \text{ „}$$

$$\text{Erdgeschoß: } 0,83 \cdot 1,11 \cdot 500 = 460 \text{ „}$$

$$\text{Keller: } 1,66 \cdot 0,59 \cdot 695 = 690 \text{ „}$$

Treppenlast:

$$\text{Obergeschoß: } \frac{2,90 + 2,345}{2} 0,555 \cdot 625 = 910 \text{ „}$$

$$\text{Erdgeschoß: } \left(\frac{2,90 + 2,345}{2} 0,555 + 2,345 \cdot 0,555 \right) 625 = 1730 \text{ „}$$

$$\text{Keller: } \frac{1,735 + 1,305}{2} 0,43 \cdot 1000 = 660 \text{ „}$$

$$\text{Freitreppe: } \frac{1}{8} \cdot \frac{\pi(2 \cdot 1,20)^2}{4} \cdot 1000 = 570 \text{ „}$$

Mauerwerk:

$$\text{Keller: } (4,495 \cdot 0,51 \cdot 2,54 - 1,05 \cdot 0,51 \cdot 0,46) 1800 = 10020 \text{ „}$$

$$\text{Erdgeschoß: } (4,56 \cdot 0,38 \cdot 3,39 - 1,05 \cdot 0,38 \cdot 2,15 - 1,05 \cdot 0,38 \cdot 1,23) 1800 = 8160 \text{ „}$$

$$\text{Obergeschoß: } (4,56 \cdot 0,38 \cdot 3,39 - 1,05 \cdot 0,38 \cdot 1,85 - 1,05 \cdot 0,38 \cdot 1,23) 1800 = 8370 \text{ „}$$

Dachgeschoß: Abschluß unter der Dachhaut:

$$4,68 \cdot 0,12 \frac{0,14 + 0,30}{2} 1800 = 230 \text{ „}$$

$$P = 35120 \text{ kg}$$

$$p = \frac{35,2}{4,495} \sim 7,9 \text{ t/m; } \sigma = \frac{7900}{100 \cdot 51} = 1,55 \text{ kg/cm}^2.$$

6. Mauer H—F.

Dachlast:

$$\text{Walmdach: } \frac{4,94 + 3,79}{2} 1,81 \cdot 375 = 2970 \text{ kg}$$

zu übertragen: 2970 kg

Übertrag: 2970 kg

Deckenlast:	
Keller: $3,00 \cdot 0,63 \cdot 695 =$	1320 „
Mauerwerk:	
Keller: $(4,495 \cdot 0,51 \cdot 2,54 - 0,79 \cdot 0,51 \cdot 0,46) 1800 =$	10150 „
Erdgeschoß: $(4,56 \cdot 0,38 \cdot 3,39 - 0,79 \cdot 0,38 \cdot 1,23) 1800 =$	9940 „
Obergeschoß: $4,56 \cdot 0,38 \cdot 3,39 - 0,79 \cdot 0,38 \cdot 1,85) 1800 =$	9600 „
Dachgeschoß: Abschluß unter der Dachhaut:	
$4,56 \cdot 0,12 \frac{0,14 + 0,30}{2} 1800 =$	230 „
	$P = \underline{34210 \text{ kg}}$
$p = \frac{34,3}{4,495} \sim 7,7 \text{ t/m}; \sigma = \frac{7700}{100 \cdot 51} = 1,51 \text{ kg/cm}^2.$	

7. Mauer I—K.

Deckenlast:	
Keller: $2 \cdot 4,43 \cdot 0,57 \cdot 640 =$	3230 kg
Mauerwerk:	
Keller: $4,365 \cdot 0,38 \cdot 2,54 \cdot 1800 =$	7590 „
Erdgeschoß: $(4,43 \cdot 0,25 \cdot 3,39 - 1,05 \cdot 0,25 \cdot 2,00) 1800 =$	5830 „
Obergeschoß: $4,43 \cdot 0,25 \cdot 3,24 \cdot 1800 =$	6450 „
	$P = \underline{23100 \text{ kg}}$
$p = \frac{23,1}{4,365} \sim 5,3 \text{ t/m}; \sigma = \frac{5300}{100 \cdot 38} = 1,40 \text{ kg/cm}^2.$	

