

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



15146

L. inw.



Biblioteka Politechniki Krakowskiej

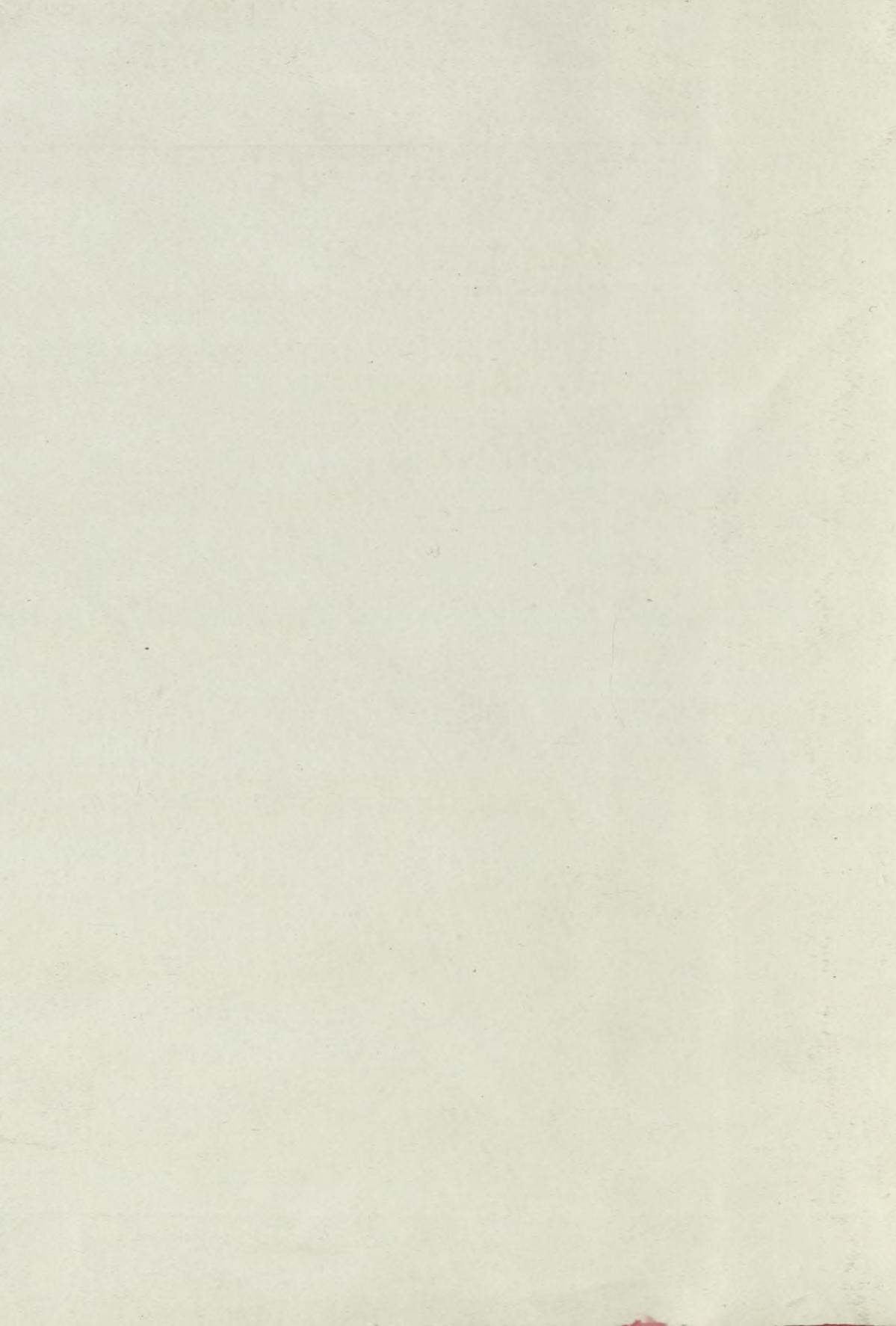


100000298748











---

Gesamtanordnung und Gliederung des »Handbuches der Architektur« (zugleich Verzeichnis der bereits erschienenen Bände, bezw. Hefte) sind am Schlusse des vorliegenden Bandes zu finden.

---

Jeder Band, bezw. Halbband und jedes Heft des »Handbuches der Architektur« bildet auch ein für sich abgeschlossenes Buch und ist einzeln käuflich.

---

h 118-16

10/00



# HANDBUCH DER ARCHITEKTUR.

Unter Mitwirkung von

Oberbaudirektor  
Professor Dr. **Josef Durm**  
in Karlsruhe

und

Geh. Regierungs- und Baurat  
Professor **Hermann Ende**  
in Berlin

herausgegeben von

Geheimer Baurat  
Professor Dr. **Eduard Schmitt**  
in Darmstadt.

---

Dritter Teil.

## DIE HOCHBAUKONSTRUKTIONEN.

1. Band:

Konstruktionselemente  
in Stein, Holz und Eisen.

Fundamente.

---

DRITTE AUFLAGE.

---

—♦—♦—♦—

ARNOLD BERGSTRÄSSER VERLAGSBUCHHANDLUNG (A. KRÖNER).  
STUTT GART 1901.



DIE  
HOCHBAUKONSTRUKTIONEN.

DES  
HANDBUCHES DER ARCHITEKTUR  
DRITTER TEIL.

---

1. Band:

**Konftruktionselemente in Stein.**

Von **Erwin Marx**,  
Geh. Baurat und Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

**Konftruktionselemente in Holz.**

Von **Dr. Friedrich Heinzerling**,  
Geh. Regierungsrat und Professor an der technischen Hochschule zu Aachen.

**Konftruktionselemente in Eifen.**

Von **Georg Barkhausen**,  
Geh. Regierungsrat und Professor an der technischen Hochschule zu Hannover.

**Fundamente.**

Von **Dr. Eduard Schmitt**,  
Geh. Baurat und Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

---

DRITTE AUFLAGE.

---

Mit 802 in den Text eingedruckten Abbildungen.

---

♦ i i ♦

---

STUTTGART 1901.  
ARNOLD BERGSTRÄSSER VERLAGSBUCHHANDLUNG  
A. KRÖNER.





III-306439

Das Recht der Uebersetzung in fremde Sprachen bleibt vorbehalten.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

~~III 15146~~

Druck der UNION DEUTSCHE VERLAGSGESELLSCHAFT in Stuttgart.

Akc. Nr. ~~2284/49~~



# Handbuch der Architektur.

III. Teil.

## Hochbaukonstruktionen.

i. Band.

(Dritte Auflage.)

---

### INHALTSVERZEICHNIS.

	Seite
Vorwort . . . . .	I
Litteratur: Gefamwerke über »Hochbaukonstruktionen« . . . . .	3
Grundfätze für die Konftruktion . . . . .	4

#### Erfte Abteilung:

#### Konftruktionselemente.

##### I. Abfchnitt:

##### Konftruktionselemente in Stein.

1. Kap. Steinkonftruktionen im allgemeinen . . . . .	9
2. Kap. Steinverband . . . . .	19
a) Steinverbände für Mauerwerke aus Backfteinen . . . . .	19
1) Arten des Backfteinverbandes . . . . .	22
2) Zufammenftofs von Mauern unter rechtem Winkel . . . . .	32
3) Zufammenftofs von Mauern unter fchiefen Winkeln . . . . .	37
4) Beliebige Mauerkörper mit rechtwinkeligen Ecken und Winkeln . . . . .	43
5) Mauerkörper mit rechtwinkeligen Hohlräumen . . . . .	49
6) Mauerkörper mit fchiefen Ecken und Winkeln . . . . .	54
7) Runde Mauerkörper . . . . .	56
8) Bogenverband . . . . .	59
b) Quaderverbände . . . . .	61
c) Verbände für Mauern aus Bruchfteinen und Feldfteinen . . . . .	65
d) Verbände für Mauern aus gemifchtem Mauerwerk . . . . .	67



3. Kap. Steinverbindung . . . . .	72	Seite
a) Verbindung der Steine durch Bindemittel . . . . .	72	
b) Verbindung der Steine durch besondere Formung der Fugenflächen . . . . .	79	
c) Verbindung der Steine durch besondere Hilfsstücke . . . . .	85	
Literatur: Bücher über »Konstruktionselemente in Stein« und »Mauerwerkskunde«, sowie über »Steinhauerarbeit« und »Steinschnitt« . . . . .	92	

## 2. Abschnitt:

## Konstruktionselemente in Holz.

1. Kap. Holzverbände . . . . .	94
a) Befestigungsmittel . . . . .	95
1) Befestigungsmittel aus Holz . . . . .	98
2) Befestigungsmittel aus Eifen . . . . .	98
b) Holzverbände . . . . .	100
1) Verlängerung der Verbandstücke (Balken) . . . . .	100
2) Verbreiterung der Verbandstücke (Bretter und Bohlen) . . . . .	101
3) Verstärkung der Verbandstücke (Balken) . . . . .	102
4) Winkelverband von Balken, Brettern und Bohlen in einer Ebene . . . . .	105
5) Winkelverband in zwei oder mehr parallelen Ebenen . . . . .	107
2. Kap. Freistützen und Pfähle . . . . .	108
a) Freistützen . . . . .	108
b) Pfähle . . . . .	110
c) Spundbohlen . . . . .	112
3. Kap. Balkenverstärkungen . . . . .	113
a) Verzahnte und verdübelte Balken . . . . .	115
b) Gefchlitzte und gespreizte Balken . . . . .	116
c) Gitterträger . . . . .	118
d) Armierte Balken . . . . .	120
1) Hängewerkbalken . . . . .	121
2) Sprengwerkbalken . . . . .	122
4. Kap. Balkenverbände . . . . .	122
a) Winkelbänder . . . . .	122
b) Sprengwerke . . . . .	123
c) Hängewerke . . . . .	128
d) Hängesprengwerke . . . . .	132
5. Kap. Bohlen- und Bretterverbände . . . . .	135
a) Verbände in einer Ebene . . . . .	135
1) Verbreiterungen . . . . .	135
2) Winkelverbände . . . . .	136
b) Verbände in zwei parallelen Ebenen . . . . .	137
c) Verbände in zwei zu einander geneigten Ebenen . . . . .	138
Literatur: Bücher über »Konstruktionselemente in Holz«, sowie über »Zimmerwerks- kunde« und »Baufachreinerei« . . . . .	139

## 3. Abschnitt:

## Konstruktionselemente in Eifen.

1. Kap. Verbindung von Eifenteilen . . . . .	141
a) Niete und Nietverbindungen . . . . .	141
1) Niete und Nietlöcher . . . . .	141
2) Anordnung der Vernietungen . . . . .	147
3) Berechnung der Vernietungen . . . . .	152
4) Nietverbindungen . . . . .	157
b) Schrauben und Schraubenverbindungen . . . . .	162
Witworth's Skala der eingängigen scharfen Schrauben . . . . .	163
Skala der metrischen Gewinde . . . . .	164



	Seite
c) Bolzenverbindungen . . . . .	167
d) Keile und Splinte, Keil- und Splintverbindungen . . . . .	173
2. Kap. Verlängerung von Eifenteilen . . . . .	176
a) Verlängerung von Blechen . . . . .	177
b) Verlängerung von Flacheisen und Rundeisen . . . . .	178
c) Verlängerung von Profileisen und Eifenteilen zusammengesetzten Querschnittes . . . . .	181
3. Kap. Eckverbindung, Endverbindung und Kreuzung von Eifenteilen . . . . .	185
a) Eck- (L-) Verbindungen . . . . .	185
b) End- (T-) Verbindungen . . . . .	187
c) Kreuzungen (+-Verbindungen) . . . . .	191
4. Kap. Ketten und Drahtseile . . . . .	195
a) Ketten . . . . .	195
b) Drahtseile . . . . .	196
5. Kap. Anker . . . . .	198
6. Kap. Freistützen . . . . .	205
a) Beanspruchung und Berechnung . . . . .	205
b) Freistützen in Gusseisen . . . . .	215
c) Freistützen in Schweisseisen . . . . .	219
d) Kopf der Freistützen . . . . .	228
e) Fuß der Freistützen . . . . .	229
1) Füße gusseiserner Stützen . . . . .	229
a) Druckplatten . . . . .	229
b) Ankerplatten . . . . .	235
2) Füße schweisseiserner Stützen . . . . .	240
7. Kap. Träger . . . . .	242
a) Gusseiserne Träger . . . . .	243
b) Schweisseiserne Träger . . . . .	244
1) Eisenbahnschienen als Träger . . . . .	244
2) Walzeisen als Träger . . . . .	247
3) Blechträger . . . . .	252
4) Gitterträger . . . . .	257
c) Auflager der Träger . . . . .	261
d) Zwei Beispiele . . . . .	270
Litteratur: Bücher über »Eisenkonstruktionen im allgemeinen« und »Konstruktions-	
elemente in Eisen«, sowie über »Baufchloßerei« und »Schmiedewerkskunde«	
	279

## Zweite Abteilung:

### Fundamente.

#### I. Abschnitt:

##### Fundament und Baugrund.

Vorbemerkungen . . . . .	283
Litteratur über »Fundamente im allgemeinen« . . . . .	
	283
1. Kap. Baugrund . . . . .	284
a) Beschaffenheit des Baugrundes . . . . .	284
b) Untersuchung des Baugrundes . . . . .	288
c) Verbesserung schlechten Baugrundes . . . . .	295
2. Kap. Konstruktionsbedingungen . . . . .	300
a) Lage, Form und Größe der Fundamentbasis . . . . .	300
b) Sicherheit gegen Einsinken . . . . .	303
c) Sicherheit gegen seitliches Verschieben . . . . .	309
d) Sicherheit gegen äußere Einflüsse . . . . .	311
e) Gründungstiefe . . . . .	314
f) Gründungsverfahren . . . . .	315



## 2. Abschnitt:

## Aufgebaute Fundamente.

Uebersicht . . . . .	319
1. Kap. Baugrube . . . . .	320
a) Baugrube im Trockenem . . . . .	320
1) Baugruben ohne Zimmerung . . . . .	321
2) Baugruben mit Zimmerung . . . . .	322
3) Ausschachtung und Trockenlegung . . . . .	325
b) Baugrube am und im Wasser . . . . .	327
c) Gefriergründung . . . . .	329
2. Kap. Gemauerte Fundamente . . . . .	330
a) Voll gemauerte Fundamente . . . . .	330
b) Pfeilerfundamente . . . . .	334
1) Pfeilerfundamente für durchgehendes Tagmauerwerk . . . . .	334
2) Fundamente für einzelne Pfeiler . . . . .	339
c) Fundamente aus Trockenmauerwerk, Steinpackungen und Steinschüttungen . . . . .	342
Litteratur über »Gemauerte Fundamente« . . . . .	343
3. Kap. Fundamente aus Beton- und Sandschüttungen . . . . .	343
a) Betonfundamente . . . . .	344
b) Fundamente aus Sandschüttungen . . . . .	355
Litteratur über »Fundamente aus Beton- und Sandschüttungen« . . . . .	359
4. Kap. Fundamente aus liegenden Roften . . . . .	359
a) Einfachere liegende Rofte . . . . .	360
b) Schwellrofte . . . . .	361
c) Betoneifenrofte . . . . .	366

## 3. Abschnitt:

## Verfenkte Fundamente.

Gründung auf eisernen Pfählen . . . . .	368
1. Kap. Pfahlroftfundamente . . . . .	368
a) Roftpfähle . . . . .	369
b) Rofdecke . . . . .	374
Litteratur über »Pfahlgründungen« . . . . .	382
2. Kap. Senkbrunnengründung . . . . .	383
a) Anordnung und Konftruktion der Senkbrunnen . . . . .	385
b) Ausführung der Brunnenpfeiler . . . . .	390
Litteratur über »Senkbrunnengründungen« . . . . .	395
3. Kap. Senkröhrengründung . . . . .	396
a) Hölzerne Senkröhren . . . . .	396
b) Eiferne Senkröhren . . . . .	400
Litteratur über »Senkröhrengründungen« . . . . .	403
4. Kap. Caiffongründung . . . . .	403
Litteratur über »Caiffongründungen« . . . . .	406



# Handbuch der Architektur.

## III. Teil.

### Die Hochbaukonstruktionen.

*... architecture is nothing more or less than the art of ornamental and ornamented construction.*

FERGUSSON, J. *A history of architecture in all countries.*  
London 1865. Band 1, S. 9.

... Dahingegen beruhet die Kenntnis dessen, was dazu gehöret, um die Gebäude dauerhaft aufzuführen, auf Grundfätzen der Statik, verbunden mit vielen Erfahrungen. Nach selbigen muß der Baumeister die verlangte Einrichtung der Gebäude zu entwerfen und die Dauerhaftigkeit damit zu verbinden wissen. Nach diesen Grundfätzen wird bestimmt, was ohne Gefahr möglich ist, oder was nicht erfüllt werden kann, ohne der Haupteigenschaft des Gebäudes, nämlich der Dauerhaftigkeit zu nahe zu treten.

GILLY, D. *Handbuch der Land-Bau-Kunst etc.* Erster Teil.  
Berlin 1797. S. 1.

In den beiden vorhergehenden Teilen unseres »Handbuches der Architektur« wurden in erster Reihe die Stoffe, aus denen unsere Bauwerke hergestellt werden, vorgeführt, alsdann die statischen Bedingungen und Grundfätze, denen das ganze Bauwerk sowie seine einzelnen Teile unterworfen sind, erläutert; endlich haben die Kunstformen, welche der Baustoff unter Berücksichtigung seiner besonderen Eigenschaften und seiner Stabilitätsbedingungen in den einzelnen Bauteilen, sowie in den Profan- und Monumentalbauten während der bedeutenderen, uns bekannten Kulturepochen erhalten hat, eine eingehende Behandlung erfahren. Nunmehr gelangen wir dazu, die einzelnen Teile eines Bauwerkes an und für sich, sowie auch in ihrer Zusammenfügung zum Bauwerke selbst vom konstruktiven Standpunkte aus zu betrachten.

Damit ein Bauteil dem beabsichtigten Zwecke in thunlichst vollkommener Weise entspreche, muß er eine bestimmte Gestalt und eine bestimmte Einrichtung erhalten. Damit das ganze Bauwerk diejenigen Bedingungen erfülle, denen es sein Entstehen verdankt, damit seine Benutzung in möglichst weitgehender, einfacher und bequemer Weise geschehen könne, müssen die einzelnen Bauteile in fachgemäßer und zweckmäßiger Weise aneinander gefügt werden. Den Hauptteil dieser Aufgaben hat die richtige Konstruktion zu erfüllen, und das wesentlichste Ziel des III. Teiles unseres »Handbuches« ist hiermit gekennzeichnet.

Bereits in der allgemeinen Einleitung zum vorliegenden Werke <sup>1)</sup> wurde die Stellung und Bedeutung der Konstruktionslehre im Gesamtgebiete der Architektur charakterisiert; auch wurde an jener Stelle die Loslösung des Ingenieurwesens vom Hochbauwesen erklärt und gedeutet. Gerade auf dem Gebiete der Konstruktion sind die Berührungspunkte zwischen Architekt und Ingenieur die innigsten und zahlreichsten. Große Decken-, Dach- und Hallenkonstruktionen werden bald vom Architekten, bald vom Ingenieur entworfen, und bei noch manchen anderen Entwürfen und Ausführungen des Hochbauwesens wird die Mitwirkung des Ingenieurs angestrebt. Dieser Zusammenhang des gesamten baulichen Schaffens hat auch ursprünglich im »Handbuch der Architektur« durch die Vereinigung dreier Architekten mit einem Ingenieur als Herausgebern Ausdruck gefunden.

Bei der Gruppierung des in der Konstruktionslehre zu bewältigenden Stoffes mußten wir wesentlich neue, von den seither üblichen abweichende Bahnen einschlagen. Wir stimmen allerdings mit anderen darin überein, »dafs der gesamte Stoff eine streng systematische Behandlung erfordere«; allein wir vermögen in der veralteten Trennung der ver-

<sup>1)</sup> Siehe: Teil I, Band 1, erste Hälfte, S. 10 u. 11.  
Handbuch der Architektur. III 1. (3. Aufl.)



schiedenen Konstruktionen nach dem Material (Stein, Holz und Eisen) eine solche systematische Behandlung nicht zu erblicken. Es will uns nicht als organischer Aufbau der vorliegenden großen Materie erscheinen, wenn so wichtige Bauteile, wie Wände, Decken, Dächer, Fenster, Thüren, Treppen etc., welche doch immer einem bestimmten und gleich bleibenden Zwecke zu dienen haben, an zwei, drei und noch mehreren, voneinander ganz getrennten Stellen eines Buches besprochen werden, und zwar nur deshalb, weil der Baustoff in dem einen Falle ein anderer ist, wie im zweiten — ganz abgesehen davon, daß gewisse Themata (wie z. B. die Fundamente etc.) sich nur ganz künstlich in ein solches System einzwängen lassen — oder, weil dies ungeachtet alles Zwängens nicht statthaft ist, gewisse Konstruktionen in einen besonderen Abschnitt, der außerhalb des Rahmens jenes Systems liegt, verschoben werden müssen.

In gleicher Weise konnten wir uns auch nicht zu der gleichfalls hie und da beliebten Gruppierung der Hochbaukonstruktionen nach den verschiedenen Gewerken entschließen. Selbst wenn wir keinen Wert darauf legen wollten, daß in den verschiedenen Ländern die Trennung der einzelnen Baugewerke voneinander eine keineswegs gleiche ist, so dünkt uns auch dieses »System« als ein wenig glückliches; denn es führt ebenso zu unorganischen Zerstückelungen eng verwandter Materien, wie das erstgedachte. Weil die »Treppe« in dem einen Gebäude vom Zimmermann, in dem anderen vom Steinhauer und Maurer, in einem dritten vom Schlosser oder gar von einer Maschinenbauanstalt ausgeführt wird, wird die Besprechung dieses Gebäudeteiles, der in seinem eigensten Wesen immer derselbe ist, vollständig zerrissen und an drei oder gar vier Stellen des Buches verteilt. —

Abweichend von dem seitherigen Verfahren, glaubten wir als den bei der Gruppierung des Stoffes maßgebenden Faktor »die Konstruktion als solche« erachten zu sollen. Deshalb beginnen wir mit der Betrachtung der einfachsten Konstruktionen, welche bei den verschiedenartigen steinernen, hölzernen und eisernen Gebäudeteilen vorzukommen pflegen; wir schaffen damit eine Grundlage für die verwickelteren Anlagen und vermeiden dadurch Wiederholungen. Hierauf folgt, als gleichfalls allgemeiner Natur und bei keinem Bauwerk fehlend, die Beschreibung der Fundamente, der sich alsdann die Besprechung jener Konstruktionen anschließt, welche die durch Errichtung des Gebäudes zu schaffenden Räume nach der Seite, nach oben, bezw. unten begrenzen oder umschließen. Indes sind die so geschaffenen Räume nur in den aller seltensten Fällen benutzbar; damit dieselben dem beabsichtigten Zwecke dienen können, müssen den raumbegrenzenden Konstruktionen oder dem sog. Rohbau Anlagen und Einrichtungen hinzugefügt werden, die man in der Regel als inneren Ausbau bezeichnet. Außerst mannigfaltig sind die demselben angehörigen Konstruktionen, je nach der Bestimmung des Gebäudes, je nach den Ansprüchen an Bequemlichkeit, Salubrität und Zierlichkeit.

Mit dieser Abteilung schließt die Reihe jener Konstruktionen, die fast bei jedem Gebäude vorkommen, und es erübrigt noch die Betrachtung jener Anlagen, die nur gewissen Bauwerken eigentümlich sind, die bald zur Raumumschließung dienen, bald einen Teil des inneren Ausbaues bilden. So ergab sich die Scheidung der Lehre von den »Hochbaukonstruktionen« in die fünf Abteilungen:

Konstruktionselemente.

Fundamente.

Raumbegrenzende Konstruktionen.

Konstruktionen des inneren Ausbaues.

Verschiedene bauliche Anlagen.

Die Bauformenlehre erscheint als eine so umfassende und dabei so wichtige Lehre, daß sie, wie auch von anderen angenommen wird, nicht nebenbei behandelt werden darf. Deshalb ist die Lehre von den Bauformen von der Lehre von den Baukonstruktionen getrennt, erstere indes vorausgeschickt worden. Deffenungeachtet erschien es unthunlich, die formale Gestaltung der einzelnen Bauteile und Bauglieder aus der Baukonstruktionslehre



ganz fortzulassen. Ueben doch Baustoff und Konstruktion einen so wesentlichen Einfluss auf die Art und Behandlung der Kunstform eines Bauobjektes und feiner einzelnen Glieder aus; haben sich doch gerade aus jenen beiden Elementen so charakteristische Formenbehandlungen entwickelt, dass es geradezu als eine Lücke empfunden werden müsste, wenn an den betreffenden Stellen dieses »Handbuches« der struktiven Gestaltung nicht auch einige kennzeichnende Worte über formale Ausbildung beigelegt würden.

Den gedachten fünf Abteilungen der Lehre von den Hochbaukonstruktionen, welche 6 Bände umfassen wird, sollte sich ursprünglich noch ein Anhang anschließen, worin die Bauführung behandelt werden sollte. In einem das Gesamtgebiet der Architektur umfassenden Werke darf dieser Gegenstand nicht fehlen. Im Laufe der Herausgabe des vorliegenden Werkes stellte es sich indes als zweckmäßig heraus, diesen Gegenstand dem I. Teile (Allgemeine Hochbaukunde) einzureihen, und zwar als IV. Abteilung (Band 5) desselben. Wir haben diesem Bande auch die Betrachtung der bei der Ausführung von Hochbauten erforderlichen maschinellen Einrichtungen einverleibt, und wir möchten an dieser Stelle ein für allemal bezüglich solcher mechanischer Anlagen auf den eben bezeichneten Band verwiesen haben.

## Litteratur.

### Gesamtwerte über »Hochbaukonstruktionen«.

- GILLY, D. Handbuch der Land-Bau-Kunst etc. 1. u. 2. Band. Braunschweig 1797—98. (6. Aufl. von F. TRIEST 1831—36.) — 3. Band (in 2 Abt.) von D. G. FRIDERICI. Leipzig u. Halle 1811. (Neue Ausgabe 1836.)
- RONDELET, J. *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*. Paris 1802—17. (11. Aufl. 1854.) — Deutsch von C. H. DISTELBARTH & J. HESS. Leipzig u. Darmstadt 1833—36.
- BRUYÈRE, L. *Études relatives à l'art des constructions*. Paris 1822—29.
- BORGNIS, J. A. *Traité élémentaire de construction appliqué à l'architecture civile*. Paris 1823.
- DOULIOT, J. P. *Cours élémentaire, théorique et pratique de construction*. Paris 1826—28. (2. Aufl. von CLAUDEL. 1862.)
- WEISS v. SCHLEUSSENBERG, F. Lehrbuch der Baukunst etc. Wien 1830. (Neue Aufl. 1861.)
- WOLFRAM, J. L. F. Lehrbuch der gesammten Baukunst. Stuttgart 1833—42.
- BREYMANN, G. A. Allgemeine Bau-Constructions-Lehre, mit besonderer Beziehung auf das Hochbauwesen. Stuttgart.
1. Theil: Constructionen in Stein. 1849. (6. Aufl. von O. WARTH. 1896.)
  2. Theil: Constructionen in Holz. 1851. (5. Aufl. von H. LANG. 1884.)
  3. Theil: Constructionen in Metall (Eisen-Constructions). 1854. (5. Aufl. von O. KÖNIGER. 1890.)
  4. Theil: Schluss des Werkes. Fortgesetzt und beendet von H. LANG. 1863. (2. Aufl.: Verschiedene Constructionen. Von A. SCHOLZ. 1881.)
- LINKE, G. Vorträge über Bauconstructionslehre am Kgl. Gewerbe-Institute und an der Kgl. allgemeinen Bauschule. Berlin 1850.
- RINGHOFER, E. Lehre vom Hochbau. Brünn 1862. (2. Aufl. 1878.)
- SCHEFFERS, A. Handbuch des bürgerlichen und ländlichen Hochbauwesens. Mit besonderer Berücksichtigung der Bau-Constructionslehre. Leipzig 1865.
- ASHPITEL, A. *Treatise on architecture; including the arts of construction, building, stone-masonry, arch, roof, joinery, carpentry, and strength of materials*. Edinburg 1867.
- RAMÉE, D. *L'architecture et la construction pratiques etc.* Paris 1868. — Deutsch von E. O. TAFEL. Stuttgart 1870.
- TARN, E. W. *The science of building etc.* London 1870. (2. Aufl. 1884.)
- MIGNARD, B. R. *Le guide des constructeurs ou traité complet des connaissances théorétiques et pratiques relatives aux constructions*. Paris 1870. (5. Aufl. von BUISSET & DENFER. 1880.)
- DAVIDSON, E. A. *The elements of building construction and architectural drawing*. London 1869.



- UHLAND's technische Bibliothek. 8. Bd.: Die Bauconstructionslehre. Von O. HUCK. Leipzig 1870.
- WANDERLEY, G. Handbuch der Bau-Constructionslehre. 2 Bände. Halle 1872—73. (3. Aufl. 1895.)
- BURN, R. S. *Building construction*. London 1873—76.
- FRAUENHOLZ, W. Bau-Constructions-Lehre für Ingenieure. München 1876.
- VOS, N. DE. *Cours de construction donné de 1864 à 1874 à la section du génie de l'école d'application de Belgique*. Paris 1876.
- SCHMIDT, O. Handbuch, enthaltend einen Abrifs des Hochbaues mit besonderer Berücksichtigung der Feuerungs-Anlagen. Leipzig 1880.
- GOTTGETREU, R. Lehrbuch der Hochbau-Constructionen. Berlin 1880—89. (Bd. 1. 2. Aufl. Von H. KOCH. 1899.)
- LANGE, W. Katechismus der Baukonstruktionslehre. Leipzig 1881.
- MICHEL, J. Theoretisch-praktisches Compendium des Hochbaues. Wien 1881.
- GUGITZ, G. Neue und neueste Wiener Bauconstructions aus dem Gebiete der Maurer-, Steinmetz-, Zimmermanns-, Tischler-, Schlosser-, Spengler- u. f. w. Arbeiten. Wien 1881.
- ENGEL, F. Die Bauausführung. Berlin 1881. (2. Ausg. 1885.)
- REDTENBACHER, R. Die Architektonik der modernen Baukunst. Berlin 1883.
- SCHMIDT, O. Praktische Baukonstruktionslehre. Jena. Nur Bd. 1 u. 2 (1885 u. 1887) erschienen.
- FRIEDEL, J. Leitfaden für den Unterricht in der Bau-Constructionslehre etc. Wien 1900.
- SCHMIDT, R. Die Hochbaukonstruktionen etc. Zerbft. Erscheint seit 1896.

## Grundfätze für die Konstruktioin.

Jedes Bauwerk, sowie jeder Bestandteil desselben müssen, wenn sie richtig konstruiert sein sollen, gewissen Grundfätzen entsprechen, welche sich in folgenden Punkten zusammenfassen lassen.

### 1.

1.  
Zweck-  
mäßigkeit.

Die Konstruktioin muß dem beabsichtigten Zwecke in thunlichst vollkommener Weise entsprechen.

Zu einer zweckmäßigen Konstruktioin gehört vor allem, daß der betreffende Bauteil, bezw. das Bauwerk die seiner Bestimmung angemessenen Abmessungen habe, sowie daß seine Benutzung in möglichst vollkommener, dabei aber auch in genügend einfacher und bequemer Weise geschehen könne.

Damit ein Bauteil zweckmäßig konstruiert sei, ist aber auch erforderlich, daß er sich genügend leicht und einfach herstellen lasse.

### 2.

2.  
Festigkeit.

Die Konstruktioin muß genügend fest sein, d. h. die einzelnen Teile eines Bauwerkes an und für sich, sowie auch in ihrer Zusammenfügung zu einem Ganzen müssen für die größten vorkommenden Beanspruchungen die erforderliche Sicherheit gegen Einstürzen aufweisen.

Damit ein Bauwerk die gewünschte Stabilität besitze, muß es allen statischen Anforderungen Genüge leisten, dabei aber einen möglichst geringen Materialaufwand erheischen. Bei den statischen Ermittlungen werden in erster Reihe die lotrechten Belastungen in Rechnung zu ziehen sein; doch sind auch seitliche Beanspruchungen, durch Erddruck etc., insbesondere aber durch Wind in geeigneter Weise in Rechnung zu ziehen.



Hat das Bauwerk nicht blofs ruhende, fondern auch bewegte Lasten aufzunehmen, fo kommt die weitere Bedingung hinzu, dafs beim Einwirken folcher Kräfte das Bauwerk thunlichft geringe Schwankungen zeige.

Ift ein Bauwerk im oder am Waffer zu errichten, fo mufs die Bedingung der genügenden Feftigkeit auch in dem Sinne erfüllt fein, dafs dem nachteiligen Einflufs des Waffers, infondere des fliefsenden und des wellenfchlagenden, von vornherein begegnet fei.

## 3.

Die Konftruktion des Bauwerkes, bezw. feiner einzelnen Teile mufs fo gewählt fein, dafs eine genügende Dauer derfelben gefichert ift.

3.  
Dauer-  
haftigkeit.

Die Ansprüche in Bezug auf Dauerhaftigkeit find fehr verfchieden. Sie find am geringften bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Eintagsbauten), am größten dagegen bei Bauwerken, denen ein monumentaler Charakter zu verleihen ift.

Hiernach wird in erfter Reihe der Baustoff zu wählen fein; hiernach find aber auch jene Vorkehrungen zu treffen und einzurichten, die einerfeits zum dauernden Schutze gegen den Einflufs der Atmosphären, des Waffers etc. notwendig find, andererseits diejenigen, welche der durch die Benutzung des Gebäudes bedingten allmählichen Zerftörung entsprechenden Widerftand entgegenfetzen.

## 4.

Die Konftruktion mufs den Anforderungen in Bezug auf die Gefundheit der Menfchen und Tiere, die darin wohnen oder aus anderweitigem Grunde einen längeren oder kürzeren Aufenthalt darin nehmen, entsprechen.

4.  
Gefundheitliche  
Anforderungen.

Wichtig und zugleich äufserft mannigfaltig find die gefundheitlichen (fanitären oder hygienifchen) Ansprüche, die an viele unferer Hochbauten gefteht werden; mit Recht wird der fog. Gefundheitstechnik oder Bauhygiene in neuerer Zeit erhöhte Aufmerkfamkeit zugewendet. England, zum Teile auch Nordamerika, find uns Deutschen hierin vorangegangen, und felbst heute noch ftehen manche gefundheitstechnifche Anlagen jener beiden Länder unübertroffen da.

Wenn auch bei keinem Teile eines Bauwerkes die gefundheitlichen Anforderungen aufser acht gelaffen werden follen, fo gibt es doch unter den im folgenden vorzuführenen Konftruktionen eine befondere Gruppe, die in hervorragender Weife zu den fog. gefundheitstechnifchen Anlagen gehören; es find dies die »Anlagen zur Verforgung der Gebäude mit Licht und Luft, Wärme und Waffer« (fiche Band 4), fowie die »Entwässerungs- und Reinigungsanlagen« (fiche Band 5).

## 5.

Die Konftruktion mufs die Anforderungen der Feuerficherheit in ausreichender Weife berücksichtigen.

5.  
Feuer-  
ficherheit.

Diefe Anforderungen find am weitgehendften bei folchen Gebäuden, die von aufsen, infolge ihrer Umgebung etc., der Feuersgefahr leicht ausgefetzt find; ferner bei folchen, in denen grofse Mengen feuergefährlicher Stoffe aufbewahrt und verarbeitet oder feuergefährliche Handhabungen etc. vorgenommen werden; endlich bei denjenigen, die zur Aufftellung und Aufbewahrung befonders kostbarer und wertvoller Gegenstände dienen<sup>2)</sup>.

<sup>2)</sup> Siehe auch das Kapitel über »Sicherung gegen Feuer« im Schlußbande (6) dieses Teiles.



6.  
Aesthetische  
Anforderungen.

Die Kontruktion muß den Ansprüchen in Bezug auf formale Durchbildung des betreffenden Bauteiles in ausreichender Weise Rechnung tragen.

Auch hierin sind die Anforderungen sehr mannigfaltig. Sie sind am geringsten bei einfachen Nützlichkeitsbauten, bei denen die reine Konstruktions- oder Nutzform zur Anschauung gebracht wird. Die weitgehendste Rücksicht dagegen wird auf die architektonische Formgebung zu nehmen sein bei Bauwerken, die rein ideellen Zwecken zu dienen haben, bei monumentalen Gebäuden und Denkmälern.

Gerade der hier in Rede stehende Grundsatz mußte bestimmend sein, daß, wie schon in den einleitenden Vorbemerkungen (S. 2) gesagt worden ist, bei der Besprechung der »Hochbaukonstruktionen« die formale Gestaltung nicht ganz unberücksichtigt bleiben konnte.

7.  
Oekonomie

Die Kontruktion soll eine ökonomische, die Herstellungs- und Unterhaltungskosten des betreffenden Bauteiles, bzw. Bauwerkes sollen thunlichst geringe sein.

Zweck und Dauer des betreffenden Bauteiles einerseits, die verfügbaren Geldmittel andererseits werden in dieser Beziehung ausschlaggebend sein.

---



Handbuch der Architektur.

III. Teil:

DIE HOCHBAUKONSTRUKTIONEN.

---

ERSTE ABTEILUNG.

**KONSTRUKTIONS-  
ELEMENTE.**

---







I. Abschnitt.

Konstruktionselemente in Stein.

VON ERWIN MARX.

I. Kapitel.

Steinkonstruktionen im allgemeinen.

Die Hauptmasse der meisten Bauwerke besteht aus Steinen oder steinähnlichen Stoffen. Es gehören diese daher zu den allerwichtigsten Baustoffen, und es werden dieselben überall da verwendet, wo es sich um Herstellung von möglichst dauerhaften, allen äußeren Einflüssen am längsten Widerstand leistenden Bauten handelt. Von den Bauwerken der alten Völker sind uns fast nur aus Stein errichtete erhalten geblieben; in keinem anderen Baustoff läßt sich ein so hoher Grad von Monumentalität erzielen; die meisten Architekturssysteme beruhen auf der Verwendung von Stein oder steinähnlichen Massen.

8.  
Verschiedenheit  
nach dem  
Material.

Die Natur bietet nicht überall Felsarten, aus denen Bausteine gewonnen werden können; man war daher von den frühesten Zeiten an in vielen Gegenden darauf angewiesen, aus anderen, dem Mineralreiche entnommenen Stoffen auf künstlichem Wege steinähnliche Massen zu erzeugen.

Es kann dies auf zweierlei Weise geschehen: entweder indem man geeignete Erden oder andere lose Massen zu regelmässigen Stücken formt, diese auf irgend eine Weise festigt und sie dann wie natürliche Steine zu Bauteilen zusammensetzt, oder indem man dieselben Stoffe unmittelbar zur Herstellung grösserer Baukörper durch Gießen oder Stampfen verwendet. Es mag sogar diese künstliche Erzeugung von steinähnlichen Massen dem Bauen mit den Felsen abgewonnenen Steinen der Zeit nach vorangegangen sein, da das letztere jedenfalls schwieriger ist, die Kenntnis besserer Werkzeuge voraussetzt und vielfach die Bewegung grösserer Einzellasten in sich schließt.

Auf alle Fälle werden daher bei einer Besprechung der Steinkonstruktionen im allgemeinen nicht bloß die Konstruktionen aus einzelnen Stücken, sondern zugleich auch diejenigen Konstruktionen Erwähnung finden müssen, bei welchen aus ursprünglich weichen Massen durch allmähliche Erhärtung steinähnliche Baukörper in grösserer Ausdehnung sich ergeben und die man gewöhnlich als Guß- und Stampfmauerwerke bezeichnet. Bei den Steinkonstruktionen sind also dem Material nach zu unterscheiden:



- a) Konstruktionen aus natürlichen Steinen, und zwar aus solchen,
  - α) die nach einer bestimmten Form genau bearbeitet und von größeren Abmessungen sind (Quader, Haufsteine, Schnittsteine, Werksteine, Werkstücke),
  - β) die regelmässig bearbeitet, aber von kleineren Abmessungen, wenig oder gar nicht bearbeitet sind (Bruchsteine);
- b) Konstruktionen aus künstlichen Steinen;
- c) Konstruktionen aus Gufs- oder Stampfmassen, und
- d) gemischte Konstruktionen, bei denen die Konstruktionen unter a, b und c in den verschiedenen möglichen Zusammenstellungen zur Ausführung von einem und demselben Bauteil Verwendung finden.

9.  
Einfluss des  
Steinmaterials.

Will man zweckmässig bauen, so muss man die Eigenschaften des Baustoffes berücksichtigen. Es kommt hierbei namentlich der Widerstand gegen die möglichen Beanspruchungen in Betracht. Die Steine leisten gegen Druck einen bedeutenden Widerstand, während ihre Festigkeit gegen Zug und Biegung, sowie ihre Elastizität eine verhältnismässig viel geringere ist. Es müssen demnach die Steinkonstruktionen namentlich auf Verwertung der Druckfestigkeit abzielen. Dadurch wird einerseits die Art ihrer Lagerung im Bau bedingt, andererseits ihre Verwendungsfähigkeit und Verbindungsweise beschränkt.

Die oftmals bedeutende Härte des Steines, die Sprödigkeit und die geringe Festigkeit desselben gegen Zug und Biegung gestatten nicht oder nur ausnahmsweise Verbindungsarten, wie sie für die Holzkonstruktionen kennzeichnend sind, als z. B. Zapfen, Verzahnungen etc. Die verhältnismässige Kürze, in der die meisten Steinstücke nur erlangt werden können, ebenso wie die geringe Elastizität und Biegefestigkeit erlauben es nicht, Steine zu Balken in der Ausdehnung, wie Holz und Eisen zu verwenden. Die Steinbalkendecken der Aegypter, Syrer und Griechen wird man für heutige Verhältnisse nicht mehr brauchbar finden, obgleich andererseits ähnliche Verwendungsweisen, wie zur Herstellung von Treppen, wagrechten Ueberdeckungen von Oeffnungen etc. gar nicht zu umgehen und unter Beobachtung der nötigen Vorichtsmaassregeln auch zweckmässig sind.

Wenn auch infolge dieser beschränkteren Verwendungsfähigkeit der Stein gegen Holz und Eisen im Nachteil ist, so bietet doch die fachgemässe Ausnutzung der Druckfestigkeit in den Gewölben ein Mittel, Aehnliches wie mit jenen zu erreichen und sehr grosse Weiten mit Steinkonstruktionen zu überspannen, die den Holz- und Eise konstruktionen durch ihre grössere Dauer, bedingt durch die grössere Feuer- und Witterungsbeständigkeit, entschieden voranstehen.

Das grössere Gewicht bei einer durch das Material bedingten gewissen Dicke gibt von Haus aus den reinen Steinkonstruktionen eine grössere Stabilität, als den Konstruktionen von Holz, ebenso denen gegenüber, die aus Eisen hergestellt werden, das zwar viel schwerer ist, aber seiner grossen Festigkeit wegen in möglichst geringen Stärken verwendet werden muss. Es ergibt sich hieraus die im allgemeinen weit grössere Einfachheit der Konstruktionen von Stein gegenüber denen von Holz oder Eisen, deren Stabilität durch Einführung zusammengesetzterer Verbände und Verbindungen, wie sie die Natur dieser Stoffe gestattet, erreicht werden muss. In der vereinigten Ausnutzung der günstigsten Eigenschaften dieser drei Stoffe beruht u. a. die Anwendung der Holz- und Eisenschwerke, bei denen die Felder des aus Holz, bezw. Eisen hergestellten Gerippes mit Mauerwerk ausgefüllt werden.

10.  
Verwendung  
der Mörtel.

Eine Voraussetzung zu letzterer Verwendungsweise und überhaupt ein grosser Vorteil für die Verwendbarkeit des Steinmaterials ist der Umstand, dass gewisse Stoffe, namentlich die Mörtel, zur Verfügung stehen, die in weit ausgedehnterer



Weise, als dies bei Holz und Eisen der Fall ist, eine Verkittung einzelner Steinstücke zu mehr oder weniger monolithen Massen gestatten und welche selbst mit der Zeit zu steinähnlichen Massen erhärten. Wenn nun auch die Festigkeit dieser Verbindungen der Steine durch die Mörtel oder andere hierher gehörige Bindemittel nicht in allen Fällen sehr bedeutend ist, wenigstens für die Zeit kurz nach der Herstellung, so beruhen die Vorteile derselben doch nicht blofs in der Verkittung, sondern auch noch in anderem, was in Kap. 3 (unter a) zu erörtern sein wird, und es ist in- folgedessen die Verwendung der Bindemittel bei allen neueren Steinkonstruktionen eine so allgemeine und ausgedehnte, dafs solche im Hochbau nur selten ganz ohne dieselben ausgeführt werden. In Beziehung auf die Verwendung der Mörtel bei Steinkonstruktionen kann man dieselben daher einteilen:

- a) in solche ohne Mörtel;
- b) in solche mit Mörtel, und
- c) in solche, die sehr viel Mörtel enthalten oder ganz aus Mörtel bestehen.

Die Konstruktionen unter a nennt man wohl Trockenmauerwerke, wenn Mauerkörper auf diese Weise hergestellt werden. Es sind hierher aber noch eine Anzahl anderer Konstruktionen (ein Teil der Steintreppen, Dachdeckungen) einzureihen.

Die Konstruktionen unter b bezeichnet man gewöhnlich als Mörtelmauerwerk, wohl auch schlechtweg nur als Mauerwerk, die unter c als Gufs- und Stampfwerk (hauptfächlich kommt hier der Beton in Betracht), wie in Art. 8 angeführt wurde.

Die beiden letzteren Konstruktionsweisen bieten namentlich die Mittel zur Begrenzung von Räumen und Stützung von Lasten. Die Hauptformen dieser Verwendungen sind Mauern und Pfeiler, sowie die Gewölbe.

Die mannigfaltigen Formen, in denen die Steine gewonnen, zugerichtet und künstlich hergestellt werden können, geben aber noch zu den verschiedensten anderweitigen Benutzungen derselben Veranlassung, namentlich zu Fußboden- und Deckenbildungen. Es sind hierbei anzuführen: Plattenbeläge, Pflasterungen, Mosaik etc.; Ueberdeckungen von Oeffnungen mit Steinbalken und von Balkenfächern mit Platten; die verschiedenen steinernen Dachdeckungen, Wandbehänge und Wandtäfelungen. Die Konstruktionen der Steintreppen nehmen, wie in räumlicher Beziehung, so auch in konstruktiver eine vermittelnde Stellung zwischen Fußboden- und Deckenbildungen ein.

Bei den Mauerwerken treten die Steine am massenhaftesten und selbständigsten auf; sie verdienen daher schon bei einer allgemeinen Besprechung der Steinkonstruktionen besondere Berücksichtigung. Es lassen sich für sie bestimmte Regeln entwickeln, die zum Teile auch für andere Konstruktionen von Stein Gültigkeit haben.

Wie schon erwähnt, ist eine sehr wichtige Eigenschaft der Mörtel die, dafs mit ihnen Steinstücke zusammengekittet werden können. Namentlich kommt dieselbe für Mauerwerke aus kleinen Stücken in Betracht. Diese Verbindung der Steine wird aber erst allmählich, mit zunehmender Erhärtung der Mörtel, fest, und im Anfang sind die durch Mörtel verbundenen Steine oft leicht verschiebbar, ja mitunter noch leichter beweglich, als ohne denselben, da durch diese weiche, halbflüssige Zwischenlage die Reibung zwischen den Steinen vermindert werden kann. Würde man immer einen plötzlich erhärtenden Mörtel verwenden und würden die Mörtel stets so fest, wie das Steinmaterial, so hätte man es schon von vornherein oder wenigstens nach einiger Zeit mit monolithen Steinmassen zu thun, in denen die Steine unverrückbar

11.  
Anwendung.

12  
Bedingungen  
für die  
Herstellung.



liegen würden, was der Endzweck der Konftruktion ist. Es wäre dann ganz gleichgültig, wie und in welcher Form die Steine neben- und übereinander gelagert sind <sup>3)</sup>. So rasch und nachhaltig erhärtende Mörtel gibt es nun allerdings; man verwendet sie aber aus anderen, hier nicht zu erörternden Rücksichten nur selten. Zur Erzielung möglicher Festigkeit, d. h. hier also möglicher Unverrückbarkeit der einzelnen Steine eines Mauerwerkes, gehören demnach noch andere Mittel, als bloße Verbindung durch den Mörtel, nämlich Rücksichtnahme auf Form und Zueinanderordnung der einzelnen Steine. Ja, bei Feststellung der Regeln, nach denen Form und Aneinanderreihung der Steine im Mauerwerk zu bestimmen sind, spielt der Mörtel gar keine Rolle und kann dabei unberücksichtigt bleiben, weil er in seiner erst weichen Beschaffenheit sich der Gestalt der Steine anschmiegt, weil er ferner anfangs keine eigene Festigkeit besitzt und weil endlich auch Mauerkörper ohne Mörtel herzustellen sind.

13.  
Lage der  
Fugenflächen.

Die Flächen, in denen sich die Steine im Mauerwerk berühren, heißen Fugenflächen, die Durchdringungen dieser Fugenflächen mit zur Ansicht kommenden Flächen des Mauerwerkes Fugenlinien oder kurzweg Fugen.

Kräfte, die auf ein Mauerwerk wirken, werden in den Fugenflächen von einem Steine auf den benachbarten übertragen; man kann eine solche Kraft als Fugenkraft bezeichnen, und da hier meist nur Drücke zur Wirkung gelangen, insbesondere als Fugendruck. Verschiebungen durch den Fugendruck steht nur die Reibung in den Fugenflächen entgegen, da wir von einer Verkittung durch Mörtel hier absehen. Wäre auch keine Reibung vorhanden, so müßte die Fugenfläche senkrecht zur Richtung des Fugendruckes liegen, wenn ein Gleiten vermieden werden soll. Abweichungen von dieser Lage der Fugenflächen sind daher in ihrer Größe von der vorhandenen Reibung abhängig zu machen. Der Reibungskoeffizient zwischen Stein auf Stein ist 0,6 bis 0,7, der Reibungswinkel 31 bis 35 Grad. Unterschiede zwischen der Richtung des Fugendruckes und der Senkrechten zur Fugenfläche dürfen daher dieses Maß nicht übersteigen. Nimmt man doppelte Sicherheit an, so verringert sich dieser Winkel auf 17 bis 19 Grad. Da die Reibung auch durch Erschütterungen, durch Wasser und sonstige äußere Einflüsse vermindert werden kann, so ist im allgemeinen als theoretisch zweckmäßigste Lage der Fugenfläche diejenige senkrecht zur Richtung des Fugendruckes anzusehen. Abweichungen von dieser Richtung, soweit es die Reibung gestattet, werden nur durch andere Rücksichten gerechtfertigt werden können.

Die Richtung des Fugendruckes in einem Mauerwerk wechselt häufig, z. B. bei einem Gewölbe; es werden demnach auch die Richtungen der Fugenflächen in einem solchen Falle wechseln müssen. Man erhält infolgedessen nicht parallele, sondern konvergierende Schichten des Mauerwerkes. Beruht nun darauf auch z. B. die Haltbarkeit der Gewölbe, und wird man sich bei diesen der schwierigeren und kostspieligeren Mauerung und Herstellung passender Steine nicht entziehen können, so wird man andererseits in vielen Fällen, namentlich wo es sich um lotrechte Mauerkörper handelt, von der strengen Durchführung des vorher erörterten Grundsatzes abzuweichen wünschen müssen, um Erleichterung der Arbeit und Verminderung der Kosten zu erzielen. Man wird deswegen häufig eine parallele

<sup>3)</sup> Der Beton ist ein in diesem Sinne bereitetes Konftruktionsmaterial; nur auf der Bindung durch den Mörtel beruht seine Festigkeit und Kohäsion, an die man daher nicht höhere Ansprüche stellen darf, als sie der betreffende Mörtel zu leisten vermag.



Schichtung des Mauerwerkes, senkrecht zu einer mittleren Druckrichtung, vorziehen, weil dann die Steine von parallelen Flächen begrenzt werden können, was die Ausführung erleichtert.

Auch im Hochbau kommt es öfters bei lotrechten Mauerkörpern vor, daß die mittlere Druckrichtung in denselben nicht lotrecht ist, sondern schief im Raume (bei Widerlagsmauern von Gewölben, Strebepfeilern, Futter- und Stützmauern etc.). Infolge der parallelen Schichtung — bei Einführung einer mittleren Druckrichtung — und weil die Mauern in den meisten Fällen lotrechte Begrenzungsebenen erhalten müssen, ergeben sich an diesen spitzwinkelige Kanten der Steine, die fachliche Bedenken gegen sich haben. Spitzwinkelige Kanten werden leichter abgedrückt; auch werden sie leichter durch die Verwitterung zerstört, als rechtwinkelige oder gar stumpfwinkelige. Die rechtwinkeligen Kanten kann man aber im vorliegenden Falle nur durch wagrechte Schichtung des Mauerwerkes erzielen, welche auch die im Hochbauwesen am meisten angewendete ist. Das, was man hierbei an Festigkeit der Konstruktion infolge größerer Abweichungen von der theoretisch richtigen Lage der Fugenflächen senkrecht zur Druckrichtung einbüßt, muß durch größere Stärke der Mauer ersetzt werden. Wie man die spitzen Winkel wenigstens an einer Seite der Mauern vermeiden kann, wird später zu erörtern sein<sup>4)</sup>.

Die aus den vorher angegebenen praktischen Rücksichten auf die Art des Steinmaterials wünschenswerte parallelepipedische Gestaltung der Steine einer Mauer ist auch diejenige, die sich am leichtesten, einfachsten und billigsten ausführen läßt. Bei den zumeist im Hochbauwesen zur Verwendung kommenden natürlichen Steinarten, den Sedimentärgesteinen, entspricht sie auch gewöhnlich der natürlichen Schichtung und Zerklüftung, sowie der Gewinnungsweise in den Steinbrüchen, während sie bei den künstlichen Steinen die für die Fabrikation bequemste ist.

Die Benennung der Fugenflächen ist je nach ihrer Lage zur Druckrichtung im Mauerwerk eine verschiedene. In der Regel ist nur ein Hauptdruck vorhanden. Die im allgemeinen zur Richtung dieses Hauptdruckes senkrecht zu legenden Fugenflächen heißen Lagerflächen, die parallel zu derselben liegenden Stofsflächen. Die Durchdringungslinien dieser Steinflächen mit den Begrenzungsflächen des Mauerwerkes heißen Lagerfugen, bezw. Stosfugen. Unter den Stofsflächen werden mitunter diejenigen, welche im Äußeren des Mauerwerkes nicht durch Fugenlinien kenntlich werden, als Zwischenflächen bezeichnet. Es werden dieselben nur in einem Durchschnitte sichtbar. Man nennt dieselben wohl auch gedeckte Fugen im Gegensatz zu den äußerlich sichtbar werdenden offenen Stosfugen.

Der Mauerabschnitt zwischen zwei fortlaufenden Lagerflächen heißt Mauerfuge (Wölbefuge). Durch die Lagerflächen wird der Hauptdruck von einer Schicht auf die benachbarte übertragen; deshalb hat man den Lagerflächen eine der Natur des Steinmaterials entsprechende Größe zu geben. Sie ist mindestens so groß zu machen, daß auch unter den ungünstigsten Verhältnissen der Druck auf die Flächeneinheit die zulässige Beanspruchung nicht übersteigt. Bei Verwendung von künstlichen Steinen hat man die Bestimmung dieser Größe allerdings nicht in der Hand. Die Druckfestigkeit der Steine, quadratische Druckfläche vorausgesetzt, nimmt mit abnehmender Höhe zu; sie nimmt auch noch unter Würfelhöhe

14.  
Fugenflächen  
und  
Mauerfugen.

<sup>4)</sup> Siehe: Teil III, Band 2, Heft 1 (Abt. III, Abchn. 1, A: Wände) dieses Handbuchs.



zu <sup>5)</sup>; daher ist es zweckmäfsig, die Höhe oder Stärke einer Schicht, die der Höhe einer Stofsfläche entspricht, nicht gröfser als die kleinste Abmessung der Lagerfläche eines Steines zu nehmen, sondern eher noch geringer.

Die Länge der Lagerfläche hängt von der Biegefestigkeit des Steinmaterials ab. Es kommt diese in Frage, weil beim Mauerwerk selten ganz genaue Arbeit vorauszusetzen ist und deshalb einzelne Steine hohl zu liegen kommen können. Die Biegefestigkeit der Steine ist bekanntlich sehr gering und daher die Länge der Lagerflächen und mit diesen die Länge der Steine eine entsprechend beschränkte. Unter Berücksichtigung desselben Umstandes darf auch die Stofsfläche im Verhältnis zur Lagerfläche nicht zu klein genommen werden. Daraus ergibt sich eine kurze gedrungene Form der Steine als die zweckmäfsigste, wozu noch der früher besprochene wünschenswerte Parallelismus der gegenüber liegenden Flächen tritt.

<sup>15.</sup>  
Wahl der  
Lagerflächen.

Wären alle Steinmaterialien von durch und durch gleichartiger Beschaffenheit, so würden alle Seiten derselben gleich gut im Stoff geeignet sein, als Druck empfangende Lagerflächen zu dienen. Bei den künstlichen Steinen kann diese Eigenschaft vorausgesetzt und auch beschafft werden. Bei den zu Hochbauten zumeist verwendeten natürlichen Steinen, bei den geschichteten Gesteinen, ist diese Eigenschaft infolge der natürlichen Schichtung gewöhnlich aber nicht vorhanden. Es besitzen dieselben senkrecht zur natürlichen Schichtung gröfsere Druckfestigkeit, als parallel zu derselben. Man hat daher zu Lagerflächen die Bruchlagerflächen zu verwenden.

<sup>16.</sup>  
Gröfse der  
Steine.

Die Rücksicht auf das innere Gefüge der Steine ist zum Teile auch für die Bestimmung der Gröfse derselben maßgebend. Da nach den vorhin angegebenen Gründen die natürliche Schichtung immer senkrecht zur Druckrichtung gelegt werden sollte, so ist die dieser Richtung entsprechende Abmessung des Steines, die Höhe oder Dicke desselben, abhängig von der Stärke der Gebirgsschichten, von der Mächtigkeit der Bänke in den Steinbrüchen der Bezugsorte. Länge und Breite der Werkstücke aus natürlichem Stein müssen weiter zu ihrer Höhe in einem angemessenen Verhältnis stehen, das von der Biegefestigkeit des betreffenden Materials abhängig ist, wie dies schon früher ausgeführt wurde. Im allgemeinen kann man wohl sagen, dafs man bei nicht sehr festen Sand- und Kalksteinen das Doppelte, bei festen Sand- und Kalksteinen das Dreifache, bei Marmor das Vierfache, bei Granit und entsprechenden Materialien das Fünffache der Höhe zur Länge nehmen kann. Die Breite wird zwischen der einfachen und doppelten Höhe bemessen, darf aber nicht geringer, als diese sein (von Verblendungen mit Platten natürlich abgesehen). — Bei den künstlichen Steinen ist die Gröfse abhängig von der Grenze, bis zu welcher man eine gleichartige und feste Masse erzeugen kann.

Aufser von diesen in der Natur der Materialien begründeten Bedingungen für die Gröfsenbestimmung der Steine ist dieselbe auch noch von der Möglichkeit der Beförderung und von der Art des Verfertzens im Bau abhängig. Beim Verfertzen der Steine mit der Hand müssen die Steine handlich bleiben, dürfen also ein gewisses Gewicht nicht überschreiten, während sonst das grösste zulässige Gewicht von der Leistungsfähigkeit der zur Verfügung stehenden Hebemaschinen abhängig ist.

<sup>17.</sup>  
Steinverband  
und Stein-  
verbindung.

Aus der Erfahrung hat sich ergeben, dafs man bei den im Bauwesen bevorzugten, regelmäfsig spaltenden Steinen am sichersten, bequemsten und billigsten in

<sup>5)</sup> Siehe: BAUSCHINGER, J. Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der k. polytechnischen Schule in München. Heft VI. München 1876. S. 7.



Schichten mit durchgehenden p̄arallelen Lagerfl̄achen mauert, d. h. indem man eine Anzahl gleich hoher Steine in einer Schicht vereinigt. Bei lotrechten Mauern h̄alt man auferdem noch wagrechte ebene Lagerfl̄achen f̄ur zweckm̄āsig <sup>6)</sup>. Werden bei Verwendung von M̄orteln hierbei noch die M̄ortelb̄ander zwischen den Schichten von durchgehends gleicher Dicke gehalten, so erzielt man dabei noch ein m̄oglichst gleichm̄āsiges Setzen, das innerhalb eines Mauerwerkes hauptf̄achlich durch das Zusammenpressen des M̄ortels und das Schwinden deselben verurfacht wird.

Trotz dieser zweckm̄āsigen Anordnungen sind infolge von auf das Mauerwerk wirkenden Dr̄ucken Verschiebungen einzelner Steine innerhalb deselben m̄oglich. Soweit dies überhaupt angeht, sind diese Verschiebungen auf zweierlei Weise zu verhindern:

a) Durch ein zweckm̄āsiges Aneinanderreihen oder Verketten der Steine innerhalb einer Schicht und zweckm̄āsiges Zueinanderordnen der Stofsfugen einer Schicht zu denen einer folgenden; es ist dies der Steinverband.

b) Durch Hinzuziehen von Hilfsmitteln, die eine Bewegung einzelner Steine in einer Schicht unabh̄angig von den benachbarten durch Befestigung der Steine untereinander verh̄uten sollen. Wir wollen die Arten dieser Befestigungen als Steinverbindungen <sup>7)</sup> bezeichnen. Es k̄onnen dieselben auf dreierlei Weise hergestellt werden:

- 1) durch Verbindung mittels der fog. Bindemittel (M̄ortel);
- 2) durch besondere Formung der Fugenfl̄achen, und
- 3) durch besondere Hilfsst̄ucke von Stein, Holz und Metall.

Ist nur ein Hauptdruck vorhanden und liegen dabei die Lagerfugen theoretisch richtig, also senkrecht zur Druckrichtung oder innerhalb der zul̄āssigen Abweichung von derselben (z. B. bei lotrechten Mauern mit lotrechter Belastung oder bei richtig konstruierten Gew̄olben), so reicht man mit dem Steinverband aus. Ebenso, wenn noch zul̄āssige Beanspruchungen (anders gerichtete Dr̄ucke oder Zugspannungen) hinzutreten und auf diese im Verband R̄ucksicht genommen wird. In der Regel wird aber die unter b, 1 angefuhrte Verbindung durch den M̄ortel hinzugezogen, und es wird diese um so wichtiger, je kleinst̄uckiger, weniger gut bearbeitet oder unregelm̄āsiger das Material ist. Es wird dieselbe unentbehrlich, wenn man ub̄erfl̄ussige Mauerst̄arcken vermeiden will, bei nicht richtiger Lage der Lagerfl̄achen zur Druckrichtung und wenn m̄ogliche zuf̄allige Beanspruchungen im Verbande nicht gen̄ugend beruicksichtigt sind. Es werden dann h̄aufig noch die unter b, 2 und b, 3 angefuhrten Verbindungen angewendet. Die blofse Verwendung der Verbindungen ohne einen Verband kommt bei fachgem̄āssen Steinkonstruktionen nicht vor, abgesehen nat̄urlich von den schon mehrfach erw̄ahnten Konstruktionen, deren Bestand auf der blofsen Verbindung durch M̄ortel beruht oder die ganz aus derartigen Bindemitteln bestehen (Gufs- und Stampfmaffen).

Die Verbindungen werden sp̄ater (in Kap. 3) n̄aher zu er̄ortern sein; dagegen sollen jetzt schon die allgemeinen Grunds̄atze f̄ur die Steinverb̄ande festgestellt werden.

Als Aufgabe des Verbandes war das Verh̄uten von Verschiebungen einzelner Steine bezeichnet worden. Denken wir uns ein Mauerwerk durch einen einzelnen

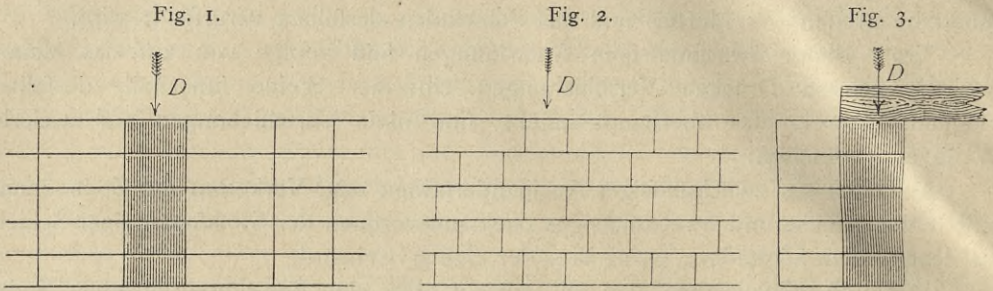
18.  
Grunds̄atze  
f̄ur den  
Steinverband.

<sup>6)</sup> Da bei lotrechten Mauern der Hauptdruck meist ebenfalls lotrecht ist, so empfiehlt sich, den Auseinanderfetzungen in Art. 13 (S. 13) entsprechend, auch vom theoretischen Standpunkte aus die wagrechte Lage der Lagerfl̄achen.

<sup>7)</sup> Entsprechend der Unterscheidung von Holzverband und Holzverbindung.



Hauptdruck  $D$  beansprucht und die Steine in der in Fig. 1 angegebenen Weise angeordnet, also mit in lotrechter Richtung durchgehenden Stofsflächen, so wird von der Mauer nur der schraffierte Teil durch  $D$  in Anspruch genommen. Es könnten sich in demselben die Steine unabhängig von den benachbarten bewegen; an einer Bewegung würden sie höchstens durch Reibung in den Stofsflächen gehemmt.



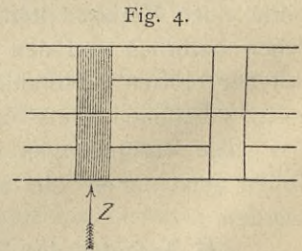
Wir haben keinen Verband. Ordnen wir dagegen die Steine in der in Fig. 2 angenommenen Weise an, so haben wir einen Verband; denn es können nun durch den Druck  $D$  nicht mehr blofs einzelne, unmittelbar lotrecht übereinander liegende Steine verrückt werden, sondern an einer etwaigen Verrückung müfste eine ganze Zahl von benachbarten teilnehmen. Es wird hierbei gleichzeitig etwas anderes Wichtiges erreicht: der Einzeldruck  $D$  wird auf einen gröfseren Teil der Mauer verteilt, ein einzelner Stein in derselben viel weniger auf Zerdrücken in Anspruch genommen.

Einzellaften kommen bei Hochbauten öfters vor, z. B. bei den einzelnen Balken einer Balkenlage ohne Mauerlatte, bei Tragbalken einer Deckenkonstruktion, bei Bindern der Dachwerke, bei Säulenstellungen etc.

Denken wir uns ferner den Fall, dafs ein vereinzelter Hauptdruck nicht in der ganzen Stärke einer Mauer zur Wirkung gelangt, wie in Fig. 3 (Querschnitt in Richtung der Mauerdicke) angenommen, so wird eine Längsspaltung der Mauer eintreten können, wenn derselben nicht durch einen Verband in Richtung der Stärke der Mauer vorgebeugt wird.

Zu den Hauptdrücken, mögen sie nun gleichmäfsig verteilt oder vereinzelt auftreten, kommen häufig noch zufällige Beanspruchungen hinzu, und zwar:

1) Solche senkrecht zur Richtung des Hauptdruckes und senkrecht zur Anfichtsfläche des Mauerwerkes (Stöfse etc.,  $Z$  in Fig. 4); gehen dabei die Stofsflächen durch die ganze Mauerdicke hindurch, wie in Fig. 4 (Aufficht auf eine Lagerfläche) angenommen, so werden die zwischen zwei Stofsflächen gelegenen Steine allein beansprucht und durch die Mauer geschoben werden können, ohne daran durch ihre Nachbarn gehindert zu sein. Dem würde auch durch einen Verband abgeholfen werden können<sup>8)</sup>.



2) Kräfte, gleichfalls senkrecht zur Richtung des Hauptdruckes, aber parallel zur Anfichtsfläche des Mauerwerkes, die von örtlichen Senkungen, Erschütterungen etc.

<sup>8)</sup> Es muß hier angeführt werden, dafs man doch, aus Gründen der Ausführung vielfach die Stofsflächen durch die Mauerstärke hindurchlaufen läfst, dafür aber oft Steinverbindungen hinzuzieht.



herrühren und als Druck- oder Zugspannungen auftreten können. Auch in diesen Fällen wirkt ein Verband für den Zusammenhalt eines Mauerwerkes günstig.

Eine Bewegung der Schichten übereinander infolge von so gerichteten Kräften ist dadurch aber noch nicht ausgeschlossen und nur durch Aufgeben der Mauerung in Schichten oder durch Anwendung von Steinverbindungen zu verhüten.

Von den Urfachen, welche Längsspannungen in einem Mauerwerk hervorrufen, muß eine, als bisher zu wenig beachtet und erkannt, hier besonders hervorgehoben werden. Es ist dies die Ausdehnung und Zusammenziehung des Steinmaterials bei Wärmezunahme und -abnahme. Es ist diese Veränderlichkeit des Rauminhaltes durchaus nicht unbedeutend, wie aus den unten mitgeteilten Zahlen hervorgeht. (Der Ausdehnungskoeffizient für Sandstein<sup>9)</sup> nähert sich, der für Portland-Zementbeton ist gleich dem von Eifen, und der von Gips ist sogar größer.) Durch dieselbe können bei lang ausgedehnten Mauerwerken Verschiebungen von Steinen und Risse entstehen; dergleichen können dann, wenn die Mauerenden fest gehalten sind, gefährliche Ausbauchungen sich bilden. Es mögen derartige Erscheinungen, für die man sonst keine genügende Urfache nachweisen konnte, oft auf diese Veränderlichkeit der fast allgemein für raumbeständig gehaltenen Stein- und Mörtelmaterialien zurückzuführen sein.

Die umfassendsten Versuche über die Ausdehnung der Mauerwerke durch Wärmeerhöhung, welche dem Verfasser bis jetzt bekannt geworden sind, sind diejenigen *Boumceau's*<sup>10)</sup>. Als Mittelwerte aus je zwei Versuchen gibt derselbe folgende Ausdehnungskoeffizienten an (lineare Ausdehnung für 1 Grad C.<sup>11)</sup>.

Gufs aus reinem Portland-Zement . . . . .	0,0000107
Gufs aus Portland-Zementmörtel . . . . .	0,0000118
(1 Teil Zement, 2 Teile Quarzsand)	
Backsteinmauerwerk in Portland-Zementmörtel . . .	0,0000089
(die Ziegel als Binder verlegt)	
Daselbe (die Ziegel als Läufer verlegt) . . . . .	0,0000046
Portland-Zementbeton . . . . .	0,0000143
Kalksteinquader von Ranville . . . . .	0,0000075
Desgleichen von der Maladrerie bei Caen . . . . .	0,0000089
Granitquader von Diélette . . . . .	0,0000079
Marmor . . . . .	0,0000054
Weißer Gipsgufs . . . . .	0,0000166

Als Mittel zur Verhinderung der schädlichen Wirkung der Ausdehnung der Steine durch Temperaturerhöhung schlägt *Boumceau* vor, bei lang ausgedehnten Mauerkonstruktionen, wie z. B. Umfassungsmauern, Quaimauern etc., in Zwischenräumen Schlitzlöcher von einigen Millimeter oder Centimeter Breite einzufachalen.

Als eine andere Urfache für das Entstehen von Längsspannungen mag hier noch das infolge der Aufnahme von Feuchtigkeit eintretende Quellen mancher Steinarten, namentlich der thonigen Sandsteine, angeführt werden.

Den Einfluß der Wärme, Nässe und des Frostes auf Mauerwerke aus Sandsteinquadern und Backsteinen, sowie auf Portland-Zementmörtel und Portland-Zementbeton behandelt ausführlich *Debo*<sup>12)</sup>. Derselbe weist auch nach, daß die oben mitgeteilten *Boumceau's*chen Zahlen nicht Anspruch auf Zuverlässigkeit machen können und neue, gründlichere Versuche zur Feststellung von Koeffizienten, sowohl für die Ausdehnung der Mauerwerke durch die Wärme, als durch die Nässe erforderlich sind.

<sup>9)</sup> Nach *Adie* ist der lineare Ausdehnungskoeffizient für Sandstein 0,00001174 und nach *Lavoisier* und *Laplace* für weiches geschmiedetes Eifen 0,00001220. (Vergl.: *LUEGER*, O., *Lexikon der gesamten Technik*. Bd. I, S. 587.)

<sup>10)</sup> Mitgeteilt in: *Annales des ponts et chaussées* 1863, 1. Sem., S. 178.

<sup>11)</sup> Des Vergleiches wegen seien aus Teil I, Band 1 dieses »Handbuchs«, Art. 163 (S. 184) [2. Aufl. Art. 233, S. 223] die Ausdehnungskoeffizienten für Eifen nach *Heinzerling* (auf 1 Grad C. umgerechnet) wiederholt:

Gufseisen . . . . .	0,0000132
Schmiedeeifen . . . . .	0,0000145
Stahl . . . . .	0,0000135

<sup>12)</sup> In: *Der Einfluß der Temperatur und der Nässe auf Steine und Mörtel*. Hannover 1897. — Ueber den Einfluß der Luftwärme auf das Verhalten des Mauerwerkes eines Brückenbogens siehe: *Deutsche Bauz.* 1895, S. 486.



Aus den gegebenen Beispielen ergibt sich als erster allgemeiner Hauptgrundfatz für die Steinverbände, daß in zwei aufeinander folgenden Schichten keine Stofsflächen aufeinander treffen dürfen, sondern gegenseitig veretzt sein müssen, und daß ferner auch in der Richtung der Stärke und Länge des Mauerwerkes wo möglich keine Stofsflächen ganz durchlaufen sollten.

Berücksichtigt man weiter, daß die Festigkeit eines Verbandes nicht allein von der Anordnung der Stofsugen abhängen kann, sondern auch von der eigenen Festigkeit der einzelnen Steine abhängig sein muß, und daß in den Stofsugen, wenn keine künstlichen Verbindungen zwischen den Steinen angewendet sind, irgend welche Festigkeit nicht vorhanden ist, so läßt sich weiter als zweiter Grundfatz für die Steinverbände folgern, daß ein Verband um so fester sein wird, je weniger Stofsflächen innerhalb der Ausdehnung dieses Mauerwerkes in eine zur Hauptdruckrichtung parallele Ebene fallen.

Diesen Grundfätzen kann man durch Verschiedenheit der Abmessungen der einzelnen Steine oder durch Verwendung verschieden großer Steine und durch verschiedene Lage der gleich oder verschieden großen Steine in den Schichten gerecht werden.

Je nach der Anordnung der Steine in den Schichten erhalten dieselben verschiedene Namen, die für alle Mauermaterialien gültig sind und deshalb gleich hier angeführt werden können.

Diejenigen Steine, welche mit ihrer längsten Seite in der Anichtsfläche des Mauerwerkes oder parallel zu derselben liegen, heißen Läufer. Dagegen nennt man die Steine, welche mit ihrer Länge in das Mauerwerk eingreifen oder tiefer in dasselbe hineinreichen, als die über oder unter ihnen liegenden Steine, dieselben also überbinden, Binder. In demselben Sinne wird auch die Bezeichnung Strecker verwendet, die man mitunter aber auch nur auf Binder bezieht, welche durch die ganze Konstruktionsstärke hindurchreichen. Für diesen Fall werden auch die Namen Durchbinder oder Ankersteine benutzt<sup>13)</sup>.

Schichten, die nur aus Läufern oder nur aus Bindern zusammengesetzt sind oder wenigstens in der Mauerfläche als so zusammengesetzt erscheinen, heißen Läufer-, bzw. Binderschichten.

Die in der Anichtsfläche des Mauerwerkes liegende Fläche des Steines, die also einen Teil der ersteren bildet, nennt man das Haupt oder die Anichtsfläche. Mit dieser Bezeichnung im Zusammenhange steht die Benennung von Verbandmauerwerken, bei denen nur eine oder alle beiden Langseiten zur äußeren Erscheinung gelangen, als einhäuptige und zweihäuptige. In demselben Sinne gebraucht man auch die Benennungen Stirn- und Kopfflächen. Bei den Lagerflächen unterscheidet man das obere und das untere Lager.

Die Längenrichtung der Außenseite einer Mauer nennt man ihre Flucht.

<sup>13)</sup> Da die Bezeichnung »Strecker« auch manchmal für Läufer verwendet wird, so erscheint es zweckmäßig, dieselbe ganz zu vermeiden.



## 2. Kapitel.

## Steinverband.

Aus den Erörterungen des 1. Kapitels ergab sich die kurze, parallelepipedische Gestalt der Steine als die zweckmässigste zur Herstellung eines regelrechten Steinverbandes. Hält man dann weiter fest, daß es Aufgabe des letzteren ist, die Steine innerhalb einer Schicht sowohl, als auch in Beziehung zu den benachbarten Schichten zweckmässig zu einander zu ordnen, so leuchtet ein, daß bei einer bloß theoretischen Besprechung der Steinverbände die wirkliche Größe der Stücke nicht in Betracht zu kommen hätte, während das Verhältnis der drei Abmessungen eines parallelepipedischen Stückes zu einander eine große Rolle spielen muß. In der Bauausführung kommt aber die wirkliche Größe der Stücke für den Verband insofern in Betracht, als man bei Herstellung eines Mauerwerkes aus den größeren natürlichen Steinen mit einfacheren Anordnungen in der Regel ausreicht, während bei Anfertigung desselben Mauerwerkes aus kleineren Steinen die Verbandregeln in voller Ausdehnung zur Anwendung gelangen müssen. Ferner ist zu berücksichtigen, daß die größeren Stücke bereits durch ihr Eigengewicht eine gesicherte Lage bekommen, daß bei ihnen schon aus diesem Grunde eine weniger strenge Behandlung des Verbandes zulässiger erscheint, als bei kleinen Steinen, die selbst durch geringe Stöße aus ihrer Lage verrückt werden können. Es folgt hieraus, daß eine Erörterung der Verbände namentlich mit Rücksicht auf die kleinen Steine zu erfolgen hat. Für die Durchführung solcher Erörterungen empfehlen sich namentlich die künstlichen Steine, da für diese die Abmessungen und die Verhältnisse derselben untereinander ein für allemal festgestellt werden können, und zwar mit Rücksicht auf Ermöglichung eines regelrechten Verbandes, während für die natürlichen Steine die Abmessungen bei jedem Bau innerhalb gewisser, durch die Verhältnisse der Steinbrüche gegebenen Grenzen an den meisten Orten beliebig bestimmt werden.

20.  
Allgemeines.

Aus den angeführten Gründen scheint es zweckmässig, an dem Verfahren früherer Lehrbücher festzuhalten und die Steinverbände zunächst für die noch immer am häufigsten verwendeten Backsteine zu besprechen.

## a) Steinverbände für Mauerwerke aus Backsteinen.

Um einen regelrechten Mauerverband herstellen zu können, ist es notwendig, daß man die Backsteine nach allen drei zu einander senkrechten Richtungen aneinander schieben kann, ohne daß sich irgend welche störende Vorsprünge ergeben. Dies ist möglich, wenn im allgemeinen die Länge  $l$  des Steines gleich ist der doppelten Breite  $b$  und die Breite gleich der doppelten Dicke  $h$ , wenn also zwischen den Abmessungen die Proportion

21.  
Abmessungen  
der  
Backsteine.

$$h : b : l = 1 : 2 : 4$$

besteht. Auch bei sorgfältiger Herstellung sind aber kleine Maßunterschiede zwischen den Steinen eines und desselben Brandes, ebenso wie kleine Unebenheiten gewöhnlich nicht zu vermeiden; ferner müssen die Backsteine mit einem Mörtel vermauert werden, so daß also zwischen den einzelnen Steinen ein Zwischenraum, die Fugendicke (6 bis 15 mm), die wir mit  $f$  bezeichnen wollen, sich ergibt, was bei der Bemessung der Steine zu berücksichtigen ist. Aus Fig. 5 u. 6, worin die Lagen,



in welchen die Mauersteine zu einander gelegt werden können, dargestellt sind, ergeben sich dann folgende Beziehungen:

$$l = 2b + f = 4h + 3f;$$

$$b = 2h + f = \frac{l - f}{2};$$

$$h = \frac{b - f}{2} = \frac{l - 3f}{4}.$$

Das Format der Backsteine ist durch diese Beziehungen genau bestimmt, wenn man eine immer einzuhaltende Fugendicke und eine der drei Abmessungen feststellt. Zu letzterer eignet sich am besten die Dicke  $h$  der Steine, weil diese ein gewisses Maß nicht überschreiten darf, sobald die Steine beim Brennen eine durchweg gute Beschaffenheit erhalten sollen. Der »Deutscher Verein für Fabrikation von Ziegeln, Thonwaren, Kalk und Zement« hat <sup>14)</sup> als größtes Maß in dieser Beziehung 65 mm bezeichnet. Nimmt man eine Fugendicke von 10 mm an, so ergeben sich dann nach obigen Formeln für diese Dicke die Maße

$$h = 65 \text{ mm}, \quad b = 140 \text{ mm} \text{ und } l = 290 \text{ mm}.$$

Es sind dies die Maße des neuen österreichischen Normal-Ziegelformates <sup>15)</sup>.

Dieses österreichische Format ist also in Rücksicht auf den Verband ein theoretisch ganz richtiges, erscheint aber aus hier nicht weiter zu erörternden Gründen als ziemlich groß. Im Gebiete des ehemaligen Norddeutschen Bundes hielt man ein kleineres Format für zweckmäßiger und bestimmte dasselbe zu

$$h = 65 \text{ mm}, \quad b = 120 \text{ mm} \text{ und } l = 250 \text{ mm},$$

unter Zugrundelegung einer Stoszfugendicke von 10 mm. Die Mehrzahl der deutschen Regierungen hat dieses deutsche Normal-Ziegelformat <sup>16)</sup> für die Staatsbauten vorgeschrieben; auch hat es sich im Privatbau sehr viel Eingang verschafft, obgleich immer noch andere Formate (ein kleineres teilweise in Norddeutschland, ein größeres in Bayern) angewendet werden.

Bei diesem deutschen Normal-Ziegelformat ist die Länge gleich der Summe von doppelter Breite und einer Fugenstärke, während die zu diesem Format nach obigen Formeln zugehörige Steindicke anstatt 65 mm nur 55 mm betragen dürfte.

Diese Unrichtigkeit des Formates macht sich geltend, wenn die sog. Rollschichten mit Flachschichten in Verband treten sollen. Unter einer Rollschicht versteht man eine solche Schicht, deren Höhe gleich der Ziegelbreite ist und bei welcher die Steine mit ihrer Länge senkrecht zur Mauerflucht liegen (Fig. 7). Flachschichten sind dagegen solche Schichten, in denen die Steine auf einer Breitseite, und zwar als Läufer oder Binder, liegen. Der Formatfehler zeigt sich darin, daß zwei flach übereinander gelegte Steine mit einer Lagerfuge zwischen sich die Rollschicht um 20 mm überragen müssen, was namentlich im Backsteinrohbau unangenehm werden kann, in welchem bei der Bildung von Sockelmauern und Gefsimfen häufig der Fall eintritt, daß Rollschichten mit Flachschichten in Verband zu treten haben.

Fig. 5.

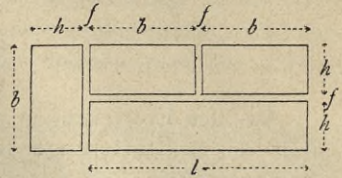
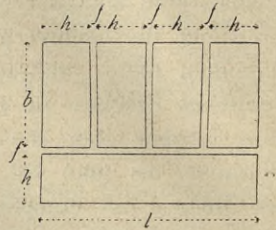


Fig. 6.



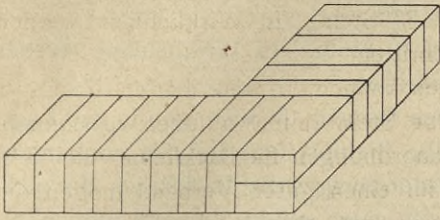
<sup>14)</sup> In der Generalversammlung zu Berlin am 8. u. 9. Februar 1869.

<sup>15)</sup> Beschluss des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1874.

<sup>16)</sup> Zuerst vorgeschlagen vom erwähnten »Deutschen Verein für Fabrikation von Ziegeln, Thonwaren etc.«.



Fig. 7.



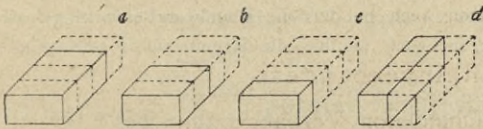
Man hat aber die sich fo ergebenden Uebelstände anderen Gründen gegenüber nicht erheblich genug erachtet, um das Format anders festzusetzen <sup>17)</sup>.

Bei Mauerwerk aus Flachschichten ist keine Notwendigkeit vorhanden, die Dicke der Lagerfugen gleich jener der Stosfugen zu halten. Für die gewöhnlichen Mauersteine (ordinäre Backsteine) ist eine Lagerfuge von 10 mm Dicke etwas wenig; nimmt man dieselbe zu ca. 12 mm an, fo erreicht man den Vorteil, dafs auf 1 m Höhe eine bestimmte Anzahl von Schichten, nämlich 13 solcher kommen <sup>18)</sup>.

Um regelrechte Verbände bilden zu können, genügen die ganzen Steine nicht allein; sondern es sind noch Stücke derselben notwendig, die durch Halbteilung und Viertelung gebildet werden. Die Bezeichnung für diese Steinteile ist in den einzelnen Gegenden Deutschlands etwas verschieden. Es soll hier die folgende Bezeichnungsweise, welche als die am wenigsten zu Verwechslungen Anlaß gebende erscheint, festgehalten werden:

1) ein Stück von der vollen Steinbreite und drei Viertel der Länge = Drei-  
quartier (Dreiviertelstein, Fig. 8 a);

Fig. 8.



2) ein Stück von der vollen Stein-  
breite und zwei Viertel der Länge =  
Zwei-  
quartier (halber Stein, Fig. 8 b);

3) ein Stück von der vollen Stein-  
breite und ein Viertel der Länge = Quar-  
tier (Ein-  
quartier, Fig. 8 c <sup>19)</sup>;

4) ein Stück von der ganzen Seitenlänge und halber Breite = Längs-  
quartier (langes Quartier, Riemchen, Riemstück, Riemstein, Fig. 8 d <sup>20)</sup>.

Diese Stücke müssen leider gewöhnlich durch Behauen und Spalten der ganzen Steine hergestellt werden, wodurch sich viel Bruch ergibt; außerdem leidet hierbei durch die starken Erschütterungen die Festigkeit des Materiales. Die Maschinensteine lassen sich häufig gar nicht in regelmässige Stücke zerfchlagen. Deswegen wäre es zweckmässig, wenn die Ziegeleien solche Teilstücke, wenigstens Dreiquartiere, geformt auf Lager halten würden.

Um nicht unnützen Verhau zu bekommen, macht man die Mauerstärken immer als ein Vielfaches der Steinbreiten und benennt sie dem entsprechend. Man spricht von  $\frac{1}{2}$  Stein, 1 Stein,  $1\frac{1}{2}$  Stein, 2 Stein etc. starken Mauern.

Unter Zugrundelegung des deutschen Normal-Ziegelformates und einer Dicke der Zwischenfugen von 10 mm ergeben sich dann folgende Mauerstärken:

$\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer	=	120 mm	dick,
1 » » »	=	250 » »	
$1\frac{1}{2}$ » » »	=	380 » »	

<sup>17)</sup> Genaueres über Feststellung eines guten Backsteinformates und über die Bestimmung des deutschen Normalformates siehe in: Deutsche Bauz. 1869, S. 146, 257, 269, 281.

<sup>18)</sup> Ueber die daraus sich ergebende einfache Massenberechnung siehe: Deutsche Bauz. 1869, S. 630.

<sup>19)</sup> Die Bezeichnung Quartier wird auch für kleinere Stücke verwendet.

<sup>20)</sup> Ein Längsquartier wird häufig auch Kopfstück benannt; doch dürfte es zweckmässig sein, diese Bezeichnung zu vermeiden, da dieselbe auch für die Zwei-  
quartiere zur Verwendung kommt.



2 Stein starke Mauer = 510 mm dick,

$2\frac{1}{2}$  » » » = 640 » »

etc., also stets eine Zunahme von 130 mm für  $\frac{1}{2}$  Stein. In Wirklichkeit werden diese Mauerstärken allerdings gewöhnlich überschritten.

Würde man geformte Dreiquartiere beziehen können, so wäre man in der Lage, die Mauerstärken auch um  $\frac{1}{4}$  Steinlängen (halbe Steinbreiten) abzustufen zu können.

Es gibt eine ziemliche Zahl von Verbandanordnungen für Backsteine, die nicht alle gleichen Wert besitzen. Als Hauptregeln für einen guten Verband mögen die folgenden angeführt werden; sie entsprechen teils den theoretischen Erörterungen des 1. Kapitels; teils sind sie fachlichen Rücksichten entzogen:

1) Stosfugen dürfen in aufeinander folgenden Schichten sich nur kreuzen, aber nie aufeinander treffen; es muß immer eine Ueberbindung der Steine von mindestens  $\frac{1}{4}$  Steinlänge ( $\frac{1}{2}$  Steinbreite) stattfinden. Ein Verband wird im allgemeinen um so besser sein, je weniger Stosfugen einer Mauer in eine lotrechte Ebene fallen.

2) Im Inneren der Mauer sind wo möglich nur Binder zu verwenden, damit der Tiefe nach eine Ueberbindung der Steine um  $\frac{1}{2}$  Steinlänge (1 Steinbreite) sich ergibt.

3) Eine Mauer muß möglichst viele ganze Steine enthalten; Steinteile dürfen nur zur Einrichtung der Verbandordnung Verwendung finden.

Die Lehre von den Steinverbänden ist am meisten in Deutschland ausgebildet worden; in England und Frankreich finden sich zwar dieselben Verbände; man scheint aber in diesen Ländern nicht denselben Wert auf eine theoretisch richtige Durchbildung derselben zu legen, als dies in unseren Lehrbüchern meist geschieht. In der Anwendung werden aber häufig genug auch bei uns die Regeln außer acht gelassen.

### 1) Arten des Backsteinverbandes.

Wenn auch die Anwendung der verschiedenen Verbände zum Teile von der Mauerstärke abhängig ist und bei Verwendung eines und desselben Verbandes für verschiedene Mauerstärken sich besondere Regeln aufstellen lassen, so bieten dieselben doch schon in der äußeren Ansicht der mit ihnen hergestellten Mauern kennzeichnende Eigentümlichkeiten, die in der verschiedenen Anordnung der Binder und Läufer in den Schichten und in der Anordnung der Schichten zu einander zum Ausdruck kommen. Hiernach sollen die verschiedenen Verbände zunächst übersichtlich zusammengestellt werden.

Eine massive Mauer zeigt äußerlich:

α) Nur Läufer in allen Schichten (Fig. 9<sup>21)</sup> — Schornsteinverband; derselbe wird nur bei  $\frac{1}{2}$  Stein starken Mauern verwendet; man könnte ihn auch Läuferverband nennen.

β) Nur Binderköpfe in allen Schichten (Fig. 10). Es wird dieser Verband mitunter Kopfverband oder Streckerverband genannt; da aber die Bezeichnungen Kopf und Strecker (siehe Art. 19 u. 22) in verschiedenem Sinne verwendet werden, so ist es vielleicht besser, den Namen Binderverband zu gebrauchen.

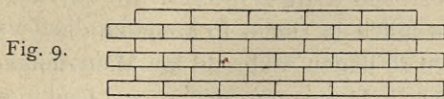
γ) Wechsel von Läufer- und Binderschichten:

α) regelmässiger Wechsel in allen Schichten:

a) die Läufer immer lotrecht übereinander (Fig. 11) — Blockverband;

<sup>21)</sup> Sämtliche Backsteinverbände sind im Maßstabe 1 m = 3 cm dargestellt.





b) die Läufer in einer Schicht um die andere um  $\frac{1}{2}$  Steinlänge verschoben (Fig. 12) — Kreuzverband;

β) auf 1 Binderschicht 2, 3 oder mehr Läuferfichten folgend (Fig. 13) — englischer Verband. Nach *Rankine* wird der in Fig. 13 dargestellte Verband, bei dem auf 1 Binderschicht 2 Läuferfichten folgen, in England für gewöhnliche Fälle als der beste gehalten.

δ) Läufer und Binder in allen Schichten (Fig. 14) — polnischer oder gotischer Verband (in England flämischer Verband genannt).

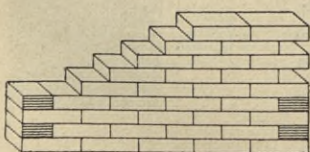
ε) Binderschichten wechseln mit Schichten, in welchen Läufer und Binder vorkommen (Fig. 15) — holländischer Verband.

Bei allen diesen Verbänden liegen die Steine senkrecht zur Mauerflucht. Für sehr starke Mauern würde noch ein Verband hier anzuführen sein, der äußerlich das Block- oder Kreuzverbandmuster zeigt, im Innern aber sich kreuzende Schräglagen von Steinen aufweist. Es ist dies der sog. Strom- oder Festungsverband. Außerdem ist der figurierte Verband zu erwähnen, dessen Anordnung sehr verschieden sein kann und mehr mit Rücksicht auf Zierwirkung, als richtige Konstruktion getroffen wird.

Wir gehen nun zur Besprechung der einzelnen Verbände für verschiedene Mauerstärken und der lotrechten Endigungen der Mauern über.

Beim Läufer- oder Schornsteinverband ergibt die Steinbreite die Mauerdicke, und der regelrechte Verband ist einfach durch Verschiebung der Steine in einer Schicht um die andere um  $\frac{1}{2}$  Steinlänge zu erzielen. In jeder Schicht sind nur

Fig. 16.



Läufer vorhanden, die einander um das größtmögliche Stück, nämlich um  $\frac{1}{2}$  Steinlänge überbinden. Die lotrechte Endigung der Mauer beschafft man in einfachster Weise durch Anordnung von Zweiquartieren an einem Ende derselben, und wenn die Länge der Mauer einer Anzahl von ganzen Steinlängen entspricht, an den beiden Enden in der zweiten, vierten, sechsten etc. Schicht



(Fig. 16). Durch die Zweiquartiere wird der Verband eingerichtet. Ist die Länge der Mauer gleich einer Anzahl ganzer Steine zuzüglich  $\frac{1}{2}$  Stein, so kommen die Zweiquartiere an den Enden in verschiedene Schichten zu liegen, während bei Mauerlängen, die eine Anzahl ganzer Steine zuzüglich  $\frac{1}{4}$  oder  $\frac{3}{4}$  Steinlänge messen, zur Endigung derselben auf einer Seite abwechselnd Quartiere und Dreiquartiere erforderlich werden.

Die unvollendete Endigung der Mauer auf der rechten Seite in Fig. 16 nennt man eine Verzahnung, die auf der linken Seite eine Abtreppung.

Fig. 18 zeigt die Anwendung des Binderverbandes auf eine 1 Stein starke Mauer, die üblichste Anwendung desselben. Alle Stosfugen laufen durch die Mauer hindurch, die nur aus ganzen Steinen gebildet wird, die aber alle nur um  $\frac{1}{4}$  Steinlänge sich überbinden, worin die Schwäche dieses Verbandes liegt. Auf der linken Seite der Figur sind Abtreppung und Verzahnung ersichtlich, während die rechte Seite den lotrechten Abschluss der Mauer zeigt, und zwar mit Zuhilfenahme von 2 als Läufer angeordneten Dreiquartieren in einer Schicht um die andere. Es ist diese Anordnung von Dreiquartieren jedenfalls besser, als die Verwendung der zerbrech-

Fig. 17.

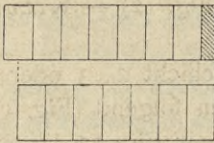


Fig. 18.

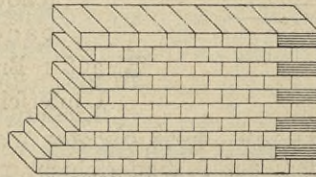
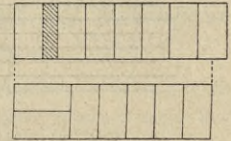


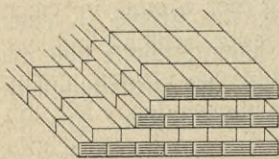
Fig. 19.



lichen Längsquartiere zu demselben Zwecke, die auf zweierlei Weise erfolgen kann, wie Fig. 17 u. 19 ausweisen. Die Längsquartiere werden entweder an das Ende jeder Schicht gelegt, wo aber diese langen und schmalen Stücke leicht aus der Mauer herausgestoßen werden können, oder sie werden besser hinter die ersten Binder gelegt, wobei dann in der folgenden Schicht zwei ganze Steine als Läufer erforderlich werden. Die Längsquartiere werden von den Maurern gern durch kleine Bruchstücke ersetzt, was zu Ungunsten derselben hier noch anzuführen ist. Da nun außerdem die Anwendung der Dreiquartiere, als der größeren Stücke, der Benutzung der Längsquartiere auf Grund der allgemeinen Gesetze für die Verbände vorzuziehen ist, so soll künftighin von der letzteren nur noch ausnahmsweise die Rede sein.

Für Zwecke des Festungsbaues kommt vorschriftsmäßig der Binderverband auch bei stärkeren Mauern hier und da zur Anwendung (Fig. 20), jedenfalls in dem Gedanken, daß eine Mauer dem feindlichen Feuer größeren und längeren Widerstand entgegenzusetzen werde, wenn die Front aus möglichst viel großen Stücken zusammengesetzt ist, daß die einzelnen

Fig. 20.



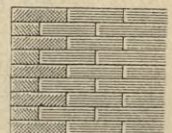
Steine dem auftreffenden Geschloß besser die kurze Seite, als die lange bieten und daß bei einer solchen Anordnung, infolge der kurzen Ueberbindung der Steine nach der Seite hin, die Wirkung des Schusses auf möglichst kurze Strecken eingeschränkt werde. Will man diese Vorteile ganz erreichen, so dürfen in der Front zur Herstellung des Verbandes mit dem Inneren

der Mauer nur Dreiquartiere zur Verwendung gelangen (Fig. 21), aber nicht Zweiquartiere (Fig. 22), wie dies in Verkennung der der Vorschrift zu Grunde liegenden Absicht mitunter geschehen soll<sup>22)</sup>.

Fig. 21.



Fig. 22.



<sup>22)</sup> Siehe: HAARMANN'S Zeitschr. f. Bauhdw. 1872, S. 131.



Auf die Verwendung dieses Verbandes zur Verblendung von Mauern kommen wir im nächst folgenden Hefte (Abt. III, Abschn. I, A) dieses »Handbuches« zu sprechen. Er ist für den Backsteinrohbau von besonderer Wichtigkeit. Doch verdient dieser Verband wegen seiner Einfachheit und Bequemlichkeit auch sonst in geeigneten Fällen, namentlich bei im Ziegelbau ungeübten Maurern, öftere Verwendung.

Stärkere als 1 Stein dicke Mauern (für den gewöhnlichen Hochbau) können allerdings nur mit Hilfe von Zweiquartieren (als Beispiel ist der Verband für eine  $1\frac{1}{2}$  Stein starke Mauer in Fig. 23 beigefügt) hergestellt werden, die entweder durch Halbteilung der ganzen Steine oder durch besondere Bestellung in den Ziegeleien zu beschaffen sind. In dieser Notwendigkeit, halbe Steine verwenden zu müssen, liegt der Grund dafür, warum dieser Verband für stärkere

Mauern nicht oft zur Verwendung gelangt. Es liegt sehr nahe, zwei nebeneinander liegende halbe Steine durch einen ganzen zu ersetzen, und man wird so ganz von selbst auf den Block- und den Kreuzverband geführt, die sich nur äußerlich vom Binderverband unterscheiden.

Der Blockverband kann für die verschiedensten Mauerstärken verwendet werden. Es folgt bei ihm auf eine Binderficht immer eine Läuferficht, deren Stofsugen gegen die der ersteren um  $\frac{1}{4}$  Steinlänge verschoben sind. Die Stofsugen der

27.  
Blockverband.

Fig. 23.

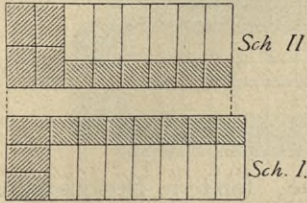


Fig. 24.

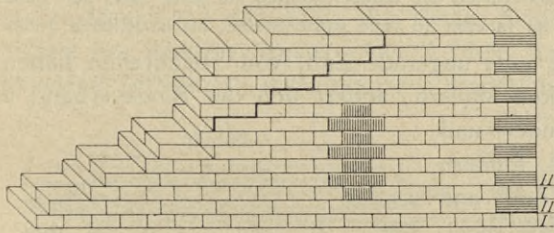
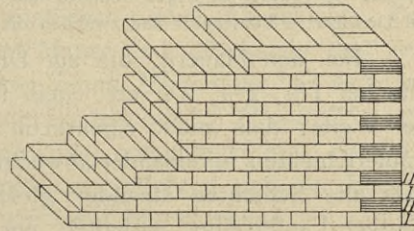


Fig. 25.



Läuferfichten liegen lotrecht übereinander. In Fig. 24 ist eine 1 Stein starke Mauer im Blockverband dargestellt, links mit Abtreppung und Verzahnung, rechts mit der lotrechten Endigung.

Die Abtreppung zeigt ungleich breite Stufen, wechselnd in den Breiten von  $\frac{1}{4}$  Stein und  $\frac{3}{4}$  Stein. Die Verzahnung weist gleichmäÙig  $\frac{1}{4}$  Stein tiefe Lücken auf.

Die lotrechte Endigung ist durch Einlegen von 2 Dreiquartieren an den Enden der Läuferfichten erzielt (Fig. 27). Das Ansichtsmuster ist schraffiert angegeben (Fig. 24). Die lotrechte Endigung kann auch durch Einlegen von Längsquartieren hinter den ersten Bindern der Binderfichten hergestellt werden (Fig. 26); indessen ist die Verwendung von Dreiquartieren aus den früher angegebenen Gründen vorzuziehen.

Fig. 26.

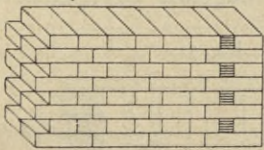
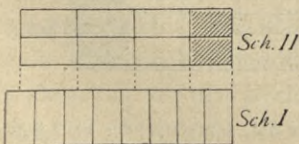


Fig. 27.



Bei der 2 Stein starken Mauer (Fig. 25 u. 28) sind beide Außenseiten gleich denen der 1 Stein starken Mauer gebildet. In den Binderfichten liegen zwei Reihen Binder hintereinander und bilden so die Mauerdicke; die Stofsugen der Binder treffen aufeinander; sie gehen in einer Linie durch die Mauer hindurch: sie schneiden sich. In den Läuferfichten liegen nur Läufer an den Außenseiten der Mauer; der Zwischenraum zwischen denselben wird durch eine Reihe Binder ausgefüllt, die so gelegt



find, daß die im Mauerhaupt sichtbar werden den Stofsfugen auch in dieser Schicht durch die Mauer hindurchgehen und die Binder dieser Schicht gegen die der vorhergehenden um  $\frac{1}{4}$  Steinlänge verschoben sind.

Die lotrechte Endigung der Mauer wird so hergestellt, daß in den Läuferfichten vier Dreiquartiere hintereinander liegen, in dieser Weise die Mauerdicke ergeben und den Verband einrichten. In den Binderschichten sind die beiden ersten Binder jeder Seite nicht ganze Steine, sondern Dreiquartiere, zwischen denen dann ein ganzer Stein den Rest der Mauerdicke ausfüllt, so daß auch an dieser Stelle keine Stofsfuge lotrecht durch mehrere Schichten durchgeht.

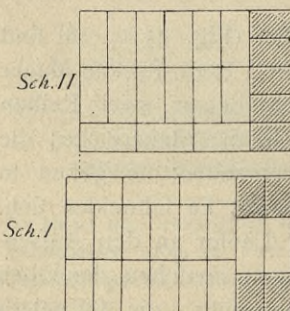
In ganz ähnlicher Weise gestaltet sich der Blockverband für die 3 Stein, 4 Stein etc. starken Mauern oder für alle diejenigen, deren Dicke einer Anzahl von ganzen Steinen oder einer geraden Anzahl von Steinbreiten entspricht. Alle in den Außenseiten sichtbaren Stofsfugen gehen durch die Mauer hindurch; in den Binderschichten liegen so viele Binder hintereinander, als die Mauerdicke verlangt, und im Inneren der Läuferfichten ebenso viele Binder weniger einem. Die lotrechte Mauerendigung wird dadurch erzielt, daß am Ende der Läuferfichten so viele Dreiquartiere, als die Mauerdicke Steinbreiten enthält, hintereinander als Läufer zu liegen kommen und an den Enden der Binderschichten auf jeder Seite der Mauer ein Dreiquartier-Binderpaar und zwischen diesen im Inneren so viele ganze Steine, als dazwischen gehen.

Bei den Mauern, die zur Dicke eine ungerade Zahl von Steinbreiten haben, also bei  $1\frac{1}{2}$ ,  $2\frac{1}{2}$ ,  $3\frac{1}{2}$  etc. Stein starken Mauern, ändert sich der Blockverband in der Weise, daß nicht eigentliche Binder- und Läuferfichten miteinander abwechseln, sondern daß alle Schichten einander gleich sind und sämtlich Läuferreihen enthalten, nur diese regelmäßig abwechselnd auf entgegengesetzten Seiten der Mauer. Bloß die in den Läuferreihen sichtbar werdenden Stofsfugen gehen durch die ganze Mauerdicke hindurch. Es schneiden sich also nicht alle Fugen. Fig. 29 gibt als Beispiel eine  $1\frac{1}{2}$  Stein starke Mauer.

Ganz ebenso werden die stärkeren Mauern gebildet, nur daß einer Läuferbreite genügend viele hintereinander liegende Binderreihen hinzuzufügen sind.

Die lotrechte Endigung der  $1\frac{1}{2}$  Stein starken Mauer ist in Fig. 31 dargestellt. In der Schicht I geben zwei hintereinander liegende Dreiquartier-Binderpaare die Mauerstärke, in der Schicht II drei als Läufer hintereinander liegende Dreiquartiere.

Fig. 30.



Ganz ähnlich ist es bei den stärkeren Mauern, wie das Beispiel einer  $2\frac{1}{2}$  Stein starken Mauer (Fig. 30) zeigt. In den Schichten I treten zwischen die Dreiquartier-Binderpaare genügend viele Binderpaare von ganzen Steinen; die Schichten II zeigen dagegen so viele Dreiquartiere, als die Mauer Steinbreiten zur Dicke hat, hintereinander als Läufer.

Es gelten also für die lotrechte Endigung der Mauern von einer Dicke,

Fig. 28.

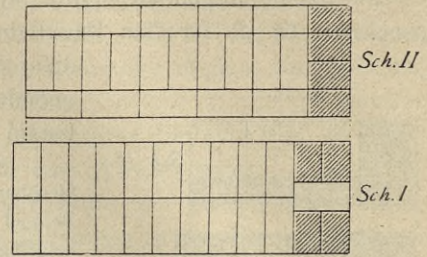


Fig. 29.

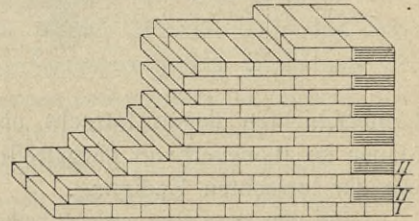
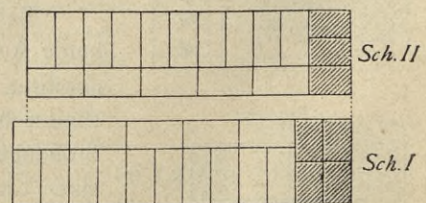


Fig. 31.





die einer ungeraden Zahl von Steinbreiten entspricht, genau dieselben Regeln wie für Mauern, die eine gerade Zahl von Steinbreiten zur Dicke haben.

Hat man geformte Dreiquartiere zur Verfügung, so lassen sich mit deren Hilfe, wie schon früher angeführt worden, auch  $1\frac{1}{4}$ ,  $1\frac{3}{4}$  Stein starke Mauern herstellen.

Neben stehend werden in Fig. 32 und 33<sup>23)</sup> zwei dergleichen Beispiele gegeben; die Mauerenden lassen sich für diese Mauerstärken nicht ganz regelrecht herstellen.

Beim Kreuzverband wechseln, wie beim Blockverband, regelmässig Läuferfichten und Binderfichten miteinander ab, deren Stoszfugen gegenseitig um  $\frac{1}{4}$  Steinlängen verschoben sind; außerdem sind aber die Läuferreihen abwechselnd um  $\frac{1}{2}$  Steinlänge gegeneinander verschoben, so dass die Stoszfugen einer Läuferreihe auf die Mitten der Läufer der nächst darauf folgenden und nächst darunter liegenden Läuferfichte treffen (siehe die 1 Stein starke Mauer in Fig. 34 u. 35). Es wird dies erreicht durch Einschaltung eines Binders bei der 1 Stein

28.  
Kreuzverband.



Fig. 32.

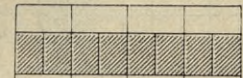
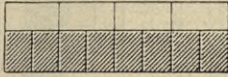
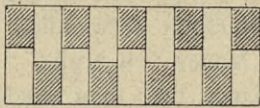


Fig. 33.



starken Mauer vor dem Ende der vierten Schicht (natürlich einer Läuferfichte). Zur Anlage des Kreuzverbandes einer 1 Stein starken Mauer sind also immer drei verschiedene Schichten notwendig; die Binderfichten *I* und *III* sind immer einander

gleich; die Läuferfichten *II* und *IV* wechseln regelmässig miteinander ab. Sonst ist die Anlage der Schichten und der Endabschluss, wie beim Blockverband.

Fig. 34.

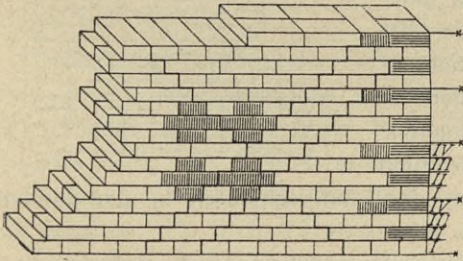
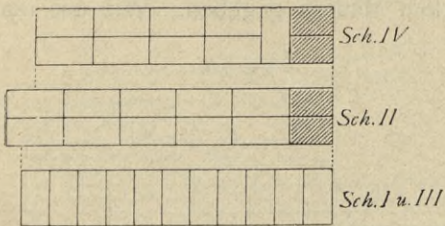


Fig. 35.



Als äussere Merkmale des Kreuzverbandes ergeben sich die abgeforderten Kreuze des Verbandmusters (durch Schraffierung in Fig. 34 angedeutet), ferner die gleichmässige Abtreppung (beim Blockverband in ungleichen Stufen) und doppelt abgestufte Lücken in der Verzahnung (beim Blockverband einfach abgestufte Lücken). Die Abtreppung lässt sich so viele Male nach beiden Richtungen in der Maueransicht zeichnen, als ganze Läufer in einer Schicht liegen.

Auch bei den stärkeren Mauern, deren Dicke einer geraden Anzahl von Steinbreiten entspricht, ist die Verbandanlage der ersten drei Schichten genau wie beim Blockverband; nur jede vierte Schicht zeigt die Einschaltung von Zweiquartieren in den Läuferreihen vor den am Ende liegenden Dreiquartieren, um das Kreuzverbandmuster herzustellen. Als Beispiel sind in Fig. 36 die zur Herstellung einer 2 Stein starken Mauer notwendigen Schichten gegeben.

Etwas anders ist es bei den Mauern, die in ihrer Dicke eine ungerade Anzahl von Steinbreiten enthalten. Bei diesen sind nur die ersten beiden Schichten gleich denen des Blockverbandes; die beiden folgenden enthalten in den Läuferreihen ein Zweiquartier vor den Dreiquartieren am Ende der Mauer. Dann beginnt die Schichten-

<sup>23)</sup> Nach: GOTTGETREU, R. Lehrbuch der Hochbaukonstruktionen. I. Teil. Berlin 1880. S. 48.



Fig. 36.

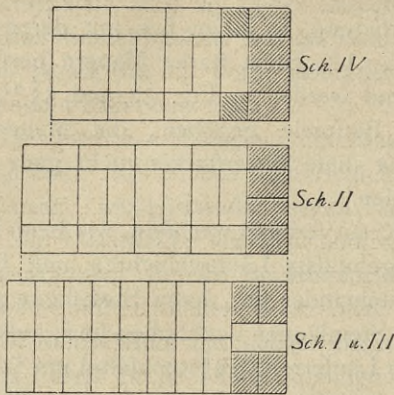
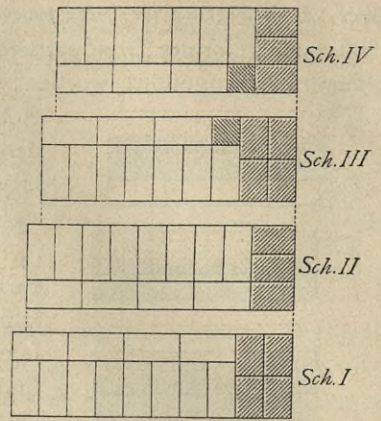


Fig. 37.

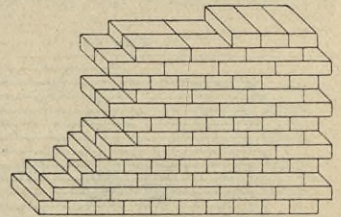


folge von neuem. Es sind also in diesen Fällen (als Beispiel ist in Fig. 37 eine  $1\frac{1}{2}$  Stein starke Mauer gegeben) vier verschiedene Schichten notwendig, und zwar damit das Kreuzverbandmuster auf beiden Seiten der Mauer sich ergibt.

29.  
Englischer  
Verband.

Nach *Rankine* besteht der englische Verband darin, daß man wiederkehrend ganz aus Läufern oder Bindern zusammengesetzte Schichten legt. Er begreift also den Block- und Kreuzverband von 1 Stein starken Mauern in sich, bei welchen der Wechsel regelmäßig in allen Schichten erfolgt. Manchmal kommt er aber auch so vor, daß auf eine Binderficht mehrere Läuferfichten folgen. Fig. 38 zeigt eine 1 Stein starke Mauer, bei welcher nach einer Binderficht zwei Läuferfichten kommen. Es läßt dieses Beispiel, wie alle ähnlichen, eine Abweichung von der bei allen regelrechten Ziegelverbänden zu befolgenden Regel erkennen, daß in übereinander liegenden Schichten keine Stofsugen aufeinander fallen dürfen. Hier treffen die gedeckten Stofsugen der Läuferfichten in der ganzen Länge der Mauer aufeinander.

Fig. 38.



30.  
Polnischer  
Verband.

Der polnische oder gotische Verband kennzeichnet sich dadurch, daß in allen Schichten Läufer und Binder im Mauerhaupt sichtbar werden. In Fig. 39 u. 40 sind Beispiele von 1 Stein und  $1\frac{1}{2}$  Stein starken Mauern gegeben. Wie aus den-

Fig. 39.

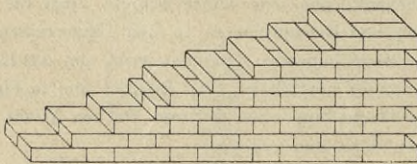
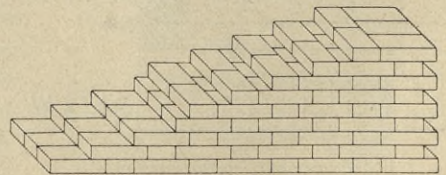


Fig. 40.



selben hervorgeht, leidet dieser Verband an demselben Fehler, wie der eben vorher beschriebene englische. Es treffen nämlich die gedeckten Stofsugen in den übereinander liegenden Schichten, hier allerdings nur teilweise, dafür aber in der ganzen Höhe der Mauer durchgehend, aufeinander. Bei der  $1\frac{1}{2}$  Stein starken Mauer kommt noch hinzu, daß die Binder aus zwei hintereinander liegenden Dreiquartieren



bestehen, die also die unter ihnen liegenden Läufer nur um  $\frac{1}{4}$  Steinlänge überbinden, während beim Block- und Kreuzverband der Tiefe der Mauer nach immer um  $\frac{1}{2}$  Steinlänge überbunden wird. Die Verwendung von so vielen Dreiquartieren widerspricht zudem dem Grundsatze, das möglichst viele ganze Steine zum Mauerverband benutzt werden sollen. Hat man nicht geformte Dreiquartiere, so wird durch den starken Verhau die Ausführung auch kostspielig. Man sieht hiernach, das dieser Verband für massive Backsteinmauern nicht empfohlen werden kann; dagegen wird sich später ergeben, das er bei Verblendungen und hohlen Mauern recht wohl verwendbar ist. Er wird dann aber häufig dahin verändert, das zwischen die Binder mehrere Läufer gelegt werden.

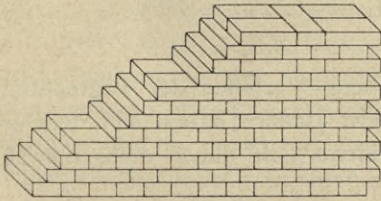
In England, wo dieser Verband, wie angedeutet, den Namen flämischer Verband führt, wird er des hübschen Musters wegen häufig zur Anwendung gebracht.

Die Verzahnung ist bei diesem Verband dieselbe, wie beim Kreuzverband, nämlich gleichmäßig mit  $\frac{1}{4}$  Stein tiefen Lücken; die Abtreppung ist ebenfalls gleichmäßig, aber mit  $\frac{3}{4}$  Stein breiten Stufen.

Beim holländischen Verband wechseln Binderschichten mit Schichten ab, in welchen Läufer und Binder zur Ansicht kommen. Dadurch wird der Fehler des polnischen Verbandes (Aufeinandertreffen von Stosfugen) vermieden, wie dies die in Fig. 41 dargestellte 1 Stein starke Mauer zeigt. Bei der  $1\frac{1}{2}$  Stein starken Mauer wird aber hier der Verbrauch an Dreiquartieren noch bedeutender, als beim polnischen Verband.

31.  
Holländischer  
Verband.

Fig. 41.

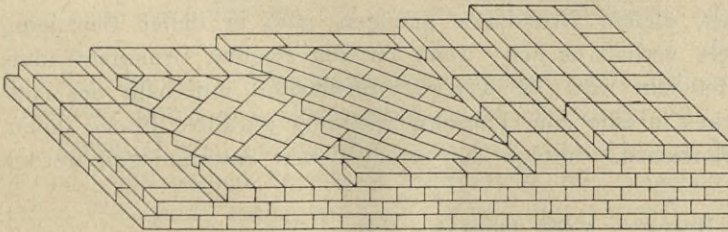


Die Verzahnung ist gleichmäßig mit einfachen,  $\frac{1}{4}$  Stein tiefen Lücken; die Abtreppung zeigt den regelmäßig wiederkehrenden Wechsel von drei aufeinander folgenden,  $\frac{1}{4}$  Stein breiten Stufen mit einer  $\frac{3}{4}$  Stein breiten.

Der sog. Strom- oder Festungsverband ist nur für sehr starke Mauern anwendbar, wie deren im eigentlichen Hochbau, ausser bei Gründungen, selten vorkommen. Er gelangt besonders beim Wasser- und Festungsbau zur Verwendung, auch für Stützmauern, und ist in dem Bestreben erfunden worden, eine möglichst grosse Verwechselung oder verschiedenartige Lage der Stosfugen innerhalb des Mauerkörpers zu erhalten. Zu diesem Zwecke hat man auf zwei gewöhnliche Schichten des Kreuz- oder Blockverbandes mehrere Schichten von sich kreuzenden Schräglagen (Strom-

32.  
Stromverband.

Fig. 42.



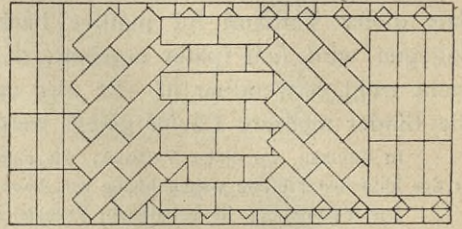
lagen, Schmieglagen, Kreuzlagen, Diagonalschichten) folgen lassen, nach einigen Schriftstellern vier dergleichen, besser wohl aber nur zwei, weil dann eine Wiederkehr derselben Stosfugenanordnung nur alle vier

Schichten stattfindet (Fig. 42). Die Schräglagen bilden mit den Mauerfluchten Winkel von 45 Grad oder besser 60 Grad; äußerlich sind sie mit dem Block- oder Kreuzverband zugehörigen Steinreihen verkleidet. Der Anschluß an die letzteren erfolgt mit spitzwinkligen Stücken, die wohl zweckmäßigerweise als Formsteine (nach Heufinger v. Waldegg Klampziegel oder Spitzsteine genannt) bezogen werden.



Für abgetreppte Grundmauern in diesem Verbands kann man der Verkleidungsschichten und der Vollendung der Schrägschichten mit Formsteinen entbehren. Es folgt auf eine gerade Schicht nur eine Schrägschicht (Fig. 43), dann wieder eine gerade Schicht und auf diese eine Schrägschicht in einer der ersten entgegengesetzten Richtung. Die geraden Schichten werden immer um eine halbe Steinlänge schmaler<sup>24)</sup>. Sie können abwechselnd aus lauter Bindern oder aus lauter Läufern zusammengesetzt werden.

Fig. 43.



33.  
Figurierter  
Verband.

Die figurierten Verbände werden gewählt, um mit ihnen Wandflächen zu verzieren. Es kann dies entweder so geschehen, daß man:

α) die beschriebenen oder annähernd nach den Regeln derselben gebildeten Verbände nach ihrem Muster oder sich aus denselben ergebenden Motiven in verschiedenfarbigen Steinen ausführt, oder daß man

β) beliebige neue Muster erfindet, deren Fugenlinien zierend wirken sollen, oder daß man

γ) beide Verfahren verbindet.

Die Ausführungsweisen unter β geben häufig beim Verlassen der wagrechten Schichtung Anordnungen, die sich, sobald man stärkere Mauern haben will, schwer mit einer Hintermauerung verbinden lassen, und welche sich daher mehr nur zu schwachen Ausmauerungen von Fachwerken eignen.

Zu den in figurierten Verbänden ausgeführten Mauern gehören auch die durchbrochenen.

Da die figurierten Verbände sich in außerordentlicher Mannigfaltigkeit bilden lassen und dieselben mehr dem Gebiete der Formenlehre angehören, so würde hier das Vorführen von Beispielen nicht angebracht sein. Es dürfte genügen, unten<sup>25)</sup> auf einige hauptsächlich in Betracht kommende Werke zu verweisen.

Vergleichen wir die Verbände mit Rücksicht auf den im 1. Kapitel aufgestellten ersten Hauptgrundsatz für alle Steinverbände: daß nämlich in zwei aufeinander folgenden Schichten keine Stoßflächen aufeinander treffen dürfen, so ergibt sich, daß alle Verbände, mit Ausnahme des als englischen bezeichneten und des polnischen oder gotischen Verbandes, diesem Grundsatze genügen, also in dieser Beziehung gleichwertig sind. Anders verhält es sich, wenn wir den zweiten Grundsatz: daß ein Verband um so fester sein wird, je weniger Stoßflächen innerhalb der Ausdehnung eines Mauerwerkes in eine zur Hauptdruckrichtung parallele Ebene fallen, mit zum Vergleiche heranziehen. Infolge der verschiedenen Anordnungen werden

24) Siehe: MÜLLER, H. Die Maurerkunst. 3. Aufl. Leipzig 1879. S. 87.

25) FLEISCHINGER, A. F. & W. A. BECKER. Systematische Darstellung der im Gebiete der Landbaukunst vorkommenden Constructionen etc. Abt. I: Die Mauerwerks- oder Stein-Constructionen. Berlin 1859.

ADLER, F. Mittelalterliche Backsteinbauwerke des preussischen Staates. Berlin 1859.

GRUNER, L. *Terracotta architecture of North Italy (12.-16. cent.)*. London 1867.

DEGEN, L. Der Ziegelrohbau. München 1859-65.

BETHKE, H. Decorativer Ziegelbau ohne Mörtelputz. Stuttgart 1877.

CHABAT, P. *La brique et la terre cuite*. Paris 1881.

LACROUX, J. *La brique ordinaire*. Paris 1883-84.

GOTTLÖB, F. Formenlehre der norddeutschen Backsteingothik. Leipzig 1900.

34.  
Vergleich der  
verschiedenen  
Verbände.



sich die Verbände für die verschiedenen möglichen Druckrichtungen verschieden schätzen lassen. Die Hauptdruckrichtungen können entweder in eine zur Mauerflucht parallele oder in eine zu derselben rechtwinkelige, auf den Lagerfugenflächen senkrecht stehende Ebene fallen. Fälle, bei denen die Drücke in schräg zur Mauerichtung stehenden Ebenen liegen, lassen sich durch Kräftezerlegung auf jene beiden anderen Fälle zurückführen. Da wir hier nur die gewöhnliche wagrechte Lagerung der Schichten in Betracht ziehen wollen, so sind jene Druckrichtungsebenen lotrechte. Die lotrechte Richtung des Druckes gehört beiden Druckrichtungsebenen gemeinschaftlich an; sie hat uns daher zunächst zu beschäftigen.

Aus der Betrachtung der Verbände ergibt sich, daß für die lotrechte Druckrichtung der vorteilhafteste Verband der Strom- oder Festerungsverband und nach diesem der Kreuzverband sein muß, weil bei diesen die Lage der Stoßfugen am meisten wechselt. Der erstere kann bei Hochbauten zu selten angewendet werden, so daß also für diesen Fall der Kreuzverband obenan steht. Ihm würde der englische Verband gleich kommen, wenn er nicht den schon besprochenen, hier gerade sehr wesentlichen Fehler hätte.

Drücke, die in der Längen- oder Querrichtung auf ein Mauerwerk wirken, werden die Zugfestigkeit der Schichten in Anspruch nehmen. Diese ist um so größer, je weniger Stoßfugen die Druckrichtung durchschneidet, d. h. je mehr Steine mit ihrer Länge in der Druckrichtung liegen. Für Drücke in der Längenrichtung wird demnach als der ungünstigste Verband der Binderverband zu bezeichnen sein. Blockverband und Kreuzverband haben gleich viele Läufer in der Längenrichtung, werden also als gleich fest angesehen werden müssen. Betrachten wir indes diese beiden Verbände etwas näher, und zwar in Beziehung auf die Gestaltung der möglichen Trennungsflächen, so erweist sich für diesen Fall der Druckrichtung der Blockverband etwas günstiger, weil infolge der ihm eigentümlichen ungleichförmigen Ab-

Fig. 44.

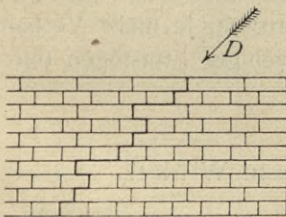
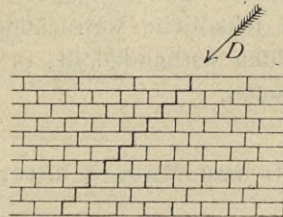


Fig. 45.



treppung die Trennungsfläche verhältnismäßig mehr Ausdehnung erhält, als beim Kreuzverband mit seiner gleichförmigen Abtreppung (siehe Fig. 44 u. 45). Vorausgesetzt wird hierbei natürlich immer, daß der Ziegel fester, als die Mörtelfuge ist, wie ja

überhaupt bei der Feststellung einer vergleichsweise besten Verbandanordnung die Verbindung durch den Mörtel nicht zu berücksichtigen ist.

Einem Drucke, dessen Richtungsebene senkrecht zur Mauerichtung steht, der also die Querfestigkeit der Mauer beansprucht, wird dagegen der Binderverband den meisten Widerstand entgegenzusetzen. Blockverband und Kreuzverband sind für diesen

Fig. 46.



Fall ganz gleichwertig, weil der Mauerquerschnitt bei beiden ganz gleich gestaltet ist (siehe Fig. 46, Querschnitt einer 2 Stein starken Mauer in Block- oder Kreuzverband). Beide stehen auch dem Binderverband nicht viel nach, und bei stärkeren Mauern wird dieser Unterschied verschwindend klein, weil bei ihnen das Innere der Mauer ja auch, wie beim Binderverband, aus lauter Bindern besteht.



Nach Rankine<sup>26)</sup> sollte die Anzahl von Läufer- und Binderfchichten von der bezüglichen Wichtigkeit der Längen- oder Querfestigkeit abhängen. Nach ihm ist das Verhältnis von einer Binderfchicht auf je zwei Läuferfchichten dasjenige, welches der Mauer gleiche Zugfestigkeit in der Längen-, wie in der Querrichtung verleiht und welches sonach in gewöhnlichen Fällen als das beste angesehen werden kann. Er sagt weiter: »Bei einer Fabrikeffe ist Festigkeit in der Längenrichtung, welche einer Kraft, die den Schornstein zu spalten strebt, widersteht, von größerer Wichtigkeit, als wie die Festigkeit in der Querrichtung; deshalb ist es bei solchen Bauten rätlich, verhältnismäßig mehr Läufer, also drei bis vier Läuferfchichten auf eine Binderfchicht anzuwenden.«

Jedenfalls wird bei einem derartigen Verband die Abweichung vom ersten Hauptgrundsatz für alle Verbände sehr groß. Weiter ist zu berücksichtigen, daß die lotrechte Druckrichtung schon durch das Eigengewicht des Materials, außerdem aber durch Gebälke und deren Belastungen, die bei weitem häufigste ist und diese nicht bloß einen Verband in der Längenrichtung, sondern auch in der Querrichtung verlangt. Es wird daher für die gewöhnlichen Fälle dem Kreuzverband kein Vorzug gewahrt bleiben müssen. Der Vorzug des Kreuzverbandes vor dem Blockverband wird übrigens nur bei schwächeren Mauern entschieden zum Ausdruck gelangen, da bei stärkeren Mauern der Unterschied zwischen beiden Verbänden nur in den  $\frac{1}{2}$  Stein breiten Läuferreihen vorhanden ist, also nicht stark in das Gewicht fallen kann.

Lotrechten Drücken auf eine Mauer gleich zu achten sind Beanspruchungen derselben, die infolge von ungleichen Senkungen des Fundamentes zu stande kommen.

Drücke in der Längenrichtung der Mauer ergeben sich im Hochbau meist durch Ueberwölben von Öffnungen in derselben, Drücke in der Querrichtung durch gegen dieselbe gespannte Gewölbe und Bogen, für welche besonderen Fälle sich der Blockverband, bezw. der Binderverband als die günstigsten Verbände herausstellten; der Kreuzverband steht ihnen aber auch hier nicht viel nach. Da aber diese Beanspruchungen in der Regel zusammen mit der in lotrechter Richtung auftreten und für diesen häufigsten Fall der Kreuzverband der günstigste ist, so erscheint der Vorzug, der demselben in der Regel vor den übrigen eingeräumt wird, als begründet.

Auf die Mauern können unter Umständen auch Drücke in wagrechter Richtung oder parallel den Lagerfugenflächen einwirken. Da diese immer durchgehen, so sind für diesen Fall alle Verbände gleichwertig. Treten solche Drücke vereinzelt auf, so werden um so weniger schädliche Verrückungen eintreten, je mehr Verband innerhalb der einzelnen Schichten vorhanden ist, d. h. je weniger Stofsugen durch die ganze Schicht hindurch laufen.