8. Mauer L—M.

Dachlast:	
Walmdach: $(2,515 \cdot 1,13 - \frac{0,25 \cdot 0,08}{2}) 375 =$	1060 kg
Walm: $\frac{0,25 \cdot 0,08}{2} \cdot 605 =$	10 „
Deckenlast:	
Obergeschoß: $(5,07 \cdot 0,655 + 4,82 \cdot 1,50) 375 =$	3960 „
Erdgeschoß: $[5,07 \cdot 0,655 + (1,31 + 3,39) 1,50] 500 =$	5190 „
Keller: $[5,575 \cdot 0,655 + 0,59 \cdot 0,25 + (0,53 + 2,76) 1,53] 695 =$	6140 „
Mauerwerk:	
Keller: $(5,07 \cdot 0,38 \cdot 2,54 - 0,92 \cdot 0,38 \cdot 2,00) 1800 =$	7550 „
Erdgeschoß: $(5,07 \cdot 0,25 \cdot 3,39 - 1,18 \cdot 0,25 \cdot 2,90$ $- 2 \cdot 0,92 \cdot 0,25 \cdot 2,00) 1800 =$	4540 „
Schornsteinvorlage: $1,03 \cdot 0,13 \cdot 3,39 \cdot 1800 =$	820 „
Mauer zwischen Küche und Abort: $\frac{1}{2} \cdot 2,87 \cdot 0,25 \cdot 3,39 \cdot 1800 =$	2190 „
Abortabschluß: $\frac{1}{4} (1,18 \cdot 3,15 - 0,90 \cdot 2,00) 235 =$	120 „
Speisekammerabschluß: $\frac{1}{3} \cdot 1,31 \cdot 3,15 \cdot 2,35 =$	500 „
	$\underline{\text{zu übertragen: } 32080 \text{ kg}}$

	Übertrag: 32080 kg
Obergeschoß: $(5,07 \cdot 0,25 \cdot 3,39 - 2 \cdot 0,92 \cdot 0,25 \cdot 2,00) 1800 =$	6070 „
Schornsteinvorlage: $0,90 \cdot 0,13 \cdot 3,39 \cdot 1800 =$	720 „
Mauer zwischen Zimmer und Bad: $\frac{1}{2} \cdot 2,87 \cdot 0,12 \cdot 3,14 \cdot 1800 =$	980 „
Dachgeschoß: $0,64 \cdot 0,25 \cdot 2,54 \cdot 1800 =$	740 „
Bodenabschluß: $\frac{1}{2} (1,31 \cdot 0,12 \cdot 2,54 - 0,92 \cdot 0,12 \cdot 1,92) 1800 =$	170 „
Freistehender Schornstein: $0,90 \cdot 0,38 \cdot 5,00 \cdot 1800 =$	3080 „
	$P = 43840 \text{ kg}$

$$p = \frac{43,9}{5,07 - 0,92} \sim 10,6 \text{ t/m}; \quad \sigma = \frac{10600}{100 \cdot 38} = 2,79 \text{ kg/cm}^2.$$

9. Mauer L—N.

Deckenlast:

Obergeschoß: $0,83 \cdot 1,11 \cdot 375 =$	350 kg
Erdgeschoß: $0,83 \cdot 1,11 \cdot 500 =$	460 „
Keller: $(0,92 \cdot 0,59 + 3,00 \cdot 0,65) 695 =$	1730 „

Treppenlast:

Obergeschoß: $\left(\frac{2,90 + 2,345}{2} 0,555 + 2,345 \cdot 0,555\right) 625 =$	1720 „
Erdgeschoß: $\left(\frac{2,90 + 2,345}{2} 0,555 + 2,345 \cdot 0,555\right) 625 =$	1720 „
Keller: $\frac{2,015 + 1,585}{2} 0,43 \cdot 1000 =$	780 .