## 2) Zusammenstofs von Mauern unter rechtem Winkel.

Geschlossene Räume ergeben sich durch den Zusammenstofs von Mauern. Dieser erfolgt meist unter rechtem Winkel und kann in der Weise stattfinden, daß zwei Mauern entweder eine Ecke bilden oder daß eine Mauer auf die Flucht einer anderen trifft oder daß sie sich durchkreuzen. Alle diese Fälle lassen sich auf die schon besprochene Herstellung der lotrechten Endigung einer Mauer zurückführen<sup>27)</sup>, nur daß hier der Abschluß der einzelnen Schichten abwechselnd in der einen und der anderen Mauer aufzufuchen ist. Es sollen die einzelnen Fälle für die verschiedenen Mauerstärken für sich behandelt werden, aber nur für den Block- und den Kreuzverband und nur für Verwendung von Dreiquartieren zur Herstellung des Schichtenabschlusses.

35.  
Arten  
des  
Zusammen-  
stosfes.

<sup>26)</sup> In: Handbuch der Bauingenieurkunst. Deutsch von F. KREUTER. Wien 1880. S. 431.

<sup>27)</sup> Siehe Art. 25—28 (S. 23—27).



Befolgt man bei der Anlage von ganzen Mauer-systemen die Regel, eine in derselben Höhe durchlaufende Schicht in den parallel laufenden Mauern nur als Binder-schicht oder nur als Läufer-schicht auszuführen, so ergibt sich daraus, daß an einer Ecke eine Binders- und eine Läufer-schicht zusammentreffen muß. Es gilt dies auch für Mauer-stärken, die einer ungeraden Zahl von Stein-breiten entsprechen, wenn man nur durchgängig die Bezeichnung Läufer- oder Binders- schicht von derselben Seite der Mauer ableitet. Die Herstellung des Eckverbandes erfolgt dann in der Weise, daß man immer die Läufer-schicht bis zur anderen Mauer-flucht

Fig. 47.

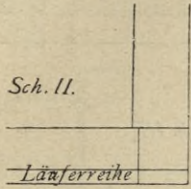


Fig. 48.

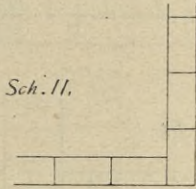


Fig. 49.

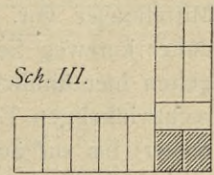
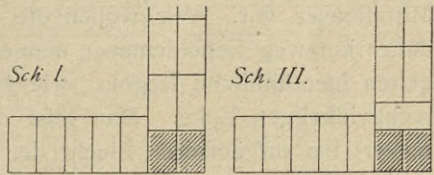
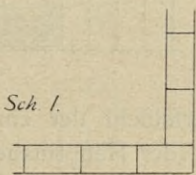
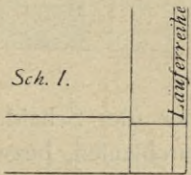
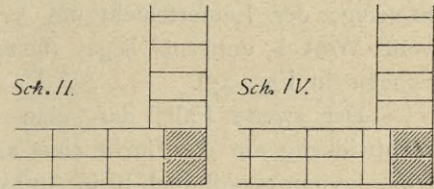
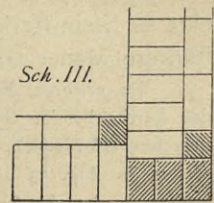
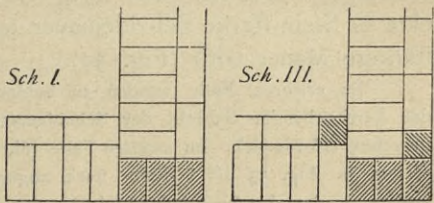
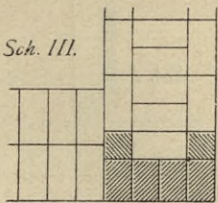
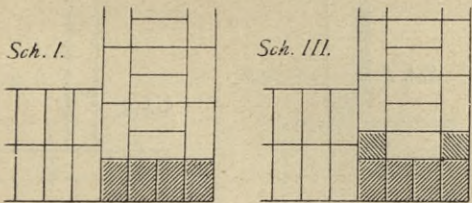
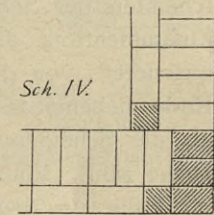
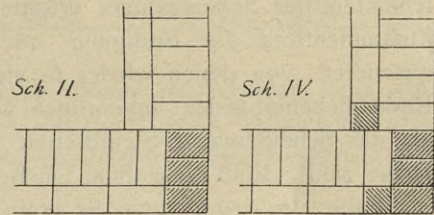
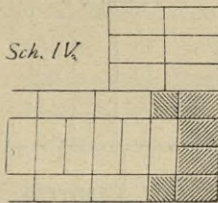
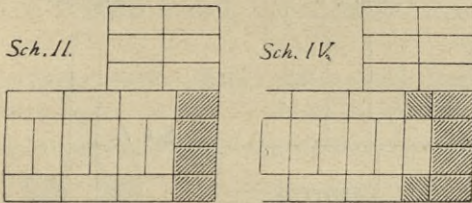


Fig. 50.

Fig. 51.

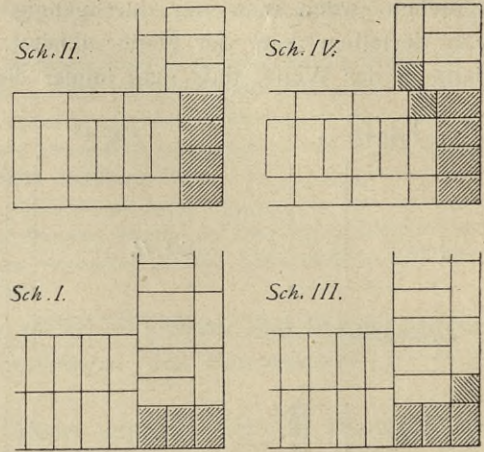


durchlaufen läßt (siehe das Schema in Fig. 47) und dort nach den Regeln abschließt, wie sie für die lotrechte Endigung der Mauern gegeben worden sind, d. h. dort so viele Dreiquartiere als Läufer nebeneinander legt, als die betreffende Mauer Stein-breiten zur Dicke hat; diese erscheinen dann als Binder in der anderen Mauer-flucht. Eine Ausnahme macht nur die Ecke von  $\frac{1}{2}$  Stein starken Mauern, bei welcher die Schichten durch ganze Steine geschlossen werden, der sog. Schornstein- verband (siehe Fig. 48). Als Beispiele mögen obenstehend dienen: die recht- winkelige Ecke von zwei 1 Stein starken (Fig. 49), 2 Stein starken (Fig. 50),  $1\frac{1}{2}$  Stein



starken (Fig. 51) Mauern, sowie die Ecke, gebildet von einer  $1\frac{1}{2}$  Stein starken und einer 2 Stein starken Mauer (Fig. 52). In diesen Beispielen sind die Schichten *I* und *II* zur Herstellung des Blockverbandes, die Schichten *I* bis *IV* zur Herstellung des Kreuzverbandes auf allen Seiten erforderlich. Aus diesen Abbildungen ist ersichtlich, daß immer die innere Flucht der Läuferflicht der einen Mauer als Stosfuge durch die andere Mauer hindurchgeht, und daß die der inneren Ecke (dem Winkel) zunächst liegende durchgehende Stosfuge der Läuferflicht um  $\frac{1}{4}$  Stein vom Winkel entfernt liegt (siehe das Schema in Fig. 47).

Fig. 52.

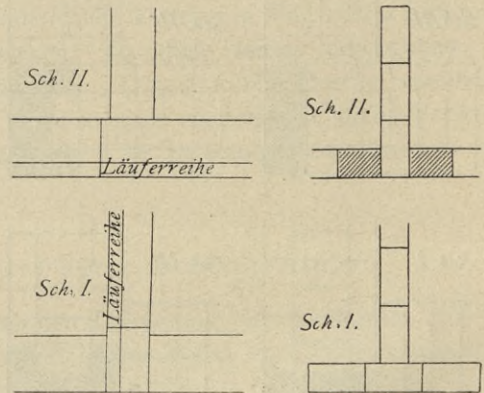


37.  
Anschluß einer  
Mauer an eine  
andere.

Der zweite Fall, daß eine Mauer rechtwinkelig auf die Flucht einer anderen trifft, kommt gewöhnlich beim Anstoß von Scheidewauern an eine Umfassungs- oder Mittelmauer vor. Wir wollen die erstere daher kurzweg Scheidewauer nennen. Es gelten hier ähnliche Regeln, wie bei der rechtwinkligen Ecke. Man läßt die Läuferflicht der einen Mauer (der Scheidewauer) bis zur äußeren Flucht der anderen (der Hauptmauer) hindurchlaufen, bzw. diese mit der inneren Flucht am Ende der Scheidewauern vorübergehen (siehe das Schema in Fig. 53). Nur die Läuferflichten der Scheidewauer erfordern am Zusammenstoß die Endigung mit Drei- und Viertelsteinen, von denen wieder so viele am Ende nebeneinander angeordnet werden, als die Scheidewauer Steinbreiten in der Dicke zählt. Eine Ausnahme machen hier die Fälle, in denen zwei  $\frac{1}{2}$  Stein starke Mauern zusammenstoßen (Fig. 54) oder eine  $\frac{1}{2}$  Stein starke Scheidewauer auf eine stärkere Mauer trifft (Fig. 55).

Fig. 53.

Fig. 54.



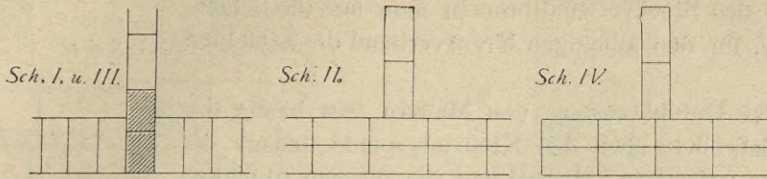
Im ersteren Falle werden zu beiden Seiten der durchgehenden Schicht der Scheidewauer Drei- und Viertelsteine erforderlich. Im zweiten Falle (die stärkere Mauer in Fig. 55 ist 1 Stein stark angenommen) müssen in der durchgehenden Schicht der  $\frac{1}{2}$  Stein starken Scheidewauer zwei Drei- und Viertelsteine als Läufer hintereinander gelegt werden. In allen anderen Fällen gilt die angegebene Regel, zu der noch kommt, daß die den Winkeln zunächst liegenden durchgehenden Stosfugen der durchlaufenden Schichten gegen die Fluchten der stumpf anstoßenden Schicht um  $\frac{1}{4}$  Steinlänge verschoben sind. Die Beispiele in Fig. 56 bis 59 verdeutlichen dies. Die Schichten *I* und *II* genügen zur Herstellung des Blockverbandes, während die Schichten *I* bis *IV* zur Herstellung des Kreuzverbandes notwendig sind.

Auch für den dritten Fall: der rechtwinkligen Durchkreuzung von Mauern, sind ähnliche Regeln maßgebend. Man läßt die Läuferflichten ungestört durch die andere Mauer hindurchgehen und hat nur darauf acht zu geben, daß die den Winkeln zunächst befindlichen durchgehenden Stosfugen derselben um  $\frac{1}{4}$  Stein-

38.  
Durchkreuzung  
von Mauern.



Fig. 55.



länge von den Winkeln entfernt liegen (siehe das Schema in Fig. 60). Fig. 61 bietet ein regelrechtes Beispiel hierfür. Nur in denjenigen Fällen, in denen eine

Fig. 56.

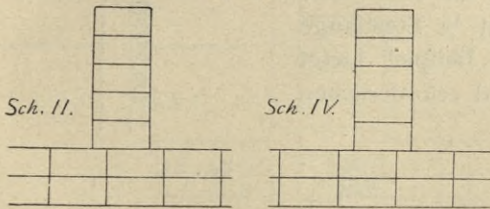
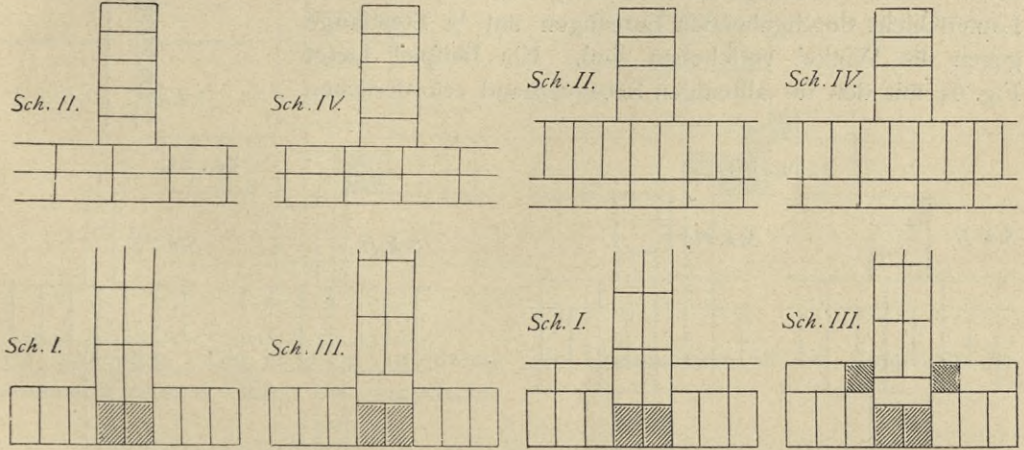


Fig. 57.



$\frac{1}{2}$  Stein starke Mauer eine gleich starke oder eine stärkere durchkreuzt, sind Abweichungen in der Verbandanlage der  $\frac{1}{2}$  Stein starken Mauern notwendig. Es müssen Dreiquartiere angeordnet werden, um den regelrechten Stofsugenwechsel der

Fig. 58.

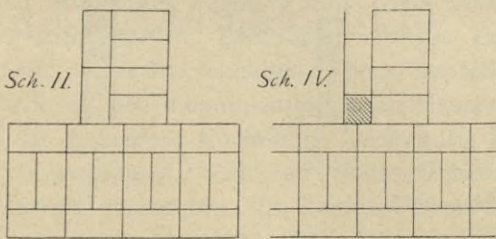
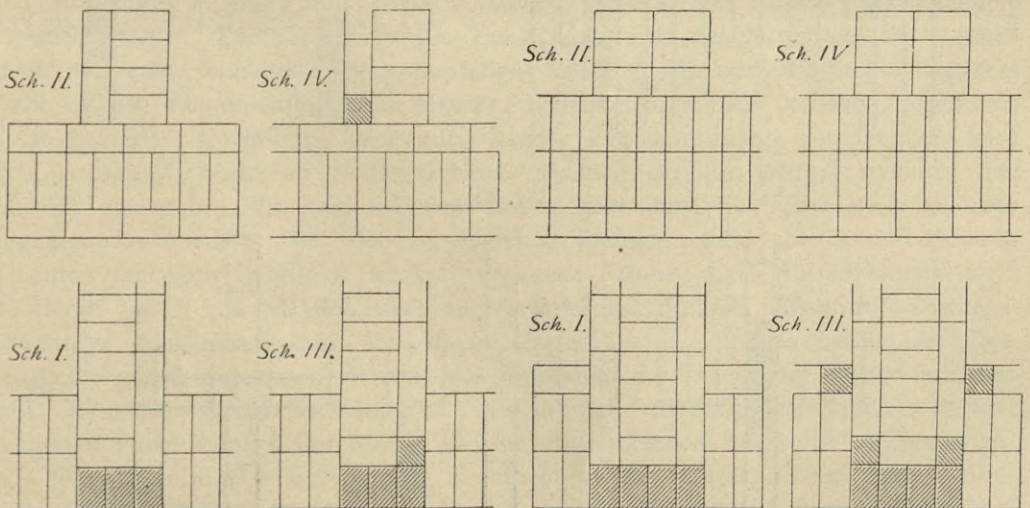


Fig. 59.





übereinander folgenden Schichten herbeizuführen (Fig. 62 u. 63). Für den Blockverband braucht man nur die Schichten I und II, für den allseitigen Kreuzverband die Schichten I bis IV.

Bei der Durchkreuzung von Mauern tritt häufig der Fall ein, daß sich über den Kreuzungspunkt hinaus die Mauerstärken verändern. Hierbei sind die für den Anschluss von Scheidewandern und für die Durchkreuzung vorgeführten Regeln zusammen zu verwenden. Man läßt die Läuferfichten durchgehen und schließt sie da, wo sie nicht weiter laufen können, mit Dreiquartieren ab. Auch ist immer wieder darauf genau zu achten, daß die durch eine Läuferficht durchgehenden Stosfugen um  $\frac{1}{4}$  Steinlänge gegen die Winkel verschoben sind. Ein Beispiel bietet Fig. 64 mit den für allseitigen Kreuzverband erforderlichen

Fig. 60.

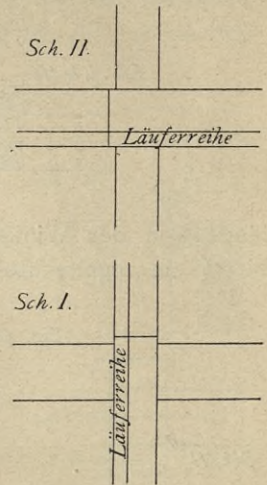


Fig. 61.

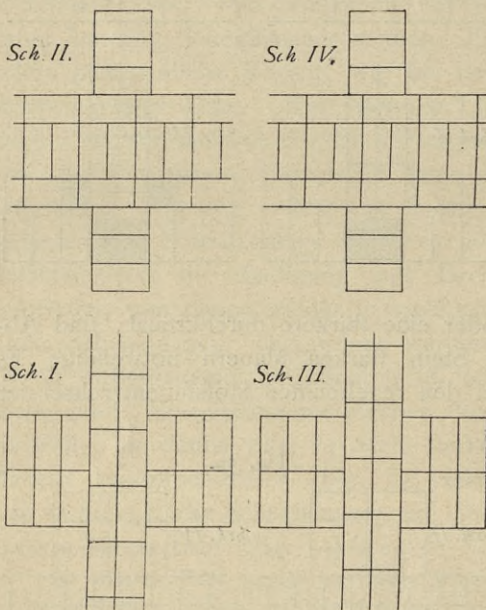


Fig. 62.

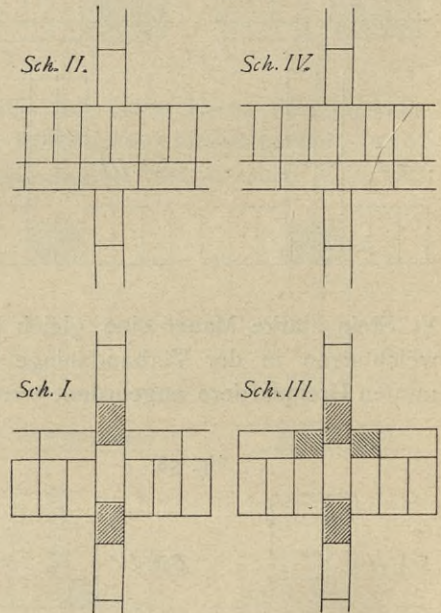


Fig. 63.

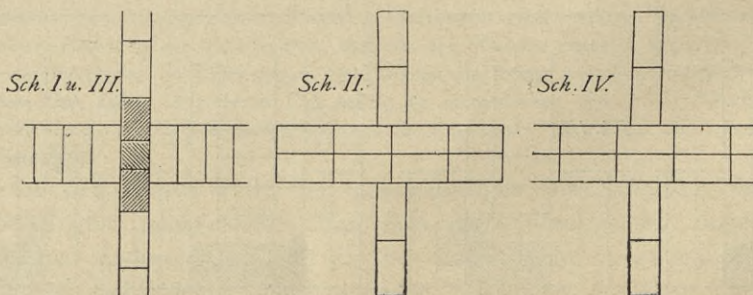
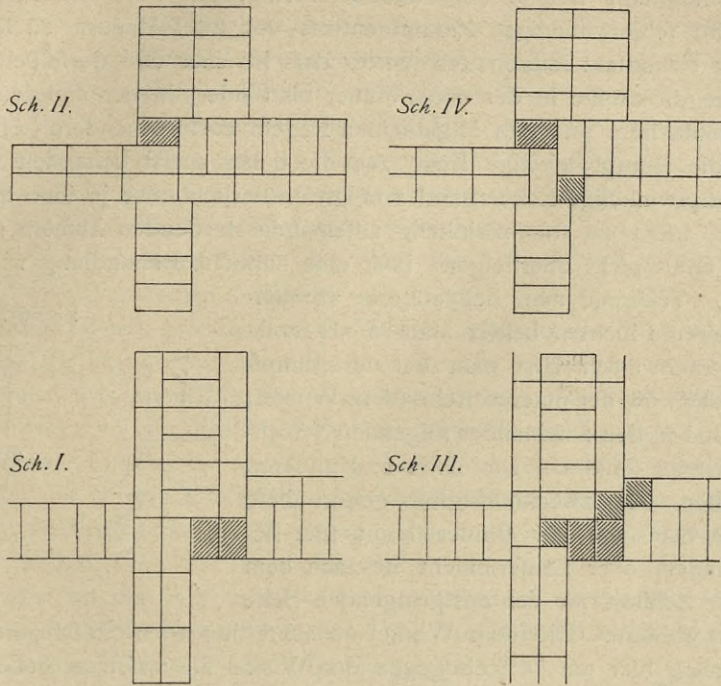




Fig. 64.



vier Schichten. Die richtige Anordnung der Dreiquartiere ist bei derartigen zusammengefügteren Fällen die Hauptfache.

### 3) Zusammenstoß von Mauern unter schiefen Winkeln.

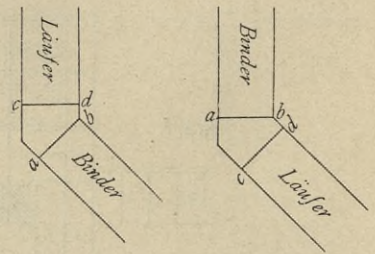
In den Gebäuden kommt häufig der Fall vor, daß zwei oder mehrere Mauern unter schiefen Winkeln zusammenstoßen. Handelt es sich dabei nur um zwei Mauern, so können diese wieder entweder eine Ecke bilden oder sich aneinander anschließen oder sich durchkreuzen. Für diese Fälle gelten natürlich auch die allgemeinen Regeln für alle Backsteinverbände, insbesondere aber, soweit möglich, die Regeln für den rechtwinkligen Zusammenstoß. Die Eckenlage erfordert hier jedoch ganz besondere Aufmerksamkeit. Die schiefwinkelige Ecke kann man der Natur der Sache nach nicht mit rechtwinkligen Steinen herstellen; sondern man muß die Steine nach dem zwischen den zusammenstoßenden Mauern vorhandenen Winkel verhauen, wenn man nicht besondere Formsteine verwenden kann. Die Beschaffung der letzteren wird sich empfehlen, wenn an einem Gebäude vielfach derselbe Winkel zwischen den Mauern vorkommt. In beiden Fällen dürfen aber diese Eckstücke nicht zu klein angenommen werden. Bei den zugehauenen Steinen müssen die in die äußeren Fluchten fallenden möglichst wenige verhauene Flächen nach außen hin erhalten, da durch das Verhauen die etwas angefinterte und deshalb besonders witterungsbeständige Außenkruste der Mauersteine entfernt wird. Ebenso müssen dieselben möglichst genau zugehauen werden, was für die in das Innere der Mauer fallenden nicht in folchem Maße notwendig ist. Auf die Ecke darf nie eine Stosfuge treffen; auch sind spitze Winkel der Steine an den Außenflächen möglichst zu vermeiden. Alle Stosfugen müssen wo möglich senkrecht zu den Mauerfluchten stehen. Wie bei allen Ziegelverbänden ist auch hier der Stosfugenverband immer einzuhalten,



und es sind möglichst wenige Teilsteine zu verwenden. Am einfachsten sind die Aufgaben beim schiefwinkligen Zusammenstoß von zwei Mauern zu lösen, wenn auch hier der Grundsatz festgehalten wird, daß in einer und derselben Schicht an der Außenseite die Steine in der einen Mauer als Binder, in der anderen als Läufer liegen. Die einfachere und den allgemeinen Regeln entsprechendere Lösung läßt im allgemeinen die stumpfwinkelige Ecke zu, die daher zuerst behandelt werden soll.

Der stumpfwinkelige Eckverband von gleich starken oder in ihrer Stärke wenig verschiedenen, nicht zu stumpfwinklig aufeinander treffenden Mauern (der Winkel darf ca. 135 Grad nicht übersteigen), läßt eine ähnliche Behandlung wie der rechtwinkligen zu. Während man bei letzterer abwechselnd die inneren Fluchten beider Mauern als Stoszfugen durchgehen läßt, läßt man bei der stumpfwinkeligen Ecke von der inneren Ecke (dem Winkel) aus abwechselnd in den aufeinander folgenden Schichten eine Stoszfuge senkrecht zur einen und anderen Mauer ausgehen. Am zweckmäßigsten gehört diese durchlaufende Stoszfuge zur Binderschicht (die Bezeichnung Binder- oder Läufererschicht ist nach dem Aussehen der Schicht an der auspringenden Seite der Ecke zu wählen). Die dem Winkel zunächst liegenden Stoszfugen der Läufererschicht sind auch hier um  $\frac{1}{4}$  Stein gegen den Winkel zu versetzen (siehe das Schema in Fig. 65, worin die Linien  $ab$  die vom Winkel aus senkrecht zur Mauerflucht durchgehende,  $cd$  die um  $\frac{1}{4}$  Stein versetzte Stoszfuge bedeuten). Unter Fest-

Fig. 65.



haltung der eben angegebenen Regeln bei gleich starken Mauern ergibt sich ein ganz gleich geformter Eckstein in allen Schichten, nur abwechselnd in umgekehrter Lage. Es erleichtert dies die Verwendung von Formsteinen.

Die beiden äußeren Seiten des Ecksteines haben dabei einen Längendifferenz von  $\frac{1}{4}$  Stein. Zugehauene Steine können nur dann zur Anwendung gelangen, wenn

die gewöhnliche Steinlänge ausreicht, was nur bei nicht sehr stumpfen Winkeln der Fall ist. Die Beispiele in Fig. 66 bis 69 werden das Gefüge erläutern. Es sind in denselben aber nur die Schichten für den Blockverband gegeben; die für den Kreuzverband erforderlichen werden nach den früheren Beispielen leicht hinzukonstruiert werden können. Bei  $\frac{1}{2}$  Stein starken Mauern (Fig. 70) ist die dem Winkel zunächst liegende Stoszfuge um  $\frac{1}{2}$  Stein von demselben entfernt. Die Beispiele in Fig. 67 u. 68 zeigen, daß die um  $\frac{1}{4}$  Stein vom Winkel entfernt liegende Stoszfuge nicht immer die dem Schema in Fig. 65 entsprechende Lage erhalten kann, weil sonst der Eckstein zu lang werden würde.

Fig. 66.

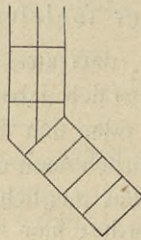


Fig. 67.

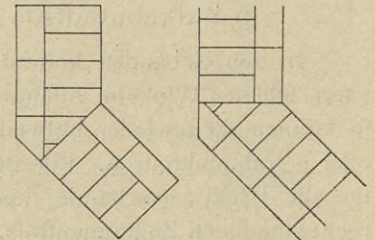


Fig. 68.

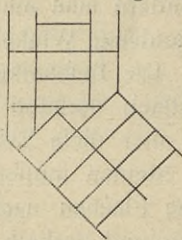


Fig. 69.

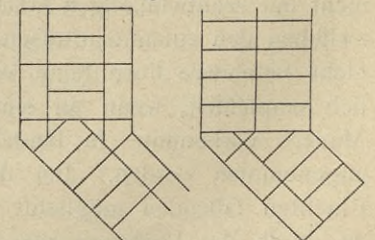
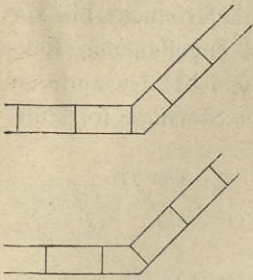


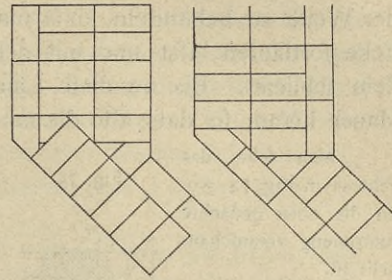


Fig. 70.



Beim Zusammenstoß von sehr verschiedenen starken Mauern oder von verschiedenen starken Mauern, die einen sehr stumpfen Winkel bilden, lassen sich die Eckverbände nicht in der angegebenen Weise herstellen, weil in diesen Fällen die eine vom Winkel senkrecht zur einen

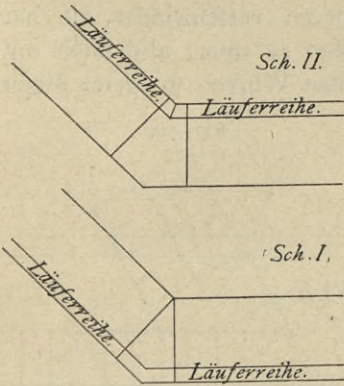
Fig. 71.



Mauerflucht ausgehende Stosfuge entweder sehr nahe an die Ecke oder erst auf die Verlängerung der bezüglichen Mauerflucht trifft, also die andere unter spitzem Winkel schneiden muß, was unzulässig ist. Man ordnet dann eine vom Winkel aus durchgehende Stosfuge in der Binder-schicht der schwächeren Mauer an, während man die in der darauf folgenden Schicht vom Winkel ausgehende Stosfuge der stärkeren Mauer bis an die äußere Läuferreihe der schwächeren gehen läßt. Die um  $\frac{1}{4}$  Stein vom Winkel entfernten Stosfugen gehen so weit, als dies der Verband zuläßt. Es genüge ein Beispiel (Fig. 71) für diesen Fall.

Will man an der Außenseite der Mauerecke das regelmäßige Verbandmuster bis ganz an die Ecke heranführen, was bei Backsteinrohbauten in Frage kommen kann, so muß man auch mit der Bestimmung der Größe des Ecksteines den Anfang machen und diesen an der Läuferseite  $\frac{3}{4}$  Stein lang und an der Binderseite  $\frac{1}{2}$  Stein lang bemessen, wenn dies die Größe des Winkels bei der gewöhnlichen Steinlänge gestattet. Anderenfalls ist man gezwungen, besondere Formsteine anzuwenden. Aber auch dann ergibt sich in der Regel am inneren Winkel ein schlechter Verband.

Fig. 72.



Sind auf beiden Seiten der stumpfwinkligen Ecke die Schichten gleichartig, d. h. laufen in denselben Höhen Läuferreihen oder Binderreihen um die Ecke herum, so ist die Verbandanlage dahin zu ändern, daß man vom Winkel nach beiden Mauerfluchten hin senkrechte Stosfugen in derselben Schicht ausgehen läßt, in der darauf folgenden Schicht ebenfalls zwei solche, die aber vom Winkel um  $\frac{1}{4}$  Stein entfernt sind (siehe die Schichten I und II im Schema von Fig. 72). Für die Schicht I ist es zweckmäßig, daß an den inneren Fluchten der Mauern Binder liegen. In der Schicht II kann man, um Formsteine am Winkel zu vermeiden, daselbst die Läufer mit diagonalen Stosfuge zusammenschneiden lassen. Fig. 73 gibt als Beispiel die stumpfwinklige Ecke zweier  $2\frac{1}{2}$  Stein starken Mauern.

Fig. 73.

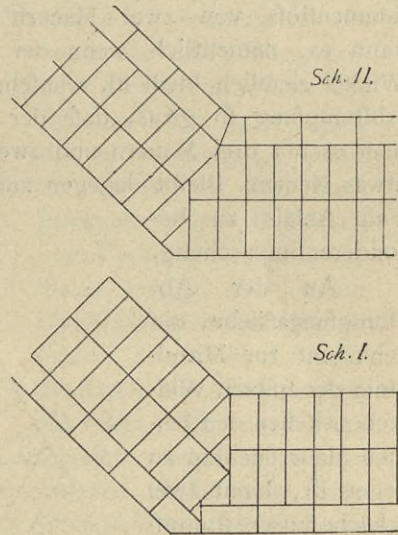
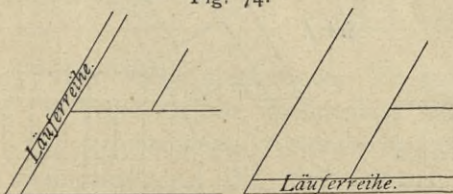


Fig. 74.



Sind auf beiden Seiten der stumpfwinkligen Ecke die Schichten gleichartig, d. h. laufen in denselben Höhen Läuferreihen oder Binderreihen um die Ecke herum, so ist die Verbandanlage dahin zu ändern, daß man vom Winkel nach beiden Mauerfluchten hin senkrechte Stosfugen in derselben Schicht ausgehen läßt, in der darauf folgenden Schicht ebenfalls zwei solche, die aber vom Winkel um  $\frac{1}{4}$  Stein entfernt sind (siehe die Schichten I und II im Schema von Fig. 72). Für die Schicht I ist es zweckmäßig, daß an den inneren Fluchten der Mauern Binder liegen. In der Schicht II kann man, um Formsteine am Winkel zu vermeiden, daselbst die Läufer mit diagonalen Stosfuge zusammenschneiden lassen. Fig. 73 gibt als Beispiel die stumpfwinklige Ecke zweier  $2\frac{1}{2}$  Stein starken Mauern.



41.  
Spitzwinkelige  
Ecke.

Der Eckverband der unter spitzem Winkel zusammentreffenden Mauern ist in der Weise zu behandeln, daß man die äußere Läuferreihe der Läuferfchicht bis zur Ecke fortlaufen läßt und mit dem nach dem gegebenen Winkel zugehauenen Eckstein schließt. Bis an diese Läuferreihe führt man die Binderschicht der anderen Mauer heran, so daß also die innere Flucht derselben bis dahin als Stofsuge fortläuft.

Man sehe das Schema in Fig. 74, worin die eben gedachte Anordnung veranschaulicht ist.

Die Einrichtung des regelrechten Stofsugenwechsels zwischen den Schichten erzielt man dadurch, daß man die Länge  $l_1$  des Ecksteines gleich macht der Länge  $b_1$  des schräg zugehauenen Hauptes zuzüglich  $\frac{1}{4}$  Stein ( $l_1 = b_1 + \frac{1}{4}$  in Fig. 75). Derselbe Eckstein läßt sich dann in allen Schichten verwenden, nur abwechselnd in umgekehrter Lage. Fig. 76 u. 77 geben Beispiele für den Eckverband von zwei ungleich starken und zwei gleich starken Mauern.

Fig. 75.

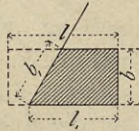


Fig. 76.

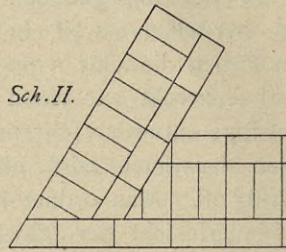
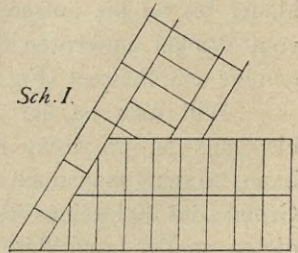
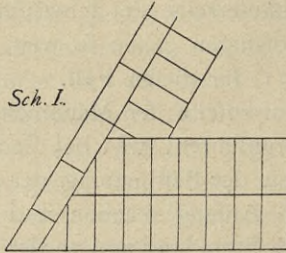
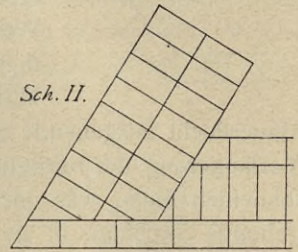


Fig. 77.



42.  
Abgestumpfte  
spitzwinkelige  
Ecke.

Beim spitzwinkligen Zusammenstoß von zwei Mauern kann es, namentlich wenn der Winkel ziemlich klein ist, wünschenswert erscheinen, die Ecke abzustumpfen. Ist die Abstumpfung so groß, daß der spitze Winkel im Inneren verschwindet, so hat man es mit drei Mauern und zwei stumpfwinkligen Ecken zu thun, also nicht mit etwas Neuem. Bleibt dagegen auf der Innenseite der spitze Winkel, so bietet dieser Fall Anlaß zu besonderer Besprechung.

An der Abstumpfungsfäche, die senkrecht zur Mittellinie des spitzen Winkels zwischen den beiden Mauerfluchten zu legen ist, damit zwei gleiche äußere stumpfwinklige Ecken gebildet werden, müssen des regelrechten Verbandes wegen Läufer- und Binderschichten miteinander abwechseln. Des guten Aussehens, aber auch der einfacheren Konstruk-

Fig. 78.

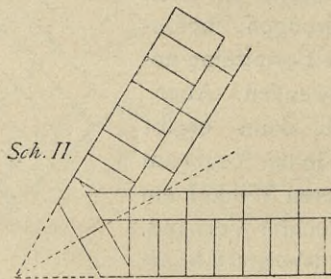
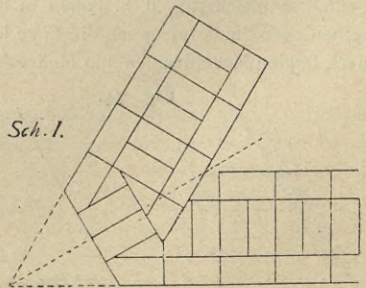
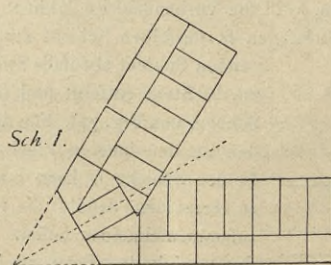
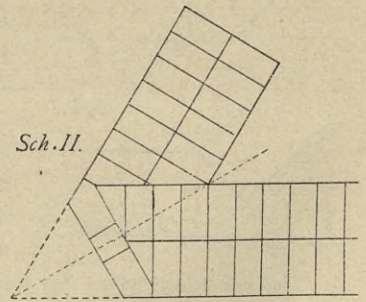


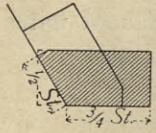
Fig. 79.





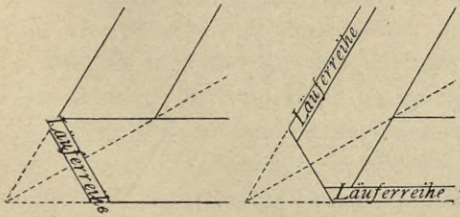
tion halber ist es dann zweckmäßig, von der bisher allenthalben durchgeführten Regel, in einer und derselben Schicht in der einen der die Ecke bildenden Mauern aufsen eine Läuferreihe, in der anderen eine Binderreihe anzuordnen, abzusehen und den Fall so aufzufassen, als gehörte die Abtumpfungsfläche einer dritten Mauer an. Es werden dann in derselben Schicht in den beiden Mauern gleichzeitig aufsen Läufer oder Binder sich befinden, an der Abtumpfungsfläche dagegen Binder oder Läufer (siehe das Schema in Fig. 81).

Fig. 80.



Die Breite der Abtumpfung bestimmt sich so, daß zwischen den beiden schräg zugehauenen Ecksteinen ein oder zwei Binderhäupter Platz haben. Die Größe und Form der Ecksteine sind in der Weise zu ermitteln, daß man den einen Schenkel des stumpfen Winkels  $\frac{3}{4}$  Stein, den anderen (den schräg zuzuhauenden)  $\frac{1}{2}$  Stein lang macht (Fig. 80). Sollte sich der Stein dann immer noch zu lang ergeben, so muß man beide Schenkel so verkürzen, daß dabei der Unterschied der Schenkellängen immer  $\frac{1}{4}$  Stein bleibt. Es sind dann in allen Schichten dieselben Ecksteine, nur abwechselnd in umgekehrter Lage, verwendbar. Die Eckanlage ist sonst ähnlich wie bei der spitzwinkligen Ecke, indem man abwechselnd die eine oder die andere der inneren Mauerfluchten als Stosfuge so weit durchführt, als dies möglich oder zweckmäßig erscheint. In Fig. 78 u. 79 sind Beispiele zur Erläuterung gegeben.

Fig. 81.



Der schiefwinklige Anschluß einer Mauer an eine andere wird in der Weise behandelt, daß man die anschließende Scheidemauer in einer Schicht um die andere nicht bis an die äußere Flucht der Hauptmauer durchlaufen läßt, sondern nur bis

43.  
Anschluß einer  
Mauer an eine  
andere.

hinten die dafelbst angeordnete Läuferreihe (siehe das Schema in Fig. 82), wodurch die zu verbauenden Steine in das Innere der Mauer kommen. Das Eingreifen oder Einbinden der Scheidemauer erfolgt also in den Läuferfluchten der Hauptmauer. Auch hier ist wieder die Regel zu befolgen, daß die dem spitzen Winkel zunächst liegende durchlaufende Stosfuge  $ab$  der Scheidemauer um  $\frac{1}{4}$  Stein vom Winkel entfernt liegen muß. Weiter erscheint es zweckmäßig, in der Hauptmauer eine durchlaufende Stosfuge  $cd$  in der in Fig. 82

Fig. 82.

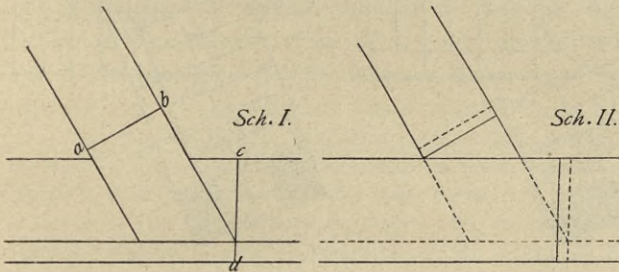
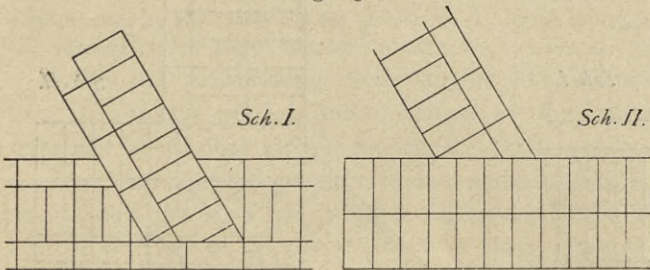


Fig. 83.



angegebenen Weise anzuordnen. Es möge das Beispiel in Fig. 83: der Anschluß einer  $1\frac{1}{2}$  Stein starken Scheidemauer an eine 2 Stein starke Hauptmauer, genügen.

Die schiefwinklige Durchkreuzung ist nur die Verallgemeinerung des Falles der rechwinkligen. Wie das Schema in Fig. 84 zeigt, gelten genau dieselben

44.  
Durchkreuzung  
zweier Mauern.



Regeln, wie sie früher für die rechtwinkelige Durchkreuzung ausführlich besprochen wurden. Auch hier ist, wegen der Einrichtung des Verbandes, in den aufeinander folgenden Schichten wohl darauf zu achten, daß in der durchlaufenden Schicht eine durchgehende Stofsuge um  $\frac{1}{4}$  Stein entfernt von einem der Winkel angeordnet werden muß. Ein besonderes Erläuterungsbeispiel erscheint hier nicht notwendig.

Es kommt bei Bauwerken öfter der Fall vor, daß mehr als zwei Mauern unter beliebigen Winkeln in einem Punkte zusammenstoßen.

Je nach der Anzahl der zusammenstreichenden Mauern, der Stärke derselben und den Winkeln, unter denen sie zusammentreffen, muß die Lösung dieser Aufgaben eine verschiedene werden. Es dürfte zu weit führen und auch überflüssig fein, eine große Zahl solcher Fälle zu erörtern. Es möge nur der eine Fall hier nähere Besprechung finden, wenn drei Mauern in einem Punkte zusammenstoßen. Die allgemeine Lösung dieser Aufgabe ist die, daß man zwei der Mauern als eine Ecke bildend ansieht und die dritte dann in einer Schicht um die andere in die Ecke

45.  
Zusammenstoß  
von mehreren  
Mauern.

Fig. 84.

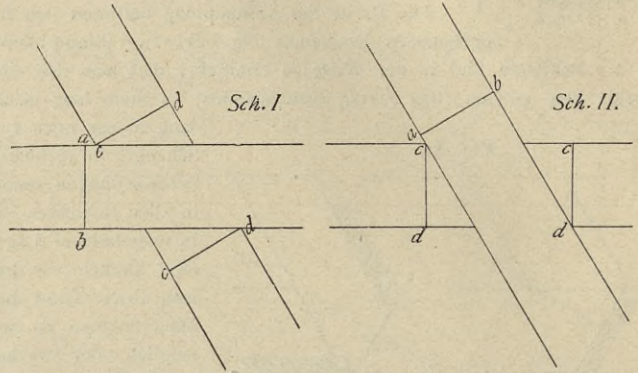


Fig. 85.

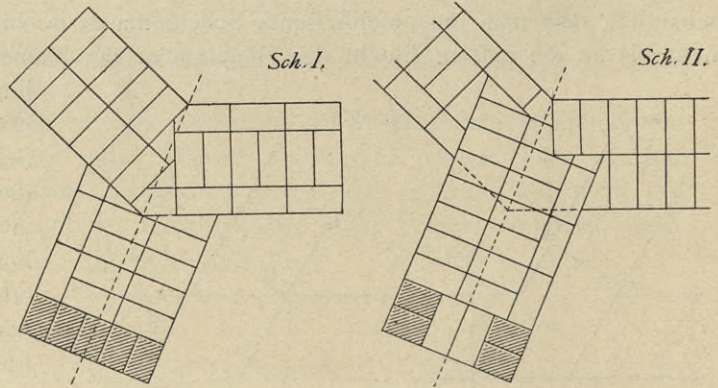
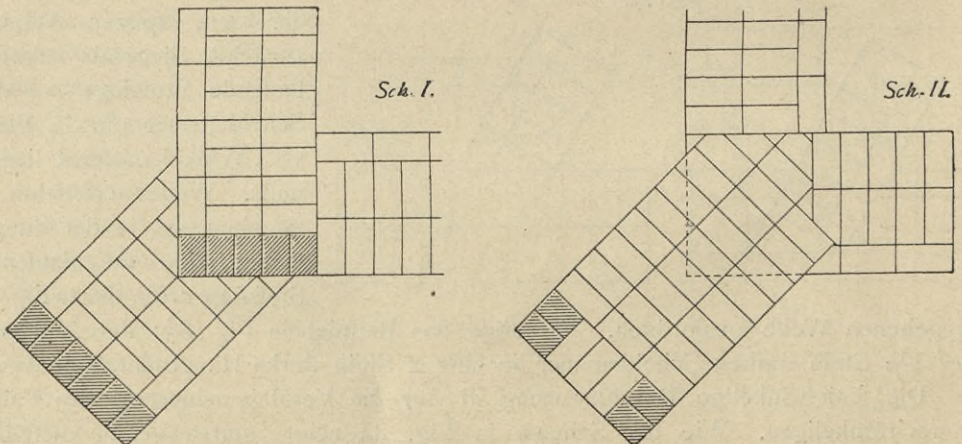


Fig. 86.





einbindet, während man sie in den übrigen Schichten nur stumpf anstoßen läßt. Jeder besondere Fall wird überdies noch unter Berücksichtigung der gegebenen Verhältnisse und Festhaltung der allgemeinen Regeln seine eigene Behandlung zulassen.

Das wichtigste Vorkommen des Zusammenstoßes von drei Mauern dürfte das sein, daß an eine Ecke, an eine rechtwinkelige oder stumpfwinkelige, sich ein Strebepfeiler in diagonalen, den Winkel der beiden die Ecke bildenden Mauern halbeilender Richtung anlegt. Die beigelegten Beispiele in Fig. 85 u. 86 werden das einzuschlagende Verfahren erläutern, obgleich dieses, wie schon gesagt, je nach den vorliegenden Verhältnissen Umänderungen erheischt. Gleichmäßiger Anschluß des Strebepfeilers an beide Seiten der Mauerecke läßt sich erzielen, wenn die beiden die Ecken bildenden Mauern nach außen hin gleichartige Schichtenbildung in gleicher Höhe zeigen. Es hat dies aber wenig wirklichen Wert, da der Anschluß beider Seiten nicht gut gleichzeitig gefehen werden kann.

#### 4) Beliebige Mauerkörper mit rechtwinkeligen Ecken und Winkeln.

Die gewöhnlichen Backsteine eignen sich infolge ihrer Gestalt eigentlich nur zur Herstellung von Mauern mit rechtwinkeligen Ecken und Winkeln, und es sind deswegen auch nur für den Verband solcher klare Regeln aufstellbar. Daher ist die Betrachtung hier auf diese zu beschränken. Die Behandlung wird eine etwas verschiedene sein müssen, je nachdem alle Abmessungen einem Vielfachen von halben Steinlängen (Steinbreiten) entsprechen oder je nachdem einzelne oder alle Maße nicht ohne Rest durch halbe Steinlängen teilbar sind, sondern einen Ueberschuß von einem Viertelstein haben. Es wird dabei angenommen, daß alle Längen von Backsteinmauerwerken als Vielfache von Viertelsteinlängen bemessen werden. In der Ausführung vorkommende Abweichungen lassen sich leicht ausgleichen.

Der erste Fall, daß alle Abmessungen eines Mauerkörpers durch halbe Steinlängen ohne Rest teilbar sind, ist der einfachere und mag daher zuerst zur Behandlung gelangen. Es werden hierbei die Regeln angewendet, welche für die lotrechte Endigung der Mauern (Fig. 87 bei *a*), die rechtwinkelige Ecke (Fig. 87 bei *b*) und den rechtwinkeligen Anschluß einer Mauer an eine andere (Fig. 87 bei *c*) unter Benutzung von Dreiquartieren schon aufgestellt worden sind.

Das Hauptfächlichste derselben mag hier kurz wiederholt werden. Die beiden zur Herstellung des Blockverbandes notwendigen Schichten enthalten hiernach für die lotrechte Endigung in der einen Schicht so viele Dreiquartiere, als die Mauer Steinbreiten dick ist, hintereinander als Läufer, in der anderen immer nur 2 Paar Dreiquartiere als Binder. Bei der rechtwinkeligen Ecke kommen auf jede Seite derselben abwechselnd so viele Dreiquartiere, als die beiden die Ecke bildenden Mauern Steinbreiten in der Dicke zählen, als Läufer, und beim rechtwinkeligen Anschluß einer Mauer an eine andere legt man in der einen Schicht in der Verlängerung der anschließenden Mauer und parallel der Richtung derselben so viele Dreiquartiere nebeneinander an die äußere Flucht der Hauptmauer, als die anschließende Steinbreiten dick ist, während in der darauf folgenden Schicht der Verband der Hauptmauer ununterbrochen durchgeht.

Bei der Anwendung dieser Regeln für zusammengesetzte Mauerkörper, wie sie hier besprochen werden sollen, kommt es nun vor allen Dingen darauf an, die Dreiquartiere zuerst und richtig zu legen. Dazu gehört:

*α*) Daß alle Dreiquartiere in einer und derselben Schicht parallel gerichtet sind, oder was daselbe ist, daß nur parallele Seiten der Ecken mit Dreiquartieren besetzt werden.

Diese Forderung wird zum Teile schon erfüllt, wenn an der früher aufgestellten Regel, daß an den Ecken und Maueranschlüssen in einer Höhe Läufer- und Binderfichten zusammentreffen sollen, festgehalten wird.

*β*) Daß jedem Dreiquartier auf der einen Seite des Mauerkörpers ein anderes ebenso gerichtetes auf der anderen Seite entsprechen muß.

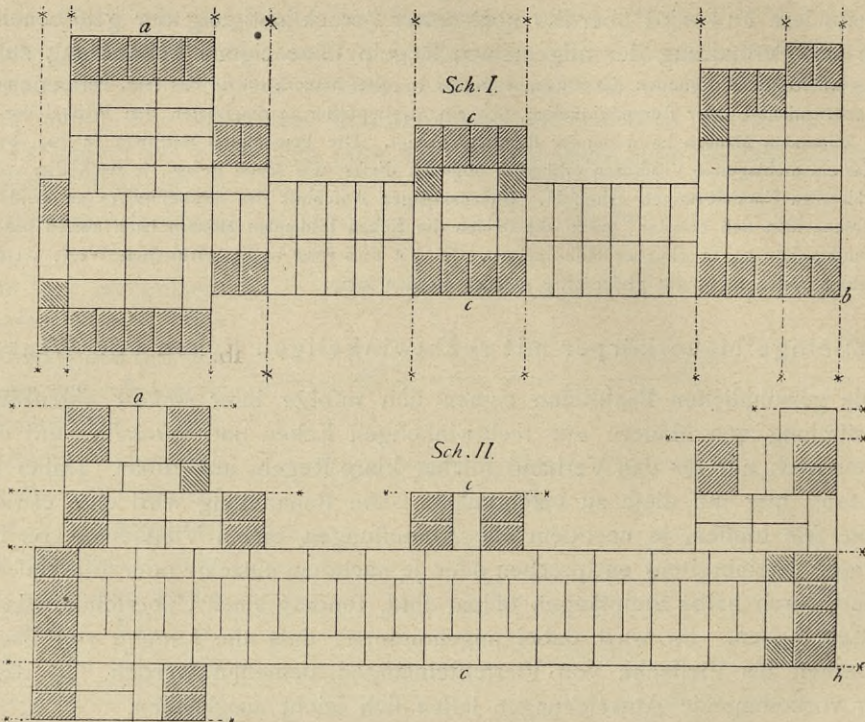
Der Ort für diese einander entsprechenden Dreiquartiere ist leicht dadurch zu finden, daß man die Schichten durch den Seiten parallele Linien aus allen Eckpunkten in rechteckige Streifen zerlegt und

46.  
Abmessungen.

47.  
Vielfache  
von  $\frac{1}{2}$  Stein-  
längen.



Fig. 87.

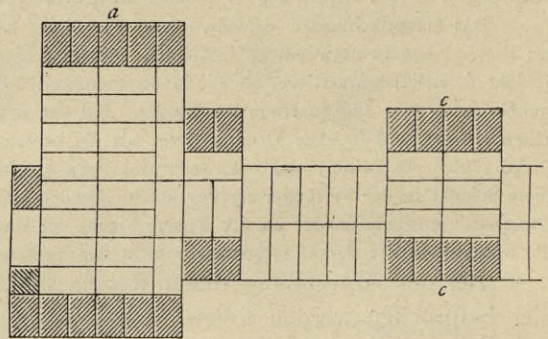


die Richtung derselben in den aufeinander folgenden Schichten regelmässig wechseln lässt. Die Enden der Streifen werden, den angeführten Regeln entsprechend, mit den Dreiquartieren besetzt (Fig. 87). Die Zwischenräume zwischen den Dreiquartieren werden dann noch regelrecht mit ganzen Steinen unter Zuziehen von Zweiquartieren je nach Bedürfnis ausgefüllt.

In einzelnen Fällen sind durch kleine Abweichungen von den angeführten Regeln Vereinfachungen möglich. So lässt sich z. B. dadurch, dass man auf der linken Seite der Schicht I in Fig. 87, Abteilung a die Läuferreihe auf die rechte Seite der Mauer legt, eine einfachere Ausfüllung mit Ganzen erzielen; auch lassen sich die Zweiquartiere bei c der Schicht I in Fig. 87 vermeiden. Diese Veränderungen sind in Fig. 88 dargestellt<sup>28)</sup>.

Bei Feststellung der Verbandanordnungen für beliebige Mauerkörper mit rechtwinkligen Ecken lassen sich anstatt der Dreiquartiere auch die Längsquartiere anwenden. Der Verband mit solchen ist aber sehr unselbständig und nicht immer ganz durchführbar. Aus diesen und den schon früher angeführten Gründen kommt er hier nicht zur Behandlung.

Fig. 88.

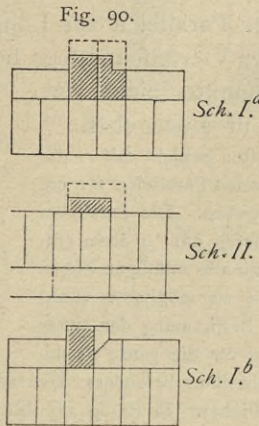
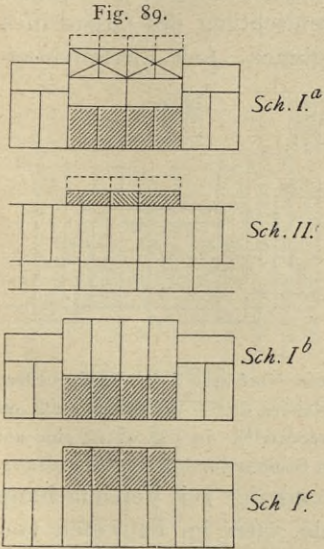


<sup>28)</sup> Die Anlage der Mauerverbände von Mauerkörpern mit rechtwinkligen Ecken wurde zuerst nach allgemeinen Grundrätzen von C. v. Brand behandelt, in dessen Arbeiten sich Ausführlicheres über diesen Gegenstand findet. Es sind dies: Praktische Darstellung des Ziegelverbandes nach einfachen, allgemeinen, bisher unbekanntem Gefetzen. Berlin 1864. — Etwas fälschlicher geschrieben, wenn auch nicht so vollständig und so durchgebildet: Ueber Mauerziegelverband. HAARMANN'S Zeitschr. f. Bauhdw. 1862, S. 64.



Die Verbandanlagen von Mauerkörpern, deren Abmessungen nicht reine Vielfache von halben Steinlängen sind, sondern zu denen noch Viertelsteinlängen treten, lassen sich nicht nach so scharf ausgeprägten Gesetzen bestimmen, wie dies bei denjenigen der Fall ist, deren Längen durch halbe Steinlängen ohne Rest teilbar sind. Es sollen diese Fälle nach den von *v. Brand* angegebenen Verfahren hier nur andeutungsweise behandelt werden.

*α*) Verfahren des Abschneidens (*Coupiers*). Man ergänzt nach diesem Verfahren die Abmessungen so, daß alle zu Vielfachen von halben Steinlängen werden, legt für die so ergänzte Figur den Verband nach den früheren Regeln an



und schneidet darauf das zur ursprünglichen Figur Hinzugefügte wieder ab. Die sich ergebenden kleineren Steinteile werden nach Möglichkeit zu größeren vereinigt.

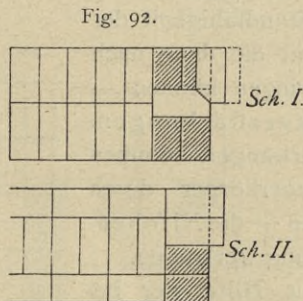
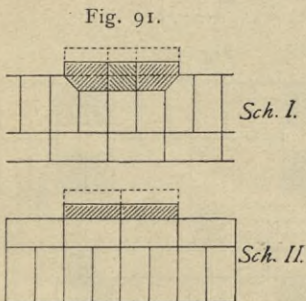
Das zuerst Hinzugefügte, nachher wieder Abgeschnittene ist in den Beispielen (Fig. 89 u. 90) durch gestrichelte Linien, die Vereinigung von Steinteilen durch ein Kreuz angedeutet. Auch lassen sich sonst noch Verbesserungen mitunter anbringen, wie die Schichten *I, b* und *I, c* von Fig. 89 ausweisen.

Bei der Anwendung dieses Verfahrens ergeben sich oft Ausklinkungen von Steinen, die man aber gern zu vermeiden sucht. Es

kann dies durch Anwendung der Viertelschrägfuge geschehen. Man versteht darunter eine von einem Winkel des Grundrisses in der Richtung der Mittellinie des Winkels ausgehende Fuge von der Länge der Diagonale eines Achtelsteines (Fig. 90, Schicht *I, b*).

*β*) Verfahren des Zusammenschiebens. Dieses Verfahren findet nur da Anwendung, wo vor einem Hauptkörper von Abmessungen, die durch halbe Steinlängen ohne Rest teilbar sind, kleinere rechteckige Vorlagen sich befinden, deren Mafse (eine oder alle beide) in Viertelsteinlängen festgesetzt werden müssen.

Nach diesem Verfahren werden beide zum Verband notwendige Schichten für den Hauptmauerkörper wie gewöhnlich festgestellt. Dann wird in einer Schicht um die andere unter Anwendung der Viertelschrägfuge ein Stück von der Länge der Vorlage und  $\frac{1}{4}$  Stein breit herausgeschnitten und ein entsprechendes Stück, vergrößert um die Vorlage, wieder angefchoben. Je nach den Umständen kommen



hierbei ein oder zwei Schrägfugen zur Anwendung (Fig. 91 u. 92). Der Verband der Vorlage wird nach dem Verfahren des Abschneidens bestimmt. Kleinere Steinteile der Vorlage lassen sich mit solchen des Hauptkörpers oft zu größeren vereinigen, oder es können noch auf andere Weise Verbesserungen im Verband angebracht werden. So ließe sich an Stelle der Schichtanordnung *II* in Fig. 91 mit Vorteil diejenige der Schicht *I, c* in Fig. 89 verwenden.

*γ*) Verfahren der zulässigen Fugen. Bei diesem in allen Fällen anwendbaren Verfahren werden zuerst eine Anzahl Fugen in der Weise bestimmt, daß man



von jedem einspringenden Winkel aus senkrecht zur Längenrichtung des Grundrisses je zwei Fugen, die Grenzfügen genannt werden sollen, zieht. Die eine dieser Grenzfügen bildet die Verlängerung eines Winkelschenkels; die andere läuft parallel der ersteren und beginnt am inneren Ende einer Viertelschrägfuge. In jeder der beiden zur Bildung des Verbandes notwendigen Schichten wird von den Grenzfügen für jeden einspringenden Winkel eine genommen, diese aber so gewählt, daß zwischen den Grenzfügen sich Abteilungen ergeben, deren Breite einem Vielfachen von halben Steinlängen entspricht. Die für die eine Schicht nicht benutzten Grenzfügen kommen in der anderen zur Verwendung. Zur Bestimmung der übrigen Fugen legt man über den Grundriß ein Netz von parallelen, rechtwinkelig sich kreuzenden Linien in Entfernungen von je  $\frac{1}{2}$  Steinlänge. Die erste der Parallelen zur Längenrichtung des Grundrisses läßt man am inneren Endpunkte einer Viertelschrägfuge beginnen. Jede Viertelschrägfuge, die an ihrem inneren Endpunkte nicht von einer der Parallelen getroffen wird, ist aufzugeben.

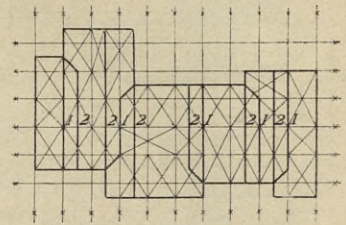
In Fig. 93 sind die Grenzfügen der ersten Schicht mit  $z$ , die der zweiten mit  $z'$  bezeichnet; die sich kreuzenden Parallelen für die erste Schicht sind durch dünne Linien angegeben. Die Parallelen der einen Schicht müssen von denen der anderen um  $\frac{1}{4}$  Stein entfernt liegen. Die Linien des Netzes geben dann alle zulässigen Fugen an, die nun in thunlichst geschickter Weise zu möglichst vielen ganzen Steinen zusammengefaßt werden. Die Bestimmung der außer den Grenzfügen weiter zulässigen Fugen kann für die ganze Grundrißfigur gleichmäßig erfolgen oder für jede Abteilung besonders. Das letztere Verfahren liefert häufig bessere Lösungen, ist aber im allgemeinen umständlicher. In Bezug auf das Nähere dieses Verfahrens muß auf das in Fußnote 28 (S. 44) angeführte Werk von v. Brand verwiesen werden<sup>29)</sup>. In Fig. 93 ist eine auf Grundlage der erwähnten Vorarbeiten mögliche Steinverteilung der ersten Schicht durch Kreuze angedeutet.

Nach der Erörterung der allgemeinen Grundsätze und der zur Vereinfachung der Arbeit anwendbaren Verfahren wird es nun leicht sein, öfter im Bauwesen vorkommende Sonderfälle zu behandeln. Solche Fälle sind: Pfeilervorlagen von Mauern, Eckverstärkungen, Thür- und Fensterpfeiler, freistehende Pfeiler (Freistützen), Mauern und Pfeiler mit Hohlräumen etc.

Häufig werden Verstärkungen von Mauern notwendig, die entweder, in gewissen Abständen wiederkehrend, von einfach rechteckigem oder reicher gegliedertem Querschnitt den Mauerfluchten vorgelegt werden — die sog. Pfeilervorlagen, oder welche die Standfähigkeit der Mauerecken erhöhen sollen und die dann nach außen oder nach innen vorspringen können — die äußeren und inneren Eckverstärkungen. Im Gegensatz zu diesen Verstärkungen kommen auch Schwächungen der Mauerkörper durch Nischen vor, deren Eckbildungen — die Nischenecken — besondere Behandlung verlangen.

Diese Fälle können mit Hilfe der bekannten gewöhnlichen Regeln über die Bildung

Fig. 93.



49.  
Pfeilervorlagen;  
Eckver-  
stärkungen;  
Nischenecken.

Fig. 94.

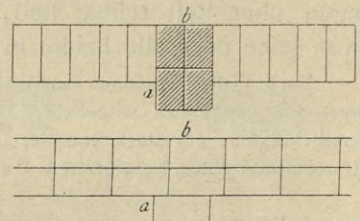
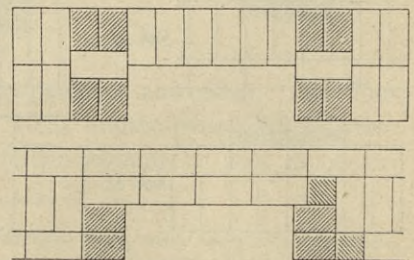


Fig. 95.



<sup>29)</sup> Eine praktische Vereinfachung des Verfahrens der zulässigen Fugen durch Anwendung von Fugennetzpaaren gibt *Zummerspach* in: *Deutsche Bauz.* 1897, S. 574.



Fig. 96.

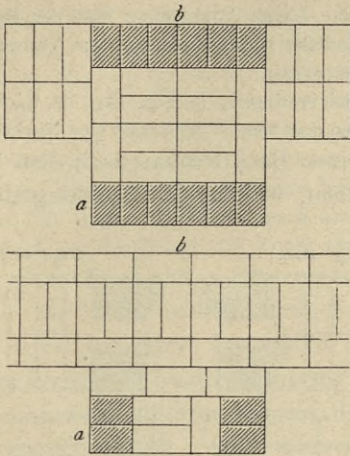


Fig. 97.

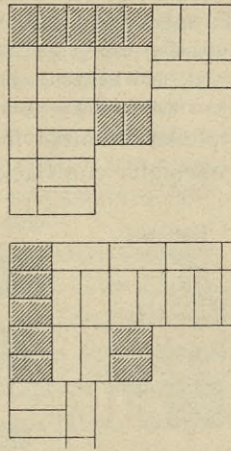


Fig. 98.

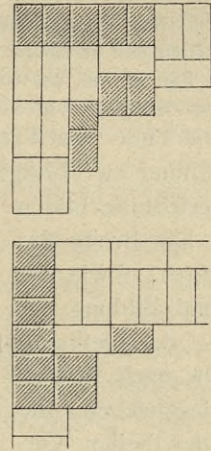


Fig. 99.

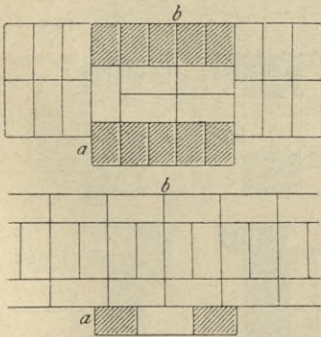


Fig. 100.

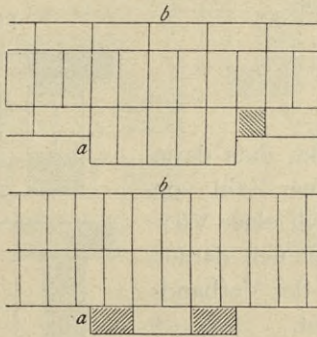


Fig. 101.

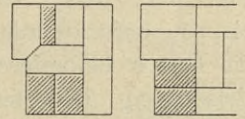


Fig. 102.

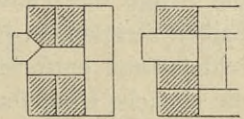


Fig. 103.

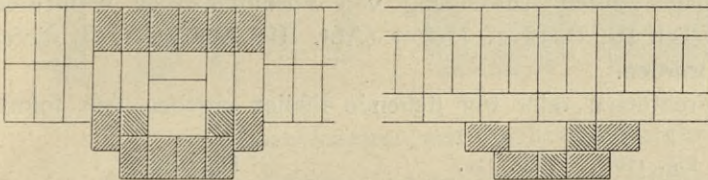
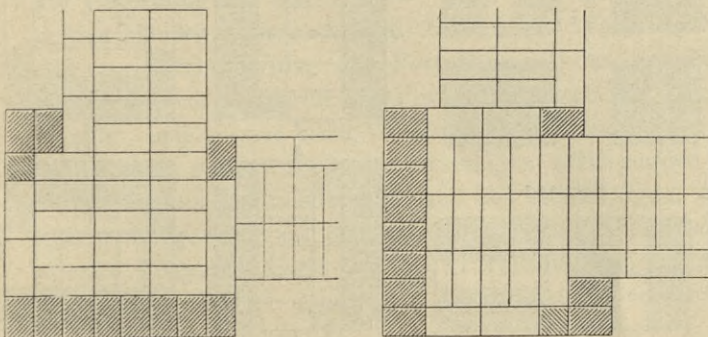


Fig. 104.



des lotrechten Mauer-  
abschlusses, des Mauer-  
anschlusses und der  
Mauerecke gelöst  
werden.

So zeigen sich z. B. in  
Fig. 94, 96 u. 99 in *a* der  
Mauerabschluss und in *b* der  
Maueranschluss zur Anwen-  
dung gebracht. Erleichtert  
wird jedoch auch in diesen  
oft einfachen Fällen die Ver-  
legung der Dreiquartiere  
durch das oben empfohlene  
Zerlegen der Schichten in  
rechteckige Streifen, was  
natürlich in den zusammen-  
gesetzteren Fällen noch mehr  
zur Geltung gelangt. Dafs  
aber dieses Verfahren, wie  
überhaupt jede Handhabung  
von Regeln, nicht blofs



mechanisch, sondern mit Ueberlegung angewendet werden sollte, zeigt das Beispiel in Fig. 100, im Vergleich zur Lösung derselben Aufgabe in Fig. 99. Durch eine kleine Abweichung von der Regel, die in Fig. 99 streng durchgeführt ist, wurden eine ganz wesentliche Herabminderung des Verbrauches an Dreiquartieren und vermehrte Verwendung von ganzen Steinen erzielt.

In Fig. 94, 96, 99, 100 u. 103 sind Beispiele von Pfeilervorlagen, in Fig. 104 ein solches einer äußeren und in Fig. 97 u. 98 solche von inneren Eckverstärkungen gegeben. Fig. 95 zeigt eine Nischenbildung.

Die Thür- und Fensterpfeiler erhalten im reinen Backsteinbau nach dem Lichten der Oeffnung zu Vorlagen, ebenfalls von Backsteinen, welche den Anschlag der Oeff-

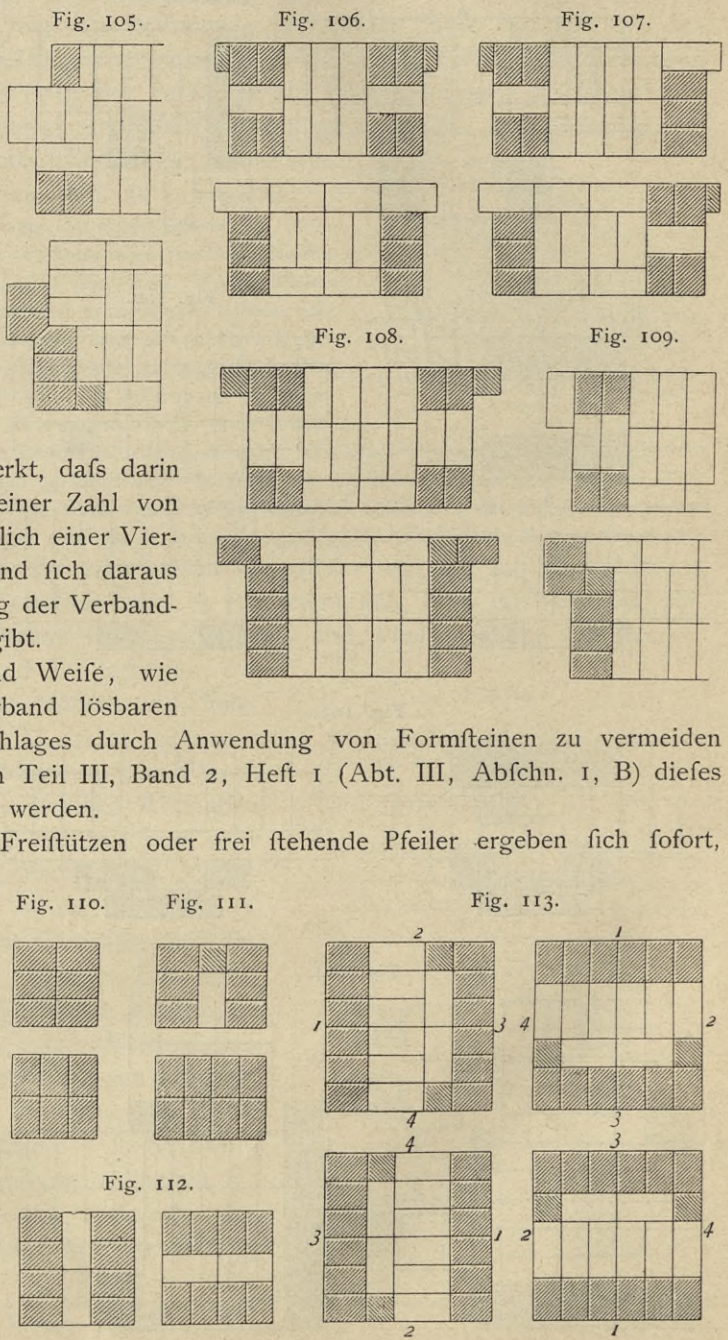
nungen verschließen bilden sollen. Die Breite des Anschlages, sowie die Tiefe und Bildung der Laibung der Oeffnung wechseln nach Bedürfnis, desgleichen die Länge der Pfeiler. Verschiedene Verhältnisse sind in den Beispielen Fig. 101, 102, 105 bis 109 berücksichtigt, die keiner besonderen Erläuterung bedürfen.

Nur zu Fig. 107 sei bemerkt, daß darin die Länge des Pfeilers einer Zahl von halben Steinlängen zuzüglich einer Viertelsteinlänge entspricht und sich daraus die einfache Umgestaltung der Verbandanlage von Fig. 106 ergibt.

Ueber die Art und Weise, wie die leicht aus dem Verband lösbaren Quartierstücke des Anschlages durch Anwendung von Formsteinen zu vermeiden sind, wird das Nötige in Teil III, Band 2, Heft 1 (Abt. III, Abchn. 1, B) dieses »Handbuches« mitgeteilt werden.

Die Verbände für Freistützen oder frei stehende Pfeiler ergeben sich sofort, wenn man dieselben als kurze Mauerstücke auf-

fafst, durch Aneinanderschichten der betreffenden lotrechten Mauerendigungen. Da bei den Pfeilern die Belastung der Flächeneinheit in der Regel größer ist, als bei Mauern, so ist namentlich bei ihnen der Verband möglichst richtig und aus möglichst vielen großen Stücken herzustellen, und



50.  
Thür- und  
Fensterpfeiler.

51.  
Freistützen  
ohne  
Vorlagen.



daher besonders bei Freistützen der schlechte Verband mit Quartierstücken und Längsquartieren zu vermeiden oder auf Fälle zu beschränken, wo er nicht zu umgehen ist. Deswegen sind auch hier keine derartige Beispiele gegeben worden.

Wie die beigelegten, nur mit Hilfe von Dreiquartieren, bzw. Zweiquartieren konstruierten Beispiele (Fig. 110 bis 113) zeigen, ergibt sich bei Pfeilern mit quadratischem Grundriß der Verband der zweiten Schicht aus dem der ersten sofort durch Drehung um 90 Grad. Das Kreuzverbandmuster kann erst zur Anwendung gelangen, wenn eine Seite des Pfeilers mindestens 3 Steine lang ist. In Fig. 113 ist der Kreuzverband an einer quadratischen Freistütze von 3 Stein Seitenlänge in seinen vier Schichten durchgeführt. Es ergibt sich hierbei auch eine Schicht aus der anderen durch Drehung um 90 Grad. Es ist dies durch die Bezifferung der Seiten verdeutlicht.

Freistützen mit rechteckigem Kern und Vorlagen auf drei oder allen vier Seiten entsprechen dem rechtwinkligen Anstoß oder der Durchkreuzung von zwei Mauern mit nahe gerückten lotrechten Endigungen und bieten daher für die Betrachtung nichts Neues. Ebenso ist es mit Pfeilern von unregelmäßigem Grundriß, die nach den allgemein gültigen Regeln für beliebige Mauerkörper mit rechtwinkligen Ecken zu behandeln sind. Wir können uns daher hier auf Vorführung einiger oft vorkommender Beispiele (Fig. 114 bis 120) von Freistützen mit quadratischem Kern und allseitigen gleich großen Vorlagen, den sog. Kreuzpfeilern, beschränken.

52.  
Freistützen  
mit  
Vorlagen.

Fig. 114.

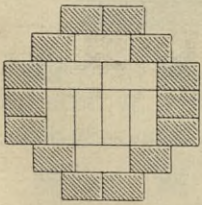


Fig. 115.

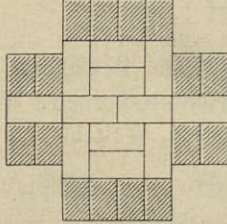


Fig. 116.

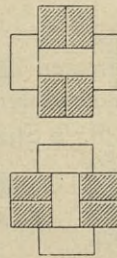


Fig. 117.

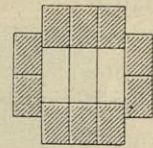


Fig. 118.

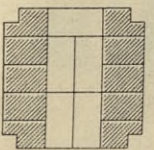


Fig. 119.

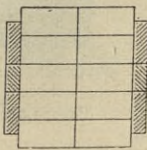
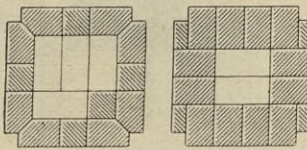


Fig. 120.



Es ergibt sich auch bei diesen wieder eine Schicht aus der anderen durch Drehung um 90 Grad. Fig. 118 bis 120 geben die dreifache Lösung eines Kreuzpfeilers mit Vorlagen von 2 Stein Länge und  $\frac{1}{4}$  Stein Vorfrung.

### 5) Mauerkörper mit rechtwinkligen Hohlräumen.

In den Mauerkörpern sind vielfach lotrecht aufsteigende Hohlräume anzubringen, und zwar einestheils zur Herstellung von Rauch-, Zuluft- und Abluftkanälen, sowie zur Unterbringung von Wasser-, Heiz- und anderen Rohren, anderenteils aber, um in den Mauern isolierende Luftschichten zur Warm- und Trockenhaltung der Gebäude und zur Verhinderung der Fortpflanzung des Schalles zu beschaffen, bzw. um Mauermaterial zu sparen. — Für die angegebenen Zwecke können die aufsteigenden Kanäle einzeln oder auch in Gruppen in Mauern oder Pfeilern angeordnet werden. Sie können rechtwinkligen, vieleckigen oder runden Querschnitt haben. Wir beschäftigen uns hier zunächst nur mit den rechteckigen, während bezüglich der anderen Querschnittsformen auf das bei den vieleckigen und runden Mauerkörpern mit Hohlräumen Folgende, sowie auf das in Teil III, Band 4 dieses »Handbuches« (Abt. IV, Abschn. 4, B, Kap. 4, unter c) Vorzuführende, verwiesen werden kann.

53.  
Hohles  
Mauerwerk.



Die Querschnitte rechtwinkliger, lotrecht aufsteigender Kanäle sind zwar vom Zwecke abhängig und werden häufig durch Berechnung bestimmt; immerhin sollten dieselben aber zur Erleichterung der Konstruktion so bemessen werden, daß die

Fig. 121.

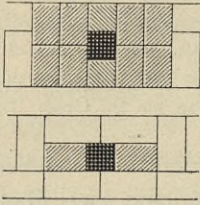


Fig. 122.

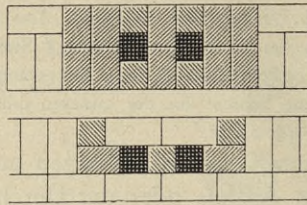


Fig. 123.

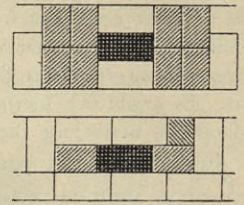


Fig. 124.

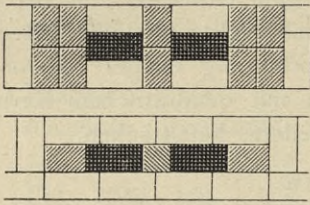


Fig. 125.

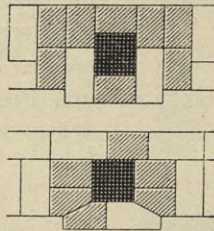
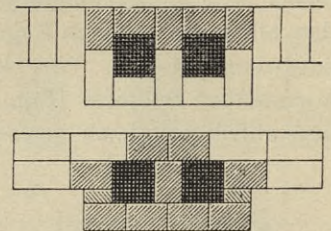


Fig. 126.



Masse zu den Ziegelformaten in einer gewissen Beziehung stehen. Es ergeben sich daher gewisse, oft wiederkehrende Querschnittsformen, die sich von  $\frac{1}{4}$  Stein zu  $\frac{1}{4}$  Stein abstufen. So z. B.  $\frac{1}{2}$  Stein  $\times$   $\frac{1}{2}$  Stein,  $\frac{1}{2}$  Stein  $\times$  1 Stein,  $\frac{3}{4}$  Stein  $\times$   $\frac{3}{4}$  Stein, 1 Stein  $\times$  1 Stein etc. Die

angeführten Masse sind auch die für die engen, fog. russischen Schornsteine üblichen, namentlich  $\frac{3}{4}$  Stein  $\times$   $\frac{3}{4}$  Stein, während für die weiten bestiegbaren Schornsteine die Abmessungen  $1\frac{3}{4}$  Stein  $\times$   $1\frac{3}{4}$  Stein und 2 Stein  $\times$  2 Stein (deutsches Normal-Ziegelformat vorausgesetzt; wegen der Bestiegbbarkeit ist man an gewisse bestimmte Masse gebunden) gebräuchlich sind. Die Wandungen, sowie die Scheidewände (Zungen) mehrerer nebeneinander liegender Kanäle werden in der Regel  $\frac{1}{2}$  Stein stark gemacht. Diese Kanäle müssen nicht nur im allgemeinen ununter-

Fig. 127.

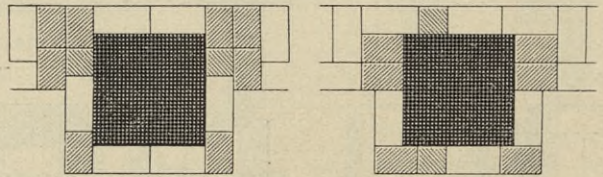


Fig. 128.

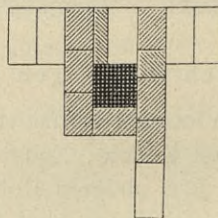
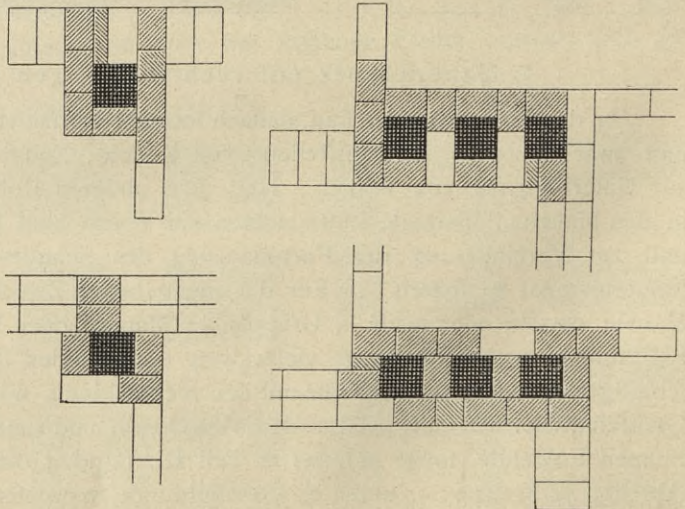


Fig. 129.





brochen lotrecht aufsteigen (wenn man nicht aus irgend welchen Gründen sie in der Richtung der Mauer zu ziehen genötigt wird); sie müssen auch mit dem anstossenden Mauerwerk in regelrechtem Verband angelegt werden. Diesen regelrechten Verband erlangt man am besten, wenn man streng nach den für beliebige Mauerkörper angegebenen Regeln verfährt und zur Erleichterung des Verfahrens die Schichten durch den Seiten parallele Linien aus allen Ecken und Winkeln in Streifen zerlegt, deren Enden mit in der Richtung der Streifen liegenden Drei- oder Viertelsteinen in der dem Sonderfall entsprechenden Zahl besetzt werden. In den aufeinander folgenden Schichten muß natürlich die Richtung der Parallelen wechseln; auch ist auf richtigen Stofsugenwechsel bei Herstellung der  $\frac{1}{2}$  Stein starken Kanalwände zu achten. Im übrigen wird auf das früher Gefagte verwiesen. Bei den Kanälen, deren Mafse nur in Viertelsteinlängen ausdrückbar sind, ist die Anwendung von Quartiersteinen nicht zu umgehen. Beispiele für Kanäle, einzeln oder zu zweien nebeneinander in der Mauerstärke untergebracht oder Vorsprünge vor derselben bildend, liefern Fig. 121 bis 127. Die Verbandweise bei mehr als zwei nebeneinander liegenden Kanälen ist sehr leicht aus der für zwei dergleichen gegebenen zu ermitteln. Beispiele für Verbände mit Anwendung von Längs- und Querschnittsteinen sind in den folgenden Figuren dargestellt.

Fig. 130.



Fig. 131.

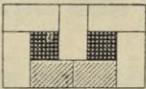


Fig. 132.

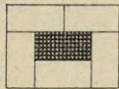


Fig. 133.

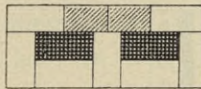


Fig. 134.

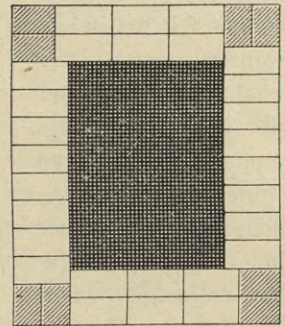


Fig. 135.

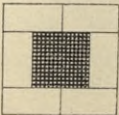


Fig. 136.

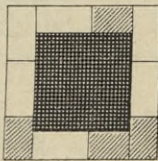


Fig. 137.

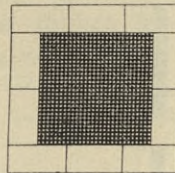


Fig. 138.

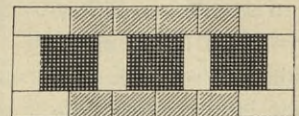


Fig. 139.

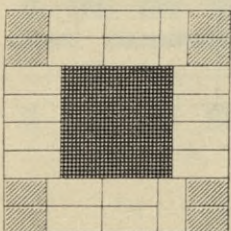


Fig. 140.

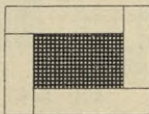


Fig. 141.

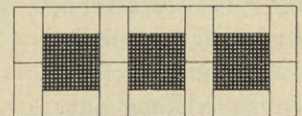
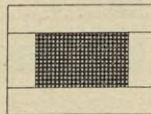


Fig. 142.

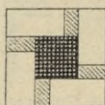
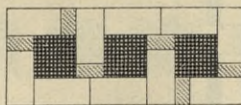


Fig. 143.



Kanäle von 1 Stein Weite finden sich in Teil III, Band 4 dieses »Handbuches« (S. 149<sup>30</sup>).

Fig. 128 u. 129 bieten Beispiele für die Anordnung von Kanälen in Mauerkreuzungen. Sie sind hierbei oft, wie Fig. 129 zeigt, bei

<sup>30)</sup> 2. Aufl.: S. 218.



geschickter Anordnung der Mauern, so anzubringen, daß sie keine Vorsprünge in den Räumen bilden.

55.  
Lotrechte  
Kanäle  
in Pfeilern

Mit Mauern nicht in Verbindung gebrachte Kanäle, einzeln oder in Gruppen nebeneinander, bilden Hohl Pfeiler, wie sie namentlich für Schornsteine von den Dachbalkenlagen an oder für ganz frei von unten an aufsteigende größere Schornsteine notwendig werden. Die Wandungen und Zungen der frei aufsteigenden Schornsteine werden bei den kleineren Querschnitten  $\frac{1}{2}$  Stein, bei den größeren Querschnittsflächen und Höhen 1 Stein und darüber stark gemacht. Bei den  $\frac{1}{2}$  Stein starken Wandungen wird der früher besprochene Läufer- oder Schornsteinverband angewendet. Beispiele für verschiedene Abmessungen der Kanäle, einzeln und zu mehreren nebeneinander, bieten Fig. 130 bis 133, 135 bis 138, 142 u. 143.

Fig. 134 u. 139 geben Beispiele von größeren Querschnittsflächen und 1 Stein starken Wandungen. In Fig. 139 ist der Hohlraum quadratisch von 2 Stein Seitenlänge, in Fig. 134 rechteckig von  $2\frac{3}{4} \times 3\frac{3}{4}$  Stein Seitenlänge. Die Eckanlagen mit Dreiquartieren

sind für beide Fälle verschieden. Die Anordnung der Eckfugen für ähnliche Fälle ist aus den schematischen Figuren 140 u. 141 ersichtlich. Fig. 141 gibt die Anordnung, wenn die Seitenlängen durch Steinbreiten ohne Rest meßbar sind, Fig. 140 dagegen diejenige, wenn die Seiten sich nur durch Viertelsteinlängen ausdrücken lassen.

Wie schon angeführt, werden Mauern mit Hohlräumen, die sog. Hohlmauern, hergestellt, um in ihnen isolierende Luftschichten zu erhalten oder sie in ihrer Materialmasse zu verringern. Der erstere Grund wird namentlich bei Umfassungsmauern häufig als vorliegend erachtet, der zweite besonders bei Scheidemauern aus konstruk-

56.  
Hohlmauern.

Fig. 144.

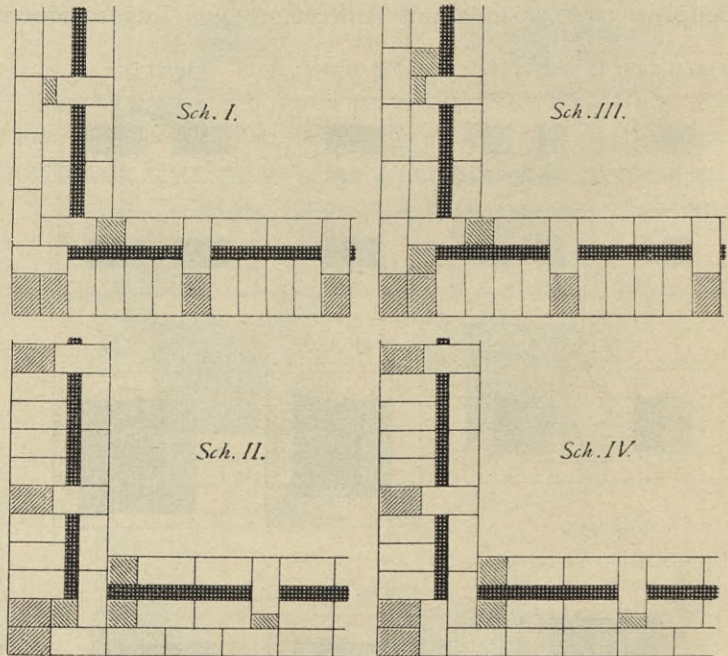


Fig. 145.

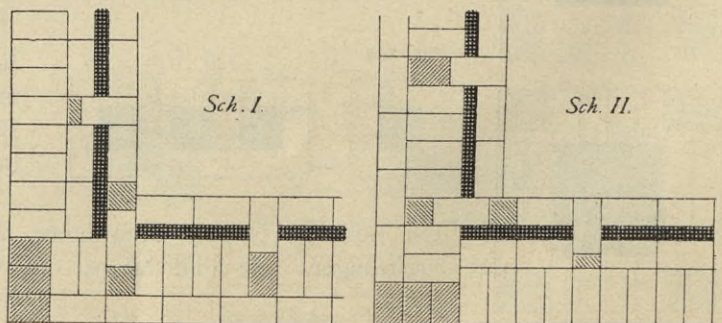
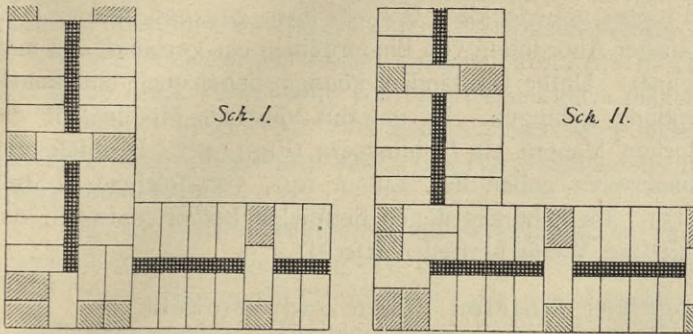




Fig. 146.



zu machen) Unterbrechungen durch Steine notwendig, welche die beiden Frontseiten zusammenbinden, um ihnen den durch die Hohlräume genommenen Teil ihrer Standfähigkeit wieder zu ersetzen. Bei den Umfassungsmauern mit isolierenden Luftschichten hält man in der Regel die äußere Hälfte mindestens 1 Stein stark, weil man die Stärke von  $\frac{1}{2}$  Stein gegen das Durchschlagen der Feuchtigkeit für nicht genügend erachtet. Der innere Teil ergibt sich dann bei Mauern von nur  $1\frac{1}{2}$  Stein Stärke  $\frac{1}{2}$  Stein dick, was für diesen Teil, wenn er Balken zu tragen hat, zu wenig ist. Dieser Gegenstand wird ausführlich im nächstfolgenden Hefte (Abt. III, Abschnitt 1, A, Kap. 2) dieses »Handbuches« besprochen werden. Der Luftschicht gibt man  $\frac{1}{4}$  Stein oder  $\frac{1}{2}$  Stein Breite.

Fig. 144 zeigt die zur Einrichtung des Kreuzverbandes an den Außenseiten notwendigen vier Schichten der mit Luftschicht  $1\frac{3}{4}$  Stein starken Mauern einer Gebäudeecke, Fig. 145 die zwei Schichten für die im Blockverband herzustellende Ecke zweier mit Luftschicht  $2\frac{1}{4}$  Stein starken Mauern. Die Durchbinder oder Ankersteine, welche die beiden Fronten der Mauern zusammenhalten, sind in Abständen von ca. 2 Steinlängen

Fig. 148.

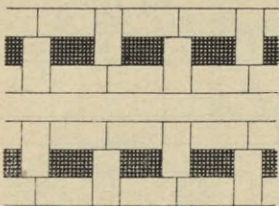


Fig. 150.

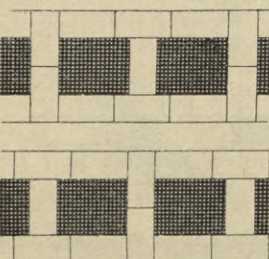


Fig. 149.

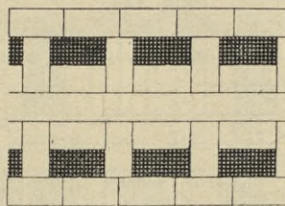
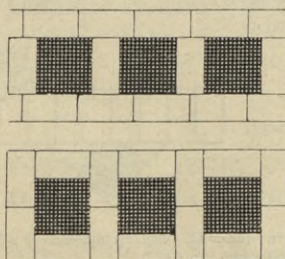


Fig. 151.



tiven oder wirtschaftlichen Rücksichten. In beiden Fällen kann es nicht, wie bei den Kanälen, darauf ankommen, daß die Hohlräume ununterbrochen lotrecht durchlaufen; im Gegenteil, es werden bei der großen Längenerstreckung derselben (sie sind so lang wie die Mauern

anzuordnen.

Bei den  $2\frac{1}{4}$  Stein starken Mauern läßt sich der Hohlraum auch in die Mitte legen und dann mit Vorteil der Binderverband verwenden (Fig. 146). Es hat diese Anordnung noch den Vorzug, daß für die Stockwerksgebälke in dem 1 Stein starken inneren Teile eine sichere Untermauerung geschaffen wird.

Bei denjenigen Hohlmauern, die nicht Schutz gegen von einer Seite zur Wirkung gelangende Feuchtigkeit bieten sollen, wie dies in der Regel



bei Scheidemauern der Fall ist, und die nicht als Trag- oder Stützwände zu dienen haben, können die beiden Fronten unbedenklich  $\frac{1}{2}$  Stein stark gehalten werden. Es ergibt sich dann bei regelmässiger Anordnung von Bindersteinen ein Verband, den man als Kästelverband bezeichnet. Unter Umständen können dabei auch hochkantig gestellte Steine zur Verwendung gelangen. Es gewährt dies die Möglichkeit der Herstellung von 1 Stein starken Mauern als Hohlmauern (Fig. 147). Beispiele von  $1\frac{1}{2}$  Stein starkem Kästelmauerwerk geben Fig. 148 u. 149, von folchem 2 Stein stark dagegen Fig. 150 u. 151. Es geht aus diesen Beispielen hervor, dass sich das Kästelmauerwerk auf verschiedene Weise herstellen lässt<sup>31)</sup>.

#### 6) Mauerkörper mit schiefen Ecken und Winkeln.

Da die Gestalt der gewöhnlichen Backsteine ohne weiteres die Bildung von schiefwinkligen Mauerkörpern nicht zulässt, so müssen dieselben zu diesem Zwecke entsprechend zugehauen werden, oder man muss sich besonderer Formsteine bedienen. Wie schon bei Gelegenheit der Besprechung des schiefwinkligen Zusammenstosses von Mauern ausgeführt wurde, verlieren die Mauersteine beim Verhauen an gutem Aussehen, an Festigkeit und an Witterungsbeständigkeit. Es wird daher das Verhauen der Steine nur dann zulässig erscheinen, wenn der Bedarf an zugehauenen Steinen ein geringfügiger ist oder wenn die Mauerflächen geputzt werden. Aber auch in letzterem Falle wird man die Anwendung von sehr kleinen Stückchen, sowie den spitzwinkligen Auslauf der Fugen in den Außenflächen zu vermeiden suchen müssen.

In allen Fällen, wo schiefe Winkel an einem Bauwerke in gleicher Grösse oft wiederkehren, namentlich bei Backsteinrohbauten, wird sich die Verwendung von Formsteinen für die Ecken empfehlen. Ausser der Beachtung der allgemein gültigen Verbandregeln werden hierbei für die Bildung dieser Formsteine gewisse Grundsätze festzuhalten sein, welche etwa die folgenden sind: die Formsteine sollen die Grösse der gewöhnlichen Backsteine nicht wesentlich übersteigen (die Dicke ist immer genau beizubehalten); der Verband ist mit möglichst wenigen Sorten von Formsteinen herzustellen; die Stossfugen sollen senkrecht zu den Außenflächen der Mauerkörper laufen.

Ein sehr häufig vorkommender Fall, bei dem man sich aber in der Regel der gewöhnlichen Backsteine bedienen wird, ist die Anordnung von abgesehenen Laibungen der Thür- und Fensterpfeiler. Das gewöhnliche Verfahren hierbei ist das in Fig. 152 dargestellte, wonach man sich zunächst den Verband für rechtwinklige Laibungen aufsucht und durch die gewünschte Schräge der Laibung die von den Mauerenden abzuhaufenden Steinstücke bestimmt. Ein anderes Verfahren gibt Fig. 153; es sind dabei so gut, als es

Fig. 152.

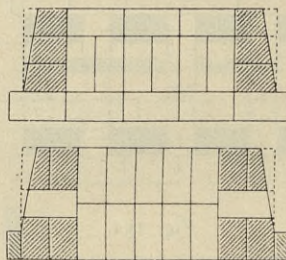


Fig. 153.

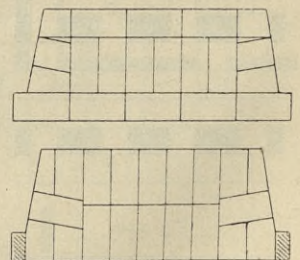
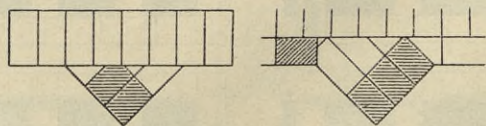


Fig. 154.



<sup>31)</sup> Ueber die Herstellung von Hohlmauern mit Hilfe von Hohlsteinen wird im nächstfolgenden Hefte (Abt. III, Abschnitt 1, B, Kap. 2) dieses »Handbuchs« die Rede sein.

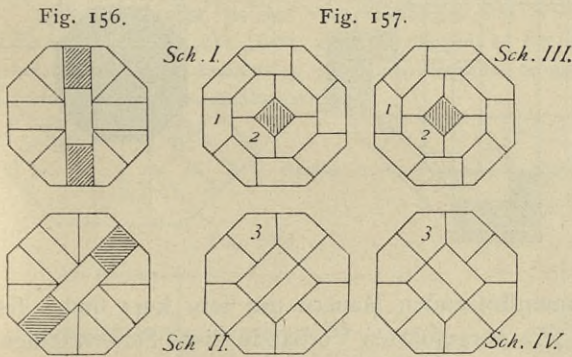


ging, die Regeln für stumpfwinkelige Mauerecken befolgt, die Stofsugen teilweise fenkrecht zu den äusseren Mauerfluchten, die spitzen Winkel der Steine möglichst in das Innere des Mauerkörpers verlegt worden. Trotzdem ist zuzugeben, dass durch dieses Verfahren ohne Verwendung von Formsteinen keine grossen Vorteile zu erzielen sind.

Seltener ist der Fall, dass Mauerfluchten unter schiefen Winkeln einschneidende Pfeilervorlagen einzubinden sind. Das Einbinden erfolgt dann etwa in der in Fig. 154 mitgeteilten Weise.

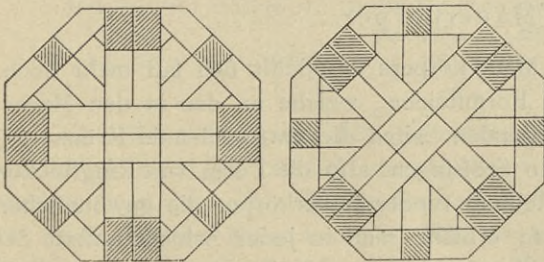
Häufiger sind vieleckige Freistützen herzustellen, und unter diesen am häufigsten regelmässig achteckige. Fig. 155 gibt eine Schicht einer solchen von  $2\frac{1}{2}$  Stein Stärke für Herstellung aus gewöhnlichen Backsteinen. Durch fortgesetzte Drehung dieser Schicht um 45 Grad kann ein vierfacher Wechsel der Fugenrichtung in vier aufeinander folgenden Schichten erzeugt werden. Es entspricht demnach diese Verbandanordnung allen Anforderungen an Fugenverwechslung und Ueberdeckung der Steine in den aufeinander folgenden Schichten, während sie andererseits in dem stark spitzwinkligen Auslauf der stark verhauneten vier Ecksteine

einen bedeutenden Mangel aufweist. Dieser sonst bequem einzurichtende Verband wird daher nur dann anzuwenden sein, wenn es sich um Herstellung weniger und zu putzender Pfeiler handelt. Für andere Fälle ist die Verwendung von Formsteinen entschieden anzuraten. Derartige Beispiele bieten Fig. 156 u. 157.



In Fig. 158 ist eine Freistütze von  $4\frac{1}{2}$  Stein Stärke dargestellt. Die zweite Schicht ist durch Drehung der ersten um 45 Grad erzielt. Der Grundgedanke der Verbandbildung bei diesem Beispiel ist auch für noch stärkere Pfeiler anwendbar. Es wird nur eine Sorte Formsteine für die Ecken notwendig.

Fig. 158.



Reicher gegliederte Freistützen mit Vorlagen an den Vieleckseiten oder mit Diensten besetzte Pfeiler, wie sie als Stützen von Gewölben oft notwendig werden, deren auf eine Andeutung zu beschränkende Behandlung sich am besten hier anschliesst, sind immer nur mit Formsteinen und als Rohbau auszuführen. Fig. 159 und 161 mögen als Beispiele genügen<sup>32)</sup>.

<sup>32)</sup> Zahlreiche Beispiele finden sich in dem schon in Fussnote 25 (S. 30) angeführten Werke von *Fleischinger & Becker*, dem auch Fig. 159 u. 161 nachgebildet sind.

59.  
Dreieckige  
Pfeiler-  
vorlagen.

60.  
Vieleckige  
Freistützen.

61.  
Gegliederte  
Freistützen.



Fig. 159.

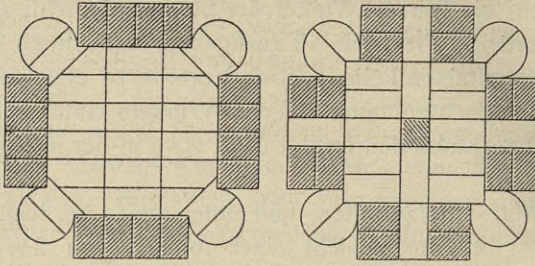
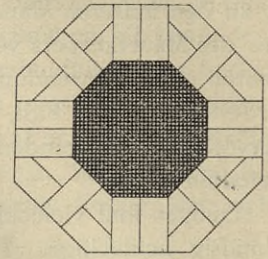


Fig. 160.



62.  
Vieleckige  
Hohlfeiler.

Auch unter den vieleckigen Hohlfeilern, welche so oft als Fabrikchornsteine Verwendung finden, sind die von regelmässig achteckigem Grundriß die häufigsten. Es werden bei diesen, wie bei allen anderen, zunächst die Regeln angewendet werden müssen, welche früher für die Bildung der stumpfwinkligen Ecken mitgeteilt

Fig. 161.

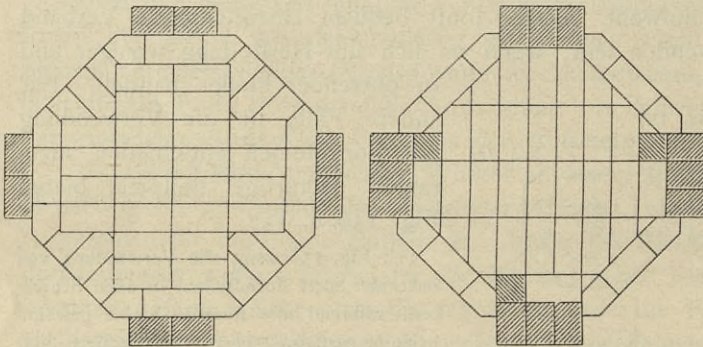
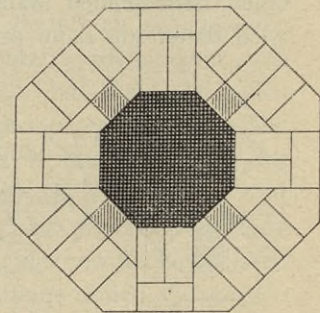


Fig. 162.



wurden, wenn gleich hier die zusammenstossenden Mauern nur sehr kurz sind. Es ergeben sich dann die in Fig. 160 u. 162 vorgeführten Verbände eines Schornsteines, dessen innere Achteckseite 1 Stein lang ist (der Durchmesser des eingeschriebenen Kreises ist dann gleich  $2,414$  Steinlängen) und dessen Wandstärken 1 Stein oder  $1\frac{1}{2}$  Stein betragen. Die zweiten Schichten sind sofort durch Drehung der ersten um  $45$  Grad zu erlangen.

### 7) Runde Mauerkörper.

63.  
Gekrümmte  
Mauern.

Für die Herstellung von runden Mauerkörpern empfiehlt sich fast mehr noch, als für vieleckige die Verwendung von Formsteinen, welche an den in den Mauerfluchten oder konzentrisch zu diesen liegenden Seiten die entsprechende Krümmung und senkrecht zur Krümmung gerichtete Stofsugen, also die Form von Ringstücken besitzen müssen. Würde man zur Herstellung runder Mauerkörper die gewöhnlichen rechteckigen Mauersteine verwenden, so erhielte man in jeder Schicht anstatt der gebogenen Flucht eine vieleckige. Die Läufer-schichten würden von der Bogenform noch mehr abweichen, als die Binder-schichten, weil sie nur die halbe Seitenzahl erhielten als die letzteren. Bei grossen Krümmungshalbmessern würden allerdings die Abweichungen von der cylindrischen Mauerflucht so gering ausfallen, dafs sie nicht flören könnten.



Fig. 163.

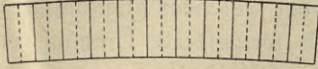


Fig. 164.

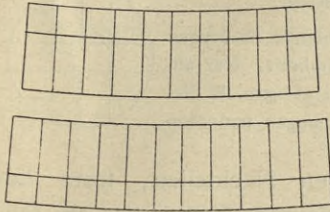


Fig. 165.



Diese Abweichung könnte noch vermindert werden, wenn man anstatt eines Verbandes mit wechselnden Läufer- und Binderschichten nur den Binderverband wählte. In Fig. 163 ist dieser Verband für eine 1 Stein starke Mauer, in Fig. 164 jener für eine  $1\frac{1}{2}$  Stein starke Mauer gegeben. Im letzteren Falle kamen abwechselnd aufsen und innen Zweiquartiere zur Verwendung.

Aber auch bei dieser Verbandweise ergeben sich notwendig von innen nach aufsen zu sich verbreiternde Stosfugen (Fig. 165). Die Keilform der Stosfugen wird sich mit abnehmendem Krümmungshalbmesser verstärken. Es wäre nun zu untersuchen, bis zu welchem geringsten Halbmesser herab man bei gegebener Steingröße gekrümmte Mauern ausführen könnte, ohne dass die Keilform der Stosfugen unzulässig groß würde, oder welcher geringste Halbmesser sich ergibt, wenn man ein Höchstmaß für die Verbreiterung der Fuge von vornherein feststellt.

Wir wollen den letzteren Weg einschlagen und annehmen, dass die Stosfugen an der äußeren Mauerflucht das Maß von 15 mm nicht übersteigen, an der inneren Flucht aber nicht unter 7,5 mm herabgehen dürfen. Unter Festhaltung des Binderverbandes erhalten wir dann, wie Fig. 166 nachweist, bei der 1 Stein starken Mauer die Proportion

$$135 : 127,5 = (250 + r) : r,$$

daraus  $r = \frac{127,5 \cdot 250}{7,5} = 4,25 \text{ m},$

Fig. 166.

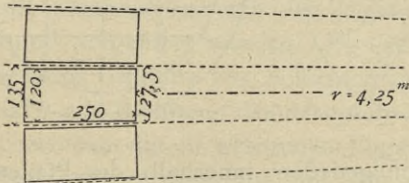
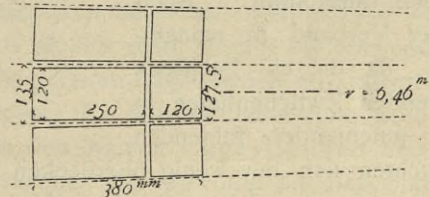


Fig. 167.



wobei  $r$  den lichten Halbmesser des gekrümmten Mauerwerkes bezeichnet.

Nach Fig. 167 erhalten wir für die  $1\frac{1}{2}$  Stein starke Mauer

$$135 : 127,5 = (380 + r) : r$$

und  $r = \frac{127,5 \cdot 380}{7,5} = 6,46 \text{ m}.$

Es würden also unter den gemachten Voraussetzungen 1 Stein starke Mauern mindestens einen Halbmesser von  $4,25 \text{ m} = 17$  Steinlängen und  $1\frac{1}{2}$  Stein starke Mauern einen geringsten Halbmesser von ca.  $6,5 \text{ m} = 26$  Steinlängen erfordern. Auch für noch stärkere Mauern ergibt sich als ungefähres Verhältnis zwischen Mauerstärke und Halbmesser  $1 : 17$ . Für kleinere Halbmesser oder vielmehr bei gekrümmten Mauern, deren Stärke größer als  $\frac{1}{17}$  des lichten Halbmessers ist, wird sich unbedingt das Verhauen der Steine oder noch mehr die Anwendung der beschriebenen Formfeine empfehlen. Mit den letzteren lassen sich dann die gekrümmten Mauern ganz in denselben Verbänden wie die geraden ausführen.



Die Herstellung von Rundpfeilern aus gewöhnlichen Backsteinen liefert sehr schlechte Ergebnisse, wie das Beispiel in Fig. 168 zeigt, bei welchem allerdings ein Wechsel von vier Schichten ganz verbandgerecht durch fortgesetzte Drehung um 45 Grad erzielt werden kann. Wenn nun auch die Verwechslung der Fugen eine regelrechte ist, so entspricht doch der Verband anderen, nicht minder wichtigen Forderungen nur in geringem Grade.

Es sind in jeder Schicht nur zwei nach dem Mittelpunkte laufende Stoszfugen vorhanden; alle anderen treffen unter zum Teile spitzem Winkel den Umkreis. Nur ein Stein (der in der Mitte) braucht nicht verhauen zu werden, bei allen übrigen ist dies notwendig; dabei kommen alle behauenen Flächen in den Umfang zu liegen und eben dahin noch eine Anzahl sehr kleiner Stücke.

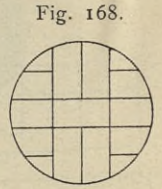


Fig. 168.

Infolgedessen wird sich, abgesehen von sonstigen Nachteilen, trotz des größten Aufwandes von Mühe und Sorgfalt seitens des Maurers, immer nur ein sehr unvollkommen gestalteter Säulencylinder ergeben. Es wird in solchen Fällen die Verwendung von Formsteinen

auch hinsichtlich der Kosten sich lohnen, namentlich wenn man solche nur am Umfang verwendet, den Kern aber aus gewöhnlichen Backsteinen herstellt, wie dies Fig. 172 zeigt. In Fig. 169 ist der Formsteinverband für einen 2 bis 2½ Stein starken Rundpfeiler in feinen zwei Schichten dargestellt, wobei man mit zwei Sorten von Formsteinen auskommt. Auch dieser Verband ist mangelhaft, da die ein Sechseck bildenden Zwischenfugen in den aufeinander folgenden

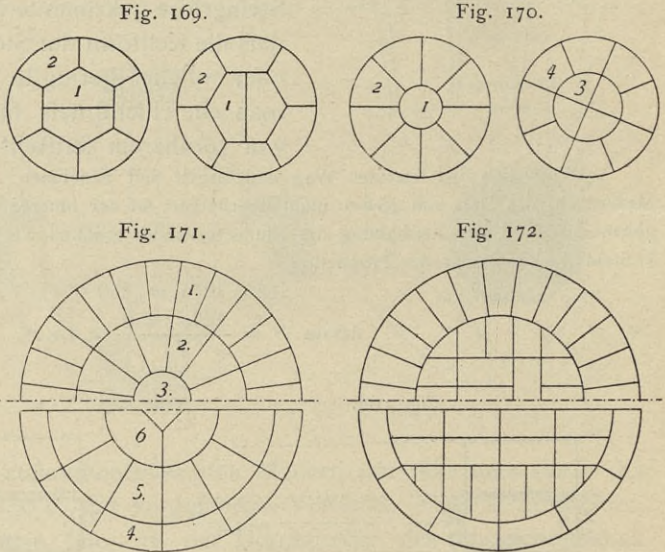


Fig. 169.

Fig. 170.

Fig. 171.

Fig. 172.

Schichten sich nur wenig überdecken und infolgedessen innerhalb des Pfeilers ein nur wenig unter sich verbundener Mantel und Kern sich bilden werden. Bessere Ergebnisse erzielt man bei Anwendung von vier Formsteinforten (Fig. 170). In Fig. 171 u. 172 sind Verbände für 5 Stein starke Rundpfeiler dargestellt. Zur Herstellung von Pfeilern nach Art von Fig. 171 sind sechs Sorten von Formsteinen erforderlich.

Als Beispiel ist noch der aus Formsteinen hergestellte Verband der kannelierten Mittelschiffaulen der Basilika zu Pompeji hinzugefügt worden (Fig. 173).

Von diesen Säulen stehen jetzt Stümpfe von 1 bis 2 m Höhe aufrecht. Die Formsteine sind zwar bei allen nach derselben Weise gebildet; sie sind aber nicht überall in den Massen gleich. So haben die im Durchmesser wechselnden kreisrunden Mittelstücke 52 cm und 48 cm, bzw. 36 cm und 25 cm Durchmesser; dementsprechend sind auch die radialen Stücke verschieden. Die Lagerfugen sind dünn, nämlich 3 bis 5 mm dick. Die Stoszfugen sind sehr verschieden gemauert. Sie sind bei vielen Säulen bis zu 40 mm dick zwischen den radialen Formsteinen; bei anderen sind sie wieder dünn gehalten. Ob dies ebenso, wie die verschiedene Größe der Steine mit der Herstellung der Säulenverjüngung zusammenhängt, wird sich nur durch genauere Untersuchung feststellen lassen, namentlich der Frage, ob und welche der Säulenstümpfe nach der Aufgrabung etwa neu aufgemauert worden sind. Die Kanneluren scheinen durch Zuhauen hergestellt worden zu sein. Dafs die Säulen geputzt waren, braucht wohl kaum besonders hervorgehoben zu werden.



Fig. 174.

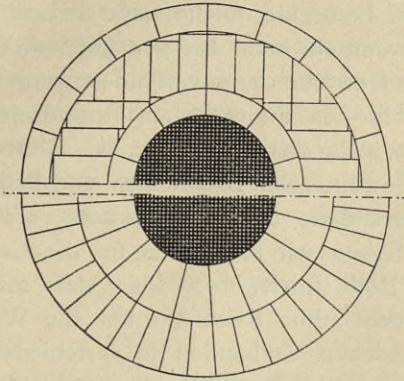


Fig. 173.

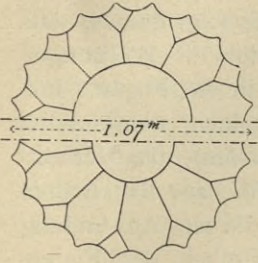
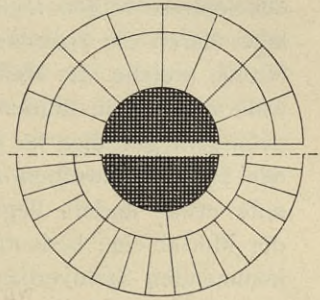


Fig. 175.



Verchiedene antike Säulenverbände von Backsteinen aus Pompeji und Rom sind in Teil II, Band 2 dieses »Handbuches« zu finden.

Fabrikfornsteine erhalten sehr häufig die Gestalt von Hohlfeilern mit kreisrundem Grundriß. Da bei solchen die Ausführung eines Putzes, sowohl innen als außen, unzweckmäßig ist, so müssen dieselben unter allen Umständen an den äußeren und inneren Flächen aus Formsteinen hergestellt werden (Fig. 175). Bei größeren Mauerstärken können dabei im Inneren des Mauerwerkes wohl auch teilweise gewöhnliche Backsteine Verwendung finden, wofür Fig. 174 ein Beispiel gibt.

Es mag hier noch angeführt werden, daß man in neuerer Zeit zur Herstellung von Fabrikfornsteinen, sowohl runden als vieleckigen, die Verwendung von Hohlsteinen besonders empfiehlt.

### 8) Bogenverband.

Die Steinkonstruktionen zur Ueberdeckung von Räumen und Oeffnungen müssen wie alle Mauerwerke nach den allgemeinen Gesetzen hergestellt werden, wie sie im 1. Kapitel vorgeführt wurden. Es sind danach die für diese Zwecke zur Anwendung gelangenden Gewölbe aus Schichten herzustellen, deren Lagerflächen im allgemeinen senkrecht zur Richtung des Hauptdruckes liegen. Es führen dementsprechend bei den Gewölben die so gelegenen Fugenflächen den Namen Lagerflächen und die Durchdringungen derselben mit den Anichtsflächen der Gewölbe die Bezeichnung Lagerfugen (Wölbungen); alle übrigen Fugenflächen und Fugen nennt man Stoßflächen, bzw. Stoßfugen. Die Richtung des Fugendruckes ist in den Gewölben eine wechselnde; sie folgt einer gekrümmten Drucklinie. Die Schichten eines Gewölbes können demnach nicht von parallelen Lagerflächen begrenzt sein; sondern es müssen die letzteren sich gegeneinander neigen. Gewöhnlich ist die Drucklinie nicht konzentrisch zur Wölblinie oder Bogenlinie des Gewölbes. Da man aber um des Aussehens willen und um spitzwinkelige Aufsenkanten der Wölbsteine zu vermeiden, die Lagerfugen senkrecht zur inneren Wölblinie annimmt, bei Kreisbogen also nach dem Mittelpunkt gerichtet, so ergibt sich daraus für die Lagerflächen fast immer eine von der theoretisch richtigen abweichende Lage.

Diese Abweichung darf nach den Auseinandersetzungen des 1. Kapitels ein gewisses Maß nicht überschreiten, wenn ein Gleiten der Wölbsteine aufeinander ausgeschlossen sein soll. Hierauf ist bei der Konstruktion der Gewölbe unter Umständen die gebührende Rücksicht zu nehmen. Dem Gleiten der Wölbsteine aufeinander

65.  
Runde  
Hohlfeiler.

66.  
Fugenflächen  
und  
Fugenlinien.

67.  
Verband.



wirkt der zwischen die Fugenflächen gebrachte Mörtel entgegen. Da nun die Wölbsteine zum größten Teile im Bau eine solche Lage haben, daß sie dem Gesetze der Schwere folgen müssen, wenn sie nicht bei genügendem Widerstande der Widerlager durch die Spannung im Gewölbe daran verhindert werden, so folgt daraus, daß Mittel, welche die Reibung in den Fugenflächen vergrößern, für die Wölbungen willkommen sein müssen, also auch das Einbringen des Mörtels in die Fugen. Insbesondere gilt dies für die Gewölbe aus Backsteinen und Bruchsteinen, während bei den Haufteingewölben aus Gründen, die hier nicht zu erörtern sind, die Verhältnisse etwas anders liegen. Sehen wir also, daß für die Gewölbe aus Backsteinen der Mörtel eine bedeutende Rolle spielt, so ist klar, daß man die zur Anwendung kommenden Steinverbände nicht ohne Rücksicht auf die Wirksamkeit des Fugenmörtels, die bei den verschiedenen Verbänden in verschiedener Weise sich äußert, besprechen kann, daß also deren Erörterung hier noch nicht am Platze, sondern zweckmäßigerweise nach Teil III, Band 2, Heft 2 (Abt. III, Abschn. 2, A) dieses »Handbuches« zu verschieben ist. Nichtsdestoweniger ist es möglich, hier wenigstens die gebräuchlichen Verbandanordnungen

vorzuführen, welche bei der Konstruktion der Mauer- und Gurtbogen zur Anwendung gelangen, weil sie ganz und gar den Pfeilerverbänden entsprechen, wenn man sich die lotrechte Achsenlinie des Pfeilers durch die gekrümmte des Bogens ersetzt denkt.

Es können dann die für Freistützen früher gegebenen Verbandanordnungen als unmittelbar auch für Bogen gültig angenommen werden. Es brauchen diese Beispiele hier nur durch solche, die auf die Bildung eines Anschlages Bezug haben, vermehrt zu werden, da bei den zur Ueberdeckung von Fenster- und Thüröffnungen angewendeten Mauerbogen Anschläge aus denselben Gründen, wie bei den Thür- und Fensterpfeilern erforderlich werden. Den für letztere in Fig. 101, 102, 105 bis 109 mitgeteilten Beispielen schliesen sich die unter Fig. 176 bis 180 für Bogen passend an.

Erhalten die Bogen eine bedeutende Tiefe, werden sie zu Tonnengewölben, so erhalten die Schichten die Verbandanlagen von Mauern mit lotrechten Abschüssen an beiden Enden, wie ja auch die Pfeiler in ihrem Verband nichts anderes zeigen, als die nahe zusammengedrängten Endigungen von Mauern.

Am besten werden die Bogen aus keilförmig gestalteten Steinen ausgeführt. Kann man solche für den gegebenen Halbmesser des Bogens nicht geformt aus der Ziegelei beziehen, so muß man sie keilförmig zuhauen. Besonders wichtig wird dies für die Halbkreisbogen, weil bei diesen die Dicke des Bogens im Verhältnis zum Halbmesser ziemlich groß ist, die Schichten also stark keilförmig ausfallen. Die Keilform der Steine darf aber gewisse Grenzen nicht überschreiten. Beim Brennen würde eine sehr ungleichmäßige Dicke der Steine ein Verziehen zur Folge haben; ebenso

Fig. 176.

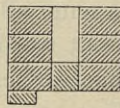


Fig. 177.

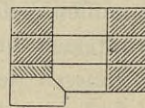


Fig. 178.

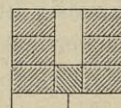


Fig. 179.

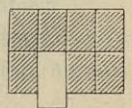
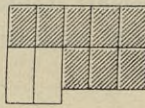
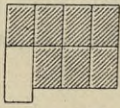
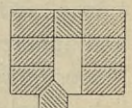
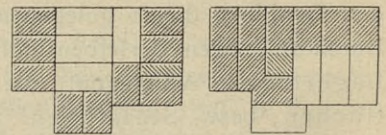


Fig. 180.





würde aber ein zu starkes Verhauen die Wölbsteine zu sehr schwächen. Man kann wohl annehmen, daß die Schwächung der Steine  $\frac{1}{3}$  der Dicke, also beim Normalformat ca. 22<sup>mm</sup> nicht übersteigen sollte. Nimmt man einen solchen noch zulässigen Unterschied in der Dicke der Steine an der inneren und äußeren Wölbfläche des Bogens an, so wird sich daraus berechnen lassen, welche Stärke ein Bogen, der im Verband eingewölbt werden soll, bei gegebenem Halbmesser nicht übersteigen darf, oder bis zu welchem kleinsten Halbmesser herab ein Bogen von gegebener Stärke im Verband hergestellt werden kann. Unter dieser Annahme berechnet sich der Halbmesser eines Bogens

von $\frac{1}{2}$ Stein Stärke zu 251 <sup>mm</sup> ,
» 1 » » » 523 » ,
» $1\frac{1}{2}$ » » » 796 » ,

also im allgemeinen annähernd der Halbmesser als Zweifaches der Bogenstärke<sup>33)</sup>.

Bei flachen Bogen konvergieren die Schichten nicht stark, so daß es möglich wird, dieselben aus den parallelepipedischen gewöhnlichen Backsteinen herzustellen und nur die Lagerfugen keilartig zu gestalten, ähnlich wie dies für rundes Mauerwerk erörtert wurde. Nimmt man, wie damals die zulässige Dicke der Fugen am Bogenrücken zu 15<sup>mm</sup> und die Fugendicke an der Bogenlaibung zu 7,5<sup>mm</sup> an, so berechnet sich der lichte Halbmesser des Bogens

bei 1 Stein Bogenstärke zu 2,416 <sup>m</sup> ,
» $1\frac{1}{2}$ » » » 3,671 » ,
» 2 » » » 4,930 » ,

also ungefähr der kleinste Halbmesser, mit dem ein Bogen aus gewöhnlichen Backsteinen, ohne daß die Fugen zu keilartig ausfallen, im Verband gewölbt werden kann, zur 10-fachen Bogenstärke.

Sind die Bogen im Verhältnis zum Halbmesser so stark zu machen, daß die Steine oder die Fugen in unzulässiger Weise keilförmig gemacht werden müßten, so muß man es aufgeben, im Verband zu wölben. Man muß dann von einem der ersten Grundsätze für alle Steinverbände absehen, nämlich dem, daß in aufeinander folgenden Schichten nie Stoßfugen aufeinander treffen sollen. Die Ausführung erfolgt dann entweder so, daß man mehrere im Verbands gewölbte Ringe übereinander anordnet, oder so, daß man den Bogen aus einer Anzahl von konzentrischen,  $\frac{1}{2}$  Stein starken Schalen oder Ringen (englischer Verband, Schalen- oder Rouladenbogen) zusammensetzt. Bisweilen werden die Schalen an passenden Stellen durch Binder verbunden oder in Abteilungen zerlegt. Das Nähere über diese Konstruktionen folgt später.

## b) Quaderverbände.

Regelmäßig bearbeitete natürliche Steine von ansehnlicher Größe nennt man Quader, Haufsteine, Werksteine, Werkstücke oder Schnittsteine. Quader werden aber auch größere, aus Mörtelmaterialien durch Gießen oder Stampfen in Formen erzeugte künstliche Steine genannt (Betonquader). Zwischen natürlichen und künstlichen Quadern ist indes in Beziehung auf die Verbandanordnung weiter kein Unterschied zu machen als der, der sich daraus ergibt, daß es für die künstlichen Quader bequemer ist, dieselben in genau regelmäßiger Form herzustellen, während bei den

69.  
Natürliche  
und künstliche  
Quader.

<sup>33)</sup> Dieses Verhältnis würde genau richtig sein, wenn die Abmessungen der Backsteine sich genau wie 1:2:4 verhielten.



natürlichen Quadern häufig gewisse Abweichungen von der regelmässigen Form zulässig erscheinen.

70.  
Abmessungen  
der  
Quader.

Würde man die Abmessungen der Quader nach den für die Backsteine gültigen Verhältnissen bestimmen, so würde über die Quaderverbände weiter gar nichts Besonderes zu sagen sein. Die Quader haben aber in der Regel kein vorher genau bestimmtes Mass; sondern sie werden für jeden Bau besonders bestellt und hergerichtet, so dass man in der Lage ist, innerhalb gewisser Grenzen die Masse nach den herzustellenden Mauerdicken festzusetzen<sup>34)</sup>. Die Abmessungen für jeden einzelnen Quader werden in den für jede Schicht zu zeichnenden und mit genau einzuschreibenden Massen versehenen Schichtenplänen ermittelt und bei der Bestellung angegeben. Die Lieferung muss dann unter Hinzufügung des fog. Arbeitszolles (2,5 bis 3,0 cm) erfolgen. Immerhin ist man aber bei der Festsetzung der Masse von der Art des natürlichen Gesteines und von der Stärke der Bänke oder Schichten desselben in den Steinbrüchen abhängig. Hierüber, sowie über die Proportionierung der Quader ist schon im 1. Kapitel das Notwendige gesagt worden. Es mag dem hier noch hinzugefügt werden, dass die Höhe eines Quaders, auch wenn daran festgehalten wird, dass die natürliche Schichtung senkrecht zur Druckrichtung zu legen ist, doch niemals die Dicke der Bank des Steinbruches übersteigen darf, damit die Quader keine natürlichen Lagerfugen erhalten. Ebenso soll aber die Höhe der Quader nicht viel kleiner als die Bankdicke genommen werden, ausgenommen natürlich den Fall sehr grosser Mächtigkeit der Bänke, wie sie häufig bei den Sandsteinen vorkommt. Bei reicheren Quaderbauten wird man innerhalb der eben angedeuteten, für das zur Verfügung stehende Material zu ermittelnden Grenzen die Masse der architektonischen Ausbildung entsprechend festsetzen. Bei billiger herzustellenden Bauten dagegen wird man mehr auf die Masse Rücksicht zu nehmen haben, in denen sich die Steine in den Brüchen gewöhnlich ergeben. Man wird zwar die Höhe aller Steine einer Schicht gleich halten, dagegen auf die Gleichheit der Länge aller Steine und der Höhe der übereinander folgenden Schichten verzichten.