Mauerwerk:

Keller: $2,805 \cdot 0,38 \cdot 2,54 \cdot 1800 =$	4870 „
Erdgeschoß: $(3,00 \cdot 0,25 \cdot 3,39 - 1,05 \cdot 0,25 \cdot 2,00) 1800 =$	3620 „
Abortabschluß: $\frac{1}{2} (1,18 \cdot 3,15 - 0,90 \cdot 2,00) 235 =$	230 „
Obergeschoß: $3,00 \cdot 0,25 \cdot 3,39 \cdot 1800 =$	4570 „
Dachgeschoß: $\frac{3,38 + 1,96}{2} 0,25 \cdot 2,54 \cdot 1800 =$	3050 „
	$P = 23100 \text{ kg}$

$$p = \frac{23,1}{2,805} \sim 8,3 \text{ t/m}; \quad \sigma = \frac{8300}{100 \cdot 38} = 2,18 \text{ kg/cm}^2.$$

10. Pfeiler O—P.

Deckenlast:

Keller: $(0,16 + 0,98) 0,52 \cdot 695 =$	420 kg
--	--------

Treppenlast:

Erdgeschoß: $2,345 \cdot 0,555 \cdot 625 =$	820 „
Keller: $(1,305 + 1,585 + 0,38) 0,425 \cdot 1000 =$	1390 „

Mauerwerk:

Keller: $1,16 \cdot 0,38 \cdot 2,54 \cdot 1800 =$	2050 „
	$P = 4680 \text{ kg}$

$$\sigma = \frac{4680}{116 \cdot 38} = 1,06 \text{ kg/cm}^2.$$

11. Freitreppenwange R—C.

Treppenlast:

$$\left[0,55 \cdot 0,74 + \frac{1}{8} \frac{\pi (2 \cdot 0,55)^2}{4} \right] 1000 = 530 \text{ kg}$$

Mauerwerk:

$$0,55 \cdot 0,38 \frac{1,00 + 1,17}{2} 1800 = 410 \text{ „}$$

$$P = \frac{410 \text{ „}}{940 \text{ kg}}$$

$$\sigma = \frac{940}{55 \cdot 38} = 0,45 \text{ kg/cm}^2 \text{ *)}$$

12. Freitreppenwange S—T.

Treppenlast:

$$\left[1,20 \cdot 0,74 + \frac{1}{8} \frac{\pi (2 \cdot 1,20)^2}{4} \right] 1000 = 1460 \text{ kg}$$

Mauerwerk:

$$1,20 \cdot 0,38 \frac{1,00 + 1,51}{2} 1800 = 1030 \text{ „}$$

$$P = \frac{1030 \text{ „}}{2490 \text{ kg}}$$

$$\sigma = \frac{2490}{120 \cdot 38} = 0,55 \text{ kg/cm}^2 \text{ *)}$$

13. Gesamtbelastung ohne Freitreppenwangen. *)

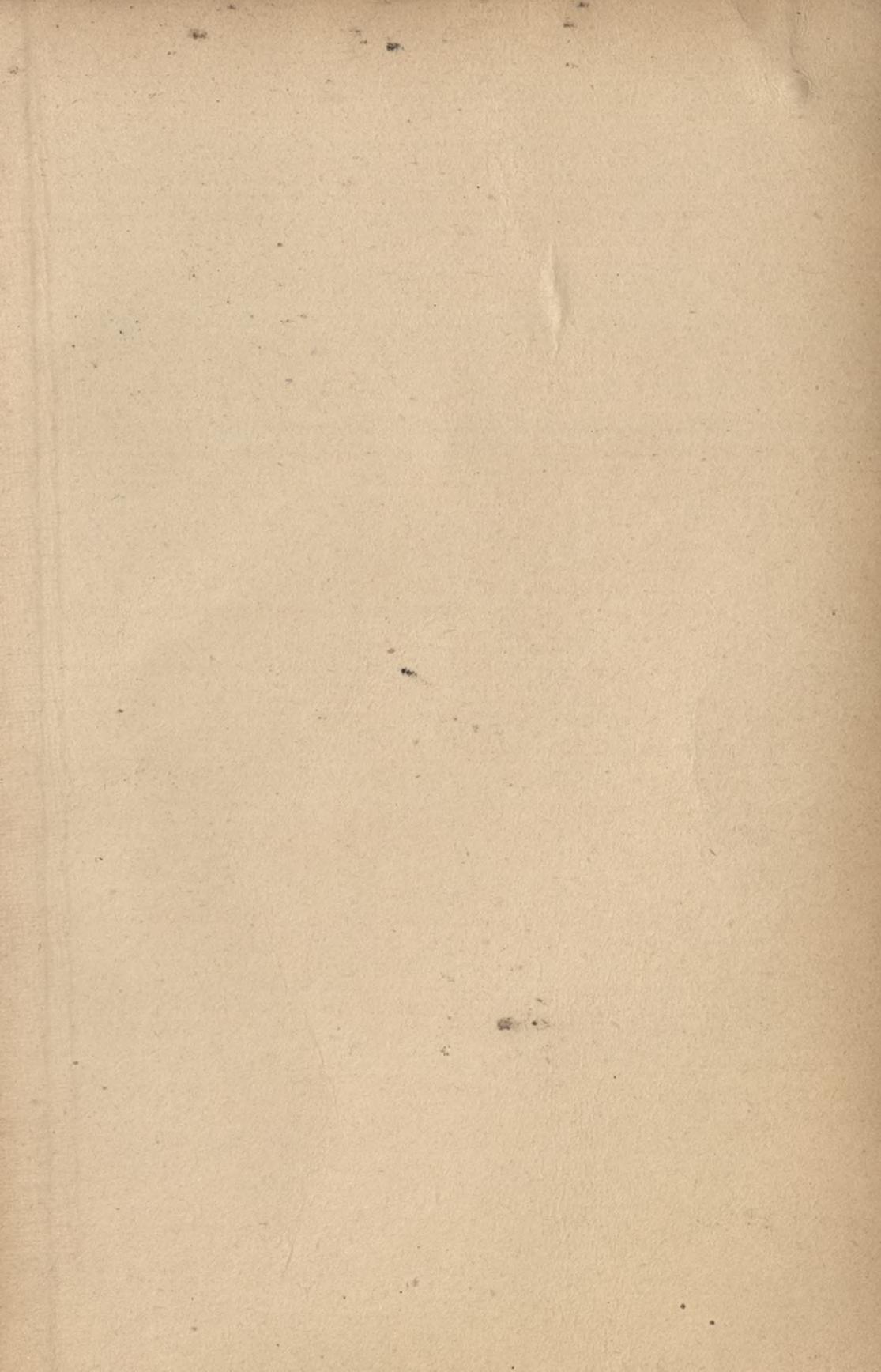
$$\begin{aligned} \Sigma P &= 108570 + 103070 + 74040 + 2 \cdot 30260 + 35120 + 34210 \\ &+ 23100 + 43840 + 23100 + 4680 = 510250 \text{ kg} \end{aligned}$$

*) Die Beanspruchung des Baugrundes durch die Freitreppenwangen ist so gering, daß diese ohne weiteres in der vorgesehenen Höhe auf in die Baugrube eingestampften Füllsand gesetzt werden können und deshalb in die Berechnungsbeispiele der künstlichen Gründungen nicht einbezogen sind.



20,00

S-96



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-351296

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297686