Hauptgrundsatz für die Herstellung eines guten Verbandes bleibt dann ein gutes Ueberbinden der Steine in der Längen- und Querrichtung der Mauern. Als geringste Grösse dieses Ueberbindungsmaßes, also des Masses, bis zu welchem sich die Stosfugen zweier aufeinander folgenden Schichten nähern dürfen, ist die halbe Höhe der Quader anzunehmen; als mittleres Ueberbindungsmaß ist dagegen die ganze Quaderhöhe anzustreben.

Je nach der Stärke der Mauer wird dieselbe nur aus Läufern oder aus Läufern und Bindern oder wohl auch aus nebeneinander zu legenden, verschieden breiten Läuferreihen zusammengesetzt. Die Läufer erhalten eine Länge, die gleich ist der zwei- bis dreifachen Höhe, und eine Breite gleich der einfachen bis doppelten Höhe. Den Bindern gibt man ein Drittel bis die Hälfte der Läuferlänge zur Breite und macht sie zwei- bis dreimal so lang. Die Proportionierung der Masse ist jedoch, wie früher schon angeführt, von der Güte und Festigkeit des Materiales abhängig.

<sup>34)</sup> Es ist hierzu anzuführen, dass in einigen Gegenden mit ausgedehntem Steinbruchbetrieb gewisse Sorten von Quadern auf Vorrat gearbeitet und nach einem Marktpreis verkauft werden. Es finden dieselben dann in der Regel nur bei Massbauten Verwendung, beim Hochbau meist nur zu den Fundamenten. So ist es z. B. in den sächsischen Elb-Sandsteinbrüchen, wo die Masse für eine ziemliche Zahl von oft verlangten Steinwaren durch Vereinbarung festgesetzt worden sind; diese werden nach dem Stück bezahlt, während alle übrigen nach Mass bestellten Steinstücke nach dem Rauminhalt verrechnet werden. — Gleiches ist in Baden der Fall.



Ist die Mauer nur so dick, daß eine Quaderbreite zur Herstellung derselben ausreicht, so wird sie nur aus Läufern hergestellt. Sind alle Quader gleich lang, so

71.  
Verband  
für 1 Stein  
starke  
Mauern.

Fig. 181.

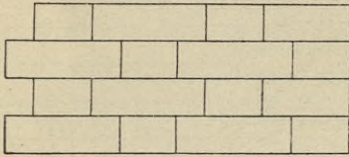


Fig. 183.

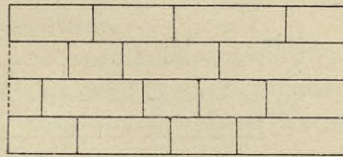


Fig. 182.

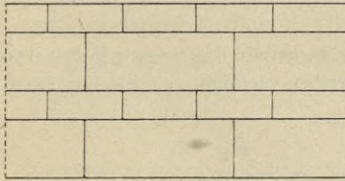
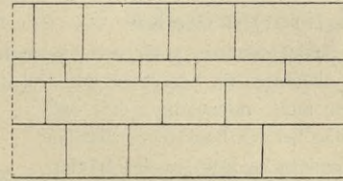


Fig. 184.



erhält man dann den Läufer- oder Schornsteinverband der Backsteine (Fig. 185). Je nachdem man die Quader erhalten kann oder größeren oder geringeren Wert auf Regelmäßigkeit des Verbandes legt, sind weiter noch folgende Abänderungen des Läuferverbandes zu unterscheiden:

1) gleich hohe Schichten, in den Schichten regelmäßiger Wechsel von kurzen und langen Steinen (Fig. 181);

2) regelmäßiger Wechsel von niedrigen und hohen Schichten, in den wiederkehrend gleich hohen Schichten gleich lange Steine, in den unmittelbar aufeinander folgenden Schichten ungleiche Länge der Steine (Fig. 182);

Fig. 185.

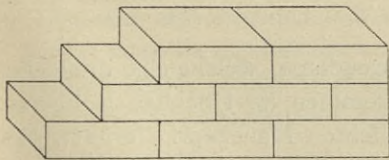
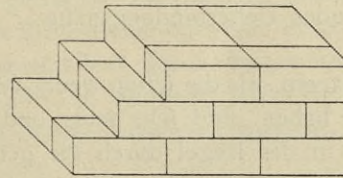


Fig. 186.



3) gleich hohe Schichten, ungleiche Länge der Steine (Fig. 183);

4) verschieden hohe Schichten und ungleiche Länge der Steine (Fig. 184).

Ist die Mauer stärker als eine Quaderbreite, so kann sie:

1) aus Schichten, die aus zwei verschieden breiten Läuferreihen bestehen (Fig. 186), hergestellt werden;

2) man kann Binderreihen und Läuferreihen wechseln lassen (Fig. 187); man erhält dann den Blockverband der Backsteine, den man durch abwechselndes Verschieben der Läuferreihen in den Kreuzverband umgestalten könnte;

Fig. 187.

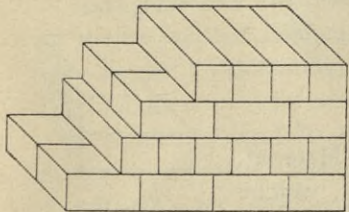
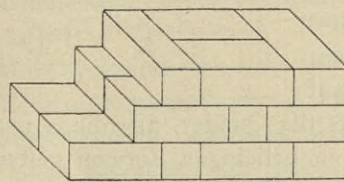


Fig. 188.



3) man kann Binder mit Läufern in den einzelnen Schichten abwechseln lassen (Fig. 188); man erhält

dann den polnischen oder gotischen Verband mit feinen Mängeln, die sich aber durch Anwendung von verschieden breiten Läufern beseitigen lassen, wie Fig. 189 zeigt.

Diese breiteren Läufer haben nach der Erklärung des Begriffes Binder in Art. 19 (S. 18) als solche zu gelten.

72.  
Verband  
für stärkere  
Mauern.



Auch die anderen Ziegelverbände lassen sich nach Belieben zur Anwendung bringen.

Bei noch dickeren Mauern kann man in einer Schicht um die andere dieselbe aus drei Läuferreihen bestehen

lassen, die übrigen Schichten entweder aus zwei Läuferreihen (Fig. 190) oder aus lauter Durchbindern (Fig. 191) herstellen.

Es können hierbei die Schichtenhöhen auch verschieden fein; z. B. anstatt dafs sie, wie in Fig. 190, gleich hoch angenommen sind, könnten die Schichten mit drei Läuferreihen niedriger, als die mit zwei gehalten werden. Auch ist es nicht notwendig, dafs sich die Stofsugen schneiden, wie dies bei den Backsteinverbänden üblich und zweckmäfsig ist; sondern es kann in den Läuferreihen die innigere Verwechslung der Stofsugen angeordnet werden, wie sie Fig. 191 zeigt.

Im übrigen können auch bei den eben besprochenen stärkeren Quadermauern dieselben Aenderungen in Bezug auf die Gröfsen der Quader eintreten, wie bei den Mauern, die nur aus einer Quaderreihe hergestellt werden, wenn nur immer ein genügendes Ueberbindungsmafs eingehalten wird.

Stärkere Quadermauern, als die schon wenig verwendeten, welche eine dreifache Quaderbreite zur Dicke haben, sind sehr teuer und kommen im Hochbau wohl nur selten vor. Sie werden in der Regel durch die gemischten Mauerwerke ersetzt, die später zur Besprechung gelangen.

Die Mauerecken, Maueranschlüsse und Mauerdurchkreuzungen, die Maueranschläge

und die Freistützen können nach denselben Verbandregeln, natürlich unter Berücksichtigung der Gröfse der Quader, aus letzteren hergestellt werden, wie sie für die Backsteine ausführlich erörtert worden sind, bedürfen daher hier keiner wiederholten Besprechung.

Es ist jedoch darauf aufmerksam zu machen, dafs die Quader, allerdings unter Materialverlust, eine Bearbeitung in beliebigen Formen gestatten, welche Verband erleichterungen ermöglichen, wie sie bei den Backsteinen nur ausnahmsweise und dann auch gewöhnlich nur mit Formsteinen zur Ausführung gelangen. Es bezieht sich diese Bemerkung auf die häufig angewendeten Auskröpfungen oder Ausklinkungen der Quader.

Fig. 189.

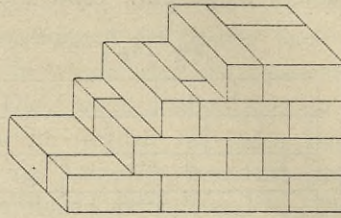


Fig. 190.

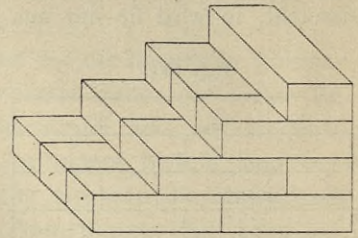


Fig. 191.

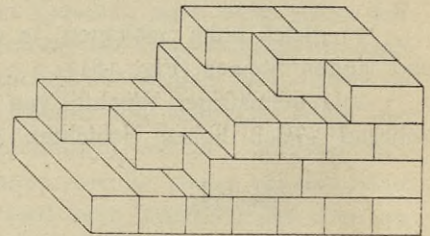


Fig. 192.

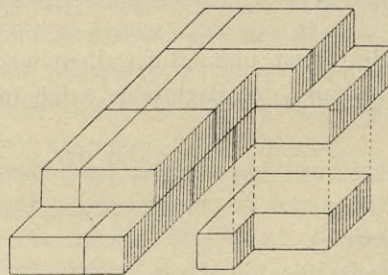


Fig. 193.

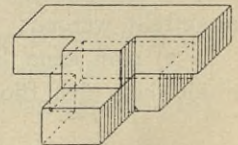


Fig. 194.

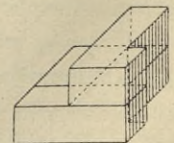


Fig. 195.

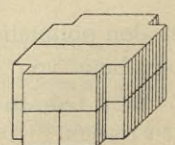
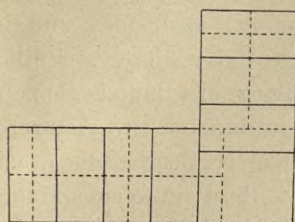




Fig. 196.



Es stellen dar: Fig. 192 eine Eckbildung, Fig. 193 einen Maueranschluss, Fig. 194 die Bildung des Anschlages einer Oeffnung, Fig. 195 einen Kreuzpfeiler unter Benutzung solcher ausgekröpfter Quader oder der sog. Flügelsteine.

Ferner kann angeführt werden, dass man sich zur Bildung der Ecken öfters auch grösserer Quader bedient, als sonst in der Mauer Verwendung finden (Fig. 196).

Bei stumpf- und spitzwinkeligen, sowie bei abgerundeten und abgestumpften Ecken, die hier nur beiläufig erwähnt werden sollen, legt man ebenfalls zweckmäßigerweise grössere Quader an die Ecke, und zwar häufig in diagonaler Richtung mit der Rücksichtnahme, dass die Stofsugen möglichst senkrecht zu den Fluchten stehen<sup>35)</sup>.

### c) Verbände für Mauern aus Bruchsteinen und Feldsteinen.

Unter Feldsteinen versteht man alle Gefchiebe und Findlinge verschiedener Grösse, die sich zerstreut in den Flüssen, an den Ufern derselben, in Wäldern und auf Feldern finden, also alle einzeln sich findende Steine. Unter Bruchsteinen sind dagegen alle solche Steine zu verstehen, die von anstehenden Felsen gebrochen werden. Sind die Feldsteine gross, so können sie zerteilt werden und ebenso wie die Bruchsteine grössere oder geringere Bearbeitung erfahren. Von den natürlichen Quadern unterscheiden sich die Bruchsteine entweder durch die geringere Bearbeitung oder, wenn sie regelmässig bearbeitet sind, durch die geringere Grösse<sup>36)</sup>. Im letzteren Falle sind sie Schichtsteine<sup>37)</sup> zu nennen, wenn sie parallelepipedische Form haben, Polygonsteine oder Mosaiksteine dagegen, wenn sie vieleckige Stirnseiten erhalten.

Bei Herstellung jedes Bruchstein- oder Feldsteinmauerwerkes ist die Einhaltung der Verbandsregeln, wie sie für regelmässige Steine gelten, nach Möglichkeit anzustreben. Je gleichmässiger die Zusammenfassung der Schichten, je besser der Verband in denselben, um so besser wird das Mauerwerk fein, um so mehr wird es sich an Güte dem Backstein- und dem Quadermauerwerk nähern.

Das Bruchsteinmauerwerk lässt sich danach in folgende 3 Gattungen zerlegen:

- 1) Mauerwerk aus Schichtsteinen;
- 2) Mauerwerk aus lagerhaften Bruchsteinen mit abgesetzten Schichten, und
- 3) ordinäres Bruchsteinmauerwerk.

Zu diesen würden noch als besondere Formen hinzutreten haben:

- 4) der Cyklopenverband und
- 5) der Polygon- oder Mosaikverband.

Kennzeichnend für das Schichtsteinmauerwerk ist, dass alle Schichten in gleicher Stärke durchlaufen. Die Schichten werden dabei entweder durchgängig gleich hoch (ca. 20 cm) oder verschieden hoch gehalten. Im ersten Falle werden die Schichten

74.  
Steinmaterial.

75.  
Mauerwerks-  
arten.

76.  
Mauerwerk  
aus  
Schichtsteinen.

<sup>35)</sup> Ausführlicheres über die Eckbildungen von Quadermauern siehe in: RINGLEB, A. Lehrbuch des Steinschnitts. Berlin 1844.

<sup>36)</sup> D. h. es darf das Gewicht derselben nicht grösser sein, als dass sie noch von 1, höchstens 2 Maurern mit den Händen veretzt werden können.

<sup>37)</sup> Siehe auch Teil I, Band 1, erste Hälfte (Fussnote 6 auf S. 67 [2. Aufl.: Fussnote 22 auf S. 84]) dieses »Handbuches«.



in der Regel nur äußerlich mit regelmässig bearbeiteten Schichtsteinen (im westlichen Deutschland nach dem Französischen *moellons* genannt) verkleidet und im Inneren aus Füllsteinen gebildet, während es im zweiten Falle ohne wesentlich höheren Kostenaufwand möglich ist, die Schichten durchweg aus lauter Schichtsteinen herzustellen. Diese letztere Art des Mauerwerkes ist im Inneren und Aeusseren ganz gleichartig gebildet (nur die Stirnseiten erhalten oft feinere Bearbeitung), und ein regelrechter Verband ist bei derselben durchführbar. Es steht ein solches Mauerwerk bei entsprechendem Material an Güte kaum hinter dem Backstein- und Quadermauerwerk zurück.

Werden Füllsteine (mehr oder weniger unregelmässige Stücke) im Inneren zur Anwendung gebracht, so ist zur Erzielung eines leidlichen Verbandes die Verwendung von möglichst vielen Bindern notwendig. Auf zwei Läufer in der Front soll mindestens ein Binder kommen. Die Länge der Steine darf das Drei- bis Fünffache der Höhe nicht übersteigen; als Mindestmass der Höhe ist 10<sup>cm</sup> anzusehen. Die Ueberbindung der Steine soll mindestens 8 bis 10<sup>cm</sup> betragen.

Vom Schichtsteinmauerwerk unterscheidet sich das Mauerwerk mit abgesetzten Schichten dadurch, dass die entweder von Natur lagerhaften oder lagerrecht bearbeiteten Bruchsteine nicht in durchgehenden Schichten vermauert, sondern je nach ihrer Höhe so zusammengesetzt werden, dass manchmal 3 Schichten in 2 oder 2 Schichten in 1 übergehen (d. i. die abgesetzten Schichten). Hohlräume in den Fugen sind mit Schiefen oder Steinplittern (Zwickern) auszufüllen.

Ofters ist eine wagrechte Abgleichung herbeizuführen, so dass etwa alle 1 bis 1<sup>1</sup>/<sub>4</sub> m eine Lagerfuge durch die ganze Mauer hindurchläuft. Auch sind bei geringeren Mauerstärken in Abständen von 1,5 bis 1,8 m Durchbinder anzuordnen. Gleichförmiges Setzen des Mauerwerkes erzielt man durch gleichmässige Verteilung der grösseren Steine und dadurch, dass man an denjenigen Stellen, wo mehrere weniger dicke Steine übereinander folgen, den Mörtel in den Lagerfugen dünner aufträgt.

Mauerwerk aus ganz unregelmässigen Bruchsteinen oder Feldsteinen nennt man ordinäres Bruchstein- oder Feldsteinmauerwerk. Es werden die Steine so gut, als möglich, aneinander gepasst; auf eine Deckung der Stoffugen wird Rücksicht genommen, wo möglich alle Steine auf die Breitseite und als Binder verlegt und auch das Innere aus möglichst grossen Steinen hergestellt, kleine Stücke nur zum Füllen von Höhlungen zwischen den grossen verwendet. Zu den Ecken nimmt man die grössten und lagerhaftesten Steine. In vielen Fällen, namentlich bei den rundlichen Feldsteinen, muss man die Ecken aus besserem Material herstellen. In Höhenabständen von 1,5 bis 2,0 m ist das Mauerwerk wagrecht, auch wieder mit möglichst grossen Stücken, abzugleichen (Mauerung in Bänken). Die Festigkeit der Mauern gewinnt sehr, wenn man an diesen Stellen einige Schichten aus regelmässigem Material (3 bis 4 Backsteinschichten oder mehrere Schichten aus lagerhaften Steinen) einschaltet.

Zum ordinären Bruchsteinmauerwerk sind auch das Mauerwerk aus Flussschieben und das aus Kiefeln beizuzählen.

Der Cyclophenverband wird, wie das ordinäre Bruchsteinmauerwerk, aus ganz unregelmässigen Stücken hergestellt; nur sind diese Stücke oft von sehr bedeutender Grösse, und es werden dieselben gewöhnlich ohne Mörtel vermauert. Die Steine werden nur wenig zugerichtet, möglichst gut zusammengepasst und die Höhlungen zwischen denselben mit kleineren Stücken sorgfältig ausgefüllt.

77.  
Mauerwerk  
mit abgesetzten  
Schichten.

78.  
Ordinäres  
Bruchstein-  
mauerwerk.

79.  
Cyclophen-  
Verband.



Der Polygonverband ist nur eine Verfeinerung des Cyklophenverbandes. Die Steinstücke werden an den Fugenflächen so bearbeitet, daß sie überall scharf aneinander passen. Erhalten dabei die Steine durchgängig eine gleiche oder rhythmisch wiederkehrende regelmässige Form, so ergibt sich der zierliche, aber sehr teure Mosaikverband. Der Polygonverband kommt naturgemäss am zweckmässigsten für die krystallinischen Steine zur Verwendung; doch liefert besonders der Basalt infolge seines Vorkommens in Säulen von vieleckigem Querschnitt ein leicht herzustellendes gutes Polygonmauerwerk.

80.  
Polygon-  
und Mosaik-  
verband.

Da bei den Bruchsteinmauerwerken der Mörtel gewöhnlich eine grosse Rolle spielt, sogar mit Zementmörtel ein vorzügliches Mauerwerk aus ganz unregelmässigen Steinen sich herstellen läßt, weil ferner zur Vermehrung der Festigkeit der Mauern dabei oft gemischte Materialien zur Verwendung gelangen, so erscheint es zweckmässig, die eingehendere Besprechung auf das nächste Heft (Abt. III, Abschn. I, A) dieses »Handbuches« zu verschieben.

#### d) Verbände für Mauern aus gemischtem Mauerwerk.

Man hat es mit gemischtem Mauerwerk zu thun, entweder wenn einzelne lotrechte Abschnitte der Mauern aus anderem Material hergestellt werden, als der grössere Teil der Längenerstreckung, oder wenn die Mauer der ganzen Länge und Höhe nach aus parallel nebeneinander fortlaufenden Teilen von verschiedenem Material besteht.

81.  
Verschieden-  
heit.

Die zuerst angeführte Anordnungsweise wird getroffen, wenn die Mauer an einzelnen Stellen fester konstruiert werden soll, als dies mit dem in ihrem Hauptteile zu verwendenden Material möglich ist, wie dazu namentlich die Ecken von Bruchsteinmauern Veranlassung geben. Wird aus konstruktiven, wirtschaftlichen oder ästhetischen Gründen die Mauer ausser an den Ecken noch an anderen Stellen durch lotrechte Streifen von anderem Material in Abteilungen zerlegt, so ergibt sich eine Konstruktion, die eine gewisse Aehnlichkeit mit den Holz- und Eisenschalungen zeigt, aber auch zum Teile deren Mängel aufweist. Diese Aehnlichkeit wird noch grösser, wenn die lotrechten Streifen durch wagrechte Schichten von regelmässigen Steinen miteinander verbunden sind.

Man kann daher diese Konstruktionsweise als *Steinfachwerk* bezeichnen.

Die zweite Ausführungsweise wird gewählt, wenn ein Material von geringer Witterungsbeständigkeit zu schützen ist, oder wenn das Aussehen eines Mauerwerkes verbessert werden soll, oder wenn Aussenseiten von besonders grosser Widerstandsfähigkeit gegen mechanische, chemische oder physikalische Einflüsse erforderlich werden. Es handelt sich also in der Regel um die *Verkleidung* oder *Verblendung* eines geringeren Materiales mit einem besseren. Damit ist gewöhnlich eine nicht unwesentliche Kostenersparnis verknüpft, wegen deren wohl alle Monumentalbauten der Neuzeit nicht in gleichförmigem, sondern in gemischtem Material ausgeführt werden. Als übliche Zusammenstellungen sind anzuführen: Mauerwerk von Backsteinen, Bruchsteinen oder Beton mit Verblendung oder Vertäfelung von irgend einem Haufstein oder kostbarerem Gestein, wie Marmor, Serpentin u. a. m., oder Verkleidung eines eben solchen Mauerwerkes mit Verblendsteinen, Klinkern oder mit feineren Thonwaren, als Terrakotta, Majolika, Fayence u. dergl.

Beide Ausführungsweisen, das Steinfachwerk sowohl, als auch die Mauerblendung führen ähnliche Nachteile mit sich, die im nachfolgenden noch zu erörtern



fein werden. Im nächstfolgenden Hefte (Abt. III, Abfchn. 1, A) dieses »Handbuches« wird Gelegenheit fein, die Anwendung und Ausführung der gemischten Mauerwerke ausführlich zu besprechen, weswegen wir uns hier auf die Behandlung der hierher gehörigen Verbandanordnungen zu beschränken haben.

Wir beschäftigen uns zunächst mit den Mauerverblendungen, und zwar nur mit denjenigen Fällen, in denen die Verblendung eines Mauerkernes von Backsteinen, Bruchsteinen oder Beton mit Quadern oder eines Mauerkernes von ordinären Bruchsteinen oder Beton mit Backsteinen erforderlich wird.

Obleich bei allen gemischten Mauerwerken die gewöhnlichen Verbandregeln zu befolgen sind, so ist doch noch auf einen besonderen Umstand Rücksicht zu nehmen; es ist dies die ungleichmäßige Zusammenfassung des Mauerkörpers. Diese führt zu einer verschiedenen Zahl von Lagerfugen im äusseren und inneren Teile und bedingt dadurch in demselben ungleich grosse Zusammenpressung des Mörtels, also ungleichmäßiges Setzen. Trotz angewandeter Vorsicht ist das Ergebnis davon, dass der eine Teil dem anderen beim Setzen nicht zu folgen vermag und dass Längsspaltungen eintreten. Der äussere Teil, die Verblendung, ist in der Regel der schwächere. Kommt dann dazu, was sehr häufig der Fall ist, dass er weniger Lagerfugen, als der Kern hat, und besitzt er dabei nicht die der Belastung entsprechende Knickfestigkeit, so ergeben sich zunächst Ausbauchungen und dann Einsturz der Verblendung. Aehnliche Gefahren können auch infolge unüberlegter Verwendung von Mörteln von verschiedenen Eigenschaften im Mauerkern und in der Verblendung eintreten. Es wird also bei gemischten Mauerwerken, abgesehen davon, dass die Gesamtdicke aller Lagerfugen in beiden Teilen möglichst gleich zu halten und wo möglich ein nicht schwindender Mörtel zu verwenden ist, darauf ankommen, das Entstehen von Längsspaltungen durch eine möglichst innige Verbindung der Verblendung mit dem Mauerkern zu verhindern. Dies wird durch Anordnung von entsprechend vielen, in den Kern eingreifenden Bindern in der Verblendung erreicht. Die Möglichkeit der Anwendung sehr vieler Binder gewährt besonders der holländische Verband, der denn auch für die Verblendungen mitunter zur Verwendung gelangt. Wegen der vielen Binder wird derselbe aber oft zu kostspielig befunden, und man begnügt sich daher gewöhnlich mit der Verwendung des Block- oder Kreuzverbandes, sowie besonders mit dem polnischen Verband oder Abänderungen desselben. Auch kann nicht unter allen Umständen eine sehr grosse Zahl von Bindern als zweckmässig bezeichnet werden, worauf im nächstfolgenden Hefte (Abt. III, Abfchn. 1, A, Kap. 1) dieses »Handbuches« zurückgekommen werden wird.

Ausser den erwähnten Vorsichtsmaassregeln wird noch gewöhnlich die in Anwendung gebracht, ein gemischtes Mauerwerk stärker zu machen, als ein gleichförmig regelmässiges. Häufig hält man den Mauerkern so stark, dass er für sich allein der gegebenen Beanspruchung genügen würde.

Die Festigkeit der gemischten Mauerkörper wird wesentlich vergrössert, wenn man in Zwischenräumen Schichten von regelmässigem Material ganz durchgehen lässt, wie dies auch für ordinäres Bruchsteinmauerwerk empfohlen wurde (siehe Art. 78, S. 66).

Ausser durch Anordnung einer genügenden Anzahl eingreifender Binder ist zwischen der Quaderverblendung und einem aus regelmässigen Steinen bestehenden Mauerkern eine innige Verbindung nur dann zu erzielen, wenn eine Schicht der Verblendung einer Anzahl von Schichten der Hintermauerung genau entspricht, so

82.  
Allgemeines  
über  
Verblendungen.

83.  
Quader-  
verblendung.

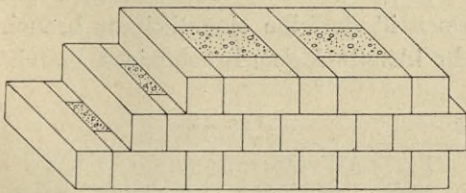


dafs also alle Lagerfugen der Verblendung wagrecht durch den ganzen Mauerkörper hindurchgehen. Bei Hintermauerung mit nur lagerhaften oder ordinären Bruchsteinen ist Aehnliches anzustreben. Von dieser Regel werden sich allerdings sowohl bei den zuletzt erwähnten Materialien, als auch bei den Backsteinen, infolge der architektonischen Anordnung der Maueransichtsflächen, mitunter Abweichungen nötig machen.

Die Quaderverblendungen können entweder auf beiden Seiten der Mauer vorhanden sein oder nur auf einer; sie können entweder aus vollständigen Quadern oder nur aus Platten bestehen.

Ist die Quaderverblendung auf beiden Hauptern der Mauern auszuführen, so werden die Verbandanordnungen anwendbar, wie wir sie bei den Hohlmauern aus Backsteinen als Kästelverbände kennen gelernt haben (siehe Fig. 147 bis 151, S. 53). Die Festigkeit solcher Mauern wird besonders groß, wenn die Mauerdicke und die

Fig. 197.



Steinlängen es gestatten, die Binder als Durchbinder oder Ankersteine durch die ganze Mauer hindurchreichen zu lassen (Fig. 197). Vermehrt kann die Festigkeit noch werden, wenn eines der im 3. Kapitel zu besprechenden künstlichen Verbindungsmittel in Anwendung gebracht wird. Diese letzteren gebraucht man auch mit demselben Nutzen, wenn Ankersteine durch

aneinander zu flossende kleinere Stücke ersetzt werden müssen, oder wenn die Binder nur bis zur gegenüber liegenden Läuferreihe reichen.

Wird eine Quaderverblendung nur an einem Mauerhaupte ausgeführt, so wird man, je nach den Mitteln oder Umständen, mehr oder weniger Binder in Anwendung bringen. Als genügend fest betrachtet man in der Regel einen Verband, bei welchem

Fig. 198.

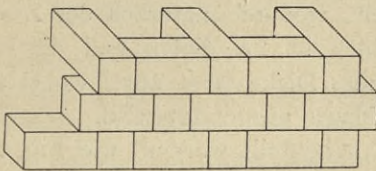


Fig. 199.

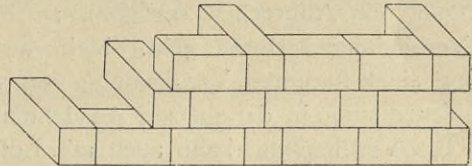
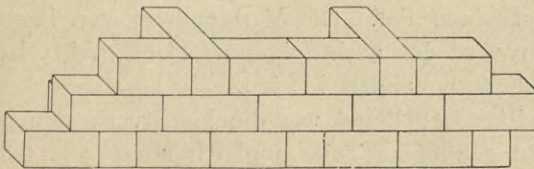


Fig. 200.



in jeder Schicht der Verblendung zwischen zwei Läufern ein Binder liegt, also den polnischen Verband (Fig. 198). Verbände von geringerer Festigkeit zeigen in absteigender Linie Fig. 199 u. 200<sup>38)</sup>. Für Verblendungen mit Haupteinplatten empfiehlt sich besonders der in Fig. 201 u. 202 dargestellte Verband. Die Lage der Binder kann auch bei diesen Anordnungen durch künstliche Verbindungsmittel gesichert werden.

<sup>38)</sup> Die Römer bedienten sich insbesondere des in Fig. 200 dargestellten Verbandes und haben mit demselben vortreffliche Ergebnisse erzielt.



Fig. 201.

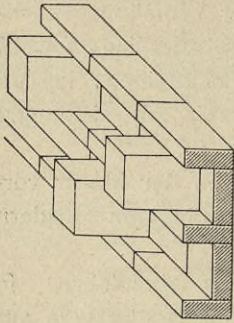


Fig. 202.

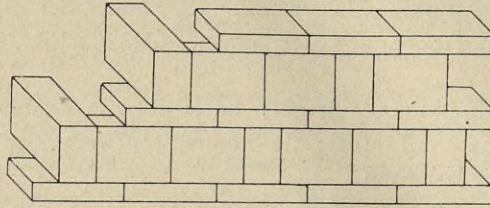
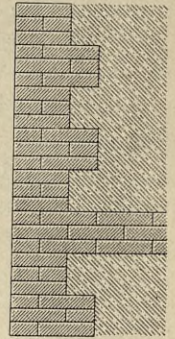


Fig. 203.



84.  
Verblendung  
mit  
Backsteinen.

Erhalten die Mauern bei geringeren Stärken auf beiden Seiten Verblendung mit Backsteinen, so eignen sich ebenfalls die Anordnungen des Kästelmauerwerkes. Bei größeren Mauerstärken und einseitiger Verblendung kommt namentlich der polnische Verband zur Anwendung (Fig. 204). Doch ist derselbe eigentlich nur brauchbar, wenn der Mauerkerne aus Beton oder sehr kleinstückigen Bruchsteinen besteht.

Fig. 204.

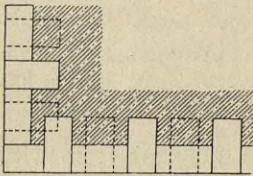


Fig. 205.

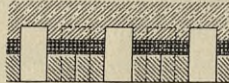


Fig. 206.

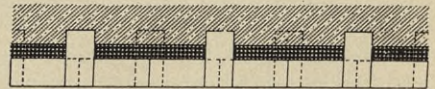


Fig. 207.



Bei größeren Bruchsteinen ist eine gleichmäßige Auflagerung der eingreifenden Binderköpfe nur schwer herbeizuführen und deshalb bei der geringen Dicke der Backsteine ein Abbrechen derselben zu befürchten, wodurch natürlich der Zweck der Verbindung verloren geht. Mehr zu empfehlen ist für diesen Fall die Herstellung einer stärkeren Verblendung von wechselnder Dicke (Fig. 203), wobei also eine Verzahnung in der ganzen Ausdehnung der Mauer ausgeführt wird.

Die Verblendung kann auch mit Luftschicht hergestellt werden, wie Fig. 205 bis 207 zeigen. Bei Backsteinrohbauten empfiehlt sich für die  $\frac{1}{2}$  Stein starke Verblendung mit Luftschicht der Binderverband (Fig. 205). Fig. 207 stellt eine Verblendung mit hochkantig gestellten Steinen dar. Die Verblendung von Backsteinmauern mit feinen Verblendsteinen wird im nächstfolgenden Heft (Abt. III Abfchn. I, A, Kap. 2) dieses »Handbuches« behandelt werden.

85.  
Stein-  
fachwerk.

Das Steinfachwerk leidet an demselben Uebelstand wie die Mauerverblendung, dem nämlich, dass sich die verschieden gebildeten Teile ungleich fetzen und sich voneinander trennen können. Man sucht diesem Nachteil in der Regel durch eine Verzahnung zu begegnen; doch ist darauf zu sehen, dass die Zähne keine zu geringe Höhe und keine zu große Länge erhalten, weil sie sonst leicht abbrechen. Ferner ist bei den Verzahnungen ebenfalls wieder, wie bei den Verblendungen, streng darauf zu achten, dass die Lagerfugen der größeren Steine in der ganzen Mauer fortlaufen, was allerdings nur bei regelmäßigem oder lagerhaftem Mauermaterial erreichbar ist.



Fig. 208.

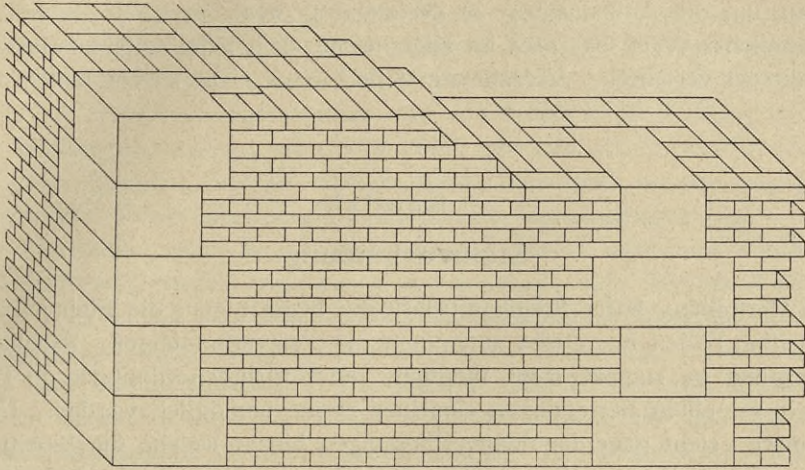


Fig. 209.

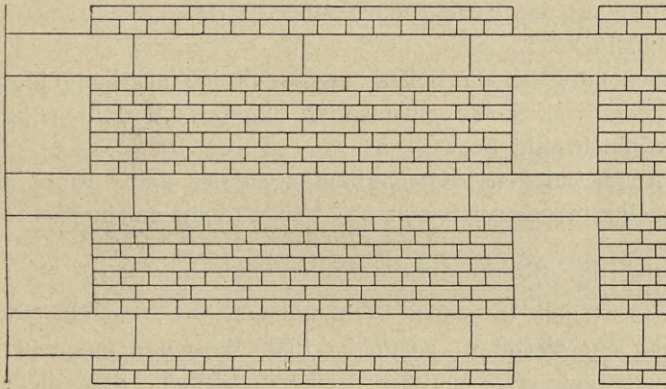
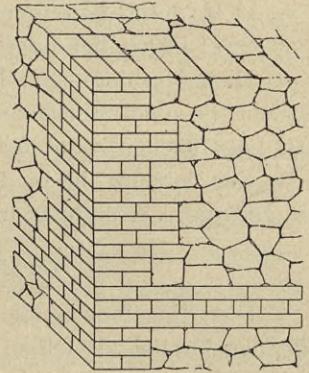


Fig. 210.



(Fig. 208 u. 209). Bei ganz unregelmäßigen Bruchsteinen ist eine abfatzweise Ausgleichung einzuführen und dann die schon erwähnte, den Abfätzen entsprechende Durchführung von Schichten aus regelmäßigem Material von Vorteil (Fig. 210).

Fig. 211.

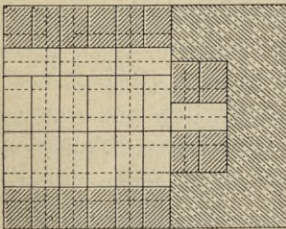
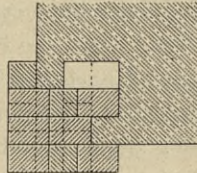


Fig. 212.



Bei Backsteinen darf die Verzahnung niemals nur eine Schicht stark werden, sondern muß stets aus mehreren Schichten bestehen. Trotzdem werden sich bei hohen Mauern, namentlich wenn dieselben nicht in die erwähnten Höhenabteilungen zerlegt sind, Trennungen zwischen den ver-

schiedenen Teilen ergeben, auch wohl die Verzahnungen abgesprengt werden. Deswegen sieht man in solchen

Fällen wohl auch von den Verzahnungen ganz ab und läßt die Mauerteile in lotrechten Nuten ineinander greifen, so daß sich dieselben unabhängig bewegen können. Es ist dies allerdings nur bei dicken Mauern ausführbar (Fig 211); auch



folten die aus regelmässigerem Material hergestellten Abschnitte vor den anderen vorfringen, um die Anschlußfuge zu decken (Fig. 212).

In ähnlicher Weise hat man im allgemeinen auch beim Anschluß neuer Mauertheile an alte zu verfahren. Verzahnungen sind dabei nicht zu empfehlen.

### 3. Kapitel.

## Steinverbindung.

Zur Herstellung fester Steinkonstruktionen benutzt man die Steinverbände und in den meisten Fällen mit diesen zusammen die Steinverbindungen. Sachliche Rücksichten machen es zumeist nicht möglich, die Verbandanordnungen so zu treffen, daß durch sie allein Bewegungen einzelner Steine unmöglich werden. Um solche zu verhindern, zieht man die Steinverbindungen hinzu, welche die Befestigung der Steine untereinander bezwecken. Diese Befestigung kann, wie schon im 1. Kapitel angeführt wurde, auf dreierlei Weise erfolgen, und zwar:

- a) durch Verbindung mittels der sog. Bindemittel (Mörtel etc.);
- b) durch besondere Formung der Fugenflächen, und
- c) durch besondere Hilfsstücke.

Diese Verbindungen können entweder die Befestigung der Steine innerhalb einer Schicht (in den Stoßflächen) oder der Steine aufeinander folgender Schichten (in den Lagerflächen) oder beides gleichzeitig bezwecken.

Das letztere ist in der Regel bei den Mörtelverbindungen der Fall, während die anderen Verbindungsarten einzeln oder vereinigt zur Verwendung gelangen.

#### a) Verbindung der Steine durch Bindemittel.

Die Einzelbewegung eines Steines in einem Verbandmauerwerk, ein Gleiten oder ein Drehen desselben kann nur eintreten, wenn der Platz dazu vorhanden ist. Dieser Platz ist durch den Fugenraum zwischen den Steinen gegeben. Sind diese Zwischenräume sehr klein, die Fugen sehr eng (scharf), was bei sorgfältiger Bearbeitung oder Herstellung der Steine möglich ist, so wird die Bewegung eines Steines unabhängig von seinen Nachbarn nur sehr gering ausfallen können. Sie wird aber ganz verhindert, auch bei größeren Zwischenräumen, wenn dieselben mit einem Stoff von geeigneter Beschaffenheit ausgefüllt werden. Solche Stoffe sind die sog. Bindemittel, durch welche also zunächst die Unverrückbarkeit der Steine erzielt wird, woraus eine Erhöhung der Festigkeit des Verbandmauerwerkes sich ergibt. Unverrückbarkeit würde allerdings schon eintreten, wenn die Fugen zwischen den Steinen nur an einzelnen Stellen durch feste Körper scharf ausgefüllt werden. Erfolgt aber die Ausfüllung in der ganzen Ausdehnung der Fugen, so ergibt sich eine weitere Erhöhung der Festigkeit der Lagerung der Steine durch die vergrößerte Adhäsion zwischen den Steinflächen, da diese mit der Größe der Berührungsflächen wächst. Es folgt daraus aber auch, daß es unbedingt zweckmässig ist, nicht bloß einzelne Fugen, sondern alle Fugen, und zwar vollständig zu füllen. Dazu gehört aber, daß das Bindemittel sich leicht in die Fugen bringen läßt, und anfänglich weich ist, damit es sich an alle Unebenheiten der Steine eng anschließen könne. Dadurch erhält man zugleich einen ferneren Vorteil für die Konstruktion, nämlich den einer



gleichmäßigen Druckverteilung in derselben, die nicht mehr nur durch einzelne vordringende Punkte vermittelt wird, sondern in der ganzen Ausdehnung der Lagerflächen stattfindet. Es muß dabei das Bindemittel indes der Bedingung Genüge leisten, daß es, einmal zusammengedrückt, sich nicht noch weiter zusammendrücken läßt.

Den bisher erwähnten Eigenschaften, die von einem für die Füllung von Fugen geeigneten Bindemittel verlangt werden müssen, genügen außer den Mörteln auch Moos und einige Erdarten, welche letzteren Stoffe denn auch in dem angedeuteten Sinne bei den sog. Trocken- oder Feldmauern Verwendung finden.

Viele Bindemittel, die sog. Mörtel, besitzen indess noch eine weitere sehr wertvolle Eigenschaft, nämlich die, aus einem weichen, halb flüssigen Zustande in einen starren überzugehen und dabei fest an den Steinflächen zu haften, so daß ein Zusammenkitten der Steine erfolgt. Es sind dies die Bindemittel im wahren Sinne des Wortes, über welche schon in Teil I, Band 1, erste Hälfte (Abt. I, Abschn. 1, Kap. 3) dieses »Handbuches« das Nötige mitgeteilt worden ist, und die dort in chemische und mechanische Mörtel eingeteilt wurden. Die Mauerwerke, welche mit Hilfe der chemischen Mörtel (Kalk-, Zement-, Gipsmörtel) hergestellt werden, nennt man im gewöhnlichen Leben gemörtelte oder gespeifte<sup>39)</sup> Mauern.

Die mechanischen Mörtel (Lehm, Schamotte, Kite, Asphalt, Schwefel, geschmolzenes Blei, Lote etc.) haben eine mehr untergeordnete Bedeutung und finden nur aus besonderen Veranlassungen Verwendung. Auch bei den chemischen Mörteln ergibt sich fast immer nur eine mechanische Verbindung mit den Steinflächen, durch Adhäsion und Eindringen in die Poren.

Auf die weitere Bedeutung vieler Mörtel als Mittel zur Dichtung der Fugen gegen das Eindringen von Feuchtigkeit sei hier nur vorläufig hingewiesen. Ebenso ist es hier nicht am Platze, auf das Besondere der Anwendung der verschiedenen Mörtel bei den verschiedenen Steinmaterialien (auf das Mauern) einzugehen; dagegen müssen schon hier die für alle Materialien gültigen Grundsätze der Anwendung erörtert werden.

Die chemischen Mörtel, wenigstens die Kalk- und die Zementmörtel, werden in der Regel mit einem Zusatz von Sand oder einem anderen Füllstoff bereitet. Beim Zement wird der Sand der Ersparnis, der sicheren und leichteren Verwendung wegen zugesetzt; beim Kalk ist er notwendig, um im Mörtel die genügende Porosität für das Eindringen der atmosphärischen Luft und damit ausreichende Säuerung des Aetzkalkes mit Kohlenäure, möglichst vollständige Umbildung des Aetzkalkes in kohlenfauren Kalk zu erzielen. Auch ist der Sandzusatz nötig, um genügende feste Körperflächen zu haben, an welche der sich bildende kohlenfaure Kalk sich fest anlegen kann. Ohne Sandzusatz wirkt der Kalkteig nur druckausgleichend zwischen den Steinen.

Die Menge Bindestoff, welche dem Sande zur Mörtelbildung zuzusetzen ist, entspricht der Menge von Flüssigkeit, die vom Sand unter gewöhnlichen Verhältnissen kapillar zurückgehalten werden kann. Es ist dies ein Mindestmaß des Kalkzusatzes, welches aber bei ungenügendem Luftzutritt für raschere Verfestigung des Mörtels günstiger wirken kann, als ein reichlicherer Zusatz<sup>40)</sup>. Im allgemeinen ist aber zur Erzielung größter Festigkeit vollkommene Füllung aller Zwischenräume zu

87.  
Grundsatz  
für chemische  
Mörtel.

<sup>39)</sup> Die Bezeichnung »Mauerspeife« oder »Speifs« wird vielfach für Mörtel verwendet.

<sup>40)</sup> Siehe: HAUENSCHILD, H. Zur Frage der Erhärtung des Kalkmörtels. Notizbl. des Ziegler- und Kalkbrenner-Vereins 1881, S. 68.



verlangen. Dies gilt auch vom Beton, bei dessen groben Füllmassen übrigens die Kapillarität zwischen denselben nur sehr gering sein kann. Man hat daher zur Herstellung eines guten Betons alle Steinbrocken desselben vollständig mit Bindestoff zu umhüllen; ein Mehr würde nicht nützlich sein. Alle Zwischenräume sollen eben nur ausgefüllt werden, was allerdings wegen der Körperlichkeit des Bindestoffes einen Ueberflufs an solchem über die gemessene Summe der Zwischenräume der Steinbrocken ohne Bindestoff verlangt.

Derselbe Grundsatz ist auch für die Bildung von Mörtelmauerwerk aufzustellen; nur dafs bei diesem selbstverständlich die Mauerhäupter von der Benetzung mit Mörtel auszuschliessen sind. Ein so hergestelltes Mauerwerk nennt man scharf gemauert. Die Menge des notwendigen Mörtels ergibt sich dann als Summe der Zwischenräume, der Fugen, für welche das zulässig geringste Mafs anzunehmen ist. Dieses geringste zulässige Mafs, die Fugendicke, ist aber von der Beschaffenheit der Fugenflächen und des Mörtels abhängig.

Je ebener die Fugenflächen und je feinkörniger der Füllstoff des Mörtels sind, um so enger wird man die Fugen machen können. Beides hat aber seine untere Grenze, da durch Uebertreibung der Wirksamkeit des Mörtels geschadet werden kann. An glatten Flächen haftet der Mörtel meistens schlechter, als an etwas rauhen; staubartiger Sand ist für die Mörtelbereitung untauglich; er soll immer ein gut fühlbares, scharfkantiges Korn besitzen.

Die Dicke der Fugen ist auch von der Gestalt der Steine und der Art des Steinmaterials abhängig. Ebenso wird man zwischen Lagerfugen und Stofsungen einen Unterschied machen können.

Bei der Mafsbestimmung der Mauerziegel wird auf die Dicke der Fugen schon Rücksicht genommen; so ist beim deutschen Normal-Ziegelformat (siehe Art. 21, S. 20) die Dicke der Stofsungen auf 10 mm festgesetzt, während die der Lagerfugen in der Regel etwas stärker angenommen werden mufs, nämlich zu ca. 12 mm, wobei dann auf 1 m Höhe 13 Schichten kommen. Abgesehen von der dadurch erzielten Bequemlichkeit für die Massenberechnung ist die grössere Lagerfugendicke häufig deswegen notwendig, weil die Steine gewöhnlich etwas verschieden dick und öfters etwas über 65 mm stark sind, und man daher einigen Spielraum braucht, um die Oberkante der Steine in eine Wagrechte bringen zu können. Bei den sorgfältig zubereiteten Verblendsteinen und feinfandigem Mörtel wird man dagegen bis zu 6 bis 8 mm herabgehen dürfen, während als oberste Grenze für ordinäre Backsteine 15 mm anzunehmen wäre. Bei einer dicken Fuge wird wohl eine gleichmässige Druckverteilung zu erwarten sein, aber auch ein starkes Setzen des Mauerwerkes durch Zusammenpressen und Schwinden des Mörtels. Wenn die Römer bei ihren Ziegelbauten Fugen von 25 bis 50 mm Dicke anwendeten, so war dies wohl nur infolge ihres rasch bindenden Puzzolanmörtels zulässig.

Auch bei Mauerwerken aus bearbeiteten natürlichen Steinen ist bei Feststellung der Mafse auf die Fugendicke Rücksicht zu nehmen, wenigstens auf die der Lagerfugen, die der gleichmässigen Druckverteilung wegen bei Verwendung von Mörtel nicht unter 5 bis 6 mm dick zu machen sind, sonst aber auch nicht über 12 mm. Die Stofsugendicke sucht man im allgemeinen möglichst knapp zu halten und kann dann, wenn man dieselben nach innen zu sich etwas erweitern läfst, bis zu 3 mm im Haupt herabgehen.

Bei Mauerwerk aus unregelmässigen Bruchsteinen ist selbstredend die Fugen-



dicke von der Form der Steine abhängig; doch dürfte hier, wie bei den Ziegeln, ebenfalls eine obere Grenze von 15<sup>mm</sup> feztzuhalten fein. Größere Höhlungen find mit Zwickern auszufüllen.

Mit einem Mörtel wird sich nur dann die beabfichtigte Wirkung vollkommen erzielen lassen, wenn gewisse Vorichtsmafsregeln bei der Verwendung beobachtet werden. Dahin gehören Reinigen der Steinflächen, Näffen mancher Steinarten, Nichtftören des Abbindens des Mörtels und Verwendung von frischem Mörtel.

Vollkommene Adhäsion zwischen Mörtel und Stein kann nur eintreten, wenn keine fremden Körper zwischen ihnen sich befinden, an welche der Mörtel sich anlegen kann. Solche, wie Staub, Verunreinigungen mit Erde etc., find daher ftets vor dem Vermauern von den Steinen zu entfernen, am vollständigften durch Wegschwemmen mit Waffer.

Dadurch wird zugleich bei vielen Steinen etwas anderes, ebenfo Wichtiges erreicht, nämlich ein gewiffer Feuchtigkeitsgrad der Steine, welcher bewirkt, dafs dem Mörtel nicht zu rafch fein Wassergehalt entzogen wird; denn der Erhärtungsvorgang eines chemifchen Mörtels kann nur dann genügend stattfinden, wenn derselbe einige Zeit eine ausreichende Feuchtigkeit behält. Bei porigen oder thonhaltigen Steinen, fowie bei Mauerziegeln, wenn sie nicht fehr fcharf gebrannt find, ift das erwähnte Annäffen der Entfernung des Staubes wegen noch nicht ausreichend; fondern es wird bei ihnen eine ftärkere Durchfeuchtung durch Begiefen oder Eintauchen notwendig. Dagegen kann bei dichten Steinen und Klinkern ein ftärkeres Annäffen fchädlich fein.

Sind die Steine einmal in ihr Mörtelbett gelegt, fo dürfen sie nicht wieder verrückt oder erfchüttert werden, weil der Mörtel nur einmal abbindet, was in Berührung mit dem Stein in dünner Schicht ziemlich rafch vor sich geht. Ein zweites Mal gehen die meiften Mörtel mit dem Stein keine Verbindung ein. Man mufs sich daher bestreben, die Steine rafch in die richtige Lage zu bringen und sie in diefer zu belaffen. Deshalb ift auch das manchen Orts beliebte Zurichten der Schichtfteine oder Bruchfteine auf der Mauer entschieden verwerflich. Eben deshalb ift es auch schwierig, bei Mauern aus schweren, mühsam verfetzbaren Quadern eine wirkliche Mörtelverbindung zu erzielen, und man hat daher bei diefen den Mörtel mehr als Füllmaterial für die Fugen zu betrachten.

Wünscht man eine feste Mörtelverbindung, fo ift es aus dem eben angegebenen Grunde unbedingt notwendig, dann, wenn man gezwungen ift, einen schon verfetzten Stein wieder zu verrücken oder aufzuheben, den früheren Mörtel forgfältig zu befeitigen und durch neuen zu erfetzen. Wegen des rafchen Abbindens der chemifchen Mörtel, namentlich der Zemente und des Gipfes, darf man auch nur verhältnismäfsig geringe Mengen auf einmal zubereiten, d. h. nur fo viel, als man in der Zeit vom Anmachen bis zum vollendeten Abbinden zu verwenden im ftande ift. Es gilt dies auch für die Kalkmörtel, die man deswegen nicht über Nacht unverwendet und, wenn dies nicht zu umgehen ift, wenigftens nicht ohne gewisse Schutzmafsregeln ftehen lassen sollte.

Ueber diese Dinge, über die Eigenschaften, die ein guter Mörtel haben foll, über die verschiedenen Arten und die Zubereitung derselben findet sich das Nähere in Teil I, Band 1, erste Hälfte (Abt. I) dieses »Handbuches«. Es mag jedoch hier noch darauf aufmerkfam gemacht werden, dafs aufsergewöhnliche Lufttemperaturen die Mörtelverbindung eines Mauerwerkes wesentllich ftören können. In heifser

89.  
Vorichts-  
mafsregeln.

90.  
Schädigung  
durch Hitze  
und Frost.



Witterung hergestelltes Mauerwerk, namentlich von dünnen Wänden, sowie schnell künstlich getrocknetes Gemäuer erhält nur geringe Festigkeit, infolge zu rascher Entziehung der Feuchtigkeit oder infolge zu rascher Erhärtung der äusseren Mörtelteile und dadurch herbeigeführter Minderung der Porosität<sup>41)</sup>. Frost wird die Entwicklung einer Mörtelverbindung ganz zerstören oder wenigstens verzögern<sup>42)</sup>.

Wo Bauausführungen bei Frostwetter nicht zu umgehen sind, muss man besondere Mafsregeln treffen, die aber entsprechende Kostenvermehrung verursachen<sup>43)</sup>.

91.  
Festigkeit von  
Mörtel-  
mauerwerk.

Je gleichartiger ein Stoff in feinem Gefüge ist, um so grössere Festigkeit wird er verhältnismäfsig besitzen. Ein Mauerwerk ist nun keine einheitliche Masse, da die einzelnen Stücke deselben durch die Fugen getrennt werden. Durch das Ausfüllen der Fugen mit Mörtel wird nun allerdings eine grössere Gleichmäfsigkeit erzielt; aber immerhin ist ohne weiteres anzunehmen, dafs ein solches Mauerwerk weniger fest wird, als der einzelne Stein für sich. Im Mauerwerk haben wir eine Verbindung von Körpern verschiedener Festigkeit, in welcher die Druckverteilung ungleichmäfsiger ist, als in den Steinen und dem Mörtel für sich allein. Es wird dies durch die Erfahrung bestätigt.

*Böhme* sagt hierüber<sup>44)</sup>: »Namentlich werden — wenn das Bindematerial härter als der Stein ist — die Stofsungen die Zerstörer fein, indem der darauf liegende Stein nicht zerdrückt wird, sondern zerbricht. Ist aber das Bindemittel weniger fest, so wird an den Stellen, wo der Mörtel in grosser Menge vorhanden ist (z. B. in den Stofsungen), derselbe früher zerstört werden als der Stein; der Druck geht alsdann auf eine kleinere Fläche über, beansprucht also die Flächeneinheit höher, und die übrigen Steine werden dadurch ebenfalls schneller zerstört werden müssen. — Stellt man dagegen einen Mauerklotz her, der aus genau bearbeiteten Steinen in gutem Zementmörtel ohne Verband (frei von Stofsungen) gemauert ist, so ergeben sich bedeutend günstigere Resultate; ja es ist sogar vorgekommen, dafs ein solcher Mauerklotz mehr Widerstandsfähigkeit lieferte, als ein einziger Stein von der Gattung, aus welcher der Mauerklotz hergestellt war.«

Verbandmauerwerk ist nun ohne Stofsungen nicht herstellbar (höchstens bei schwachen Haupteinpeilern), so dafs die Versuche, welche mit Mauerklötzen angestellt wurden, die nur Lagerfugen hatten, für die Praxis eigentlich keine Bedeutung haben. Leider ist die Untersuchung von grösseren Mauerkörpern aus Verbandmauerwerk mit grossen Schwierigkeiten verknüpft, so dafs solche bis jetzt wenig ausgeführt worden sind. Für Mauerziegel liegt jedoch eine von *Böhme* mitgeteilte längere Versuchsreihe vor<sup>45)</sup>. Von denselben sollen hier die Schlussergebnisse mitgeteilt werden, aus welchen der wesentliche Einfluss des Mörtels auf die Festigkeit des Mauerwerkes erhellt.

Wenn mit  $\delta$  die Festigkeit des gemauerten Würfels und mit  $\delta_1$  die zulässige Belastung deselben bei 10-facher Sicherheit in Prozenten der Festigkeit der unvermauerten Steine bezeichnet wird, so betragen diese Werte bei den angeführten Mörtelmischungen:

41) Ausführlicheres hierüber siehe in: GOTTGETREU, R. Physische und chemische Beschaffenheit der Baumaterialien. Bd. II. 3. Aufl. Berlin 1881. S. 269 u. ff. — Vergl. auch das nächstfolgende Heft (Abt. III, Abfchn. 1, A, Kap. 2) dieses »Handbuches«.

42) Siehe hierüber: HAUENSCHILD, H. Zur Frage der Erhärtung von Kalkmörtel. Notizbl. des Ziegler- und Kalkbrenner-Ver. 1881, S. 68.

43) Ueber die Ausführung eines Brückenbaues bei Frostwetter siehe: Deutsche Bauz. 1880, S. 74 — desgl. über die Ausführung des Bahnhofes Friedrichsstraße in Berlin: Baugwks.-Ztg. 1885, S. 35. — Vergl. auch das nächstfolgende Heft (Abt. III, Abfchn. 1, A, Kap. 2) dieses »Handbuches«.

44) In: Die Festigkeit der Baumaterialien. Berlin 1876. S. 9.

45) In: Thätigkeit der k. Prüfungs-Station für Baumaterialien im Jahre 1878. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 555. — Ueber andere Versuche folgen Mitteilungen im nächstfolgenden Heft (Abt. III, Abfchn. 1, A, Kap. 11) dieses »Handbuches«. — Mitteilungen über Prüfungen von Ziegelmauerwerk an Pfeilern von  $22 \times 22$  cm Druckfläche bei 60 cm Höhe finden sich auch in: Zeitschr. f. Arch. u. Ing. 1897, Heftausg., S. 407 (nach Thonindustrie-Ztg. 1896, S. 861).



Festigkeit	Mörtelmischung:			
	I. 1 Teil Kalk, 2 Teile Sand.	II. 7 Teile Kalk, 1 Teil Zement, 16 Teile Sand.	III. 1 Teil Zement, 6 Teile Sand.	IV. 1 Teil Zement, 3 Teile Sand.
$\delta$	44	48	55	63
$\delta_1$	4,4	4,8	5,5	6,3
Prozent.				

Unter Benutzung dieser Werte von  $\delta_1$  und der aus vielen Versuchen gefundenen Mittelwerte für die Druckfestigkeit der verschiedenen Backsteinforten hat *Böhme* über die zulässige Belastung eines aus denselben hergestellten Verbandmauerwerkes folgende Tabelle aufgestellt.

Art der Steine	Mittlere Druckfestigkeit der unvermauerten Steine	Zulässige Belastung des Verbandmauerwerkes bei Mörtelmischung				Zulässige Belastung nach den Bestimmungen des Berliner Polizeipräsidiums		Bemerkungen
		I. $\delta_1 = 4,4$ Proz.	II. 4,8 Proz.	III. 5,5 Proz.	IV. 6,3 Proz.	Kalkmörtel	Zementmörtel	
Gewöhnliche Hintermauerungssteine . . . . .	206	9,1	9,8	11,3	13	8	—	leicht gebrannt hart gebrannt
Bessere Backsteine, Mittelbrand . . . . .	258	11,4	12,4	14,2	16,3	—	11	
Klinkersteine . . . . .	379	16,7	18,2	20,8	24	—	14	
Poröse Vollsteine . . . . .	184	8,1	8,8	10,1	11,6	—	3	
Poröse Lochsteine . . . . .	84	3,7	4	4,6	5,3	—	6	
Lochsteine . . . . .	194	8,5	9,3	10,7	12	—	—	
Kilogramm für 1 qcm.								

Mit Bruchsteinen sind ähnliche Versuche zwar noch weniger angestellt worden; doch wird man bei ihnen über die für Backsteine ermittelten Prozentsätze ( $\delta_1$ ) der Festigkeit der unvermauerten Steine nicht hinausgehen dürfen, da die Gestalt der Stücke mit in Rechnung zu ziehen ist. *Böhme* gibt folgende Tabelle, deren Zahlen aber von ihm als hohe bezeichnet werden:

Bezeichnung der Bruchsteine	Mittlere Druckfestigkeit der unvermauerten Steine für die Würfelform	Zulässige Belastung	
		für platten- oder klotzförmige Werkstücke ohne Mörtelverbindung	für Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel ( $\delta_1 = 5,5$ Proz.)
Granit . . . . .	1107	110	60
Porphyr . . . . .	1302	130	72
Sandstein . . . . .	460	46	25
Quader sandstein . . . . .	679	68	37
Sandsteinquarz . . . . .	1523	152	84
Bafaltlava . . . . .	391	39	21
Bafalt . . . . .	1382	138	76
Kilogramm für 1 qcm.			



92.  
Mechanische  
Mörtel.

War es bei den chemischen Mörteln im allgemeinen notwendig, die Steinflächen zu nassen, so ist das Umgekehrte bei den mechanischen Mörteln der Fall. Es sind dieselben in zwei Gattungen zu scheiden: in solche, die aus dem halb flüssigen Zustande infolge Austrocknens der mechanisch beigemengten Flüssigkeit in den festen übergehen (Lehm, Schamotte etc.), und in solche, die geschmolzen werden und durch Abkühlung erstarren (Asphalt, Blei, Schwefel etc.). Bei den ersteren würde das Nassen der Steine, ebenso wie eine zu große Feuchtigkeit des Mörtels (er braucht nur mit der Kelle verarbeitet und in die Fugen gebracht werden zu können) den Erhärtungsvorgang nur verzögern und ein stärkeres Schwinden und damit vermehrtes Setzen des Mauerwerkes verursachen. Bei den letzteren würde dagegen vorhandene Feuchtigkeit sogar schädlich (Verhinderung der Adhäsion) und unter Umständen (bei Blei) auch gefährlich für den Arbeiter werden können. Bei diesen Bindemitteln ist es daher angezeigt, die Steinflächen vor Feuchtigkeit zu schützen und etwa vorhandene durch Austrocknen zu beseitigen.

Für Lehm, Schamotte u. dergl. Mörtel gelten bezüglich der zu verwendenden Mörtelmenge und der Fugendicke dieselben Grundsätze, wie bei den chemischen Mörteln; es ist dieselbe nach Möglichkeit einzuschränken. Für die zu schmelzenden Bindemittel lassen sich in dieser Beziehung keine allgemeinen Regeln aufstellen.

93.  
Trocken-  
mauerwerk.

Trockene oder Feldmauern werden mit Hilfe von Moos und Erde hergestellt. Da es sich hierbei nur um Ausfüllung der Zwischenräume und feste Lagerung der Steine handelt, so muß das Bindemittel trocken zur Anwendung gelangen, damit ein späteres Schwinden und Setzen ausgeschlossen ist. Unter Trockenheit ist aber bei Erde nicht staubartige Beschaffenheit derselben zu verstehen; sondern sie muß etwas knetbar fein und sich noch gut in den Zwischenräumen durch Klopfen und Stampfen zusammenpressen lassen, wozu bei geeignetem Material nur geringe Feuchtigkeit notwendig ist.

94.  
Wahl des  
Bindemittels.

Die richtige Wahl eines Bindemittels für einen gegebenen Fall kann für den dauerhaften Bestand eines Bauwerkes von großer Wichtigkeit sein. Es ist hier nun nicht der Platz, auf diesen Gegenstand näher einzugehen, da hierüber einestheils schon in Teil I, Band I, erste Hälfte (Abt. I: Die Technik der wichtigeren Baustoffe) dieses »Handbuches« verhandelt worden ist, anderenteils dazu Veranlassung bei der Besprechung der einzelnen Konstruktionen vorliegt. Wir können uns daher hier mit allgemeinen Andeutungen begnügen.

Für die Wahl des Bindemittels kommen namentlich in Betracht: Beanspruchungen durch die Konstruktion, Einflüsse von Witterung, Feuchtigkeit, Temperatur und Benutzung des Bauwerkes, Einwirkung von Naturereignissen und benachbarten Nutzanlagen.

Werden Bauteile stark auf Zug oder Druck in Anspruch genommen, so muß ein Mörtel gewählt werden, der rasch eine eigene große Festigkeit erlangt (z. B. Portlandzement, während bei anderen, weniger beanspruchten Teilen ein Mörtel von geringerer Festigkeit oder ein solcher, der erst langsam fest wird (z. B. Luftkalkmörtel), genügen kann. Ähnlich verhält es sich, wenn bei Mauerkörpern starkes Setzen zulässig ist oder nicht (in letzterem Falle wird man einen rasch erhärtenden, nicht schwindenden Mörtel verwenden müssen), oder wenn Erschütterungen durch Naturereignisse oder benachbarte Nutzanlagen zu erwarten sind oder nicht. Häufig wiederkehrende Erschütterungen können unter Umständen einen elastischen Mörtel zweckmäßig erscheinen lassen (z. B. Asphaltbeton für Gründung von Dampfmaschinen, Dampfhammern etc.). Die



vorausichtlichen Einflüsse von Witterung und Feuchtigkeit verlangen einen Mörtel von entsprechenden, gewöhnlich einen solchen von hydraulischen Eigenschaften. Da, wo Feuchtigkeiten am Durchdringen oder Aufsteigen verhindert werden sollen, ist ein wasserdichter Mörtel notwendig (Zement, Asphalt). Mauerwerke, die höheren Temperaturen ausgesetzt sind, müssen mit einem Mörtel hergestellt werden, der durch die Hitze nicht zersetzt wird (Lehm, Schamotte u. a. m.). Räume, in denen alkalische oder saure Dämpfe entwickelt werden, zur Fortleitung oder Aufbewahrung ähnlicher Flüssigkeiten oder von Auswurfstoffen benutzte Kanäle oder Gruben verlangen einen Mörtel, der keine chemischen Veränderungen durch die genannten Dünste oder Stoffe erleidet. Andererseits dürfen Eisen, Blei und andere Metalle, die mit dem Mörtel des Mauerwerkes in Berührung kommen, durch diesen nicht angegriffen werden. Mauern, welche wasserdurchlässig sein sollen (Futtermauern), wird man unter Umständen als Trockenmauern aufführen können. Auch die Zusammensetzung eines und desselben Mörtels kann je nach dem Orte der Verwendung und der Beanspruchung verändert werden. So wird man Mauerkörper, welche späterhin starke Belastung erhalten, mit einem mageren Luftmörtel ausführen können, als solche, die nur wenig belastet werden; Mauerziegel hat man, des geringeren Eigengewichtes wegen, mit fetterem Luftmörtel zu vermauern, als Quader und dichte Bruchsteine.

#### b) Verbindung der Steine durch besondere Formung der Fugenflächen.

Zur Verbindung der Steine innerhalb einer Schicht durch besondere Formung der Stofsflächen sind namentlich folgende Mittel im Gebrauch: vieleckige Gestaltung der Steine im Grundriss, schwalbenschwanzförmige Ausbildung derselben, Verschränkung oder Auskröpfung der Stofsugen und Anwendung von Nut und Feder (Spundung). Die ersten beiden Mittel gelangen mehr im Ingenieurbauwesen zur Benutzung, müssen aber der Vollständigkeit wegen hier mit zur Erörterung kommen und können in besonderen Fällen auch im Hochbau Verwendung finden. Die beiden zuletzt angeführten Formungen der Fugenflächen sind mehr im Hochbau gebräuchlich; zum Teile haben sie allerdings auch nicht viel mehr, als geschichtliche Bedeutung.

Bei all diesen Arten der Formung der Fugenflächen ist es erforderlich, darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Kanten der Steine nicht zu spitzwinkelig ausfallen. Es wird dies um so notwendiger, je weicher das Steinmaterial ist. Auch empfiehlt es sich immer zur Ersparnis an Kosten und Erzielung genauer Arbeit, möglichst einfache Formen zu wählen.

Die vieleckige Grundrissbildung der Steine ist mit dem Polygonverband von aufgehendem Mauerwerk verwandt. Sie ist namentlich bei der Konstruktion von Leuchttürmen und Brückenpfeilern zur Anwendung gekommen, bei welchen der

Wellenschlag, bzw. der Eisgang oft sehr bedeutende Schübe ausüben, so daß eine besondere Sicherung der Steine geboten erscheint.

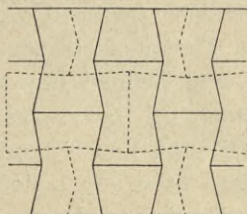
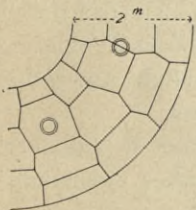
In Fig. 213 ist als charakteristisches Beispiel ein Teil einer Schicht eines Leuchtturmunterbaues aus der Bucht von Plymouth mitgeteilt<sup>46)</sup>. Der Fugenschnitt ist hier mit großem Verständnis behandelt. Die aufeinander folgenden Schichten sind

95.  
Verbindung  
innerhalb  
einer Schicht.

96.  
Vieleckige  
Form  
der Steine.

Fig. 213.

Fig. 214.



<sup>46)</sup> Nach: MÖLLINGER, K. Elemente des Steinbaues. I. Halle 1869.



durch eiserne Ringdübel verbunden. — Eine umständlichere, spitzwinkelige Kanten nicht vermeidende Bildung zeigt das Beispiel in Fig. 214. Es würde sich dieser Mangel durch die später zu besprechende rechtwinkelige Verchränkung der Steine vermeiden lassen (siehe Fig. 219).

97.  
Schwalben-  
schwanzförmige  
Bildung  
der Steine.

Sehr viel wird zur Verbindung von Steinen einer Schicht die schwalbenschwanzförmige Gestaltung der Steine in Anwendung gebracht, weniger bei durchgängigem Quadermauerwerk (doch gehört teilweise hierher das Beispiel in Fig. 214), als bei gemischtem Mauerwerk mit Quaderverblendung aus Läufern und Bindern. Durch die in entsprechende Vertiefungen der Binder eingreifenden Vorsprünge der Läuferenden werden diese letzteren in ihrer Lage gesichert, während die Binder durch die Hintermauerung belastet und festgehalten werden (Fig. 215). — Bei zwei-häufigem Mauerwerk können die Binder zu sehr wirk-samen Ankersteinen gemacht werden (Fig. 217, bei *a*). Sind die Binder nicht in einer der Mauerdicke entsprechenden Länge zu beschaffen, so kann man eine ähnlich kräftige Verankerung durch Stofs zweier oder mehrerer Binder und Verklammerung der inneren Köpfe (Fig. 217, bei *b*) erzielen. — Die Schwalbenschwanzform wird oft auch zum Festbinden von vor die Mauerfluchten vorspringenden Architekturteilen benutzt (Fig. 216<sup>47</sup>).

Fig. 215.

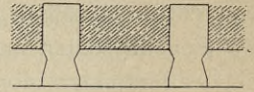


Fig. 216.

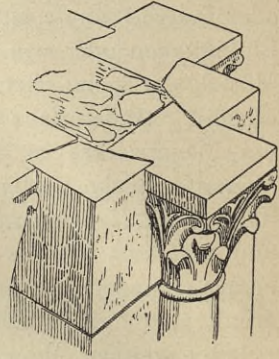


Fig. 217.

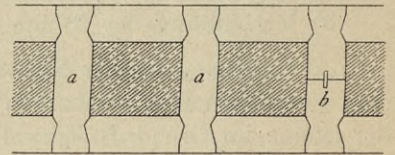


Fig. 218.

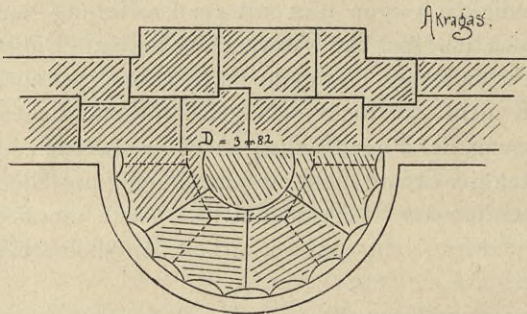
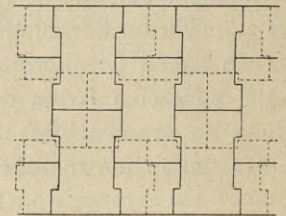


Fig. 219.



98.  
Verchränkung  
der  
Stoßfugen.

Die Verchränkung der Stoßfugen besteht darin, daß die Fugenflächen auf einen Teil ihrer Länge rechtwinkelig ausgekröpft werden, und daß man in die so geschaffenen Winkel die Ecken anderer Steine eingreifen läßt. Diese Verbindungsweise ist bei vollem Quadermauerwerk zur Anwendung gebracht worden, wie das Beispiel in Fig. 218 zeigt, welches einen Teil der Umfassungsmauer des Zeus-Tempels zu Akragas darstellt. Fig. 219 zeigt, wie in dem Beispiel Fig. 214 durch Anwendung der Verchränkung die spitzwinkelige Kanten sich beseitigen ließen.

99.  
Verbindung  
mittels  
Feder u. Nut.

Die Verbindung der Steine durch Nut und Feder kennzeichnet sich dadurch, daß in den Mitten der Stoßflächen an einen Stein ein beliebig, aber zweckmäßiger geformter Vorsprung in eine entsprechende Vertiefung des benachbarten Steines ein-



greift. Es ist diese Verbindungsweise im Grunde von der Verschränkung und von der schwalbenschwanzförmigen Gestaltung nicht wesentlich verschieden; sie ist aber

Fig. 220.

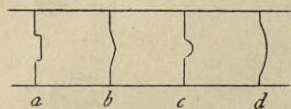
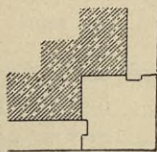


Fig. 221.



Fig. 222.



diejenige, welche im Hochbau auch heutzutage noch zumeist angewendet wird, und zwar namentlich zur engeren Verbindung von Abdeckungsplatten von Mauern, von gestoßenen Treppenstufen oder auch zur besseren Sicherung von aufrecht gestellten Sockelplatten etc. (Beispiele hierfür bieten Fig. 220 a—d,

Fig. 223.

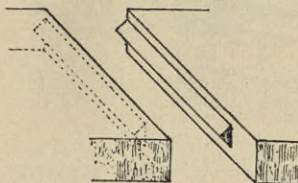
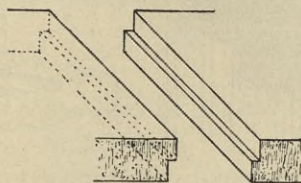


Fig. 224.



221 und 222.) Die Griechen befestigten auf diese Weise mitunter die Metopenplatten der dorischen Tempel in den Triglyphenblöcken<sup>48)</sup>. Selbstverständlich können auch Läufer und Binder in dieser Weise verbunden werden.

Dieses Mittel wird auch zur Dichtung der Fugen von Balkonplatten, Treppenflözen, Abdeckungsplatten oder dergl. verwendet (Fig. 223). Zu demselben Zwecke wird die Ueberfaltung benutzt (Fig. 224). Diese kommt ebenfalls bei aufrecht gestellten Platten zur Anwendung. So zeigt Fig. 225 die bei dem Dachreiter der frühgotischen Kapelle zu Iben in Rheinheffen verwendete Ueberfaltung.

Fig. 225.



Zur Verbindung der Steine aufeinander folgender Schichten durch besondere Formung der Lagerfugenflächen verwendet man die Verkämmung und auch wieder die Verbindung durch Nut und Feder.

Die Verkämmung der Lagerflächen ist der Verschränkung der Stofsflächen ganz

100.  
Verbindung  
in aufeinander  
folgenden  
Schichten.

Fig. 226.

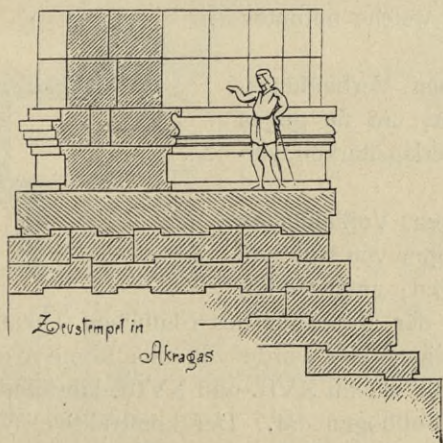
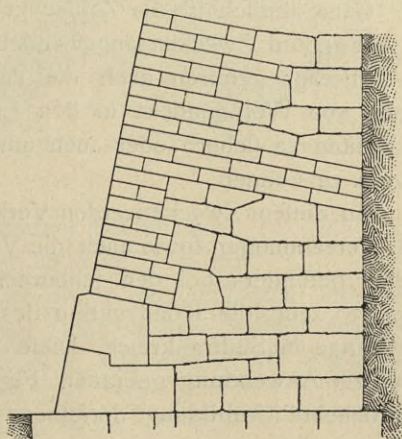


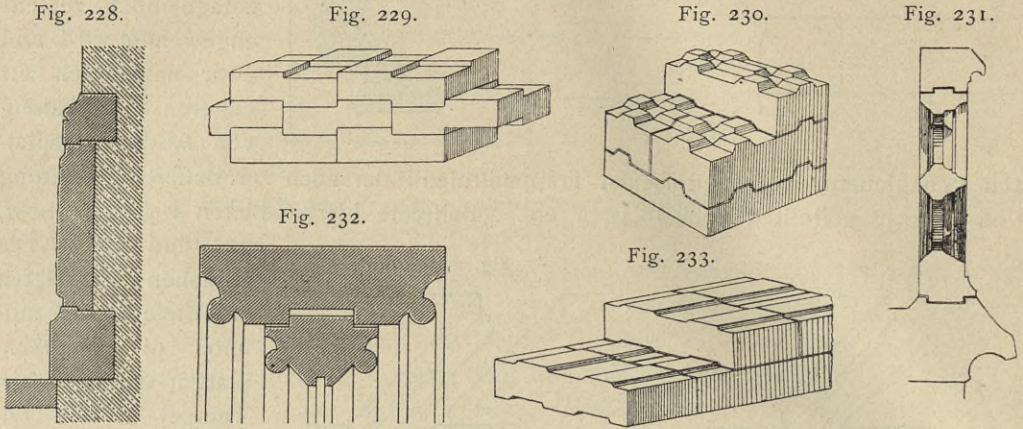
Fig. 227.



<sup>48)</sup> Siehe Teil II, Band 1 (S. 86, 2. Aufl. S. 118) dieses »Handbuchs«.  
Handbuch der Architektur. III. 1. (3. Aufl.)



ähnlich; sie besteht in rechtwinkligen Auskröpfungen. Ein gutes Beispiel hierfür bietet das Stylobatgemäuer des Zeus-Tempels zu Akragas (Fig. 226), von dem schon ein Stück Umfassungsmauer in Fig. 218 (S. 80) dargestellt wurde<sup>49)</sup>.



Die in Fig. 229 mitgeteilte Verkämmung verhindert nach allen Richtungen hin Verschiebungen.

In Frankreich werden Backsteine nach demselben Grundgedanken hergestellt, und zwar in zwei Formen: *Brique Robert* (Fig. 233) und *Brique-blindage* (Fig. 230<sup>50)</sup>.

Die Verkämmung der Lagerfugen wird öfters angewendet, um Sockelsteine und Deckplatten von Futtermauern, Stützmauern, Terrassenmauern etc. gegen Verschiebung zu sichern (Fig. 227, 234 u. 235), ebenso um aufrecht gestellte Platten von Sockelmauern festzuhalten (Fig. 228).

Die Verbindung der Lagerflächen durch Nut und Feder wird häufig zur Anwendung gebracht, um frei stehende Konstruktionsteile oder solche, die keine Belastung erhalten dürfen, gegen eine seitliche Verschiebung zu sichern, so z. B. die einzelnen Höhenabteilungen von Galerien oder Balustraden (Fig. 231) und die Fenstermaßwerke (Fig. 232).

Ganz ähnlich ist die Zapfenverbindung, welche mitunter zu verwandten Zwecken angewendet wird.

Hierher gehören auch die verschiedenen Verbindungsweisen von Wölbquadern in den Lagerfugen, um sie gegen ein Gleiten zu sichern oder auch um die Widerlagsstärken verringern zu können.

Zu diesem Zwecke werden Verkämmungen, Verhakungen oder Verzahnungen sowie auch die Verbindungen von Nut und Feder, besonders bei den scheinrechten Bogen, angewendet.

Fig. 236 zeigt die Konstruktion des Sturzes der Mittelthür des römischen Theaters zu Orange in Südfrankreich. Diese Konstruktionsweise wurde von den Römern mitunter zur Anwendung gebracht. Fig. 237 stellt die im XVII. und XVIII. Jahrhundert sehr beliebte Umbildung derselben für den Vollbogen dar. Der konstruktive Wert

Fig. 234.

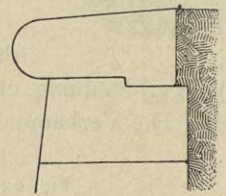
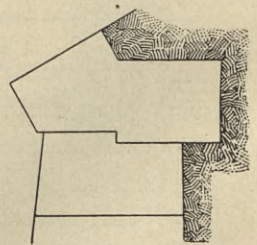


Fig. 235.



101.  
Verbindung  
der Wölbsteine  
in den  
Lagerfugen.

<sup>49)</sup> Siehe ebendaf., S. 52 (2. Aufl. S. 72).

<sup>50)</sup> Nach: *La semaine des const.*, Jahrg. 3, S. 380.



Fig. 236.

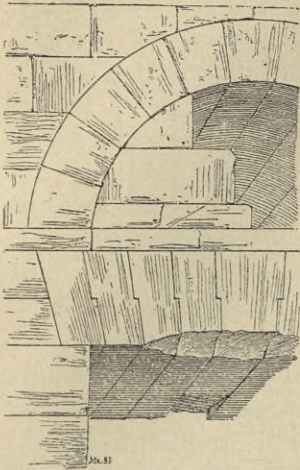


Fig. 237.

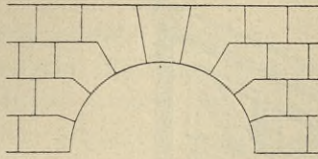


Fig. 238.

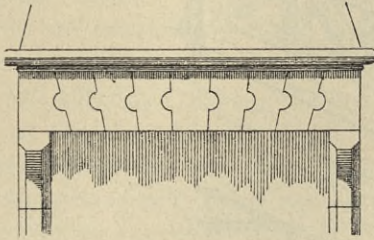
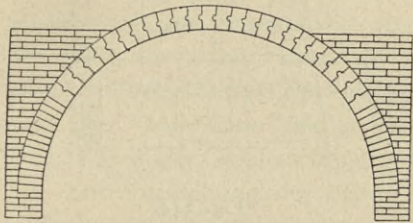


Fig. 239.



Verbindung durch Nut und Feder bietet Fig. 240<sup>53)</sup>. Diese künstliche Verbindung wird im Aeußeren der scheinrechten Bogen nicht sichtbar.

Ein ähnliches Mittel, die Zapfenverbindung, verwendeten die Römer, um die

Fig. 240.

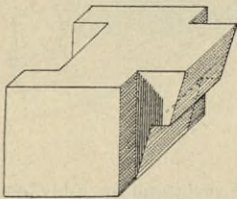
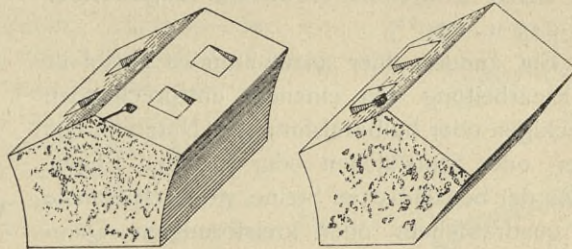


Fig. 241.



Wölbsteine der unteren Teile der Bogen aufeinander festzuhalten, da diese ohne Wölbbrüstung ausgeführt wurden, so am Kolosseum in Rom (Fig. 241<sup>54)</sup>).

Oefters erscheint es zweckmäsig, sowohl die Steine der Schichten unter sich, als auch die Schichten miteinander zu verbinden. Das letztere erfolgt allerdings gewöhnlich durch Hinzuziehen besonderer Hilfsstücke, wie dies z. B. in Fig. 213

dieser Verbindung ist jedoch zweifelhaft. Die Anwendung erfolgte in der Regel, um den Anschluß und die Höhe der benachbarten Quaderschichten regeln zu können.

Die Benutzung von Nut und Feder für den scheinrechten Bogen und Vollbogen zeigen Fig. 238 u. 239. Es wird diese Verbindungsweise auch bei gebrannten

Steinen angewendet, so die Art der Konstruktion in Fig. 238 öfters bei Terrakottabauten in England, die Wölbungsweise in Fig. 239 zur Herstellung der Brennkammern von Ziegelöfen. Noch künstlichere Verbindungen dieser Art finden sich an mittelalterlichen Bauwerken Englands und Frankreichs<sup>51)</sup>, sowie an mohammedanischen Bauten<sup>52)</sup>.

Eine Vereinigung der Verzahnung und der

102.  
Verbindung  
der Steine in  
den Stofs- und  
Lagerflächen.

51) Siehe: GWILT, J. *An encyclopedia of architecture*. London 1876. S. 568.

52) Vergl.: Teil II, Band 3, zweite Hälfte (Art. 32, S. 38 [2. Aufl. S. 40]) dieses »Handbuches«.

53) Nach: RINGLEB, A. *Lehrbuch des Steinchnittes etc.* Berlin 1844. Taf. 21.

54) Nach: CHOISY, A. *L'art de bâtir chez les Romains*. Paris 1873. S. 127.



Fig. 242.

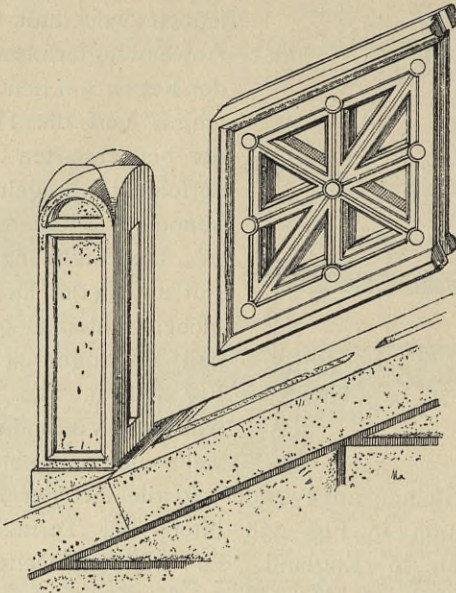
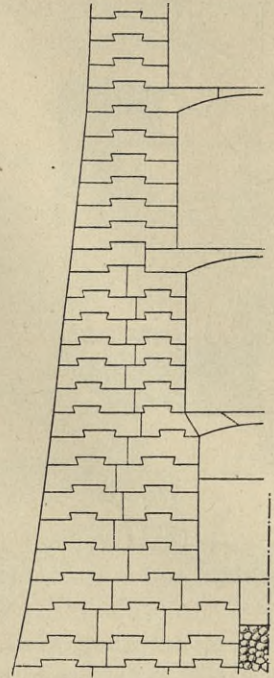
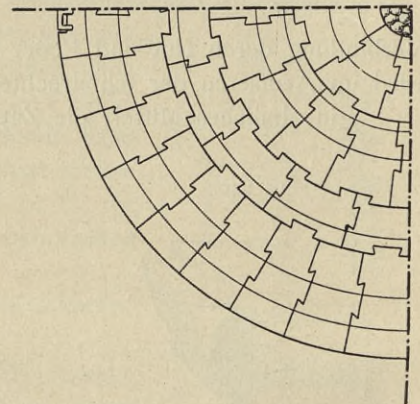


Fig. 243.



(S. 79) der Fall war. Eine allseitige Verbindung neben- und übereinander liegender Stücke durch Nut und Feder zeigt das in Fig. 242 abgebildete Stück des steinernen Geländers der Freitreppe am Stadthause in Winterthur. Verbindung aller Steine in den Stofs- und Lagerfugen durch Verschränkung, bzw. Verkämmung wurde bei dem neuen Eddystone-Leuchtturm angewendet (Fig. 243 u. 244<sup>55)</sup>.

Fig. 244.



Vom neuen Leuchtturm zu Eddystone<sup>55)</sup>.  
1/150 w. Gr.

103.  
Fugen mit  
Kanälen.

Ein anderes hier anzuführendes Mittel ist die Einarbeitung von einander entsprechenden dreieckigen oder halbkreisförmigen Nuten in den Lager- oder Stofsflächen oder in allen Fugenflächen der benachbarten Steine, wodurch Kanäle von quadratischem oder kreisförmigem Querschnitt von 3 bis 10 cm Breite gebildet werden, die man mit Zementmörtel oder Zementbeton ausfüllt (Fig. 246).

Zu berücksichtigen ist hier auch die Verbindung der Steine in den Stofsungen dadurch, daß man in die Stofsflächen gegenüber liegende Höhlungen (Fig. 245) einarbeitet, welche mittels eines Kanales von oben her mit Zementmörtel oder auch mit Blei ausgefüllt werden.

Fig. 245.

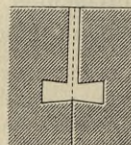
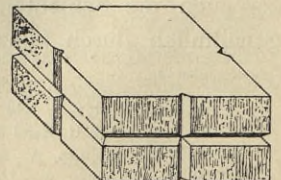


Fig. 246.



<sup>55)</sup> Nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1887, Bl. 65.



### c) Verbindung der Steine durch besondere Hilfsstücke.

Die Verbindung der Steine mittels besonderer Formung der Fugenflächen ist zwar in den meisten Fällen geeignet, die sichersten und dauerhaftesten Ergebnisse zu liefern; sie ist aber immer kostspielig, nicht nur wegen des Ineinander-greifens der Steine erforderlichen größeren Materialaufwandes, sondern auch wegen der oft umständlichen und sehr genau auszuführenden Bearbeitung der Flächen und der schwierigen Versetzung der Steine. Bei nicht ganz genauer Arbeit wird der beabsichtigte Zweck entweder ungenügend oder gar nicht erreicht. Deswegen bedient man sich viel häufiger der billigeren und bequemer anzuwendenden Verbindung durch besondere Hilfsstücke, die allerdings oft, wegen der Vergänglichkeit der verwendeten Materialien und der mit denselben für die Konstruktion verknüpften Gefahren besondere Vorichtsmafsregeln erforderlich machen. Diese Bemerkung bezieht sich auf das so oft zur Anwendung gelangende Eisen und auch auf das Holz.

Die Hilfsstücke können nämlich aus Stein, Holz und Metallen hergestellt werden. Unter den letzteren kommen zur Verwendung Kupfer, Bronze, Messing, Blei und vor allen Dingen das Eisen, als das billigste. Holz ist bekanntlich unter wechselnder Trockenheit und Feuchtigkeit von geringer Dauer; durch Einwirkung von Feuchtigkeit quillt es an und kann die verbundenen Steine zer Sprengen. Das Eisen rostet rasch, besonders unter Einwirkung von Nässe und Kalk- und Gipsmörtel, dehnt sich dabei aus und kann infolgedessen auch die Konstruktionen zerstören. Die zur Verhütung dieser Gefahren zu ergreifenden Mafsregeln sollen später besprochen werden.

Zur Verbindung der Steine in einer Schicht werden namentlich die Verklammerungen und Verankerungen verwendet. Bei den ersteren greift das Hilfsstück in der Regel nur über eine Stofsuge hinweg, während bei den letzteren eine gröfsere Anzahl von Stofsugen übersprungen werden.

Die Klammern kommen hauptsächlich in zweierlei Gestalt in Anwendung: in der doppelt schwalbenschwanzförmigen Gestalt (Fig. 249) und als prismatischer Stab mit umgebogenen Enden (Fig. 250). Die erste Form wird entweder von einem festen

und zähen Stein (Granit, Grünstein, Marmor) oder von Metall hergestellt.

Nach *Ch. Normand*<sup>56)</sup> sind beim Pantheon in Rom doppelt schwalbenschwanzförmige Klammern aus Bronze von 280 mm Länge, 130 mm Breite und 22 mm Dicke zur Verwendung gekommen, und *Rondelet*<sup>57)</sup> teilt mit, dafs beim Abbruch eines Teiles der äufseren Umfassungsmauern des Forum des *Nerva* in Rom aufserordentlich gut erhaltene

Schwalbenschwänze aus hartem Holz gefunden wurden.

Die zweite, bei weitem häufiger vorkommende Form der Klammer wird nur in Metall ausgeführt, und

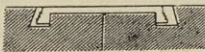


Fig. 247.

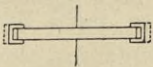


Fig. 248.

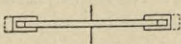
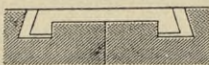


Fig. 249.

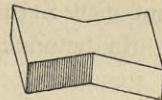


Fig. 250.

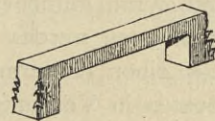


Fig. 251.

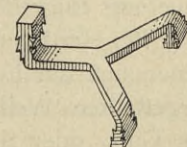
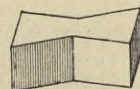


Fig. 252.

104.  
Hilfsstücke.105.  
Verbindungen  
in einer  
Schicht.

<sup>56)</sup> In: *Essai sur l'existence d'une architecture métallique antique. Encyclopédie d'arch.* 1883, S. 75.

<sup>57)</sup> In: *Theoretisch-praktische Anleitung zur Kunst zu bauen.* Band 2. Aus dem Französischen von C. H. DISTELBARTH. Leipzig und Darmstadt 1834. S. 27.



zwar gewöhnlich in Guß- oder besser in Schmiedeeisen. Man nennt solche Klammern Steinklammern, zur Unterscheidung von den ähnlich geformten Holzklammern, welche aber spitze Füße haben und in das Holz eingeschlagen werden. Die Steinklammern werden um ihre Dicke in den oberen Lagerflächen der Steine eingelassen. Die umgebogenen, 25 bis 40 mm langen und gewöhnlich aufgehauenen Enden, die Klammerfüße oder Prätzen, greifen in entsprechend tiefe und gröfsere Löcher ein, welche sich nach aufsen etwas erweitern, um das Herausziehen derselben zu erschweren (Fig. 247). Der Raum um dieselben wird mit einem zweckentsprechenden Material (Blei, Schwefel, Gips, Zement, Asphalt, Steinkitt) fest ausgefüllt, worüber weiter unten das Nötige mitgeteilt werden wird. Die Länge und Stärke der Klammern haben sich einestheils nach der Gröfse der zu verbindenden Steine zu richten, anderenteils nach der Festigkeit des Steinmaterials, nach welcher zu beurteilen ist, wie weit von den Fugen entfernt man die Klammerlöcher anbringen kann; hiernach kann dieses Mafs 5 bis 20 cm betragen.

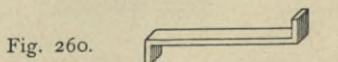
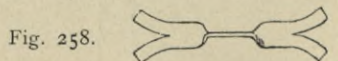
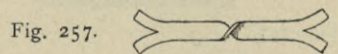
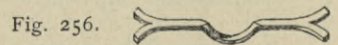
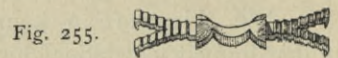
Zu den schmiedeeisernen Steinklammern wird Quadrat- oder Flacheisen verwendet; die umgebogenen Enden werden durch Stauchen verdickt. Bei Verwendung von Flacheisen liegt in der Regel die Klammer mit der flachen Seite auf dem Stein. Bleiben jedoch die Klammern äufserlich sichtbar, wie bei der Verbindung von Mauerabdeckungsplatten, so ist es zweckmäfsiger, dieselben hochkantig zu stellen, um sie dadurch vor der Einwirkung der Atmosphäre und vor Entwendung besser zu schützen (Fig. 248). Daselbe kann auch mit den schwalbenschwanzförmigen Klammern geschehen (Fig. 252).

Griechen und manche andere alte Völker verwendeten bei ihren Quaderbauten vielfach verschiedenartig geformte Metallklammern<sup>58)</sup>.

Klammern, welche vom oberen Lager eines aufrecht gestellten längeren Werkstückes (z. B. von einem Fenster- oder Thürgehände) in das benachbarte Mauerwerk greifen, um den fehlenden Verband zu ersetzen, nennt man Stichklammern.

In besonderen Fällen werden die Steinklammern mit gegabelten oder auch mit entgegengesetzt umgebogenen Enden versehen. Das erstere wird angewendet, wenn durch eine Klammer mehr als zwei Steine verbunden werden sollen, das letztere, wenn Quader mit einer Hintermauerung von Ziegeln oder Bruchsteinen in Verbindung zu bringen sind. Das aufwärts gebogene Ende läfst man in die Fugen der Hintermauerung eingreifen (Fig. 251).

Bei Herstellung der Hohlmauern aus Ziegeln bedienen sich die Engländer häufig in der in Fig. 261 dargestellten Weise einer der in Fig. 253 bis 260 abgebildeten Klammerformen aus Guß- oder Schmiedeeisen. Auch in Deutschland werden jetzt Klammern zu diesem Zwecke verwendet<sup>59)</sup>, die man wohl auch aus Draht herstellt<sup>60)</sup>.



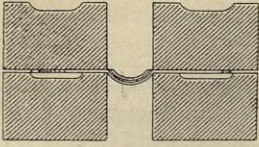
58) Siehe hierüber Teil II, Band 1 (S. 57 [2. Aufl. S. 77]) und Band 2 (S. 132) dieses »Handbuchs«.

59) Vergl.: Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 455.

60) Ebendaf. 1892, S. 486.



Fig. 261.



Bei Hintermauerung von Quaderverblendungen, sowie bei Mauerwerk aus kleinfüchtigem Material kommen auch die eigentlichen Verankerungen in Anwendung. Die Anker sind entweder ähnlich gestaltet wie die Klammern, d. h. bei größerer Länge mit umgebogenen Enden versehen, oder sie sind wie die Balkenanker gebildet, d. h. sie haben Splinte, die in lotrechter Stellung durch Oefen am Ende der Eisenstangen gesteckt werden.

Die erstere Art wird von *Rankine*<sup>61)</sup> als Reifeisenverband bezeichnet und mitunter bei Ziegelmauerwerk angewendet, um die Zugfestigkeit in der Längsrichtung zu vermehren. Die Flacheisenstangen sollen in ihren Stößen abwechseln, an den Enden um ca. 5 cm nach abwärts gebogen sein und brauchen als Querschnittsfläche nicht mehr als  $\frac{1}{300}$  des Mauerquerschnittes zu haben.

Nach *H. Müller*<sup>62)</sup> werden zum Reifeisenverband gewöhnlich Bändeisen von 2 mm Dicke und 42 mm Breite verwendet, die im Handel in Längen von ca. 8,20 bis 8,25 m zu haben sind. Sie werden in die Lagerflächen der Backsteinschichten zu mehreren nebeneinander gelegt, und zwar so, daß sie auf keine in der Längsrichtung laufenden Stoszfugen treffen. An den Enden werden die Bändeisen um den letzten Stein herum bis zum zweiten oder dritten Stein vorher zurückgebogen. Durch die Einwirkung des Kalkmörtels werden die Bändeisentreifen zwar nach und nach zertört; inzwischen ist aber die Festigkeit des Mörtels selbst eine bedeutende geworden.

*Brunel* hat durch Versuche die große Wirksamkeit des Reifeisenverbandes nachgewiesen<sup>63)</sup>. Er schreibt den Zuwachs an Festigkeit der Adhäsion des Zement- oder Kalkmörtels an der Oberfläche des Eisens zu, wonach eine größere Anzahl von schwachen Bändern zu besseren Ergebnissen führen würde, als eine kleinere Zahl stärkerer. An Stelle von Eisen verwendete *Brunel* auch dünne Holzlatten. Er weist übrigens auch auf die Gefahren hin, die durch die Rostbildung des Eisens für Fundamente aus porösen Ziegeln sich ergeben<sup>64)</sup>.

Die Anker mit Splinten haben solche entweder nur an einem Ende (Fig. 262) oder an beiden Enden. Der Splint besteht aus Flacheisen, dessen Breite in die Längsrichtung des Ankers genommen wird, oder aus Quadrat- oder Rundeisen. Die Oefen werden entweder durch Verdrehen (Kröpfen) und Umbiegen des Flacheisens gebildet (Fig. 262), oder durch Umbiegen des Endes und Durchlochung (Fig. 263), oder durch Aus schmieden eines Ringes (Fig. 264).

Die Verankerungen werden mitunter auch so ausgeführt, daß der Anker an dem einen Ende einen Splint hat, während er mit dem anderen umgebogenen Ende in das Loch einer in der Längsrichtung der Mauer laufenden Eisenschiene greift, welche denselben Dienst auch noch anderen Ankern leistet.

Fig. 265 zeigt die Anwendung dieser Verbindungsweise beim Wiederherstellungsbau des Schlosses Saint-Germain bei Paris<sup>65)</sup>.

Anzuführen sind hier auch die Verankerungen mit langen Eisenschienen, an welchen in Abständen Zapfen befestigt sind, die in die Steine eingreifen. Bei diesen und ähnlichen Konstruktionen sind die Gefahren zu berücksichtigen, die, außer durch das Rosten, auch durch die Ausdehnung und Zusammenziehung der langen Eisenschienen bei Temperaturänderungen für das Mauerwerk erwachsen können.

Sehr ausgedehnte Verankerungen kommen bei solchen Gebäuden zur Anwendung, welche gegen die Wirkungen von Erdbeben oder Bodensenkungen geschützt werden sollen. Ueber die besonderen Konstruktionen zu diesem Zwecke findet sich das Nähere in Teil III, Band 6 dieses »Handbuchs« (Abt. V, Abfchn. I, Kap. 3: Sicherungen gegen die Wirkung von Bodensenkungen und Erderschütterungen). Ver-

61) Handbuch der Bauingenieurkunst. Uebersetzt von F. KREUTER. Wien 1880. S. 432.

62) In: Die Maurerkunst. 3. Aufl. Leipzig 1879. S. 306.

63) Nach: Allg. Bauz. 1838, S. 137.

64) Ein Beispiel einer Gründung mit Bändeiseneinlagen auf nachgiebigem Boden findet sich in: Centralbl. d. Bauverw.

1898, S. 237.

65) Nach: Gaz. des arch. 1863, S. 217.



Fig. 262.

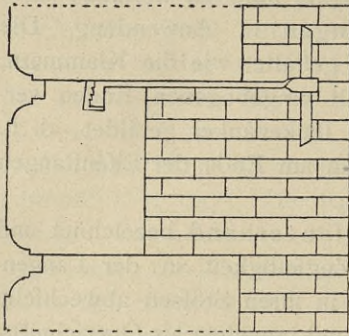


Fig. 265.

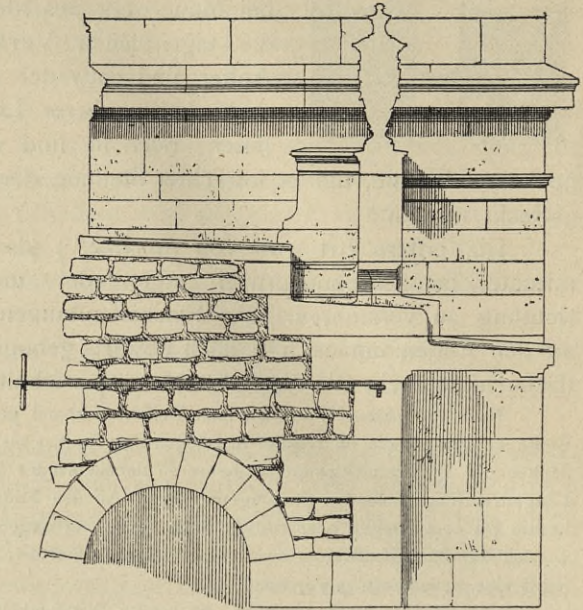


Fig. 263.

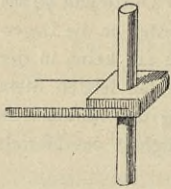
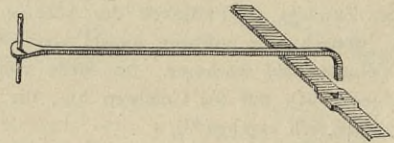
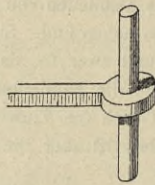


Fig. 264.



ankerungen zur Verstärkung der Festigkeit der Mauern werden auch im nächsten Bande, Heft I (Abt. III, Abschn. I, A, Kap. 11) dieses »Handbuches« besprochen werden.

106.  
Verbindung  
aufeinander  
folgender  
Schichten.

Die Verbindung der Steine aufeinander folgender Schichten

erfolgt durch prismatisch, cylindrisch oder doppelt schwalbenschwanzförmig gestaltete Stücke von Stein, Holz oder Metall, welche in beide Lagerflächen auf angemessene Tiefe eingreifen, durch die sog. Dübel oder Dollen<sup>66)</sup>.

Die steinernen Dübel werden nur da angewendet, wo die Gröfse der Quader dies gestattet; sie sind im Querschnitt quadratisch und erhalten eine Länge, die etwa dem fünften Teile der Höhe der zu verbindenden Quader entspricht, während die Breite etwa ebenso groß bis zwei Drittel davon gemacht wird. Der dazu verwendete Stein muß sehr fest und zähe sein. Sie werden häufig in das obere Lager der unteren Schicht genau passend mit Zement eingesetzt, während das Loch im unteren Lager der oberen Schicht groß genug sein muß, um ein bequemes Versetzen zu ermöglichen. Der Zwischenraum wird in der später zu beschreibenden Weise mit Zement ausgegossen. Für das Vergießen ist es besser, umgekehrt zu verfahren und den Dübel im unteren Lager des oberen Steines zu befestigen. Es gilt dies auch für die Dübel aus anderen Stoffen.

Die hölzernen Dübel sind ähnlich gestaltet, wie die steinernen und von ähnlicher Gröfse. Sie müssen von möglichst trockenem, festem, zähem und dauerhaftem Holz (Eiche, Cyresse, Olive) hergestellt werden. Die Fugen füllt man mit Sand oder Harzkitt aus. Von den Griechen sind hölzerne Dübel bei den Tempelbauten vielfach verwendet worden.

Die metallenen Dübel (am besten von Bronze oder Kupfer, am häufigsten von Eisen) werden ähnlich wie die steinernen versetzt, erhalten eine Länge, die auch für

<sup>66)</sup> Auch Dübhel, Düpel, Diebel, Dippel, Dobel oder Döbel genannt.



die größten Quader mit ca. 15 cm genügend, gewöhnlich aber mit 8 bis 10 cm hinlänglich groß ist, und eine Dicke von 2,5 bis 5,0 cm. Die beiden Enden werden nach entgegengesetzter Richtung aufgehauen. In den Löchern werden sie mit den schon für die Klammern angegebenen Mitteln vergoffen.

Es ist hier noch anzuführen, daß man die Metalldübel, und zwar gewöhnlich in doppelt schwalbenschwanzförmiger Gestalt (wie Fig. 252, S. 85), auch zur Verbindung der Stosfugen aufrecht gestellter Platten benutzt (Fig. 266), bei denen eine Klammerverbindung im oberen Lager eine Bewegung im unteren Teile nicht verhindern könnte, wie sie z. B. durch Gefrieren von eingedrungenem Wasser oft verurfacht wird. Ebenso verwendet man zur Verbindung der Stosfugen von Deckplatten mitunter Steindübel (Fig. 267), um seitliche Verschiebungen zu verhindern. Eine besondere Fugengestaltung für diesen Zweck (Fig. 220, S. 81) ist allerdings kostspieliger, aber auch sicherer, da die Dübel bei stärkeren Steinen nicht in der ganzen Höhe der Stosflächen ausgeführt werden.

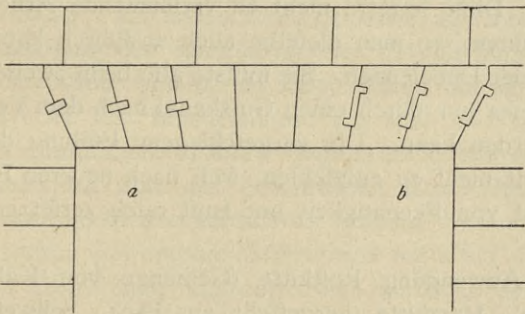
Zur Verbindung der Wölbsteine in den Lagerfugen bedient man sich mitunter auch der Dübel, ausnahmsweise der Klammern. Die Dübel werden auch zu diesem Zwecke aus Stein, Holz oder Metall angefertigt.

Beim Bau der Blackfriars-Brücke in London hat man sich beispielsweise würfelförmiger Steindübel bedient.

Die mittelalterlichen Bogen im Hofe des alten Postgebäudes zu Basel waren in sämlichen Steinen durch eiserne, in Blei vergoffene Dübel von ca. 9 cm Länge und 9 cm Querschnitt verbunden, so daß deren Abbruch, der wegen des Wiederaufbaues derselben sorgfältig geschehen mußte, die größten Schwierigkeiten verurfachte <sup>67)</sup>.

Die Gewölberippen der *Marien-Kirche* in Stuttgart wurden durch Bleidübel verbunden. Es wurde hier Blei gewählt, um bei der allmählich fortschreitenden Belastung während des Baues die Rippen etwas biegsam zu haben. Aus demselben Grunde wurden auch die Rippenfugen mit Bleiguß ausgefüllt <sup>68)</sup>.

Fig. 268.



Die Dübel müssen senkrecht zu den Lagerfugen gestellt werden (Fig. 268 a). Bei scheinrechten Bogen kommen auch Z-förmige Klammern zur Verwendung (Fig. 268 b).

Die Verankerungen von Gewölben zur Verminderung oder Aufhebung des Schubes derselben werden im nächsten Bande, Heft 3 dieses

»Handbuches« (bei den Gewölben) zur Besprechung gelangen.

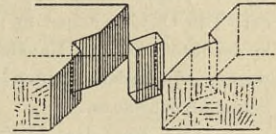
Zur Verhinderung der Verschiebung von Steinen sowohl neben-, als übereinander werden die besprochenen Hilfsstücke in den Lager- und Stosfugen gleichzeitig zur Anwendung gebracht.

Sehr ausgiebigen Gebrauch in dieser Beziehung haben u. a. die Griechen bei der Herstellung ihrer Tempel gemacht, dabei aber von der Verwendung eines Mörtels abgesehen.

<sup>67)</sup> Siehe: Deutsches Bauwksbl. 1882, S. 115.

<sup>68)</sup> Siehe: Deutsche Bauz. 1880, S. 554.

Fig. 267.



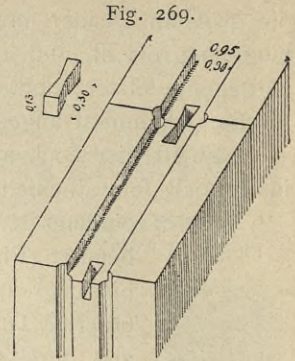
<sup>107)</sup>  
Verbindung  
der  
Wölbsteine.

<sup>108)</sup>  
Verbindung  
in den Stos-  
und  
Lagerfugen.



Ebenso kommen die Verbindungen durch besondere Formung der Fugenflächen und durch Hilfsstücke vereinigt, in äußerst ausgedehntem Maße beim Bau der Leuchttürme zur Anwendung<sup>69)</sup>.

Daly<sup>70)</sup> macht von ägyptischen Mauern Mitteilung, die er in Denderah, am fog. Hypaithraltempel von Philä und a. a. O. gefunden hat und welche in sehr bemerkenswerter Weise die vereinigte Verwendung von Mörtelkanälen und Schwalbenschwänzen (wahrscheinlich wie sonst aus Sykomorenholz) zur Herstellung einer allseitigen Unverschieblichkeit der auf das genaueste, mit ganz scharfen Fugen bearbeiteten Quader zeigen. Fig. 269 stellt einen Teil einer solchen Konstruktion dar. Die Quader haben in den oberen und unteren Lagerflächen, ebenso in den Stofsflächen, Kanäle, die mit ausgezeichnetem Mörtel ausgefüllt waren. Außerdem griffen über die Stofsugen die schon erwähnten Schwalbenschwänze.



109.  
Befestigung  
der  
Hilfsstücke.

Die für die Hilfsstücke in die Fugenflächen einzuarbeitenden Löcher können nicht derartig hergestellt werden, daß sie ganz dicht an erstere anschließen. Ein Herausziehen derselben bleibt also möglich. Man macht deshalb die Löcher von vornherein etwas größer und so groß, daß man sie nach dem Einbringen der Hilfsstücke bequem und sicher mit einem zweckentsprechenden Material ausfüllen kann. Man verwendet dazu, wie schon erwähnt, bei steinernen Hilfsstücken Zementmörtel; bei solchen von Holz in trockener Lage Sand und dort, wo sich Zutritt von Feuchtigkeit erwarten läßt, Harzkitt; bei Hilfsstücken von Metall Blei, Kitt, Zement, Schwefel, Gips, Asphalt. Eisenklammern kann man außerdem noch dadurch zum festen Anschluß an die Steine bringen, daß man sie vor dem Einsetzen erhitzt; beim Erkalten ziehen sie sich zusammen und pressen hierdurch die zu verbindenden Stücke aneinander.

Das Blei ist zwar teuer, aber zu dem angegebenen Zweck vorzüglich geeignet. Es wird geschmolzen und in das vorher sorgfältigst zu trocknende Loch um das Metallstück gegossen. Beim Erkalten zieht es sich zusammen, legt sich infolgedessen fest an die Klammerfüße oder Dübel an, löst sich aber gleichzeitig vom Steine los. Damit die so entstehenden Hohlräume nicht verbleiben, muß das Blei mittels eines Stemmeisens nachgekeilt werden. Diese letztere nicht zu veräußernde Arbeit läßt das Blei nur da anwendbar erscheinen, wo man dieselbe auch ausführen kann, also nur bei Klammern und an einem der Dübelenden. Sie mußte also beim zweiten Dübelende unterlassen werden, weil dieses nur durch einen Gußkanal nach dem Versetzen des zweiten Steines umfüllt werden kann. Die vorgeschlagene Füllung der sich bildenden Höhlungen mit Zement ist nicht zu empfehlen, weil nach neueren Erfahrungen Zement und Kalk bei Zutritt von Feuchtigkeit und Luft rasch zeretzend auf das Blei einwirken sollen.

Von den Kitten kommen zur Anwendung Rostkitt (Gemenge von Kalk, Zement oder Gips mit Eisenfeilspänen), Harzkitt (hergestellt aus Pech, Schwefel und feinem Quarzsand oder Ziegelmehl) und Oelkitt (z. B. bereitet aus Bleiglätte, Kalkhydrat und Leinölfirnis). Die Kitt sind zum Teile recht gut, oft auch teuer und können meist, wie das Blei, nur da angewendet werden, wo man sie fest in die Löcher eindrücken kann.

Sehr gut bewährt hat sich der Portlandzement, namentlich für die Befestigung von Eisen in Stein. Unter der Umhüllung von dichtem Zementmörtel rostet das

<sup>69)</sup> Ein lehrreiches Beispiel hierfür bietet: *The Chickens rock lighthouse. Engineer*, Bd. 47, S. 356.

<sup>70)</sup> In: *Revue gén. de l'arch.* 1882, S. 51.



Eisen anfänglich nur sehr wenig, wird aber durch dieselbe vor dem weiteren Rosten geschützt. Um gute Erfolge zu erzielen, muß man dem Zement die nötige Zeit und Ruhe zur völligen Erhärtung lassen; man darf ihn aber auch nicht ohne Sandzusatz verwenden, da sonst erhebliche Gefahren für die Konstruktionen entstehen können <sup>71)</sup>.

Den Schwefel, der sich sehr bequem an allen Stellen anwenden läßt, sehr rasch fest wird und außerordentlich wetterbeständig ist, betrachtet man trotzdem für die Befestigung von Eisen mit einem gewissen Mißtrauen, weil sich unter Einwirkung der Luft Schwefeleisen bilden, infolge der dabei eintretenden Volumvermehrung die Steine auseinander treiben und außerdem dieselben auch braunrot färben soll. Es wird zur Verhütung dieser Uebelstände empfohlen, bei der Anwendung von Schwefel denselben weit über den Schmelzpunkt zu erhitzen, bis er eine tiefbraune Farbe annimmt. Zweckmäßig ist es, Stein und Eisen vor dem Vergießen etwas zu erwärmen. Zur Befestigung von Eisen in Stein hat sich auch das Verfahren bewährt, ein Gemenge von Schwefel und Eisenfeilspänen mit Essig zu übergießen, wodurch sich eine sich selbst erhitzende Masse ergibt, welche sich zum Vergießen eignet und nach dem Erkalten hart wird.

Der Gips ist ebenfalls sehr bequem zu verwenden und wird auch sehr rasch fest, ist aber nicht wetter- und wasserbeständig und daher nur im Trockenen brauchbar. Aber auch da befördert er beim Eisen die Rostbildung, so daß er jedenfalls nur dann benutzt werden sollte, wenn auf große Dauerhaftigkeit der Verbindung kein besonderer Wert gelegt wird.

Asphalt schützt zwar das Eisen vortrefflich, bekommt aber zu wenig eigene Festigkeit, um Bewegungen der Verbindungstücke zu verhindern. Er ist deswegen auch nur dort anzuwenden, wo die Einwirkung von Kräften und, da er leicht schmelzbar ist, auch die von Hitze ausgeschlossen ist.

Die leichte Vergänglichkeit von Holz und Eisen, ebenso die Gefahr, welche durch die Volumvergrößerung dieser Materialien beim Quellen, bezw. Rosten herbeigeführt wird, machen besondere Vorsichtsmaßregeln bei Verwendung derselben notwendig. Es erstrecken sich diese auf den Ort der Verwendung und auf die Behandlung der Oberflächen der Verbindungstücke.

Holz sowohl, als Eisen sollten nur an solchen Stellen zur Anwendung gelangen, wo sie den Einwirkungen der Luft und der Feuchtigkeit entzogen sind, also an voraussichtlich trocken bleibenden Orten und möglichst tief in den Mauern. Aber auch da sind die betreffenden Konstruktionsteile den Einwirkungen der Mörtelfeuchtigkeit ausgesetzt, bis dieselbe, was oft recht lange dauert, verdunstet ist. (Der trocken gewordene Mörtel wird weiterhin dann schützend wirken.) Es ist demnach in allen Fällen angezeigt, die Oberfläche der Holz- und Eisenstücke weniger empfindlich zu machen.

Bei Holz, welches vor der Verwendung schon ganz trocken sein sollte, ist tüchtiges Auskochen zu empfehlen, desgleichen Tränken mit heißem Leinölfirnis.

Für den Schutz des Eisens kommen mannigfaltige Mittel in Anwendung. Solche Schutzmittel sind: Eintauchen der noch heißen Eisenstücke in Schmiedepech oder Oelfirnis; besser Ueberzug mit heißem Asphalt; Anstrich mit Asphaltlack; ver-

110.  
Vorsichts-  
maßregeln.

<sup>71)</sup> Ueber die durch Zementmörtel am *Stefans-Dom* in Wien verursachten Zerstörungen vergl.: *Centralbl. d. Bauverw.* 1889, S. 16. — *Wochschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1889, S. 126. — *Baugwksztg.* 1889, S. 22, 90, 221, 543. — *Thonind.-Zeitg.* 1890, S. 486.



schiedene Metallüberzüge. Die letzteren sind im allgemeinen das empfehlenswerteste Schutzmittel. Unter ihnen ist am besten, allerdings auch am teuersten, das Verkupfern oder Verbleien. Häufiger wird das Verzinnen oder Verzinken angewendet, und zwar ist das letztere dem ersteren entschieden vorzuziehen, weil die geringste Verletzung oder Unvollständigkeit des Zinnüberzuges das Rosten geradezu befördert.

### Litteratur.

- Bücher über »Konstruktionselemente in Stein« und »Mauerwerkskunde«, sowie über »Steinhauerarbeit« und »Steinschnitt«.
- BOSSE, A. Kunstrichtig und probmäßige Zeichnung zum Steinhauen in der Baukunst. Aus dem Franz. von DES ARGUES. Nürnberg 1699.
- DE LA RUE, J. B. *Traité de la coupe des pierres*. Paris 1728. — 3. Aufl. 1858.
- FREZIER. *La théorie et la pratique de la coupe des pierres etc.* Straßburg 1737—39.
- LUCOTTE. *L'art de maçonnerie*. Paris 1783.
- MATTHAEY, C. Handbuch für Maurer etc. Immenau 1824. — 5. Aufl.: Die praktischen Arbeiten und Baukonstruktionen des Maurers und Steinhauers etc. Weimar 1879.
- DOULIOT, J. C. *Traité spécial de la coupe des pierres*. Paris 1825. — 2. Aufl. 1862. — Deutsch von C. F. DEYHLE. Stuttgart 1826.
- HÖRNIG, G. S. Theoretisch-praktisches Handbuch der verschiedenen Maurerarbeiten etc. Leipzig 1836.
- ROMBERG, J. A. Die Steinmetz-Kunst in allen ihren Theilen. Magdeburg 1837.
- ADHÉMAR, A. J. *Traité de la coupe des pierres*. Paris 1837. — Deutsch von O. MÖLLINGER. Solothurn 1842.
- ROMBERG, J. A. Die Mauerwerks-Kunst in allen ihren Theilen. Wien 1838.
- RINGLEB, A. Lehrbuch des Steinschnittes der Mauern, Bogen, Gewölbe und Treppen. Berlin 1844.
- TOUSSAINT DE SENS. *Manuel de la coupe des pierres*. Paris 1844.
- LEROY, CH. F. A. *Traité de stéréotomie etc.* Paris 1844. — Deutsch von E. F. KAUFFMANN. Stuttgart 1847.
- MENZEL, C. A. Der praktische Maurer etc. Halle 1846. — 9. Aufl.: Der Steinbau. Von F. HEINZERLING. Fulda 1893.
- Grundlage der praktischen Baukunst. I. Teil. Maurerkunst etc. 4. Aufl. Berlin 1850.
- CLAUDEL, J. & L. LAROQUE. *Pratique de l'art de construire. Maçonnerie etc.* Paris 1850. — 4. Aufl. 1870. — Deutsch von W. HERTEL. Weimar 1860.
- WEDEKE, J. C. & J. A. ROMBERG. Die Mauerwerksarbeiten. Leipzig 1853.
- HARRES, B. Die Schule des Maurers etc. Leipzig 1856. — 5. Aufl. von E. HARRES. 1881.
- HARRES, B. Die Schule des Steinmetzen etc. Leipzig 1857. — 2. Aufl. 1866.
- FLEISCHINGER & BECKER. Systematische Darstellung der Baukonstruktionen. — Die Mauerwerks- oder Steinkonstruktionen. Berlin 1862—64.
- BRAND, C. v. Praktische Darstellung des Ziegelverbandes nach einfachen, allgemeinen, bisher unbekanntem Gesetzen. Berlin 1864.
- DEMANET, A. *Guide pratique du constructeur; maçonnerie*. Paris 1864.
- MENZEL, C. A. Das Mauerwerk und der Mauerverband etc. Herausg. u. verm. von C. SCHWATLO. Halle 1866.
- LAVIT, PÈRE ET FILS. *Traité de la coupe des pierres*. Marseille 1866.
- MÖLLINGER, C. Elemente des Steinbaues etc. Heft 1: Konstruktionen des Bruchstein- und Quaderbaues. Halle 1869.
- MÖLLINGER, C. Baukonstruktions-Vorlagen der Baugewerkschule zu Höxter. — Heft 1 u. 2: Mauerkonstruktionen. Höxter 1880. — Heft 3: Konstruktionen des Bruchstein- und Quaderbaues. Halle 1870.
- WEHRLE, J. Projective Abhandlung über Steinschnitt etc. Zürich 1871—74.
- MÜLLER, H. Die Maurerkunst. Leipzig 1875.
- HOFFMANN, E. H. Die Bauten von Stein. Leipzig 1875. — 3. Aufl. Deutsche bautechnische Taschenbibliothek, Heft 7. 1884.
- HAMMOND, A. *Rudiments of practical bricklaying etc.* London 1875.



- SCOTT BURN. *Building construction, showing the employment of brickwork and masonry in the construction of buildings.* Glasgow 1876.
- BEHSE, W. Die praktischen Arbeiten und Baukonstruktionen des Maurers und Steinhauers. Weimar 1869. — 6. Aufl. 1893.
- DIESENER, H. Praktische Unterrichtsbücher für Bautechniker. Bd. 4: Die Baukonstruktionen des Maurers etc. Leipzig 1887. — 2. Aufl. 1892.
- WARREN, S. E. *Stereotomy: problems in stone cutting etc.* New-York 1876.
- Vorlegeblätter der Baugewerkschule zu Holzminden. Mauer-Construktionen. Leipzig 1879.
- HERDEGEN, F. & A. RANCHNER. Vorlagen für den bautechnischen Unterricht an der Kgl. Industrieschule etc. zu München. A. Bauconstructionslehre. Lief. 1 u. 2. München 1880.
- MONDUIT, L. *Étude pratique de la stéréotomie ou coupe des pierres.* Paris 1880.
- SCHMIDT, O. Neuere Bauformen des Ziegel-, Quader- und Holzbaues. 1. Lief.: Der Verband der Mauersteine. Berlin 1881.
- SCHAUPENSTEINER. Die Lehre vom Bauverband etc. Leipzig 1882.
- Praktische Unterrichtsbücher für Bautechniker. IV: Die Bauconstruktionen des Maurers etc. Von H. DIESENER. Halle a. S. 1887.
- SCHMIDT, O. Praktische Baukonstruktionslehre. Bd. II: Die Arbeiten des Maurers. Jena 1887.
- BAKER, J. O. *A treatise on masonry construction.* New-York 1890.
-



2. Abschnitt.  
Konstruktionselemente in Holz.

Von Dr. F. HEINZERLING.

1. Kapitel.  
Holzverbände.

III.  
Zweck.

Der Holzverband bezweckt diejenige Verbindung von Balken, Bohlen und Brettern, welche die Herstellung der verschiedenen Holzkonstruktionen eines Bauwerkes aus dem Gebiete des Hochbaues erfordert. Das von Nadelhölzern oder Laubhölzern gewonnene Bauholz wird im Hochbau als Rundholz, Kantholz und Schnittholz verarbeitet. Das stärkste Rundholz hat 35 bis 45<sup>cm</sup> Zopftärke bei 10 bis 16<sup>m</sup> Länge. Das meist durch Zerfägen, felten durch Befchlagen gewonnene Kantholz kommt, je nachdem der Stamm nur ein Kantholz liefert oder in 2, 4 oder 6 Kanthölzer zerlegt wird, als Ganzholz, Halbholz, Kreuzholz und Sechstelholz vor und erhält Querschnittsabmessungen von 10 bis höchstens 40<sup>cm</sup> und Längen von 10 bis höchstens 15<sup>m</sup>. Das Schnittholz kommt teils als Bohlen in Stärken von 5 bis 10<sup>cm</sup>, mit Breiten von 25 bis 40<sup>cm</sup> und mit Längen von 3,00 bis 5,00, höchstens 7,50<sup>m</sup>, teils als Bretter in Stärken von 1,5 bis 4,5<sup>cm</sup>, mit Breiten von 15 bis 25<sup>cm</sup> und mit Längen von 3,00 bis 4,50, höchstens 6,00<sup>m</sup>, teils als Schrothölzer und als Latten zur Anwendung.

Wo diese Abmessungen zu Hochbaukonstruktionen von größerer Ausdehnung nicht ausreichen, bezweckt der Holzverband zur Herstellung der erforderlichen Längen-, Breiten- und Stärkenmase zunächst:

- a) die Verlängerung der Verbandstücke in wagrechter, lotrechter oder geneigter Richtung,
- b) die Verbreiterung der Verbandstücke nach einer dieser Richtungen, oder
- c) die Verstärkung der Verbandstücke durch Verbindung derselben in der Richtung ihrer Dicke.

Wo ferner die Hochbaukonstruktionen das Zusammensetzen von Verbandstücken unter rechtem, spitzem oder stumpfem Winkel, also eine Winkelverbindung erfordern, bezweckt der Holzverband entweder:

- d) den Winkelverband in einer Ebene, oder
- e) den Winkelverband in zwei oder in mehreren parallelen Ebenen.

Nach jedem vorliegenden besonderen Bedürfnisse bezweckt der Holzverband eine Verbindung nach einer Richtung, nach zwei oder nach drei zu einander



fenkrechten Richtungen, wovon jede der ersten beiden Verbindungen eine verhältnismäßig feste und nur die letztere eine vollkommen feste Verbindung ist.

Jede Vereinigung zweier hölzerner Verbandstücke wird durch die dem jeweiligen Zwecke entsprechende Form ihrer Berührungsflächen oder Fugen, und zwar — je nachdem nur eine Verbindung oder eine Befestigung derselben nötig ist — ohne oder mit Anwendung besonderer hölzerner oder eiserner Befestigungsmittel bewirkt. Sowohl die Form der Fuge, als auch die Form und Lage des Befestigungsmittels hängen von der Festigkeit und der eigentümlichen Faserstruktur des Holzes ab. Während Zug- und Druckfestigkeit des Holzes nicht wesentlich verschieden sind, da letztere zwischen etwa  $\frac{3}{4}$  bis  $\frac{7}{8}$  der ersteren schwankt, so ist die Schubfestigkeit deselben sehr verschieden, je nachdem die Schubkraft parallel oder senkrecht zur Richtung der Fasern wirkt, da die erstere nur zu etwa  $\frac{2}{7}$  der letzteren angenommen werden kann. Alle Holzverbände sind daher so anzuordnen, daß, wo möglich, nur die Druck- oder Zugfestigkeit des Holzes und seine Schubfestigkeit senkrecht zu seiner Faserrichtung zur Wirkung kommen und daß, wo seine Schubfestigkeit parallel zu seiner Faserrichtung in Anspruch genommen werden muß, Form und Maß der Fuge der verhältnismäßig geringeren Leistungsfähigkeit des Holzes vollkommen entsprechen.

Zur Erhöhung ihrer Dauer sind die Holzverbände möglichst so anzuordnen, daß das Eindringen von Feuchtigkeit in die Fuge, also das Entstehen von Fäulnis in derselben, thunlichst verhütet wird, oder man hat, wo das Eindringen von Nässe nicht zu verhindern ist, dieselben wenigstens so anzuordnen, daß die Nässe leicht abziehen kann und die Luft Zutritt hat, um das Austrocknen zu befördern.

Die Form der Fuge muß stets das An- oder Ineinanderfügen der Verbandstücke gestatten; sie stellt also, da die letzteren auf dem umgekehrten Wege auseinander genommen werden können, an und für sich eine Verbindung, nicht aber eine Befestigung her. Sie reicht für sich nur in den Fällen aus, wo das Verschieben nach einer oder nach zwei zu einander senkrechten Richtungen zu vermeiden ist, und gestattet in diesen Fällen, eine Verbindung herzustellen, welche die Befestigung der Verbandstücke ersetzt. Zur Verbindung von Balken und Pfählen, als Verbandstücken mit kurzen Fugen, dienen: der Stofs, das Blatt, die Verfassung, der Zapfen, die Klaue und der Kamm; zur Verbindung von Balken, Pfählen, Bohlen und Brettern, als Verbandstücken mit langen Fugen, dienen: das Säumen der Fugen, der Falz, die Verschränkung, die Verzahnung, die Spundung, die Verzapfung, die Verzinkung, Nut und Feder und das Anschäften, welche mit den erstgenannten Verbindungen verwandt, und zwar teils Verlängerungen, teils Wiederholungen derselben sind. Eine Uebersicht über diese Grundformen der Fuge, worin die verwandten Formen gegenüber gestellt sind, gibt die umstehende Tafel.

112.  
Verbindungs-  
weise.

113.  
Grundformen  
der Fuge.

#### a) Befestigungsmittel.

Da die Form der Fuge für sich allein nicht ausreicht, um eine Befestigung der Verbandstücke herzustellen, so wendet man hierzu besondere Verbandstücke an, welche nach Maßgabe der an sie gestellten Anforderungen entweder aus hartem Holz oder aus Eisen, und zwar, je nach der Art ihrer Beanspruchung, aus Schmiedeeisen, aus Gußeisen oder aus beiden zugleich bestehen.



# Grundformen der Fuge.

Kurze Fugen (Balken).		Lange Fugen (Bretter und Bohlen).	
Stoß (Stößen).	Stoß auf Gehrung	Stumpfe Fuge (Säumen)	Ia
	Gerader Stoß	Schräge Fuge (Messern)	IIa
	Stoß auf Gehrung	Fuge auf Gehrung	IIIa
Blatt (Verblatten).	Gerades Blatt	Falz (Verfälsung)	IVa
	Schräges Blatt	Verfchränkung	VIa
	Gerades Hakenblatt	Verzahnung	IXa
	Schräges Hakenblatt	Keilspundung	Xa
Verfälsung (Verfälszen).	Gerade Verfälszung		
	Schräge Verfälszung		
	Gebrochene Verfälszung		
	Einfache Verfälszung		
	Doppelte Verfälszung		
Klaue (Anklauen).	Einfache Klaue		
	Klaue mit Zapfen im Neß		

Zapfen (Verzapfen).	Blattzapfen	XV	Verzapfung	XVa
	Schlitz- oder Scherzapfen	XVI	Nut und Feder	XVb
	Nutzapfen	XVII	Quadratspundung	XVIIa
	Keilzapfen	XVIII	Nuten auf den Grat	XVIIIa
	Brutzapfen	XIX		
	Weißschwanzzapfen (mit Keil)	XX		
	Kreuzzapfen	XXI	Anfchäften	XXIa
Kamm (Verkämnen).	Einfacher Kamm	XXII	Nut und Feder	XXIIa
	Doppelter Kamm	XXIII	Desgl.	XXIIIa
	Schwalbenschwanzkamm	XXIV	Verzinkung	XXIVa
	Weißschwanzkamm	XXV	Verdeckte Verzinkung	XXIVb
	Kreuzkamm	XXVI		



## 1) Befestigungsmittel aus Holz.

114.  
Dollen.

Die wichtigsten hölzernen Befestigungsmittel sind Dollen, Dübel und Federn, Nägel, Keile, Klammern und Laschen.

α) Die Dollen (siehe Fig. 274 u. 304) dienen zum Befestigen von Balken bei ihrer Verlängerung oder Winkelverbindung und bestehen in cylindrischen oder vier- und mehrseitig prismatischen Holzstückchen, welche bezw. die ganze bis halbe und die halbe Dicke der Verbandstücke zur Länge und  $\frac{1}{10}$  bis  $\frac{1}{5}$  derselben zur Stärke erhalten. Die Dollen, welche erst unten, dann oben mit Anwendung von heißem Teer oder Leim in ihre Sitze fest eingetrieben werden, sind außen nicht sichtbar.

115.  
Dübel.

β) Die Dübel (siehe Fig. 322 bis 324 <sup>72)</sup>) sollen das Verschieben aufeinander gelegter Verbandstücke nach einer Richtung verhindern und bestehen in prismatischen Holzstücken mit meist quadratischem oder rechteckigem, bisweilen doppelt schwalbenschwanzförmigem Querschnitt. Sie erhalten die halbe bis ganze Breite ihrer Verbandstücke zur Länge, je nachdem sie verdeckt oder äußerlich sichtbar sein sollen, ihre halbe bis viertel Höhe zur Breite und  $\frac{1}{10}$  bis  $\frac{1}{6}$  dieser Höhe zur Dicke. Um die äußerlich sichtbaren Dübel beim Schwinden der Verbandstücke nachzutreiben zu können, erhalten sie vorteilhaft die Form schlanker Keile.

116.  
Nägel.

γ) Die Nägel (siehe Fig. 278, 289, 291, 297, 299 u. 300) dienen zum Befestigen von übereinander verlegten Verbandstücken und bestehen in vier- bis achtfseitigen prismatischen Holzstückchen, welche bei einer Stärke von 1 bis 3 cm die Höhe beider Verbandstücke zur Länge erhalten und in vorher gebohrte Nagellöcher eingetrieben werden. Durch konische Erweiterung der Nagellöcher nach außen und durch Eintreiben kleiner Keile in die Hirnenden der Nägel lassen sich ihre Enden nach Art versenkter Nietköpfe verdicken, wodurch die Befestigung der Verbandstücke nach der Längsachse der Nägel wesentlich erhöht wird.

117.  
Keile.

δ) Die Keile (siehe Fig. 279, 280 u. 296) kommen als einfache und als doppelte zur Verwendung. Die ersteren dienen teils zum Aneinanderpressen von Verbandstücken, teils zum Auseinandertreiben von Zapfen und Nägeln innerhalb ihrer Sitze, die letzteren zum Auseinanderpressen paralleler Fugen behufs dichterem Anschlusses der Verbandstücke, wie z. B. bei der Verdübelung von Balken (siehe Fig. 324).

118.  
Klammern.

ε) Die Klammern dienen zum Befestigen nebeneinander befindlicher Verbandstücke und besitzen die Form eines doppelten Schwalbenschwanzes, welcher verdeckt oder äußerlich sichtbar eingelegt wird, die Hälfte seiner Länge zur Breite und  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{3}$  seiner Breite zur Dicke erhält.

## 2) Befestigungsmittel aus Eisen.

Die wichtigsten eisernen Befestigungsmittel sind Schrauben, Nägel, Klammern, Schienen, Ringe, Anker und Hängeeisen.

119.  
Schrauben.

ζ) Die Schrauben dienen zum dichten Aneinanderpressen der Verbandstücke. Bei Balken und starken Bohlen wendet man Kopfschrauben (Schraubenbolzen), bei schwachen Bohlen und Brettern fog. Holzschrauben an.

α) Die Schraubenbolzen (siehe Fig. 285, 287 u. 320 bis 330) erhalten Längen und Dicken, welche bezw. der Stärke der Verbandstücke und dem erforderlichen Grade der Zusammenpressung entsprechen müssen und in den einzelnen Fällen verschieden sind. Ueber die zu wählenden Abmessungen der Bolzen, Köpfe, Muttern

<sup>72)</sup> Siehe die Fußnote 66 auf Seite 88.




und Unterlagsplättchen ist im folgenden Abschnitt (Kap. I, unter b) das Erforderliche zu finden.

b) Die Holzschrauben erhalten, je nachdem sie verfenkt werden sollen oder nicht, bzw. einen umgekehrt konischen oder fast halbkugelförmigen Kopf, welcher jederzeit mit einem Einschnitte zum Einsetzen des Schraubenziehers versehen ist, und eine schlank konische Spindel mit Schraubengängen, welche im Querschnitt ein rechtwinkeliges, meist gleichschenkeliges Dreieck zeigen.

γ) Die Nägel (siehe Fig. 271, 277, 310 u. 317) dienen ebenfalls zum Aneinanderpressen der Verbandstücke, erhalten je nach ihrem besonderen Zwecke schlanke, keilförmig zulaufende Schäfte mit dreieckigem, rechteckigem oder quadratischem Querschnitt oder cylindrische Schäfte und höhere pyramidenförmige, halbkugelförmige, flache oder konische Köpfe von quadratischer, ovaler oder runder Grundform. Hiernach unterscheidet man die Nägel im engeren Sinne, die Spieker, die Querköpfe, und die gewöhnlich aus ungeglühtem Eisendraht maschinell hergestellten Drahtstifte. Die größeren Nägel (Leiftnägel), welche zur Befestigung der größeren Verbandstücke dienen und auf besondere Bestellung bis zu 50 cm Länge und darüber geschmiedet werden, sind in Längen von 15 bis 30 cm im Handel, während die kleineren Nägel, Spieker und Querköpfe, je nachdem sie zum Befestigen von Bohlen oder Brettern dienen, Längen von 5 bis 15 cm und die Drahtstifte Längen von 1 bis 20 cm bei 0,25 bis 6,00 mm Schaftdurchmesser erhalten.

120.  
Nägel.

δ) Die Klammern (siehe Fig. 270 u. 276) dienen teils zum Zusammenhalten zweier gestossener Balkenstücke und bilden dann  förmig gebogene, sog. Hakenklammern mit 20 bis 40 cm langem Zwischenstück und kürzeren, entweder spitzen Enden (Fig. 270), welche mit dem Hammer eingetrieben, oder stumpfen Enden, welche paarweise sich gegenüber eingelassen und durch Schrauben angezogen werden, teils zum Festhalten anderer Befestigungsstücke mit 5 bis 10 cm langem Zwischenstück und mindestens ebenso langen spitzen Enden (Fig. 276).

121.  
Klammern.

ε) Die Schienen (siehe Fig. 272, 277 u. 281) dienen ebenfalls zum Zusammenhalten gestossener Balken und bestehen aus Flacheisen, welche paarweise einander gegenüber auf die Balken gelegt oder in dieselben eingelassen und entweder festgenagelt oder durch Schraubenbolzen angezogen werden.

122.  
Schienen.

Die Stärke jener Hakenklammern und dieser Schienen, sowie die erforderliche Zahl und Stärke der Schraubenbolzen und Nägel hängen von dem Zuge ab, welchen ein Balken auf den anderen übertragen soll und welchem die ersteren mit ihrer Zugfestigkeit, die letzteren mit ihrer Schubfestigkeit zu widerstehen haben.

ζ) Die Ringe (siehe Fig. 274 u. 282) sind kreisförmig gebogene Flacheisen, welche entweder die Verschiebung gestossener, lotrechter Pfähle verhindern sollen und dann in dieselben eingelassen werden und aus einem Stück bestehen, oder die durch Ueberblattung oder Verzapfung verbundenen Pfähle zusammenhalten sollen und dann aus je zwei durch ein Gelenk verbundenen Hälften bestehen, welche in die Stämme eingelassen und durch ineinander greifende Oesen und Stifte zusammengehalten werden.

123.  
Ringe.

λ) Die Anker, welche zur Verbindung der Balken mit dem Mauerwerk dienen, die sog. Gebälk- oder Balkenanker, bestehen aus Flacheisen, welche an dem im Mauerwerk steckenden oder außerhalb der Mauer befindlichen Ende mit der zur Aufnahme eines eisernen Splintes erforderlichen Oese versehen, am anderen, dem Balken anliegenden Ende etwas übergebogen und durch Nägel nebst Klammer mit

124.  
Anker.



dem Balken fest verbunden sind. (Ueber Einzelheiten in der Gestaltung solcher Anker siehe den nächsten Abschnitt, Kap. 5.)

125.  
Hängeeisen.

μ) Die Hängeeisen (siehe Fig. 360, 367, 369 u. 372), welche zur Verbindung lotrechter und wagrechter Balken dienen, werden an die ersteren (Hängefäulen) ebenso wie die Schienen, und zwar mittels der erforderlichen Zahl von Schraubenbolzen, angegeschlossen, während sie unten entweder unmittelbar verbunden sind, also aus einem Stücke bestehen, oder in Schraubenspindeln endigen, durch welche je ein die wagrechten Balken unterstützendes eisernes Querplättchen gesteckt und mittels je zweier starker Muttern angezogen wird. Nur wenn die Hängefäulen durch eine meist runde Hängestange (siehe Fig. 363) ersetzt werden, läßt man dieselbe durch die Unterzüge reichen, versteht sie unten mit einer Spindel und unterstützt die letzteren durch einen kurzen schmiedeeisernen Sattel, welchen man mittels einer Mutter anzieht.

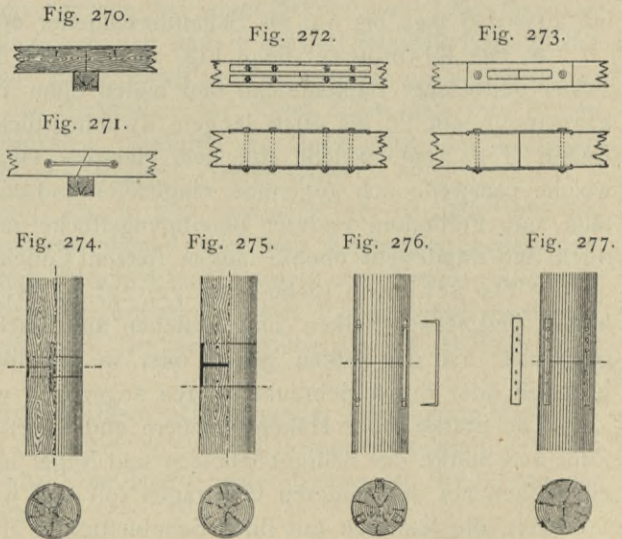
### b) Holzverbände.

#### 1) Verlängerung der Verbandstücke (Balken).

126.  
Gerader  
und schräger  
Stofs.

α) Der gerade Stofs (I<sup>73</sup>) dient zur wagrechten und lotrechten Verlängerung; er fordert im ersteren Falle eine Unterstützung an der gestofsenen Stelle und widersteht nur einem Druck nach der Längsachse der gestofsenen Balken oder Pfähle. Das

seitliche Verschieben und das Auseinanderziehen derselben werden durch Anwendung von eisernen Klammern (Fig. 270), Schienen und von Platten mittels Schraubenbolzen (Fig. 272 u. 273) verhindert. Bei der lotrechten Verlängerung oder beim Aufpfropfen von Pfosten und Pfählen wird der gerade Stofs in Verbindung mit eingelassenem schmiedeeisernem Ringe und hölzernen oder eisernen Dollen (Fig. 274), mit gusseisernem Zwischenstück (Fig. 275), mit mehreren schmiedeeisernen Klammern (Fig. 276) oder mit mehreren schmiedeeisernen



Schienen, welche über den Stofs genagelt und, zur Vermeidung von Verbiegungen durch Druck und Stofs, mit nach der Längsachse ovalen Nagellöchern versehen werden (Fig. 277), angewendet. Diese Verbindungen eignen sich besonders zum Aufpfropfen von Rammpfählen für Pfahlrostgründungen, weil sie die Pfähle beim Einrammen am meisten gegen das Spalten oder Splintern schützen.

β) Der schräge Stofs (II) dient zur wagrechten Verlängerung, erhält eine Neigung von 2 : 1, leistet übrigens nicht mehr, als der gerade Stofs, und wird meist durch die bei diesem angeführten eisernen Befestigungsmittel gegen seitliches Verschieben und Auseinanderziehen nach der Längsachse der Balken gesichert (Fig. 271).

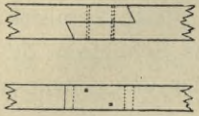
<sup>73</sup>) Die eingeklammerten römischen Zahlen verweisen auf die ihnen entsprechenden Nummern der Tabelle »Grundformen der Fuge« auf S. 96 u. 97.



γ) Das gerade Blatt (IV) dient zur Verlängerung wagrechter Verbandstücke, welche sich bei einer Stärke von derselben Balkenhöhe wechselseitig um das Doppelte der Balkenhöhe übergreifen und durch hölzerne, etwas versetzte Nägel befestigt werden. Hierbei hebt sich das gerade Blatt mit schrägen Hirnschnitten (Fig. 278) weniger leicht aus, als dasjenige mit geraden Schnitten. Beide bedürfen einer Unterfützung unter der Verbandstelle und werden nur zur Verbindung höherer Balken verwendet.

127.  
Gerades  
und schräges  
Blatt.

Fig. 278.



δ) Das schräge Blatt (V) wird, wie das gerade, nur bei niedrigeren Balken angewendet, erhält jedoch das Dreifache der Balkenhöhe zum Uebergreif, während die lotrechten Einschnitte nur  $\frac{1}{6}$  derselben betragen. Auch hier erfolgt eine Befestigung durch versetzte Holznägel.

ε) Das gerade Hakenblatt (VI) mit geraden oder schrägen Hirnschnitten bezweckt die Verlängerung wagrechter Verbandstücke, welche zugleich dem Auseinanderziehen widerstehen sollen und, wenn noch das seitliche Verschieben derselben verhindert werden soll, durch hölzerne Nägel befestigt werden. Auch das gerade Hakenblatt mit schrägen Hirnschnitten, welches statt der Holznägel einen Doppelkeil (Fig. 279)

128.  
Gerades  
und schräges  
Hakenblatt.

Fig. 279.

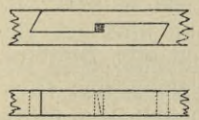
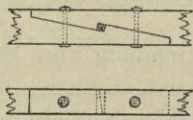


Fig. 280.



erhält, verhindert gleichzeitig Aushebung und seitliche Verschiebung.

ζ) Das schräge Hakenblatt (VII) wird zu demselben Zwecke, wie das gerade, und zwar ohne und mit Doppelkeil, angewendet. Besonders im ersteren Falle befestigt man die Verbandstücke mit je zwei Holznägeln oder besser mit je zwei Schraubenbolzen (Fig. 280).

Die beiden zuletzt genannten Verbindungen lassen sich vom Zimmermann leicht mittels Winkeleisen, Säge und Beil herstellen, während Längenverbindungen, wie das fog. verdeckte Hakenblatt und der verborgene Hakenkamm mit schrägen Schnitten, die Anwendung des Stemmeisens erfordern und gleichwohl nicht mehr oder nicht weniger als jene leisten.

Fig. 281.

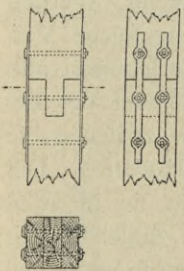


Fig. 282.



η) Der Nutzapfen (XVII) dient zur lotrechten, feltener zur wagrechten Verlängerung beschlagener Pfoften oder Balken, welche durch hölzerne Nägel, besser durch schmiedeeiserne Schienen in Verbindung mit Schraubenbolzen aneinander befestigt werden (Fig. 281).

129.  
Nut- und  
Kreuzzapfen.

θ) Der Kreuzzapfen (XXI) wird ausschließlich zur lotrechten Verlängerung von Pfählen, und zwar in Verbindung mit den unter den Befestigungsmitteln erwähnten zweiteiligen Ringen (Fig. 282) verwendet und eignet sich besser zum Aufpropfen von Pfählen mit ruhender Belastung, als von Ramppfählen, da er das Spalten und Splittern derselben befördert.

## 2) Verbreiterung der Verbandstücke (Bretter und Bohlen).

α) Die gerade oder stumpfe Fuge (Ia), die mit dem Handfughobel durch das »Fugen« oder »Säumen« hergestellt wird und dem geraden Stofs entspricht, gefattet zwar das dichte Aneinanderlegen der Bohlen und Bretter auf geeigneter Unterlage, erfordert aber zu ihrer Befestigung innerhalb der Fuge, abgesehen von der bei Brettern üblichen Verleimung oder schrägen Nagelung, die Anwendung hölzerner Dollen oder Dübel.

130.  
Gerade  
und schräge  
Fuge.



β) Die schräge oder spitze Fuge (IIa) entspricht dem schrägen Stofs, wird mittels des Hobels durch das »Meßern« hergestellt, jedoch nicht spitzer als unter einem Winkel von 45 Grad, und gestattet zwar eine lotrechte Nagelung, aber nicht die Verbindung mit Dollen oder Dübeln.

<sup>131.</sup>  
Falz. γ) Der Falz (IV a) entspricht dem geraden Blatt, bildet also eine gebrochene Fuge, deren Breite und Tiefe gewöhnlich der halben Bohlenstärke gleich kommen. Das Falzen (die Ueberfalzung, die halbe Spundung) bezweckt das Schließen der Fuge durch Uebergreifen der Verbandstücke und wird bei wagrechter und geneigter Lage, sowie bei lotrechter Stellung von Brettern angewendet.

<sup>132.</sup>  
Spundung. δ) Die Spundung entspricht der Verzapfung und bezweckt das Ineinandergreifen der Verbandstücke mittels einer Vertiefung (Nut) und einer Erhöhung (Spund), welche genau ineinander greifen müssen. Je nachdem dieser Spund drei- oder rechteckig ist, unterscheidet man die Keilspundung (Xa) und die Quadratspundung (XVIIa), wovon die erstere in verschiedenen Formen vorkommt, die letztere zur Verbindung von Brettern und Bohlen (Spundwände) Anwendung findet (siehe Fig. 313 bis 316 u. Fig. 318).

<sup>133.</sup>  
Nut und Feder. ε) Nut und Feder (XVb) dienen zur Verbindung von Bohlen oder Brettern, welche an den Seiten sämtlich durchgehende Nuten erhalten, in welche eine ebenfalls durchgehende, aus härterem Holze oder aus starkem Zinklech bestehende Feder eingefchaltet wird.

### 3) Verstärkung der Verbandstücke (Balken).

<sup>134.</sup>  
Verschiedenheit. Die Verstärkung von Balken gestaltet sich verschieden, je nachdem sie in wagrechter und geneigter Lage oder in lotrechter Stellung belastet werden sollen.

Werden zwei Balken der Länge nach wagrecht übereinander gelegt und symmetrisch so belastet, daß sie sich durchbiegen, so verschieben sich ihre Berührungsflächen in der Balkenmitte nicht und von da nach beiden Seiten um so mehr, je näher sie den Balkenenden rücken, wo diese Verschiebung ihr Höchstmaß erreicht. Werden nun jene Balken an ihren Berührungsflächen so verbunden, daß eine solche Verschiebung nicht eintreten kann, so wird zugleich ihre Durchbiegung erschwert, also ihre Tragfähigkeit vermehrt. Dieser Zweck wird teils durch die Form der Berührungsfläche (Verzahnung), teils durch Dübel erreicht, welche man zwischen die beiden Balken schiebt und in dieselben etwas eingreifen läßt (Verdübelung). Um den dichten Anschluß der Balken aneinander zu bewirken, werden sie in allen diesen Fällen durch Schraubenbolzen gegeneinander geprefst, welche zugleich ihrer Verschiebung entgegenwirken, überhaupt die anfangs getrennten Balken so verbinden sollen, daß sie als ein einziger Balken wirken.

<sup>135.</sup>  
Verzahnung. α) Die Verzahnung (IX a). Die Zähne erhalten eine Länge von 0,8 bis 1,0 und eine Höhe von 0,1 der ganzen Balkenstärke (siehe Fig. 320 u. 321) und werden zum Zwecke des genauen Ineinandergreifens sorgfältig abgehobelt. Wo infolge ungenauer Arbeit zwischen den einzelnen Zähnen Lücken bleiben, pflegt man dieselben durch feitliches Eintreiben schlanker Keile von hartem Holze auszufüllen, ein Mittel, welches man gleichzeitig zu dem Zwecke anwendet, um das Ineinanderpfeßen der Zähne an ihren Hirnflächen zu verhindern. Da bei und nach dem Eintreiben der Keile Langholz auf Hirnholz drückt und die Keile ihrer Breite nach allmählich schwinden und dann wegen des Widerstandes der Schraubenbolzen kaum mit dem gewünschten Erfolge nachgetrieben werden können, so empfiehlt es sich, statt der hölzernen Keile



hinreichend breite Plättchen aus Zink-, Kupfer- oder Eisenblech zwischen die Hirnholzflächen der Zähne zu legen, diese letzteren aber mit möglichster Genauigkeit zu bearbeiten. Da indes das allseitige dichte Ineinandergreifen der Zähne schwer zu erreichen ist und die Verzahnung überdies eine Schwächung der Balken um 0,2 ihres Gesamtquerschnittes mit sich bringt, so ersetzt man die Verzahnung häufig durch

β) die Verdübelung (siehe Fig. 322 bis 324). Die Dübel, welche die Stelle der Zähne vertreten und samt ihren Sitzen sich leichter, wie die letzteren, genau bearbeiten lassen, sind prismatische, besser schwach keilförmige Stücke aus hartem Holze, welche man in das Innere der Balken, also verdeckt, einlegt oder besser, um sie längs der vollen Breite der Balken wirken zu lassen, über die Seitenflächen der Balken etwas hervorragen läßt. Man verlegt sie theils parallel, theils geneigt zu den Berührungsflächen der Balken, indes, um das Ineinanderspinnen an den lotrechten Berührungsflächen der Dübel und Balken möglichst zu verhindern, so, daß ihr Hirnholz auf dasjenige der Balken trifft. Die Dicke der Dübel wechselt in der Praxis zwischen  $\frac{1}{10}$  und  $\frac{1}{6}$  der gefamten Balkenhöhe. Länge und Verteilung der Dübel wechseln mit der Zahl und Abmessung der verdübelten Balken, sowie mit der Beschaffenheit der angewendeten Holzarten und ergeben sich aus der folgenden Berechnung.

136.  
Verdübelung

Die Dübel haben unter Einwirkung der wagrechten Schubkraft sowohl dem Zerdrücken, als dem Abfchern zu widerstehen; auch darf das Abfchern des zwischen zwei Dübeln befindlichen Balkenstückes nicht eintreten. Bezeichnen  $Q$  die in einem beliebigen Querschnitte wirkende Querkraft,  $\mathcal{J}$  das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes und  $S_{z_1}^{a_1}$  das statische Moment des zwischen der äußersten und der im Abfande  $z_1$  von der neutralen Achse gelegenen Faferfschicht befindlichen Flächenteiles, so ist die wagrechte, auf die Längeneinheit wirkende Schubkraft <sup>74)</sup>

$$H = \frac{Q}{\mathcal{J}} S_{z_1}^{a_1}, \dots \dots \dots 1.$$

welche demnach sowohl von der äußersten nach der neutralen Faferfschicht hin, als auch von der Trägermitte nach den Trägerenden hin zunimmt, daher in der neutralen Faferfschicht und in den beiden über den Stützen befindlichen lotrechten Ebenen je ein relatives und da, wo jene neutrale Schicht und diese lotrechten Ebenen zusammentreffen, ihr absolutes Höchstmaks erreicht.

Für Träger aus mehreren verdübelten Balken von der Breite  $b$  und Gefamthöhe  $h$ , welche durch Schraubenbolzen vom Durchmesser  $d$  zusammengehalten sind, ergeben sich mit Bezug auf die Bezeichnungen in Fig. 283 das Trägheitsmoment <sup>75)</sup>

Fig. 283. 
$$\mathcal{J} = \frac{b-d}{12} [h^3 - h_1^3 + h_2^3 - h_3^3 + h_4^3 - \dots], \dots \dots 2.$$

und das auf die neutrale Faferfschicht bezogene statische Moment

$$S_0 \frac{h}{2} = \frac{b-d}{8} [h^2 - h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + h_4^2 - \dots]; \dots \dots 3.$$

mithin, wenn die beiden Werte eingeführt werden, die in der neutralen Faferfschicht wirkende Schubkraft

$$H = \frac{3}{2} Q \left[ \frac{h^2 - h_1^2 + h_2^2 - h_3^2 + h_4^2 - \dots}{h^3 - h_1^3 + h_2^3 - h_3^3 + h_4^3 - \dots} \right], \dots \dots 4.$$

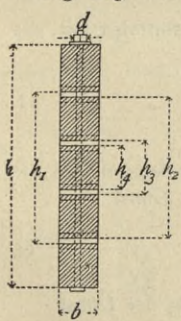
oder, wenn von der Verfschwächung durch die zwischen den einzelnen Balken befindlichen Zwischenräume abgesehen werden kann, annäherungsweise

$$H = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h} \dots \dots \dots 5.$$

Diese Gleichung gilt für Träger mit zwei verdübelten Balken, bei welchen die Dübel längs der neutralen Faferfschicht angeordnet sind. Bei Trägern mit drei verdübelten Balken wird für jede der beiden um  $\frac{h}{6}$  von der neutralen Faferfschicht abstehenden Dübelschichten der Schubkraft

<sup>74)</sup> Nach Gleichung 74, S. 286 (2. Aufl.: Gleichung 56, S. 76; 3. Aufl.: Gleichung 89, S. 102) in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

<sup>75)</sup> Nach Gleichung 43, S. 266 (2. Aufl.: Gleichung 19, S. 33; 3. Aufl.: Gleichung 19, S. 35) ebendaf.



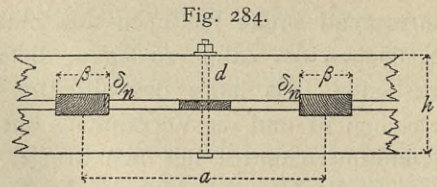


$$H = \frac{4}{3} \cdot \frac{Q}{h} \dots \dots \dots 6.$$

Wird allgemein die wagrechte Schubkraft

$$H = a \frac{Q}{h} \dots \dots \dots 7.$$

gesetzt, so ist für den Fall des Gleichgewichtes, wenn  $m$  Schrauben mit der Reibung  $R$  auf den Abstand  $a$  je zweier



Dübel kommen,  $b$  die Breite der Balken und  $\frac{\delta}{n}$  den Eingriff eines Dübels in einen Balken bezeichnen, wenn das Zerdrücken des Balkens, bezw. Dübels nicht stattfinden soll, unter Hinweis auf Fig. 284

$$Ha - Rm = p \frac{b\delta}{n}, \dots \dots \dots 8.$$

worin  $p$  die kleinste zulässige Pressung für die Flächeneinheit bedeutet. Wird hierin der allgemeine Wert von  $H$  aus Gleichung 7 eingeführt und angenommen, daß der Querschnitt  $\frac{\pi d^2}{4}$  jedes Schraubenbolzens die volle Zugfestigkeit  $s$  der Flächeneinheit auszuhalten hat, so ist, wenn  $\mu$  den Reibungskoeffizienten von Holz auf Holz bezeichnet, die größte zulässige Entfernung der Dübel

$$a = \frac{h}{a Q} \left( p \frac{b\delta}{n} + \mu m s \frac{\pi d^2}{4} \right), \dots \dots \dots 9.$$

worin  $\mu = 0,5$ ,  $m = \frac{1}{2}$  und  $d = \frac{b}{10}$  angenommen werden kann.

Wenn das Abfchern des Dübels nicht stattfinden soll, so ist, wenn die durch den Bolzen erzeugte Reibung durch hölzerne Einlagen aufgehoben wird, wenn ferner  $v$  die Schubfestigkeit des Dübelholzes und  $\beta$  die Breite des Dübels bedeuten, für den Fall des Gleichgewichtes

$$Ha - Rm = v b \beta \dots \dots \dots 10.$$

Soll gleiche Sicherheit gegen Zerdrücken und Abfchern der Dübel bestehen, so erhält man durch Verbindung der Gleichungen 8 und 10 allgemein die Breite des Dübels

$$\beta = \frac{p}{v} \cdot \frac{\delta}{n}, \dots \dots \dots 11.$$

und, wenn  $\frac{p}{v} = \frac{480}{80}$  gesetzt wird, für diesen besonderen Fall

$$\beta = 6 \frac{\delta}{n},$$

also gleich dem 6fachen ihres Eingriffes in einen Balken.

Damit das Abfchern des zwischen zwei Dübeln befindlichen Balkenstückes nicht stattfindet, ist, wenn mit  $v$  seine Schubfestigkeit und mit  $\beta$  die Länge jedes Dübels bezeichnet wird,

$$Ha - Rm = v b (a - \beta); \dots \dots \dots 12.$$

daher darf nach Einführen der Werte  $H$  und  $R$ , wenn das Abfchern der Dübel nicht eintreten soll, die Entfernung derselben höchstens

$$a = \frac{h}{a Q - v b h} \left( \frac{m \pi \mu s}{4} d^2 - v b \beta \right) \dots \dots \dots 13.$$

betragen.

Soll endlich gleiche Sicherheit gegen Zerdrücken und Abfchern der Balken vorhanden sein, so erhält man durch Verbindung der Gleichungen 8 und 12 allgemein die Entfernung der Dübel

$$a = \beta + \frac{p}{v} \cdot \frac{\delta}{n}; \dots \dots \dots 14.$$

mithin, wenn wieder  $\frac{p}{v} = \frac{480}{60}$  gesetzt wird, für diesen besonderen Fall die Entfernung der Dübel

$$a = \beta + 8 \frac{\delta}{n}, \dots \dots \dots 15.$$

also gleich ihrer Breite, vermehrt um das 8fache ihres Eingriffes in einen Balken.

γ) Die Verschränkung (VIa) dient besonders zur Verstärkung lotrechter Verbandstücke, wie Eckpfeilen und Hängesäulen, und erfordert das genaue Ineinandergreifen der Balken, wobei die rechteckigen Eingriffe die ein- bis zweifache



Länge und eine Dicke von je  $\frac{1}{10}$  der ganzen Balkenstärke erhalten, während die zum festen Aneinanderschließen der Verbandstücke notwendigen Schraubenbolzen je nach der Beanspruchung der Balken durch die Mitte jedes oder jedes dritten Eingriffes gezogen werden.

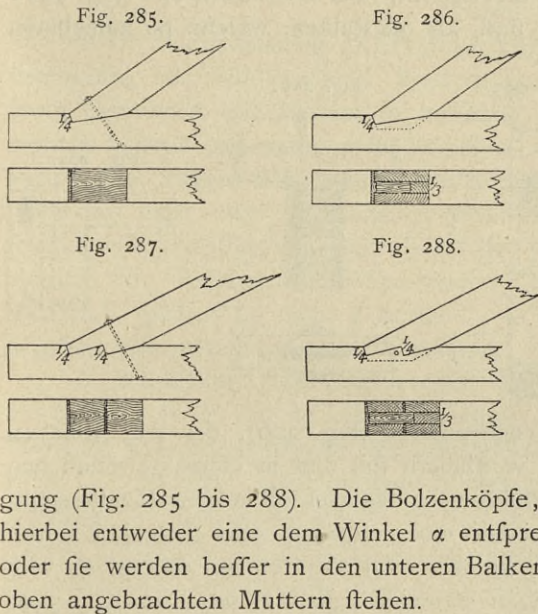
#### 4) Winkelverband von Balken, Brettern und Bohlen in einer Ebene.

α) Der Stofs auf Gehrung (III) dient zur Verbindung von je zwei Brettern meist unter einem rechten Winkel, indem man ihre Enden unter einem Winkel von 45 Grad abschneidet und stumpf zusammenstößt. Als Befestigungsmittel dienen Leim oder Nägel, Dübel und Klammern. Zur Winkelverbindung von Brettern nach ihrer Länge dient die schräge Fuge.

138.  
Gehrung.

β) Die Verfassung dient zum Zusammenfügen von Verbandstücken teils unter einem rechten, teils unter einem spitzen Winkel  $\alpha$ . Im ersteren Falle unterscheidet

139.  
Verfassung.

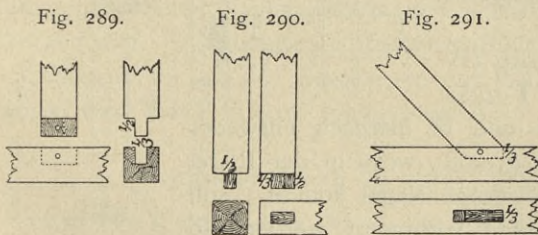


man die gerade (VIII), schräge (IX) und gebrochene (X) Verfassung ohne oder mit Zapfen, welche zu ihrer Befestigung eiserner Klammern oder Bänder bedürfen, im letzteren Falle die einfache (XI) und doppelte (XII) Verfassung, je nachdem sie bei minder oder mehr spitzen Winkeln angewendet wird. In beiden Fällen erhält die Verbindung entweder durch einen Zapfen mit Holznagel zur Vermeidung des Abhebens (Zapfenverfassung) oder durch einen schrägen Schraubenbolzen (Bolzenverfassung) ihre eigentliche Befesti-

gung (Fig. 285 bis 288). Die Bolzenköpfe, welche man unten anbringt, erhalten hierbei entweder eine dem Winkel  $\alpha$  entsprechende Neigung gegen die Bolzenachse, oder sie werden besser in den unteren Balken so eingelassen, daß sie parallel zu den oben angebrachten Muttern stehen.

γ) Der Zapfen oder die Verzapfung (XV bis XX) wird zu Winkelverbindungen sowohl in wagrechten, als auch in geneigten Ebenen angewendet und ist gerade oder schräge, wenn der von den Verbandstücken gebildete Winkel ein rechter oder spitzer ist.

140.  
Verzapfung.



Der gerade Zapfen, sowie das zugehörige Zapfenloch erhalten eine Länge von der Hälfte der Breite und eine Dicke von  $\frac{1}{3}$  der Höhe des Balkens, in welchen er eingreifen soll.

Bei Befestigung dieser Verbindung durch Holznägel gibt man dem Zapfen eine etwas grössere Länge (Fig. 289). Bei T-förmigen Balkenverbindungen erhält der gerade Zapfen die volle Breite des eingreifenden Balkens, während er bei L-förmigen Verbindungen, wie sie bei Eckpfeilen vorkommen, »geächfelt« wird, d. h. nur  $\frac{2}{3}$  seiner vollen Breite erhält (Fig. 290).

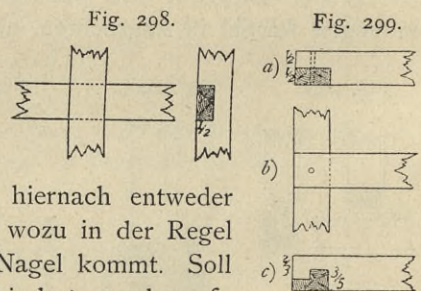
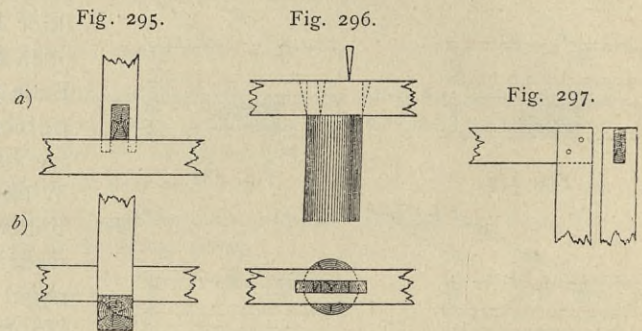
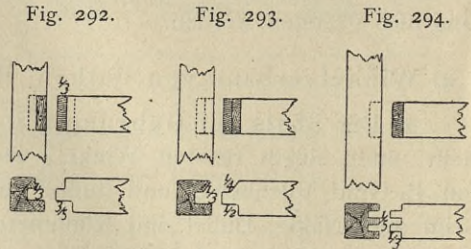


Beim schrägen Zapfen samt dem zugehörigen Zapfenloch nimmt man den spitzen Winkel  $\phi$ , daß beide eine paralleltrapezförmige Gestalt erhalten (Fig. 291), gibt ihnen übrigens ähnliche Abmessungen, wie dem geraden Zapfen, je nachdem genagelt wird oder nicht. Hierher gehört auch der zum nachträglichen Einfügen von Winkelverbänden dienende Jagdzapfen (Fig. 338). Stark belasteten Balken, an welchen der gewöhnliche gerade Zapfen leicht abbrechen würde, gibt man einen Brustzapfen (Fig. 292 u. 293). Wenn die Verbandstücke sehr stark sind, so erhalten sie Doppelzapfen mit einer Dicke von je  $\frac{1}{3}$  der Pfofen- oder Balkenlänge (Fig. 294).

Die einfachen und doppelten Blattzapfen oder Blockzapfen (Fig. 295 a u. b) erhalten solche Pfofen, die breiter sind, als die Balken, welche sie aufnehmen sollen. Muß außer seitlicher Verschiebung das Auseinanderziehen der Verbandstücke verhindert werden, so verwendet man, je nachdem der Zapfen durch das zweite Verbandstück hindurchgehen darf oder nicht,

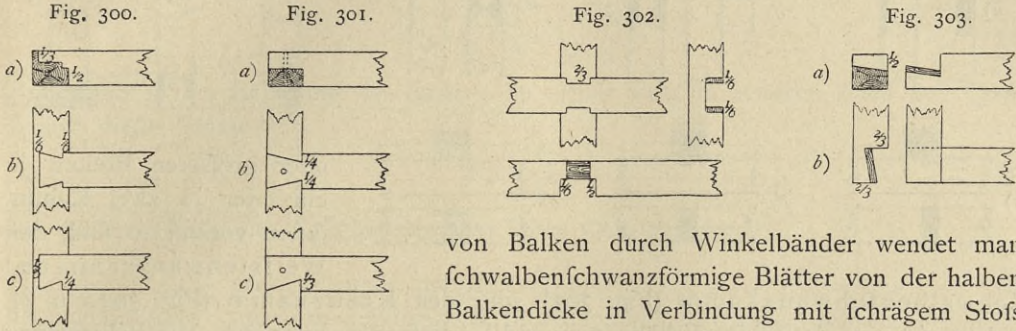
die Schwalbenschwanzzapfen oder Weisfchwanzzapfen mit Keil (XX). Dieselbe Aufgabe hat auch der bei Gründungen angewandte Keil- oder Grundzapfen (Fig. 296), der das Abheben der Rostschwellen von den Grundpfählen verhindern soll und in einem gewöhnlichen geraden Zapfen besteht, welcher nach Einführung in das nach oben schwalbenschwanzförmig erweiterte Zapfenloch durch Eintreiben eines einfachen oder doppelten Keiles nach oben schwalbenschwanzförmig so verbreitert wird, daß er das Zapfenloch vollkommen ausfüllt. Der zu Eckverbindungen dienende Schlitz- oder Scherzapfen (Fig. 297) erhält  $\frac{1}{3}$  der Stärke beider Verbandstücke zur Dicke und wird gewöhnlich durch je zwei nach der Diagonale angeordnete hölzerne Nägel befestigt.

d) Das Blatt oder die Verblattung (IV bis VII) dient zur Verbindung winkel-, T- oder kreuzförmig zusammentreffender Balken und ist hiernach entweder einfach (Fig. 299 a u. b) oder doppelt (Fig. 298), wozu in der Regel noch eine Befestigung durch je einen hölzernen Nagel kommt. Soll zugleich das Auseinanderziehen der Balken verhindert werden, so verwendet man das Hakenblatt (Fig. 299 b u. c), das Weisfchwanzblatt (Fig. 300 a u. c) oder das Schwalbenschwanzblatt (Fig. 300 a u. b), welche beiden letzteren entweder durchreichen oder nicht, d. h. mit »Brüstung« (Fig. 301 a, b, c) versehen werden. Um dieselben am Eingriff nicht zu sehr zu verschwächen, erhalten sie nicht selten eine »Verfatzung« (Fig. 301 u. 302).





Um Eckverblattungen weniger leicht verschieblich zu machen, verwendet man nicht selten das Blatt mit schrägem Schnitt (Fig. 303 *a* u. *b*). Beim Aussteifen



von Balken durch Winkelbänder wendet man schwalbenschwanzförmige Blätter von der halben Balkendicke in Verbindung mit schrägem Stofs an, wobei man die ersteren noch durch hölzerne Nägel befestigt (Fig. 339).

ε) Die Verzinkung (XXIV *a* u. XXIV *b*) dient meist zur rechtwinkligen Eckverbindung von Bohlen, bezw. Brettern und wird hergestellt, indem die Bretter an ihren Hirnenden mit Zähnen  $f_0$  versehen werden, das sie zum Eingriff gebracht werden können und dann, meist mit Hilfe von Leim, eine feste Verbindung gebildet wird. Die Zähne sind meist parallelepipedisch, in welchem Falle sie die Verschiebung nach zwei zu einander senkrechten Richtungen gestatten, oder besser schwalbenschwanzförmig, weil dann die Verschiebung nur nach einer Seite hin möglich ist. Reichen die Zähne beider Verbandstücke durch, so ist es eine offene (einfache), reichen sie nicht ganz durch, so das das Hirnholz der Zähne ausen nicht fichtbar wird, eine verdeckte Verzinkung.

142.  
Verzinkung.

ζ) Die Klaue (Geißfuß) oder die Aufklauung (XIII u. XIV) dient zur Verbindung je zweier in einer geneigten Ebene befindlicher, meist unter rechten Winkeln zusammentreffender Verbandstücke, von welchen das geneigte einen der Form des anderen entsprechenden Einschnitt erhält. Ist nun dieser Einschnitt rechtwinklig, so entsteht die einfache Klaue; ist derselbe hakenförmig und mit einem Zapfen verbunden, so entsteht die sog. Klaue mit Zapfen im Nest, welche bereits im Mittelalter bekannt war und in Süddeutschland und Oesterreich noch allgemein Verwendung, besonders beim Aufklauen der Sparren auf die Fußpfetten, findet.

143.  
Aufklauung.

η) Das Schiften oder Anschmiegen dient zur Verbindung je zweier in einer meist geneigten Ebene befindlicher, unter mehr oder minder spitzen Winkeln zusammentreffenden Verbandstücke und besteht in der genauen Ermittlung und Herstellung der Anschlußfläche des Seitenbalkens an den Hauptbalken, z. B. eines »Schiftsparrens« an den Grat sparren des Walmdaches. Die Befestigung der Verbandstücke wird durch eiserne Nägel bewirkt.

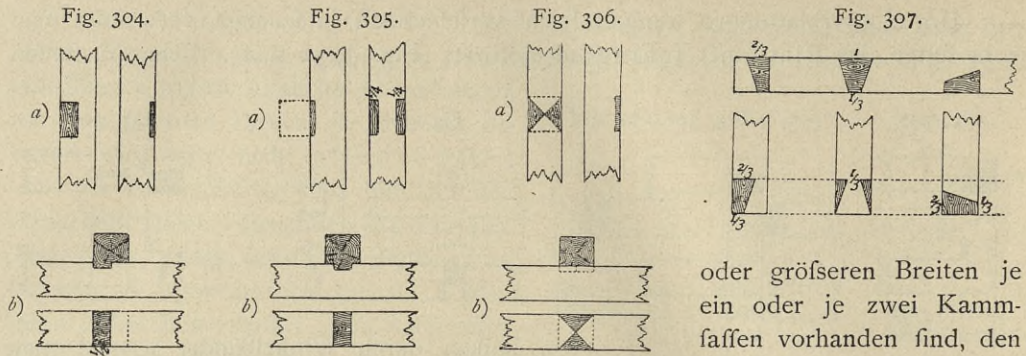
144.  
Schiften.

5) Winkelverband in zwei oder mehr parallelen Ebenen.

α) Der Kamm oder die Verkämmung (XXII bis XXVI) dient zur Verbindung kreuzförmig übereinander liegender Balken, von welchen der obere eine etwa 2 cm starke Erhöhung (den Kamm), der untere eine derselben genau entsprechende Vertiefung (die Kammsaffe) erhält. Je nachdem die Grundform beider rechteckig, weisfchwanzförmig, schwalbenschwanzförmig oder kreuzförmig ist, unterscheidet man den einfachen oder doppelten Kamm (Fig. 304 *a* u. *b*, 305 *a* u. *b*), wenn bei geringeren

145.  
Verkämmung





Schwalbenschwanzkamm (Fig. 307) und den Kreuzkamm (Fig. 304 a u. b), welcher je zwei dreieckige Erhöhungen und Vertiefungen erfordert. Wo Balkenlagen in drei übereinander befindlichen Ebenen vorkommen, wie dies bei den Balkenlagen von Holz- und Fachwerkbauten der Fall ist, wiederholen sich die zuvor genannten Verbindungen, wobei an den Ecken vorzugsweise der weifschwanzförmige, zwischen denselben der schwalbenschwanzförmige Kamm Anwendung findet. Da verkämmte Verbandstücke in der Regel durch Belastung genügend aufeinander geprefst werden, so ist die weitere Befestigung derselben durch Dollen wenig im Gebrauch.

β) Das Nuten auf den Grat (XVIIIa) dient zur Verbindung meist rechtwinkelig sich kreuzender Bretter, wobei gewöhnlich eine Bretterlage durch einzelne stärkere Bretter (Leisten) zu einer Tafel vereinigt wird. Damit das Abheben der Bretterlage nicht stattfinden kann, erhalten dieselben eine schwalbenschwanzförmig erweiterte Nut, in welche eine entsprechend geformte Feder oder Leiste eingreift, die rechtwinkelig zu den Langseiten der Bretter eingeschoben wird.

146.  
Nuten  
auf den  
Grat.

## 2. Kapitel.

### Freistützen und Pfähle.

Die im Hochbauwesen erforderlichen Freistützen kommen meist im beschlagenen Zustande, als Pfofen, zur Verwendung und haben hauptsächlich ruhende Lasten zu tragen, während die zum Grundbau dienenden durchgehenden oder zusammengesetzten Pfähle meist unbeschlagen bleiben, zwar in gleicher Weise belastet werden, aber außerdem den Stößen beim Einrammen zu widerstehen haben. Während die Pfofen meist ganz frei stehen und je nach dem Verhältnis ihrer kleinsten Querschnittsabmessung zu ihrer Länge  $\frac{h}{l}$  einem Druck oder einer seitlichen Ausbiegung ausgesetzt sind, stecken die Rostpfähle teilweise und die Grundpfähle ganz im Baugrund.

#### a) Freistützen.

Bezeichnet man mit  $E$  den Elastizitätsmodul, mit  $K$  die zulässige Beanspruchung auf einfachen Druck, mit  $C$  einen von der Endbefestigung der Stütze abhängigen Koeffizienten, so ist, wenn  $c$  einen von der Querschnittsform abhängigen Zahlenkoeffizienten und  $\frac{1}{s}$  den Sicherheitskoeffizienten bezeichnen, welcher durchschnittlich

147.  
Form und  
Stärke.



zu  $\frac{1}{10}$  angenommen werden kann, die Freistütze auf Druck oder seitliche Ausbiegung zu berechnen, je nachdem <sup>76)</sup>

$$\frac{h}{l} \geq \sqrt{\frac{K}{E}} \sqrt{\frac{s}{Cc}} \dots \dots \dots 16.$$

Bezeichnet  $P$  die Belastung der Stütze, so erhält man im ersteren Falle den Querschnitt dieser Stütze <sup>77)</sup>

$$F = \frac{P}{K}, \dots \dots \dots 17.$$

im letzteren Falle das Trägheitsmoment ihres Querschnittes <sup>78)</sup>

$$J = \frac{s l^2}{CE} P \dots \dots \dots 18.$$

Da die Querschnitte beschlagener Stützen Rechtecke sind, deren größte Seite mit  $b$  und deren kleinste Seite mit  $h$  bezeichnet werden mögen, so läßt sich im ersteren Falle aus der Beziehung

$$bh = \frac{P}{K}, \dots \dots \dots 19.$$

im letzteren Falle, worin  $c = \frac{1}{12}$  beträgt, aus

$$bh^3 = 12 \frac{s l^2}{CE} P \dots \dots \dots 20.$$

eine dieser Abmessungen ermitteln, wenn die andere angenommen ist. Da  $h < b$  ist, also höchstens  $h = b$  werden kann, so zeigt die letzte Gleichung, daß  $P$  seinen verhältnismäßig größten Wert erreicht, wenn die Stütze einen quadratischen, d. h. einen Querschnitt erhält, für welchen die Gefahr einer seitlichen Ausbiegung nach zwei zu einander senkrechten Richtungen gleich gering ist und dessen Seite

$$b = \sqrt[4]{\frac{12 s l^2}{CE} P} \dots \dots \dots 21.$$

beträgt.

Der zulässige Druck auf die Flächeneinheit des Querschnittes einer auf seitliche Ausbiegung beanspruchten, rechteckig beschlagenen Stütze ist <sup>78)</sup>

$$k = \frac{1}{12} \cdot \frac{CE}{s} \left(\frac{h}{l}\right)^2 \dots \dots \dots 22.$$

und nimmt, wenn aus Gleichung 16 der Grenzwert

$$l = h \sqrt{\frac{E}{K}} \sqrt{\frac{C}{12s}} \dots \dots \dots 23.$$

eingeführt wird, seinen größten Wert

$$k = K, \dots \dots \dots 24.$$

ferner für alle unter übrigens gleichen Umständen zunehmenden Längen der Stützen abnehmende Werte an, welche für  $\frac{E}{12 \cdot 5} = \frac{120000}{12 \cdot 10}$  (für Kilogr. und Quadr.-Centimeter) aus der Gleichung

$$K = 1000 C \left(\frac{h}{l}\right)^2 \dots \dots \dots 25.$$

<sup>76)</sup> Nach Gleichung 131, S. 303 (2. Aufl.: Gleichung 119, S. 205; 3. Aufl.: Gleichung 144, S. 130) ebendaf.  
<sup>77)</sup> Nach Gleichung 2, S. 246, bzw. 135, S. 305 (2. Aufl.: Gleichung 32, S. 51, bzw. 126, S. 107; 3. Aufl.: Gleichung 37, S. 60, bzw. 143, S. 130) ebendaf.  
<sup>78)</sup> Nach Gleichung 133 u. 134, S. 304 (2. Aufl.: Gleichung 124 u. 125, S. 107; 3. Aufl.: Gleichung 145, S. 131) ebenda.



berechnet werden können. Hiernach ergeben sich für folgende vier Befestigungsarten der Stütze die nachstehenden zulässigen Werte von  $k$  <sup>79)</sup>:

	Fall 1: Ein Ende eingespannt, das andere frei drehbar	Fall 2: Beide Enden frei drehbar	Fall 3: Beide Enden ein- gespannt	Fall 4: Ein Ende eingespannt, das andere drehbar, aber lotrecht geführt
$C =$	$\frac{\pi^2}{4}$	$\pi^2$	$4\pi^2$	$2\pi^2$
$k =$	$2467 \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$9868 \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$39\,472 \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$19\,736 \left(\frac{h}{l}\right)^2$

Dies liefert für vorstehende vier Fälle und folgende Werte von  $\frac{h}{l}$  beschlagener Stützen die nachstehenden Werte von  $k$ :

$\frac{h}{l}$	0,117	0,110	0,101	0,090	0,080	0,070	0,060	0,050	0,040	0,030	0,020	0,010
$k_1$	75	55	38	25	20	16	12	9	6	4	2	1
$k_2$	300	220	152	100	80	64	48	36	24	16	8	4
$k_3$	1200	880	608	400	320	256	192	144	96	64	32	16
$k_4$	600	440	304	200	160	128	96	72	48	32	16	8

Kilogramm für 1qcm.

Beispiel. Hat ein Ständer von 4m Höhe mit quadratischem Querschnitt, dessen unteres Ende fest eingespannt, dessen oberes Ende frei drehbar ist, eine Last von 1000 kg zu tragen, so läßt sich seine Stärke, welche Sicherheit gegen seitliches Ausbiegen gewährt, auf folgende Art berechnen. Wird der Elastizitätsmodul des Holzes  $E = 120\,000$  kg, der Sicherheitskoeffizient für Holz  $s = \frac{1}{10}$  angenommen, so wird nach Gleichung 21 die Seite des quadratischen Querschnittes

$$b = \sqrt[4]{\frac{12 \cdot 4 \cdot 400^2 \cdot 10}{3,14 \cdot 120\,000}} 1000 = 21,24 \text{ cm.}$$

148.  
Anwendung.

Freistehende, schwer belastete Freistützen von mäfsiger Höhe werden aus einem einzigen Stamme hergestellt. Wo bei bedeutenden Ständerhöhen das Zusammenfügen ihrer Teile stattfinden mufs, wendet man den Nutzapfen (siehe Art. 129, S. 101) an, welchen man durch je zwei Holznägeln, besser Schraubenbolzen oder, je nach der Stärke des Ständers, durch zwei oder vier Schienen, in Verbindung mit Bolzen (siehe Fig. 281, S. 101) verstärkt.

### b) Pfähle.

149.  
Pfähle.

Die zur Gründung von Hochbauten erforderlichen Pfähle werden in unbeflageltem Zustande und entweder als völlig im Baugrund steckende Grundpfähle oder als zum Teil in den Baugrund eingerammte, teilweise über denselben hervorragende Rost- oder Langpfähle angewendet. Beide haben einen Widerstand zu entwickeln, welcher ihrer grössten Belastung mindestens gleich sein mufs. Dieser Widerstand setzt sich aus dem lotrechten Gegendruck des Baugrundes auf den Pfahlquerschnitt und aus dem wagrechten Seitendruck desselben auf die Pfahlwandung, bzw. dem hierdurch erzeugten Reibungswiderstand zusammen. Bezeichnet man jenen

<sup>79)</sup> Siehe auch die Tabelle in Art. 341, S. 305 (2. Aufl.: Art. 126, S. 108; 3. Aufl.: Art. 141, S. 132) ebendaf.



lotrechten und wagrechten Druck auf die Flächeneinheit bezw. mit  $w_1$  und  $w_2$ , mit  $\mu$  den Reibungskoeffizienten zwischen Pfahlholz und Baugrund, so ergibt sich für einen der größten Belastung  $Q$  durch ein Hochbauwerk ausgesetzten Pfahlrost mit  $n$  Pfählen von der Länge  $l$  und dem Durchmesser  $d$  die Gleichung

$$w_1 n \pi \frac{d^2}{4} + w_2 n \pi d l \mu = Q, \quad \dots \dots \dots 26.$$

woraus sich für eine gegebene Anzahl  $n$  von Grundpfählen deren Durchmesser

$$d = - \frac{2 \mu l w_2}{w_1} + 2 \sqrt{\left(\frac{l \mu w_2}{w_1}\right)^2 + \frac{Q}{n \pi w_1}} \dots \dots \dots 27.$$

oder, wie gewöhnlich, bei Verwendung von Pfählen mit bekanntem Durchmesser die Zahl derselben finden läßt. Die Stärke von Roßpfählen, welche unten fest im Boden stecken, während sie mehr oder minder bedeutend über denselben hervorragen, ist nach Art der Freistützen zu berechnen, deren unteres Ende eingespannt und deren oberes Ende drehbar ist und wobei in Gleichung 18 für  $\mathcal{F} = \frac{\pi}{64} d^4$  zu setzen ist. Hieraus

ergibt sich mit Bezug auf den hervorragenden Teil des mit der Belastung  $\frac{Q}{n} = P$  beschwerten Roßpfahles der erforderliche Durchmesser

$$d = \sqrt[4]{\frac{64 s l^2}{\pi C E} P}, \quad \dots \dots \dots 28.$$

worin der Sicherheitskoeffizient  $\frac{1}{s} = \frac{1}{10}$ , der Elastizitätskoeffizient des Pfahlholzes  $E = 120\,000 \text{ kg}$  und  $C = \frac{\pi^2}{4}$  gesetzt werden kann.

Roßpfähle werden aus Baumstämmen hergestellt, welche man von der Rinde, aber nicht vom Splinte befreit. Kantige Roßpfähle wendet man nur da an, wo sie über den Baugrund hervorragen und sichtbar bleiben sollen oder wo aus einem sehr starken Stamme mehrere Pfähle geschnitten werden. Bei nachgiebigem Baugrund, z. B. Lehm-, Thon- oder Sandboden, und nicht zu großen Gründungstiefen genügt

150.  
Form.

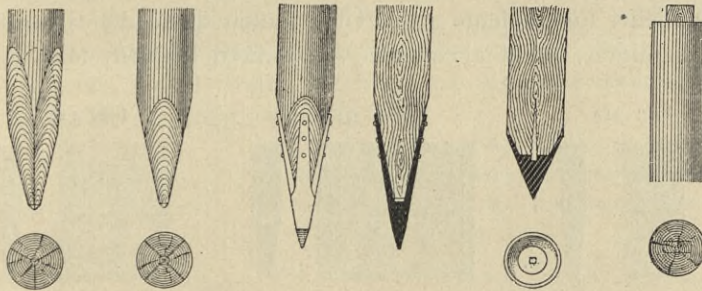
Fig. 308.

Fig. 309.

Fig. 310.

Fig. 311.

Fig. 312.



es, die Pfähle unten mit einer drei- oder vierseitigen, etwas abgestumpften Spitze (Fig. 308 u. 309), welcher man die zwei- bis dreifache Pfahldicke zur Länge und, zur Vermeidung von Schiefstellungen des Pfahles, eine genau centrische Lage gibt, zu versehen.

Bei unnachgiebigem Baugrund, z. B. bei Kies- oder steinigem Boden, und bei größeren Gründungstiefen werden die Pfahlspitzen mit schmiedeeisernen oder gusseisernen Pfahlschuhen (Fig. 310 u. 311) versehen.

Die schmiedeeisernen Pfahlschuhe, welche wegen ihrer größeren Elastizität beim Einrammen nicht so leicht brechen und deshalb den gusseisernen Pfahlschuhen vorgezogen werden, bestehen aus einer massiven, pyramidenförmigen Spitze, an welche

151.  
Pfahlschuhe.



drei oder vier mit einigen zur Befestigung dienenden Nagellöchern verfehene Lappen ange schmiedet sind. Damit sich diese Pfahlschuhe beim Einrammen nicht auf die Seite schieben, müssen die Grundfläche der pyramidenförmigen Eifenspitze, sowie die untere Fläche der abgestumpften Pfahlspitze genau senkrecht zur Pfahlachse gearbeitet fein und dicht aneinander anschließen. Da die Berührungsfläche beider nicht zu klein sein darf, so erhalten schmiedeeiserne Pfahlschuhe ein Gewicht von etwa 5 bis 6 kg.

Die gusseisernen Pfahlschuhe erfordern ein, unter übrigens gleichen Umständen, etwa doppelt so großes Gewicht als die schmiedeeisernen und bestehen aus einem Kegel mit vertiefter Grundfläche, in welche ein schweiseseiserner, mit Widerhaken verfehener Dorn eingegossen ist. Das untere Ende des Pfahles erhält die Form eines abgestumpften Kegels, welcher in die Vertiefung des Schuhes passen und sich genau an dieselbe anschließen muß.

152.  
Verbindung  
der  
Pfahlköpfe.

Oben erhalten die Pfähle, wenn sie Schwellen aufzunehmen haben, entweder einfache Zapfen (Fig. 312) oder, wenn das Abheben der Schwellen durch hydrostatischen Druck zu befürchten steht, sog. Grundzapfen (siehe Fig. 296, S. 106), d. h. Zapfen, welche in die nach oben schwalbenschwanzförmig erweiterten Zapfenlöcher der Schwellen eingelassen und dann durch Keile oben so weit auseinandergetrieben werden, bis sie an die schrägen Seitenwände der Zapfenlöcher dicht anschließen.

153.  
Verlängerung  
der Pfähle.

Wo die Länge der Rostpfähle nicht ausreicht, um den festen Baugrund zu erreichen, werden dieselben durch aufgesetzte Pfähle verlängert (siehe Fig. 274 bis 277). Dieses Aufpfropfen von Pfählen, welche den Stößen der Ramme zu widerstehen haben, muß man so einfach wie möglich machen, um das Spalten und Splintern der Pfähle an ihrer Verbindungsstelle zu vermeiden. Aus diesem Grunde ist erfahrungsgemäß der in Fig. 282 (S. 101) dargestellte Kreuzzapfen mit zwei eisernen Schließen nicht so gut, als der stumpfe Stofs in Verbindung mit schmiedeeisernen Klammern (siehe Fig. 276, S. 100), mit übergelagerten schmiedeeisernen Schienen (siehe Fig. 277, S. 100), mit schmiedeeisernen Ringen und hölzernen Dübeln (siehe Fig. 274, S. 100) oder auch mit gusseisernen Zwischenstücken (siehe Fig. 275, S. 100).

154.  
Form und  
Verbindung.

Die zur Umschließung unter Wasser liegender Baugruben oder auch zum Schutze unter Wasser befindlicher Fundamente gegen Unterpülen dienenden Spundwände werden teils aus kantigen, dicht aneinander gerammten Pfählen, teils aus

Fig. 313.



Fig. 314.



Fig. 315.



Fig. 316.

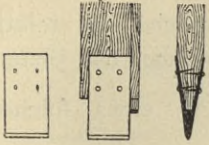


starken gespundeten Bohlen, den sog. Spundbohlen hergestellt, welche man zwischen kantige, an und zwischen den Ecken eingerammte Leitpfähle eintreibt. Man verwendet zu denselben meist grünes Holz, da dieses weniger leicht aufquillt und sich wirft, als trockenes. Um den möglichst dichten Anschluß der Spundbohlen zu erzielen, werden die Fugen derselben mit Spundungen (siehe Art. 132,



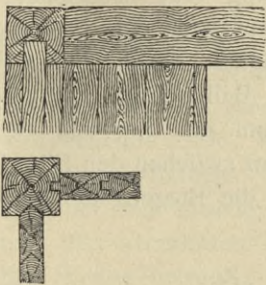
S. 102) verfehen, unter welchen die Keilspundung mit ein-, drei- und viermal gebrochener Fuge (Fig. 313 bis 315) und die quadratische Spundung (Fig. 316) die zweckmäsigsten sind. Zum Zweck des Einrammens erhalten dieselben unten eine gebrochene Schneide und eine einseitige Zuschärfung (Fig. 313 bis 316), welche beim Eintreiben keilartig wirkt und die einzutreibende Spundbohle feitlich an die zuvor eingetriebene preßt.

Fig. 317.



Obwohl man das Einrammen der Spundbohlen gewöhnlich an den beiden feitlichen Spundpfählen beginnt und von da nach der Mitte dieses Zwischenraumes hin fortschreitet, so stellen sich die Spundbohlen beim Einrammen doch allmählich etwas schief, weshalb die in der Mitte verbleibende, von oben nach unten sich verengende Oeffnung durch eine eigens einzupaffende, etwas keilförmig gestaltete, beiderseits mit Federn verfehene Spundbohle derart geschlossen werden muß, daß beim Einrammen derselben die benachbarten Spundbohlen sich mehr lotrecht stellen müssen und hierbei möglichst dicht aneinander gepreßt werden.

Fig. 318.



Bei unnachgiebigem Boden erhalten auch die Spundbohlen eiserne, unten aus einem dreiseitigen Prisma, oben aus zwei angeschmiedeten rechteckigen Lappen bestehende Schuhe (Fig. 317). Diese Lappen erhalten die Breite der Spundbohle abzüglich der beiderseitigen Nuten und Federn und eine genügende Zahl ovaler Nagellöcher, an deren unterer Seite die zur Befestigung der Schuhe an den Bohlen erforderlichen Nägel eingeschlagen werden, damit sie beim Zusammenpressen der Bohlen durch das Rammen sich nicht verbiegen oder abbrechen. Oben werden die Spundbohlen beim Einrammen durch zwei feitlich angelegte Zangen in einer lotrechten Ebene erhalten, während sie nach dem Einrammen in eine ihrer vollen Stärke entsprechende Nut der Holme eingelassen werden (Fig. 318).

155.  
Sicherung  
der  
Schneiden.

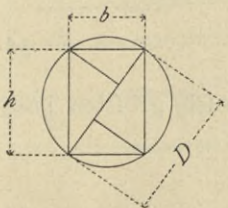
### 3. Kapitel.

## Balkenverfärkungen.

Die zu Hochbauzwecken in vorzugsweise wagrechter Lage zur Verwendung kommenden Balken sind geschnitten oder bechlagen und haben rechteckige Querschnitte, deren Breite und Höhe in einem zweckmäsigem Verhältnis stehen muß und sich wie folgt ermitteln läßt.

156.  
Berechnung  
der  
Verfärkung.

Fig. 319.



Bezeichnen  $l$  die freitragende Länge (Stützweite),  $b$  und  $h$  bezw. die Breite und Höhe eines bechlagenen Balkens (Fig. 319),  $D$  den kleinsten Durchmesser des schwächsten Baumstammes, woraus sich derselbe herstellen läßt, so ist sein Biegemoment

$$\frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} b (D^2 - b^2) = \frac{1}{6} (b D^2 - b^3) \dots \dots \dots 29.$$

Daselbe wird ein Maximum, wenn der erste Differentialquotient desselben nach  $b$

$$\frac{d(b h^2)}{d b} = D^2 - 3 b^2 = 0$$

gesetzt wird, woraus sich  $b = \frac{D}{\sqrt{3}}$  und  $h = D \sqrt{\frac{2}{3}}$  ergeben. Teilt man sonach den Durchmesser  $D$  (Fig. 319) in drei gleiche Teile, errichtet in den Teilpunkten die Senkrechten, welche den Umfang des



Stammes schneiden, und verbindet diese Schnittpunkte mit den Endpunkten des Durchmessers, so folgen aus der Aehnlichkeit der entstehenden Dreiecke die Verhältnisse

$$\frac{b}{\frac{D}{3}} = \frac{D}{b} \quad \text{und} \quad \frac{h}{\frac{2}{3}D} = \frac{D}{h}, \dots \dots \dots 30.$$

welche die obigen Werte für  $b$  und  $h$  ergeben.

In der Praxis pflegt man den Querschnitten von Balken, welche die relativ grösste Tragfähigkeit entwickeln sollen, mit hinreichender Annäherung das Seitenverhältnis  $\frac{b}{h} = \frac{5}{7}$  zu geben. Bleibt das Widerstandsmoment<sup>80)</sup> eines solchen Balkens, welches feiner Breite und dem Quadrate feiner Höhe proportional ist, hinter feinem Biegungs-<sup>81)</sup> oder Angriffsmoment zurück, so ist eine hinreichende Verstärkung desselben erforderlich; letztere ist hiernach vorteilhaft in der Vermehrung feiner Höhe zu suchen.

Werden zu diesem Zwecke zwei Balken durch Verzahnung oder Verdübelung verbunden, so erfordern dieselben unter übrigens gleichen Umständen eine grössere Höhe  $H$ , als ein massiver Balken von gleicher Widerstandsfähigkeit, welche sich wie folgt bestimmen läßt. Bezeichnet  $\alpha H$  denjenigen Teil der Balkenhöhe, welcher bei den zusammengesetzten Balken nicht zur Wirkung kommt und bei den verzahnten Balken der Zahnhöhe, bei den verdübelten Balken dem zwischen den Einzelbalken verbliebenen Zwischenraume entspricht, so ist, wenn die Biegemomente beider Balken gleich sein sollen,

$$\frac{bh^2}{6} = \frac{b(H - \alpha H)^3}{12} \cdot \frac{2}{H} = \frac{b}{6} (1 - \alpha)^3 H^2, \dots \dots \dots 31.$$

woraus das Höhenverhältnis des zusammengesetzten und massiven Balkens zu

$$\frac{H}{h} = \sqrt{\frac{1}{(1 - \alpha)^3}} \dots \dots \dots 32.$$

gefunden wird. Nimmt man wie gewöhnlich  $\alpha = \frac{1}{10}$  an, so ergibt sich

$$\frac{H}{h} = \sqrt{\left(\frac{10}{9}\right)^3} = \frac{1,17}{1}, \dots \dots \dots 33.$$

woraus folgt, daß unter übrigens gleichen Umständen der zusammengesetzte Balken durchschnittlich die 1,17fache Höhe des massiven Balkens erfordert. Bezeichnen  $M$  das grösste Angriffsmoment und  $k$  die zulässige Beanspruchung des verwendeten Holzes, so ist  $k \frac{bh^2}{6} = M$ , also  $h = \sqrt{\frac{6M}{kb}}$ , daher, wenn dieser Wert in

Gleichung 32 eingeführt wird, die Höhe des zusammengesetzten Balkens

$$H = \sqrt{\frac{6}{(1 - \alpha)^3} \cdot \frac{M}{kb}} \dots \dots \dots 34.$$

Wird hierin  $b = \frac{5}{7} H$  gesetzt, so erhält man die der verhältnismässig grössten Tragfähigkeit des Balkens entsprechende Höhe

$$H = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 7}{5(1 - \alpha)^3} \cdot \frac{M}{k}} = \frac{2,025}{1 - \alpha} \sqrt[3]{\frac{M}{k}} \dots \dots \dots 35.$$

<sup>80)</sup> Siehe Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses Handbuchs, Art. 299, S. 263 (2. Aufl.: Art. 89, S. 66; 3. Aufl.: Art. 97, S. 77).  
<sup>81)</sup> Siehe ebendaf., Art. 295, S. 257 (2. Aufl.: Art. 85, S. 59; 3. Aufl.: Art. 94, S. 70).



## a) Verzahnte und verdübelte Balken.

Den verzahnten Balken (Fig. 320 u. 321) fetzt man bei geringeren Spannweiten aus zwei, bei größeren Spannweiten aus einer ungeraden Anzahl von Balkenstücken so zusammen, daß ihre Stofsugen abwechseln, wobei man den oberen auf

157.  
Verzahnte  
Balken.

Fig. 320.

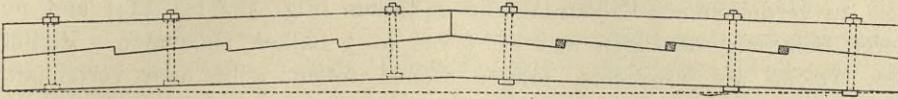
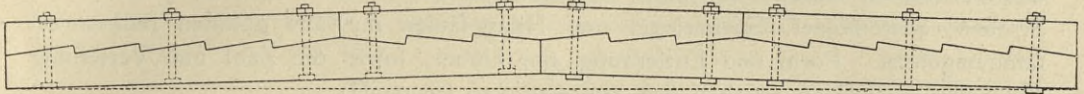


Fig. 321.



Druck beanspruchten Balken in seiner Mitte (Fig. 320) stößt, damit der untere auf Zug beanspruchte Balken an dieser Stelle zusammenhängt. Um das Ineinanderpressen der Hirnenden zu vermeiden, schaltet man zwischen die Stöße des oberen Balkens entsprechende Zink-, Kupfer- oder Eisenplatten ein, während man über die Stöße des unteren Balkens (Fig. 321) eiserne Schienen legt, um den verlorenen Zusammenhang der Balkenstücke wieder herzustellen. Um Durchbiegungen zu vermeiden, gibt man den verzahnten Balken vorteilhaft eine Sprengung, deren Pfeil  $\frac{1}{50}$  bis  $\frac{1}{100}$  ihrer Länge beträgt. Sind Balken nicht zu erhalten, welche von Natur eine solche Biegung besitzen, so gibt man sie ihnen künstlich, indem man sie in der Mitte durch einen Klotz unterstützt und ihre Enden entsprechend belastet oder durch zwei Winden niederdrückt. In dieser Lage muß der ganze Balken verbleiben, bis die Bolzenlöcher gebohrt und die Bolzen selbst fest angezogen sind. Bisweilen stößt man den unteren Teil eines fünfteiligen verdübelten Balkens in der Mitte (Fig. 321), um die Sprengung desselben zu erleichtern. Die Anordnung der Zähne und Verteilung der Schraubenbolzen ergeben sich aus Art. 135 (S. 102), wozu noch zu be-

Fig. 322.

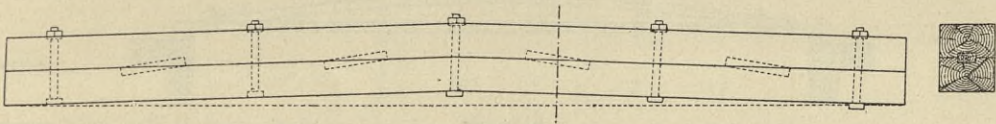


Fig. 323.

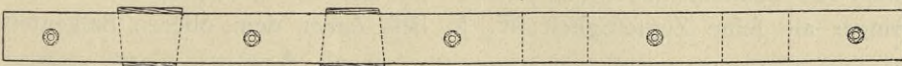
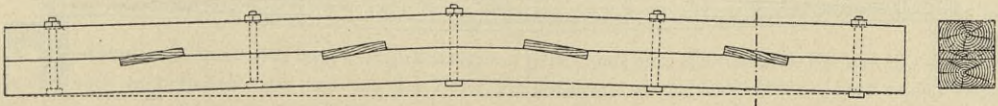
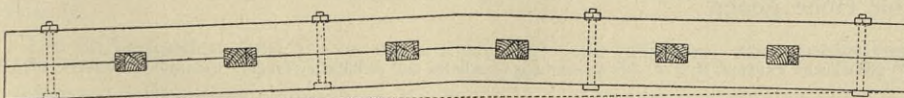


Fig. 324.





merken ist, daß durch Herstellung der Zähne eine Verschwächung der Balken eintritt und daß man, der Schwierigkeit der Herstellung eines tüchtigen verzahnten Balkens wegen, denselben zur Zeit fast stets durch den verdübelten Balken ersetzt, welcher bei ungleich leichter Herstellung mindestens daselbe leistet.

158.  
Verdübelte  
Balken.

In den meisten Fällen, wo Balken von den Längen der zu überspannenden Weiten vorhanden sind und nur ihre Stärke nicht ausreicht, setzt man den wagrechten zu verdübelnden Balken aus je 2 Balken (Fig. 322 bis 324) und nur bei größerer Belastung deselben aus je 3 bis je 5 Balken zusammen. Verdübelten Balken, welche als wagrechte Träger dienen sollen, gibt man vorteilhaft eine Sprengung von  $\frac{1}{50}$  bis  $\frac{1}{100}$  ihrer Länge (Fig. 324), welche man ähnlich wie bei den verzahnten Balken herstellt. Dagegen werden durch Verdübelung verstärkte Streben, Sattelhölzer, Spannriegel und Hängesäulen nur aus geraden Balken zusammengefetzt. Form und Entfernung der Dübel, sowie die Zahl und Verteilung der Schraubenbolzen ergeben sich aus Art. 136 (S. 103<sup>82</sup>).

b) Gefchlitzte und gespreizte Balken.

159.  
Gefchlitzte  
Balken.

Wird ein Balken von der Breite  $b$  und der Höhe  $h$  in halber Höhe nach seiner Längsachse aufgeschlitzt und dann nach seiner Mitte hin allmählich so auseinander gespreizt, daß er dort die gefamte Höhe  $\alpha h$  erhält, so wächst sein ursprüngliches Biegemoment  $\frac{bh^2}{6}$  auf

$$\frac{b}{6} \cdot \frac{\alpha^2 - (\alpha - 1)^3}{\alpha} h^2, \dots \dots \dots 36.$$

sonach, da in der Praxis gewöhnlich  $\alpha = 2,5$  angenommen wird, auf  $4,9 \frac{bh^2}{6}$  oder fast auf das Fünffache. Diese Erhöhung der Tragfähigkeit veranlaßte Laves, Balken in der Mitte auffügen und durch eingefachtete Klötze auseinander spreizen, ihre Enden aber, zur Vermeidung eines völligen Aufschlitzens, durch Schraubenbolzen (Fig. 325 u. 326 rechts) oder besser durch umgelegte eiserne Bänder (Fig. 325

Fig. 325.

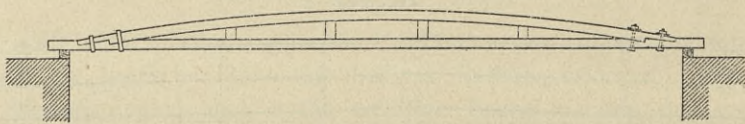
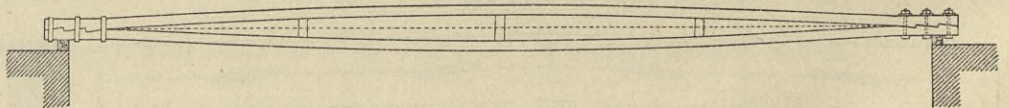


Fig. 326.

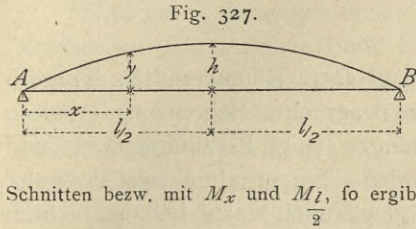


u. 326 links) fest zusammenhalten zu lassen. Da die Druckfestigkeit des Holzes etwas geringer als seine Zugfestigkeit ist, so ließ Laves dem oberen Balkenteile etwa  $\frac{4}{3}$  von der Stärke des unteren, also dem ersteren  $\frac{4}{7} h$  und dem letzteren  $\frac{3}{7} h$  zur Höhe geben.

<sup>82</sup>) Siehe auch: THULLIE, M. R. v. Zur Anwendung verzahnter und verdübelter Träger. Centralb. d. Bauverw. 1895, S. 296.



Wo die Stärke eines Balkens nicht ausreicht, um die zuvor angegebenen nötigen Widerstandsmomente zu erzielen, kann man durch Zusammensetzen je zweier Balken, welche man an den Enden fest verbindet und von welchen man entweder nur den unteren oder nur den oberen (Fig. 325) oder auch beide (Fig. 326) biegt, und durch hölzerne Spreizen oder hölzerne Zangen auseinander hält, sich helfen.



Bezeichnet man die Ordinaten der Schwerlinien beider Balken (Fig. 327) für die beliebige Abzisse  $x$  und die halbe Stützweite  $\frac{l}{2}$  bezw. mit  $y$  und  $h$  und die Angriffsmomente

der wagrechten Kräfte in den dafelbst geführten lotrechten Schnitten bezw. mit  $M_x$  und  $\frac{M_l}{2}$ , so ergibt sich die Form der gefpreizten Balken aus der Gleichung

$$y = \frac{M_x}{M_l} h, \dots \dots \dots 37.$$

welche z. B. für gleichförmig auf die Projektion verteilte Belaftung  $g$ , wofür bekanntlich  $M_x = \frac{g}{2} x(l-x)$  und  $M_l = g \frac{l^2}{8}$  ist, in die Gleichung

$$y = \frac{4h}{l^2} x(l-x), \dots \dots \dots 38.$$

also in die Gleichung der quadratischen Parabel übergeht. Der Querschnitt  $F_z$  des gezogenen und  $F_d$  des gedrückten Balkens hat gleichzeitig den darin auftretenden wagrechten und lotrechten Kräften

$$H_x = \frac{M_x}{y} \quad \text{und} \quad V_x = \frac{dM_x}{dx} \dots \dots \dots 39.$$

zu widerstehen, woraus sich bezw. die Querschnittsflächen des gezogenen und gedrückten Balkens für die zufälligen Zug- und Druckspannungen  $z$  und  $d$ , sowie für die zulässigen Schubspannungen  $v$  zu

$$F_z = \frac{M_x}{yz} \quad \text{und} \quad F_z' = \frac{1}{v} \frac{dM_x}{dx}, \dots \dots \dots 40.$$

$$F_d = \frac{M_x}{yd} \quad \text{und} \quad F_d' = \frac{1}{v} \frac{dM_x}{dx} \dots \dots \dots 41.$$

ergeben.

Für den quadratisch-parabolischen Balken mit gleichförmig auf die Projektion verteilter Belaftung erhält man bezw.

$$F_z = \frac{1}{z} \frac{g l^2}{8 h} \quad \text{und} \quad F_z' = \frac{1}{v} g \left( \frac{l}{2} - x \right), \dots \dots \dots 42.$$

ferner

$$F_d = \frac{1}{d} \frac{g l^2}{8 h} \quad \text{und} \quad F_d' = \frac{1}{v} g \left( \frac{l}{2} - x \right), \dots \dots \dots 43.$$

woraus folgt, dass in diesem Falle die Querschnitte  $F_z$  und  $F_d$  konstant sind und wegen

$$\frac{F_z}{F_d} = \frac{d}{z} \dots \dots \dots 44.$$

sich umgekehrt verhalten wie ihre Beanspruchungen, ferner dass die Querschnitte  $F_z'$  und  $F_d'$  einander gleich, aber veränderlich sind und von der Mitte des Balkens, wo sie Null werden, nach seinen Enden hin zunehmen, wo sie den größten Wert

$$F_z' = F_d' = \frac{1}{v} \cdot \frac{g l}{2} \dots \dots \dots 45.$$

erreichen. Für die Querschnitte des quadratisch-parabolischen Balkens sind also in seiner Mitte nur die Momente, in allen übrigen, vorzugsweise über den Auflagern befindlichen Querschnitten die Momente und lotrechten Schubkräfte in der Art maßgebend, dass der grössere der beiden sich ergebenden Querschnitte zu wählen ist.

Die Balkenenden sind so zu verbinden, dass die gleichen, aber entgegengesetzt und sicherer wirkenden wagrechten Kräfte  $\frac{g l^2}{8 h}$  aufgehoben werden, was man durch



Verfatzung, Verzahnung oder Verdübelung in Verbindung mit Schrauben und Bändern erreichen kann. Die gespreizten Träger erfordern je zwei durchgehende Balken, weshalb sie auf Spannweiten von 10 bis 12<sup>m</sup> beschränkt sind, und gefalteten wegen ihrer Form bei Decken nur dann Anwendung, wenn eine wagrechte Ausgleichung von Fußboden und Decke besonders hergestellt wird.

c) Gitterträger.

161.  
Ermittlung  
der  
Spannungen.

Wo bedeutendere Lasten zu übertragen und grössere Räume mittels Trägern zu überspannen sind, welche oben und unten eine wagrechte Begrenzung erhalten sollen, sind Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen (fog. Parallelträger<sup>83</sup>) und rechteckeligem Stabsystem mit Vorteil zu verwenden. Sie erhalten zwei doppelte hölzerne Gurtungen, zwischen welche hölzerne, gewöhnlich unter halbem rechten Winkel geneigte gekreuzte Diagonalen und hölzerne oder eiserne Vertikalen (Träger mit kombiniertem Gitterwerk<sup>78</sup>) nach dem System *Howe* eingeschaltet sind (Fig. 329 bis 331). Hierbei werden am vorteilhaftesten alle die eine seitliche Uebertragung der Lasten auf beide Stützpunkte bewirkenden Hauptdiagonalen, sowie die zur Aussteifung der Felder eingeschalteten Gegendiagonalen für Druck, jene Vertikalen für Zug konstruiert.

Nimmt man an, ein solcher Gitterträger (Fig. 328), von der Höhe  $h$  und mit  $n$  gleichen Feldern von der Weite  $\lambda$ , sei in jedem unteren Knotenpunkte mit dem Eigengewicht  $p$  und der Verkehrslast  $q$  beschwert (z. B. wenn Deckenbalken auf seine untere Gurtung gelegt oder an dieselbe angehängt werden), so beträgt die grösste Druckspannung des beliebigen  $m$ -ten oberen Gurtungsstückes<sup>84</sup>

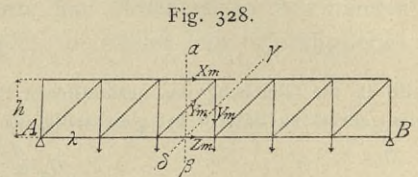


Fig. 328.

$$X_m \min = -\frac{(p+q)\lambda}{2h} (m-1)(n+1-m) = -C(m-1)(n+1-m) \quad 46.$$

und die grösste Zugspannung des  $m$ -ten unteren Gurtungsstückes<sup>84</sup>

$$Z_m \min = \frac{(p+q)\lambda}{2h} m(n-m) = C m(n-m), \quad \dots \quad 47.$$

worin  $C$  dieselbe Konstante darstellt, welche daher bezw. mit zwei verschiedenen veränderlichen, in den schräg gegenüber liegenden Gurtungsstücken benachbarter Felder gleichen Produkten zu multiplizieren ist.

Die Grenzspannungen der Diagonalen 1 bis  $n$  mit der durchweg gleichen Länge  $t = \sqrt{\lambda^2 + h^2}$  sind für Druck und Zug<sup>85</sup>) bezw.

$$Y_m \min = -\frac{t}{2h} \left[ p(n+1-2m) + \frac{q}{n}(n-m)(n+1-m) \right] \quad \dots \quad 48.$$

und

$$Y_m \max = \frac{t}{2h} \left[ -p(n+1-2m) + \frac{q}{n}m(m-1) \right], \quad \dots \quad 49.$$

worin  $\frac{tp}{2h}$  und  $\frac{tq}{2nh}$  wiederum Konstante vorstellen.

Die Grenzspannungen in den Vertikalen 0 bis  $n-1$  sind für Zug und Druck<sup>85</sup>) bezw.

<sup>83</sup>) Siehe Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte, Art. 374, S. 338 (2. Aufl.: Art. 166, S. 148; 3. Aufl.: Art. 167, S. 168) dieses Handbuches.

<sup>84</sup>) Siehe ebendaf., Art. 386, S. 351 (2. Aufl.: Art. 180, S. 163; 3. Aufl.: Art. 182, S. 183).

<sup>85</sup>) Siehe ebendaf., Art. 387, S. 351 (2. Aufl.: Art. 181, S. 164; 3. Aufl.: Art. 183, S. 184).



$$V_m \max = \frac{p}{2} (n + 1 - 2m) + \frac{q}{2n} (n - m) (n + 1 - m) \quad 50.$$

und

$$V_m \min = \frac{p}{n} (n + 1 - 2m) - \frac{q}{2n} m (m - 1) \quad 51.$$

Sind die Spannungen dieses Trägers mit durchweg rechts steigenden Diagonalen, welche auf seiner linken Seite Druck-, auf seiner rechten Seite Zugspannungen annehmen, berechnet, so lassen sich hieraus die Spannungen des Trägers mit nur gedrückten, zu seiner Mittellinie symmetrischen Diagonalen (Hauptdiagonalen) ableiten, während man alle Diagonalen, welche Zugspannung annehmen würden, weglässt und durch solche mit entgegengesetzter Neigung ersetzt.

Wird derselbe Gitterträger in allen oberen Knotenpunkten belastet (z. B. wenn Deckenbalken auf seine obere Gurtung gelegt werden), so bleiben die Spannungen der Gurtungen und Diagonalen dieselben und die Grenzspannungen nur der Vertikalen von 0 bis  $n - 1$  gehen in die folgenden<sup>85)</sup> über:

$$V_m \max = \frac{p}{2} (n - 1 - 2m) + \frac{q}{2n} (n - m) (n - 1 - m) \quad 52.$$

und

$$V_m \min = \frac{p}{2} (n - 1 - 2m) - \frac{q}{2n} m (m + 1) \quad 53.$$

In den meisten im Hochbauwesen vorkommenden Fällen erhalten die hölzernen Gitterträger durchweg gleiche Stärken ihrer Gurtungen und Stäbe, wodurch zwar ihr Materialbedarf vermehrt, aber ihre Konstruktion wesentlich vereinfacht wird. In diesem Falle hat man nur die größten Spannungen der Gurtungen und der Stäbe, welche bezw. in der Mitte und an den Enden dieser Träger eintreten, zu ermitteln und hiernach ihre Querschnitte festzustellen.

Für  $m = \frac{n}{2}$  erhält man daher die absolut größte Druckspannung der oberen Gurtung

$$X_m \min = - \frac{(p+q)\lambda}{2h} \left( \frac{n^2}{4} - 1 \right), \quad 54.$$

worin 1 gegen  $\frac{n^2}{4}$  vernachlässigt werden kann, und die absolut größte Zugspannung der unteren Gurtung

$$Z_m \max = \frac{(p+q)\lambda}{2h} \cdot \frac{n^2}{4} \quad 55.$$

Für  $m = 0$  erhält man die absolut größte Druckspannung der Diagonalen

$$Y_m \min = - \frac{t}{2h} (p+q) (n+1) \quad 56.$$

und die absolut größte Zugspannung der Vertikalen

$$V_m \max = \frac{1}{2} (p+q) (n+1), \quad 57.$$

wenn der Träger unten, und

$$V_m \max = \frac{1}{2} (p+q) (n-1), \quad 58.$$

wenn derselbe oben belastet ist.

Bezeichnet man mit  $F_x$  und  $F_z$ ,  $F_d$  und  $F_v$  bezw. die Querschnitte der Gurtungen und Stäbe, mit  $z$  und  $d$  bezw. die größte zulässige Zug- und Druck-



spannung, so ist, wenn die Trägerlänge  $n\lambda = l$  gesetzt wird, der erforderliche konstante nutzbare Querschnitt der oberen Gurtung

$$F_x = \frac{n(p+q)l}{8dh}, \quad \dots \quad 59.$$

der unteren Gurtung

$$F_z = \frac{n(p+q)l}{8zh}, \quad \dots \quad 60.$$

der Diagonalen

$$F_d = \frac{(n+1)(p+q)t}{2dh} \quad \dots \quad 61.$$

und der entweder hölzernen oder eisernen Vertikalen bezw.

$$F_v = \frac{(n+1)(p+q)}{2z} \quad \text{oder} \quad F_v = \frac{(n-1)(p+q)}{2z}, \quad \dots \quad 62.$$

wobei die kleinste zulässige Beanspruchung auf Zug für Holz und Schmiedeeisen zu bezw. 100 und 1000 kg für 1qcm angenommen werden kann.

<sup>163.</sup>  
Konstruktion.

Bei Anwendung hölzerner Vertikalen werden dieselben auf beiden Seiten mit den beiden Gurtungen verblattet und oben und unten mit ihnen verbolzt, während die gekreuzten Diagonalen,

die in ihren Kreuzungspunkten verblattet und genagelt werden, durch Zapfen ohne oder mit Verfäzung mit ihnen verbunden sind (Fig. 329).

Bei Anwendung eiserner, mit Kopf und Mutter versehener Vertikalen werden dieselben durch kurze hölzerne, von aussen quer

über und unter

die Gurtungen

gelegte Sattel-

stücke gefeckt,

die Diagonalen

mittels Zapfen

zwischen die

Gurtungen

eingeschaltet

und diese sämtlichen

Teile durch Anziehen

der erwähnten

Muttern fest

zusammengedrückt

(Fig. 330).

Bei Gitterträgern

für grössere

Spannweiten

mit bedeutenderen

Belastungen

schaltet man

zwischen die

Enden entgegengesetzt

geneigter Diagonalen

befondere

Spannklötze ein,

gegen welche sich

die letzteren

stemmen und

welche von den

Hängeeisen

durchsetzt

werden (Fig. 331).

Fig. 329.

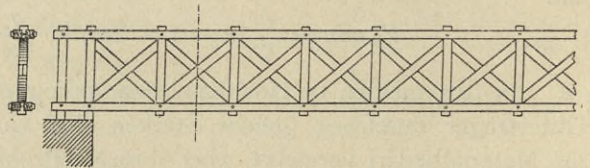


Fig. 330.

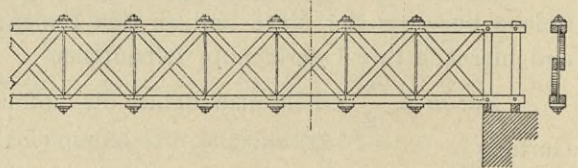
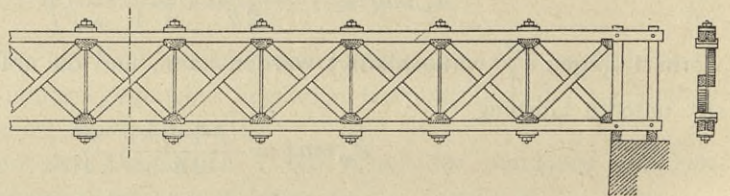


Fig. 331.



#### d) Armierte Balken.

Die Tragfähigkeit von Balken, welche für sich zu schwach sind, um eine gegebene Last zu tragen, kann durch Verbindung derselben mit Hängewerken (Fig. 333 u. 335) oder Sprengwerken (Fig. 336) erhöht werden, wobei diese Hilfskonstruktionen für kleinere und grössere Spannweiten bezw. einfach und doppelt angewendet werden.

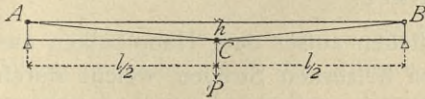


1) Hängewerkbalken.

Ist ein Balken von der Länge  $l$ , Breite  $b$  und Höhe  $h$  (Fig. 332) verfügbar, so ist derselbe bei seiner größten zulässigen Beanspruchung  $d$  im stande, von der größten, in seiner Mitte wirkenden Last  $P$  den Anteil

164.  
Einfache  
Hängewerk-  
balken.

Fig. 332.



$$\alpha P = \frac{2}{3} \frac{d b h^2}{l} \quad \dots \quad 63.$$

zu tragen, woraus  $\alpha$  zu bestimmen ist. Um den Rest  $P(1 - \alpha)$  der Last übertragen zu können, müssen die Zugtangen auf jeder Seite bei einer größten zulässigen Beanspruchung  $s$  den nutzbaren Querschnitt

$$F = \frac{P(1 - \alpha)}{2s} \cdot \frac{\sqrt{4h^2 + l^2}}{2h} \quad \dots \quad 64.$$

erhalten, wovon bei je zwei Zugtangen auf jede die Hälfte kommt. Werden dieselben, wie gewöhnlich, aus Rundeisen hergestellt und an den äußeren Enden mit Gewinden von  $0,2$  Tiefe des äußeren Durchmessers versehen, so beträgt ihr äußerer Durchmesser

$$D = \frac{2}{1 - 0,4} \sqrt{\frac{F}{\pi}} = 1,88 \sqrt{F} \quad \dots \quad 65.$$

Die Gewinde werden gewöhnlich durch eiserne, zur Zugtangenachse senkrechte Querplatten gesteckt, mit Unterlagsplatten versehen und dann mittels starker Muttern angezogen, während die unteren Enden der Zugtangen Oesen erhalten, durch welche

Fig. 333.

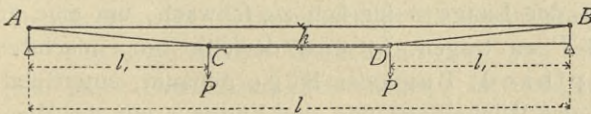


ein eiserner, den hölzernen Balken unterstützender Querbolzen gesteckt und durch Splinte oder Schrauben festgehalten wird (Fig. 333).

Ist ein Balken von den zuvor angegebenen Abmessungen verfügbar und in den Entfernungen  $l_1$  von seinen beiden Enden mit den gleichen Einzellaften  $P$  beschwert (Fig. 334), so kann er von jeder derselben den Anteil

165.  
Doppelte  
Hängewerk-  
balken.

Fig. 334.

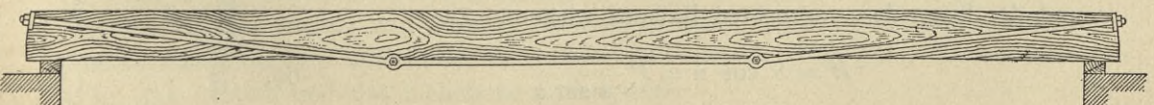


$$\alpha P = \frac{1}{6} \frac{d b h^2}{l_1} \quad \dots \quad 66.$$

tragen, woraus  $\alpha$  zu bestimmen ist. Um den Rest  $P(1 - \alpha)$  dieser

Last übertragen zu können, müssen die geeigneten und wagrechten Teile der Zugtangen bezw. einen nutzbaren Gesamtquerschnitt

Fig. 335.





$$F = \frac{P(1 - \alpha)}{z} \frac{\sqrt{h^2 + l_1^2}}{h} \quad \text{und} \quad F_1 = \frac{P(1 - \alpha)}{z} \cdot \frac{l_1}{h} \quad . . . \quad 67.$$

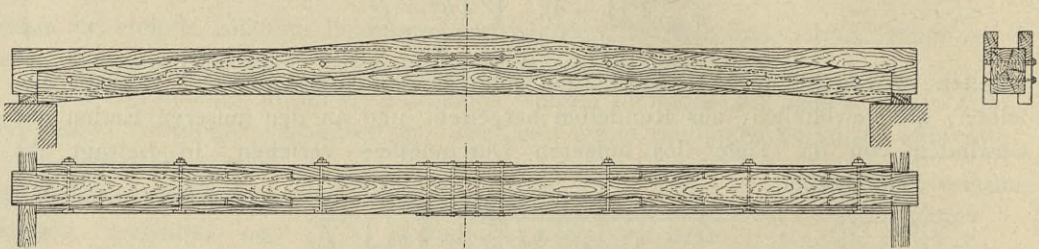
erhalten, woraus ihr äußerer Durchmesser wie vorher zu bestimmen ist. Die Konstruktion ist derjenigen der einfachen Hängewerkbalken gleich (Fig. 335).

2) Sprengwerkbalken.

166.  
Einfache  
Sprengwerk-  
balken.

Einfache Sprengwerkbalken (Fig. 336) bestehen außer dem Hauptbalken aus je zwei zu beiden Seiten angebrachten, geneigten hölzernen Streben, welche durch Schraubenbolzen mit jenem verbunden werden. Um das Ineinanderpressen der Streben an den sich berührenden Hirnenden zu vermeiden, legt man hinreichend große

Fig. 336.



Zink-, Kupfer- oder Eisenplättchen ein. Die statische Berechnung ist derjenigen der einfachen Hängewerkbalken gleich; nur ist in die Gleichung 63 für  $F$  der Wert  $d$  statt  $z$  einzuführen und auf Holz zu beziehen.

167.  
Doppelte  
Sprengwerk-  
balken.

Doppelte Sprengwerkbalken unterscheiden sich von den einfachen nur durch wagrechte zwischen die Streben eingeschaltete Spannriegel, werden jedoch ebenso konstruiert und mit denselben Abänderungen wie die doppelten Hängewerkbalken berechnet.

4. Kapitel.

**Balkenverbände.**

a) Winkelbänder.

168.  
Berechnung.

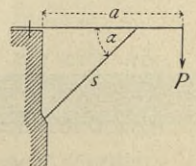
Ist ein wagrechter, am einen Ende festgehaltener, am anderen Ende frei schwebender Balken (Fig. 337) von der Länge  $a$  für sich zu schwach, um eine an seinem freien Ende wirkende Last  $P$  zu tragen, so wird derselbe am einfachsten durch ein Winkelband, auch Kopfband, Bug oder Büge genannt, unterstützt. Bezeichnet  $\alpha$  den Winkel, welchen das Winkelband von der Länge  $s$  mit der Wagrechten einschließt, so ist, wenn von der Biegefestigkeit des wagrechten Balkens abgesehen wird, der längs des Winkelbandes wirkende Druck

$$S = P \frac{a}{s \cos \alpha \sin \alpha} = P \frac{2a}{s \sin 2\alpha} \quad . . . \quad 68.$$

und der längs des wagrechten Balkens wirkende Zug

$$H = S \cos \alpha = P \frac{a}{s \sin \alpha} \quad . . . \quad 69.$$

Fig. 337.





Der Druck  $S$  wird unter übrigens gleichen Umständen am kleinsten, wenn  $\sin 2\alpha = 1$ , also wenn das Winkelband unter einem Winkel  $\alpha = 45$  Grad angebracht wird. Wirkt die Last  $P$  unmittelbar am Kopfe des Winkelbandes, so wird  $a = s \cos \alpha$  und, wenn dieser Wert in Gleichung 68 u. 69 eingeführt wird, der Längsdruck und der wagrechte Zug bezw.

$$S = \frac{P}{\sin \alpha} \quad \text{und} \quad H = \frac{P}{\operatorname{tg} \alpha} \quad \dots \quad 70.$$

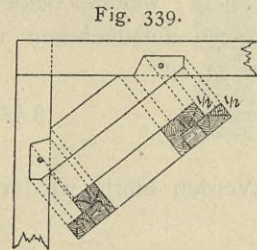
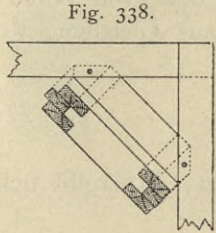
Wenn nunmehr mit  $\beta$  die grössere, mit  $\delta$  die kleinere Querschnittsabmessung eines an den Enden eingezapften, etwas drehbaren Winkelbandes (Fig. 338), mit  $E$  die Elastizitätsziffer und mit  $C$  ein Sicherheitskoeffizient, der bei Holz etwa zu  $\frac{1}{10}$  anzunehmen ist, bezeichnet wird, so ist der Widerstand eines auf seitliches Ausbiegen (Knicken) beanspruchten Winkelbandes

$$W = \frac{C \pi^2 E}{12} \cdot \frac{\beta \delta^3}{s^2} \quad \dots \quad 71.$$

Durch Gleichsetzen der Werte 68 und 71 erhält man die Gleichung

$$\beta \delta^3 = \frac{24 s a}{C \pi^2 E \sin 2\alpha} P, \quad \dots \quad 72.$$

woraus eine der erforderlichen Abmessungen  $\beta$  oder  $\delta$  ermittelt werden kann.



Wird das Winkelband an den Enden durch Anblattung festgehalten (Fig. 339), so ist in Gleichung 72:  $4\pi^2$  statt  $\pi^2$  zu setzen, mithin eine jener beiden Abmessungen aus der Gleichung

$$\beta \delta^3 = \frac{6 s a}{C \pi^2 E \sin 2\alpha} P \quad \dots \quad 73.$$

zu ermitteln. Werden hierin  $C = \frac{1}{10}$ ,  $\pi = 3,14$  und  $E = 120\,000$  gesetzt, so ergibt sich

$$\beta \delta^3 = 0,00005 \frac{s a}{\sin 2\alpha} P \quad \dots \quad 74.$$

Gleich große Gefahr gegen seitliches Ausbiegen in der Richtung beider Querschnittsabmessungen des Winkelbandes entsteht, wenn  $\beta = \delta$ , in welchem Falle in den beiden letzten Gleichungen  $\delta^4$  statt  $\beta \delta^3$  zu setzen ist, also nur  $\delta$  zu bestimmen bleibt.

Das eingezapfte Winkelband (Fig. 338) wird oben mit einem Schrägzapfen, der zuerst eingesetzt wird, unten mit einem fog. Jagdzapfen versehen, welcher unten nach einem Kreisbogen abgerundet ist und mit dem Hammer eingetrieben oder »eingejagt« wird. Zuletzt erfolgt die Befestigung mit je zwei Holznägeln.

Das angeblattete Winkelband (Fig. 339) erhält zwei schräge Blätter, welche feine halbe Stärke zur Dicke haben, im übrigen nur schräge Stöße. Die Schrägblätter verhindern hierbei eine Vergrößerung, die Stöße eine Verkleinerung der beiden Winkel, welche der wagrechte Balken und der lotrechte Pfoften mit dem Winkelband einschließen.

### b) Sprengwerke.

Ist ein an beiden Enden frei aufliegender Balken zu schwach, um die ihm zufallende Last zu tragen, und wird er deshalb an einer, an zwei oder an mehreren Stellen durch Streben unterstützt, so entsteht das einfache (Fig. 341), das zweifache (Fig. 354 u. 356) und das mehrfache Sprengwerk.

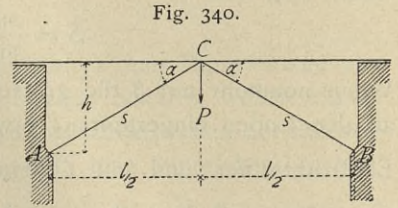


Wirkt in der Mitte des wagrechten Balkens von der Länge  $l$  die Last  $P$ , so hat jede Strebe von der Länge  $s$  hiervon die Hälfte zu übertragen, und es ergibt sich mit Bezug auf die Bezeichnungen in Fig. 340 der längs der Strebe wirkende Druck

$$S = \frac{P}{2} \cdot \frac{s}{2} = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2h \cos \alpha}, \dots 75.$$

welcher sich in den am Fusse der Strebe wirkenden lotrechten Druck  $\frac{P}{2}$  und den wagrechten Druck

$$H = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2h} \dots 76.$$



zerlegt, welche beiden letzteren Drücke von lotrechten Pfosten oder von Widerlagern aufzunehmen sind. Die Stärke der Streben ergibt sich aus Gleichung 75 u. 71 zu

$$\beta \delta^3 = \frac{6}{C \pi^2 E} \cdot \frac{s^3}{h} P = \frac{l^3}{4 C \pi^2 E \cdot h \cos^3 \alpha} P \dots 77.$$

Werden hierin wieder  $C = \frac{1}{10}$ ,  $\pi = 3,14$  und  $E = 120\,000$  gesetzt, so ergibt sich

$$\beta \delta^3 = 0,0000063 \frac{l^3}{h \cos^3 \alpha} P \dots 78.$$

Dieser Querschnitt wird, wie beim Winkelverband, zum Minimum, wenn derselbe unter übrigens gleichen Umständen quadratisch angenommen und wenn jede Strebe unter einem Winkel  $\alpha = 45$  Grad geneigt wird.

Bezeichnen  $p$  und  $q$  bzw. die Eigengewichts- und die größte Nutzbelastung der Längeneinheit des durchgehenden wagrechten Balkens, so ist seine Gesamtbelastung  $G = (p + q) l$ , wovon je  $\frac{3}{16} G = \frac{3}{16} (p + q) l$  auf die Mauer Schwellen übertragen werden, während der Rest die größte Belastung  $P = \frac{10}{16} G = \frac{10}{16} (p + q) l$  der Streben darstellt.

Die Verbindung der Streben mit dem Balken geschieht entweder durch stumpfen Stoß und schiefe Verzapfung mit dem Balken (Fig. 341) oder mittels eines Unterzuges, in welchen die Streben ebenfalls mittels kurzer Zapfen eingreifen (Fig. 342), oder mittels eines gusseisernen Schuhs (Fig. 343), welcher durch Bolzen mit dem Balken verbunden und mit Stehplatte nebst Wangenstücken versehen ist, um die Köpfe der Streben gegen das Ineinanderpressen und gegen ein seitliches Ausweichen zu schützen.

Die Verbindung der Streben mit den Widerlagern geschieht in verschiedener Weise. Bestehen die Widerlager aus Mauerwerk, so wird die Strebe entweder unmittelbar in das Mauerwerk eingesetzt (Fig. 344) oder mittels eines gusseisernen Schuhs (Fig. 345 u. 349) unterstützt, welcher Wasserabfluß und Luftzutritt gestattet, also die Trockenheit und Dauer der Strebe befördert. Besteht das Mauerwerk aus Quadern oder wird es mit Quadern verblendet, so läßt man den Fuß der Strebe in einen besonderen, nicht zu kleinen Quader ein (Fig. 346); besteht dagegen das Mauerwerk aus kleinen Bruchsteinen oder Ziegeln, so legt man eine besondere hölzerne Schwelle ein, welche den Druck der Strebe auf eine größere Mauerfläche verteilt (Fig. 347).



Fig. 341.

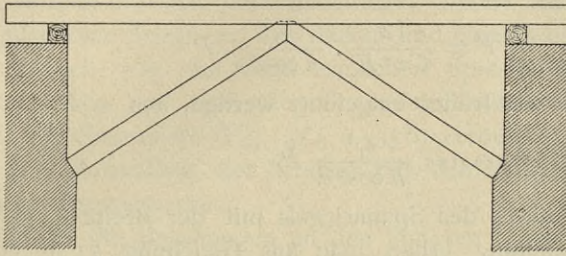


Fig. 342.

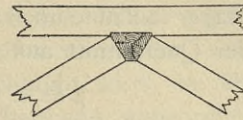


Fig. 343.

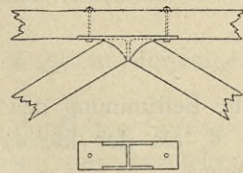


Fig. 344.

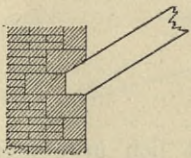


Fig. 345.

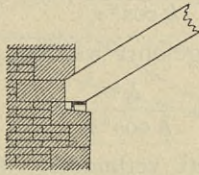


Fig. 346.

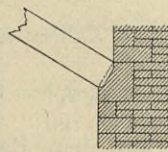


Fig. 347.

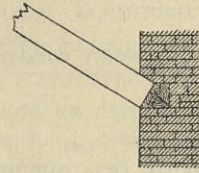


Fig. 348.

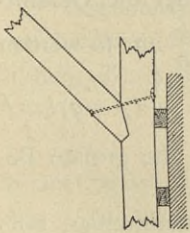


Fig. 349.

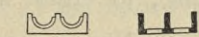


Fig. 351.

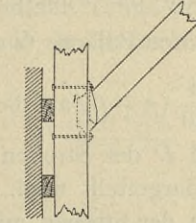


Fig. 352.

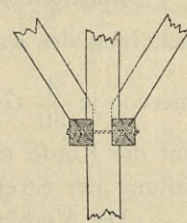
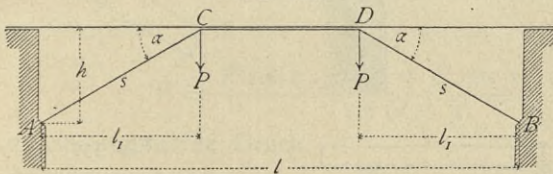


Fig. 350.



Stemmen sich die Streben gegen hölzerne Pfosten, so werden sie mit den letzteren entweder durch Verfaltungen und Schrauben (Fig. 348) oder durch gußeisernen Schuhe (Fig. 351), welche in Fig. 350 besonders dargestellt sind, oder durch Gurthölzer (Fig. 352) verbunden, welche mit den Pfosten verschraubt werden.

Fig. 353.



Wirken in den Punkten *C* und *D* des fog. doppelten Sprengwerkes (Fig. 353), mit den Abständen  $l_1$  von den Stützen *A* und *B*, die Lasten *P* und sind diese von den Streben *AC* und *BD* zu unterstützen, so erfährt jede Strebe von

171.  
Zweifaches  
Sprengwerk.

der Länge  $s = \sqrt{l_1^2 + h^2} = \frac{l_1}{\cos \alpha}$  den Längsdruck

$$S = P \frac{s}{h} = P \frac{l_1}{h \cos \alpha} \dots \dots \dots 79.$$

Dieser scheidet am Kopfe und Fufse jeder Strebe als wagrechte Seitenkraft den Druck

$$H = P \frac{l_1}{h} \dots \dots \dots 80.$$



aus, welcher oben vom Balken oder von einem besonderen Spannriegel, unten vom Widerlager aufzunehmen ist. Durch Verbindung von Gleichung 71 u. 79 ergibt sich der Querschnitt aus

$$\beta \delta^3 = \frac{12}{C \pi^2 E} \cdot \frac{s^3}{h} P = \frac{12}{C \pi^2 E} \cdot \frac{l_1^3}{h \cos^3 \alpha} P \quad . . . . . 81.$$

und, wenn dieselben Zahlenwerte wie früher eingeführt werden, aus

$$\beta \delta^3 = 0,0000126 \frac{l_1^3}{h \cos^3 \alpha} P \quad . . . . . 82.$$

Für die Bestimmung des Querschnittes des Spannriegels mit der Breite  $\beta_1$  und der Dicke  $\delta_1$  als der kleineren Abmessung erhält man aus Gleichung 71 u. 80 die Gleichung

$$\beta_1 \delta_1^3 = \frac{12}{C \pi^2 E} \cdot \frac{l_1^3}{h \cos^2 \alpha} P \quad . . . . . 83.$$

und, wenn wieder dieselben Zahlenwerte eingeführt werden,

$$\beta_1 \delta_1^3 = 0,0000126 \frac{l_1^3}{h \cos^2 \alpha} P \quad . . . . . 84.$$

Wird der Spannriegel mit dem Balken fest verbunden, so läßt sich in obiger Gleichung  $4\pi^2$  statt  $\pi^2$  setzen, und man erhält den Zahlenkoeffizienten 0,0000031.

Behalten  $p$  und  $q$  die frühere Bedeutung, so ergibt sich wieder die Gesamtbelastung des wagrechten Balkens  $G = (p + q) l$ . Nimmt man  $l_1 = \frac{l}{3}$  an, so werden hiervon je  $\frac{4}{30} G = \frac{4}{30} (p + q) l$  auf die Mauer Schwellen und je  $\frac{11}{30} G = \frac{11}{30} (p + q) l = P$  auf die Köpfe  $C$  und  $D$  der Streben übertragen, wodurch zugleich die größte Belastung der Streben dargestellt wird.

Die Verbindung der Streben mit dem Balken wird entweder unmittelbar, teils mittels Verfatzung und Schrauben (Fig. 355), teils mittels gusseiserner Schuhe

Fig. 354.

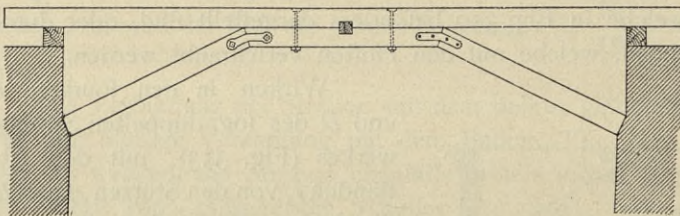


Fig. 356.

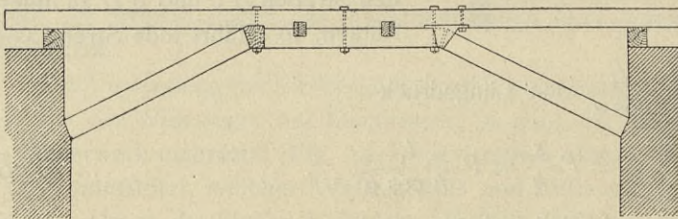


Fig. 355.

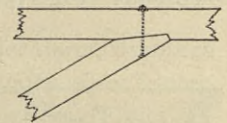
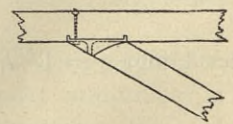


Fig. 357.



(Fig. 357), oder mittelbar bewirkt, indem man zwischen die Streben einen Spannriegel (Fig. 354 u. 356) einschaltet. Die Streben werden mit diesem Spannriegel entweder durch stumpfen Stoß nebst schmiedeeisernen Winkelbändern (Fig. 354) oder

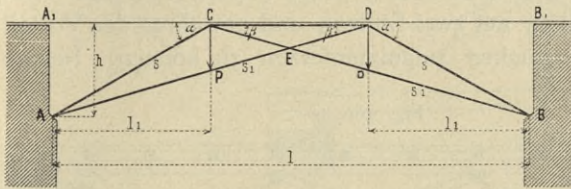


mittels eines Unterzuges (Fig. 356 links) oder mittels eines gußeisernen Schuhs (Fig. 356 rechts) verbunden. In den Unterzug, welcher an den Balken gefschraubt wird, werden Streben und Spannriegel mittels kurzer Zapfen eingefetzt, während der gußeiserne Schuh an den Balken und Spannriegel gefschraubt wird, im übrigen aber ähnlich wie der beim einfachen Sprengwerk beschriebene angeordnet ist. Damit Balken und Spannriegel möglichst zusammenwirken, werden beide mittels Dübel und Schrauben (Fig. 354 u. 356) verbunden.

Die Verbindung der Streben mit den Widerlagern entspricht derjenigen des einfachen Sprengwerkes.

Wenn die Belastungen an den Punkten  $C$  und  $D$  des doppelten Sprengwerkes verschieden sind, so wirken dieselben auf eine Verschiebung des Parallelogramms  $ACDB$ .

Fig. 358.



In diesem Falle ist das vom Verfasser konstruierte »versteifte doppelte Sprengwerk« (Fig. 359 u. 360) vorzuziehen, bei welchem die Balken an den Punkten  $C$  und  $D$  durch je zwei Streben, wovon die längeren sich kreuzen, unterstützt werden.

Bezeichnen  $P$  und  $Q$  die bezw. in den Punkten  $C$  und  $D$  (Fig. 358) wirkenden verschiedenen Belastungen, so ist mit Bezug auf die Bezeichnungen in dieser Abbildung die Achsenspannung in der Strebe  $AC$

$$S = -P \frac{\cos \beta}{\sin(\alpha + \beta)} = -P \frac{(l - l_1)s}{hl}, \quad \dots \quad 85.$$

in der Strebe  $CB$

$$S_2 = -P \frac{\cos \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} = -P \frac{l_1 s_1}{hl}, \quad \dots \quad 86.$$

in der Strebe  $BD$

$$S = -Q \frac{\cos \beta}{\sin(\alpha + \beta)} = -Q \frac{(l - l_1)s}{hl} \quad \dots \quad 87.$$

und in der Strebe  $AD$

$$S_1 = -Q \frac{\cos \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} = -Q \frac{l_1 s_1}{hl} \quad \dots \quad 88.$$

Im Stützpunkt  $A$  ist der lotrechte Druck

$$V = \frac{P \sin \alpha \cdot \cos \beta + Q \cos \alpha \cdot \sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} = \frac{P(l - l_1) + Q l_1}{l} \quad \dots \quad 89.$$

und der wagrechte Druck

$$H = P + Q \frac{\cos \alpha \cdot \cos \beta}{\sin(\alpha + \beta)} = (P + Q) \frac{l_1(l - l_1)}{hl} \quad \dots \quad 90.$$

Hieraus folgt der Schrägdruck

$$R = \sqrt{V^2 + H^2} \quad \dots \quad 91.$$

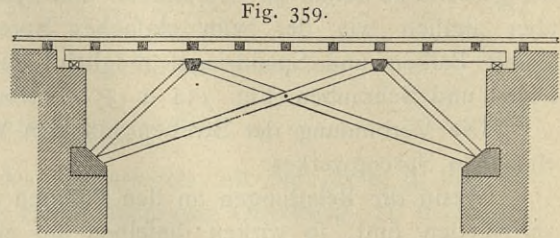
und sein Neigungsverhältnis

$$\operatorname{tg} \gamma = \frac{V}{H} = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{2 \cos \alpha \cdot \cos \beta} = \frac{h}{l_1} \cdot \frac{P(l - l_1) + Q l_1}{(P + Q) l} \quad \dots \quad 92.$$

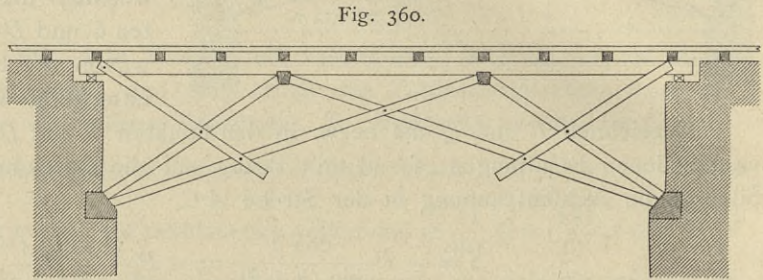
In konstruktiver Beziehung ist zu bemerken, dass die längeren Streben an ihrem Kreuzungspunkte derart halb zu überblatten und zu verbolzen sind, dass die Achsen-



spannung sich in jeder derselben ungehindert fortpflanzen kann, ohne in der anderen Biegungsspannungen zu erzeugen. Da eine seitliche Ausbiegung dieser Streben bei folcher Verbindungsweise nicht eintreten kann, so ist der bei der Verblattung übrigbleibende Teil des Querschnittes einer Strebe nur so stark zu nehmen, daß er den größten Achsendruck mit Sicherheit aufnehmen kann. Die Balken  $A_1 B_1$  sind in den Punkten  $C$  und  $D$  zu stoßen und durch lotrechte Schlitzzapfen mit wagrechten Bolzen zu verbinden, um welchen letzteren ihre Enden eine kleine Drehung in der lotrechten Ebene ausführen können.



Die drei Teile  $A_1 C$ ,  $CD$  und  $D B_1$  dieser Balken wirken daher je als Balken auf zwei Stützen und gewähren den Vorteil, die Hauptbalken aus kürzeren Balkenstücken zusammensetzen zu können. Bei geringeren Spannweiten genügt die Anordnung in Fig. 359; bei größeren Spannweiten empfiehlt sich die Anordnung von Hängezangen zur Versteifung der Streben in Fig. 360.



Beide Anordnungen eignen sich besonders auch zur künstlerischen Ausbildung weitgespannter Decken mit sichtbarer Holzkonstruktion.

Die Verbindungen der Streben mit den Unterzügen bei  $C$  und  $D$  sind diejenigen der einfachen Sprengwerke, die Unterstützungen der Streben bei  $A$  und  $B$  durch Mauerbalken denjenigen der einfachen und doppelten Sprengwerke ähnlich anzuordnen.

### c) Hängewerke.

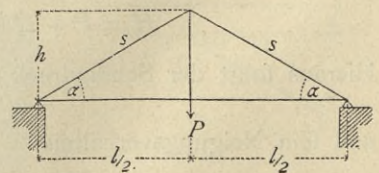
Ist ein an beiden Enden frei aufliegender Balken zu schwach, um die ihm zufallende Last zu tragen, und wird er deshalb an einer, an zwei oder mehreren Stellen durch Hängefäulen und Streben unterstützt, so entsteht das einfache (Fig. 363 u. 366), das zweifache (Fig. 375) und das mehrfache Hängewerk. Das Hängewerk ist somit als ein Sprengwerk mit einer, zwei oder mehreren Hängefäulen anzusehen.

Der Grundgedanke des einfachen Hängewerkes oder des sog. einfachen Hängebockes wird durch Fig. 361 veranschaulicht.

Wirkt in der Mitte des wagrechten Balkens die Last  $P$ , so ist dieselbe durch die Hängefäule auf die beiden Streben zu übertragen, mithin ihre parallel zur Achse wirkende Zugspannung

$$V = P, \dots \dots \dots 93.$$

Fig. 361.



172.  
Einfaches  
Hängewerk.



welche in ähnlicher Weise, wie beim einfachen Sprengwerk, berechnet werden kann. Am oberen Ende der Hängefäule zerlegt sich diese Spannung in der Richtung der beiden Streben und erzeugt in ihnen denselben, durch Gleichung 75 dargestellten Längsdruck, wie beim einfachen Sprengwerk, während der Balken eine Achsenzugspannung erfährt, welche dem durch Gleichung 76 dargestellten Seitendruck  $H$  numerisch gleich ist. Der Balken muß diese Zugspannung aufheben; das Hängewerk erzeugt also einen Seitendruck, wie das Sprengwerk, nicht, sondern übt, wie der Balken, einen nur lotrechten Druck auf seine Unterlagen aus. Dagegen muß der Balken so lang sein, daß das Abfchern durch die Streben vermieden wird.

Fig. 362.

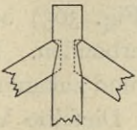


Fig. 363.

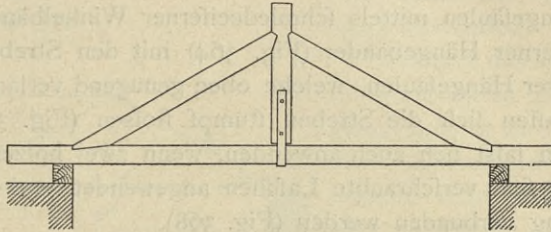


Fig. 364.

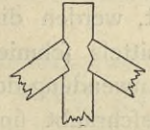


Fig. 365.



Fig. 366.

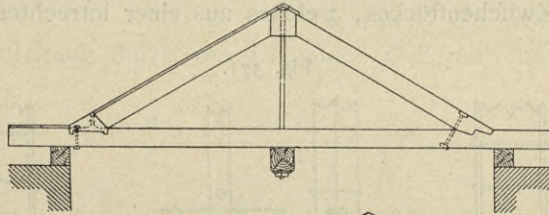


Fig. 367.

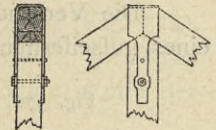


Fig. 368.

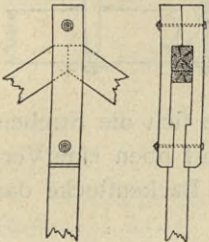
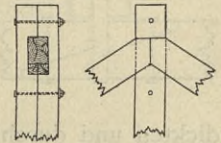


Fig. 369.



Wird die Verlängerung des Spannbalkens auferhalb der Streben mit  $\lambda$ , seine Breite mit  $\beta$  und sein Widerstand gegen Abfchern parallel zur Faserrichtung für die Flächeneinheit mit  $v$  bezeichnet, so ergibt sich die für eine Verfassung erforderliche Verlängerung

$$\lambda = \frac{H}{v\beta}, \dots \dots \dots 94.$$

worin für das Quadr.-Centimeter Nadel- und Eichenholz bezw.  $v = 6 \text{ kg}$  und  $8 \text{ kg}$  gesetzt werden kann.

Das einfache Hängewerk enthält entweder Hängefäulen mit schmiedeeisernen Bändern, welche den Spannbalken tragen (Fig. 363), oder Hängestangen, welche den Spannbalken oder diesen nebst einem Unterzug durchsetzen (Fig. 366), und dann meist gußeiserne Verbindungsteile am Kopf und Fuß der Streben.

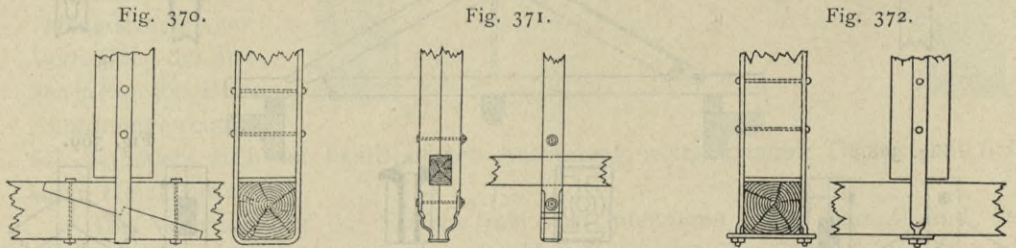
Die Verbindung der Streben mit dem Balken wird teils durch einfache (Fig. 363) oder doppelte Verfassung (ohne oder mit Zapfen) und Schrauben (Fig. 366 rechts), teils durch eiserne, mit dem Spannbalken verschraubte Schuhe (Fig. 366 links) bewirkt. Diese Schuhe werden mit zwei oder mehreren, in den Spannbalken



eingreifenden Krampen versehen, um auf dem Spannbalken nicht durch den Seitendruck der Streben verschoben zu werden. Sobald der Winkel, unter welchem die Streben zum Spannbalken geneigt sind, 30 Grad überschreitet, sind die Schrauben, welche in Verbindung mit der einfachen oder doppelten Verfassung angewendet werden und das Auspringen der Streben aus ihren Sitzen verhindern sollen, nicht mehr unbedingt erforderlich.

Die Verbindung der Streben mit der Hängefäule wird teils durch einfache (Fig. 363), teils durch doppelte Verfassung (Fig. 364) ohne oder mit Zapfen (Fig. 362) bewirkt, in welchen Fällen die Hängefäule oben so weit über die Verbindungsstelle hinaus verlängert werden muß, daß das Abscheren derselben durch die lotrechte Kraft  $V$  vermieden wird. Wo eine solche Verlängerung nicht statthaft ist, werden die Hängefäulen mittels schmiedeeiserner Winkelbänder (Fig. 365) oder mittels schmiedeeiserner Hängebänder (Fig. 364) mit den Streben verbunden. Bei Anwendung doppelter Hängefäulen, welche oben genügend verlängert und zusammengeschraubt sind, lassen sich die Streben stumpf stoßen (Fig. 369). Dieselbe Verbindung der Streben läßt sich auch anwenden, wenn zwei hölzerne, nach oben verlängerte und unter sich verschraubte Laschen angewendet und mit der Hängefäule durch Verfränkung verbunden werden (Fig. 368).

Die Verbindung der Streben mit der Hängefange erfolgt durch Vermittelung eines gußeisernen Zwischenstückes, welches aus einer lotrechten, in der Mitte ver-



dickten und durchlochten Platte besteht (Fig. 366), gegen welche sich die Streben stemmen und durch welche die Hängefange gesteckt wird, während oben eine Vertiefung den Schraubenkopf der Hängefange aufnimmt und zwei Backenstücke das seitliche Ausweichen der Streben verhindern (Fig. 366 unten).

Die Verbindung der Hängefäule mit dem Balken wird meist entweder durch schmiedeeiserne Bänder (Fig. 370), welche den Balken umschließen und an die Hängefäule angebolzt sind, oder durch Hängeeisen (Fig. 371) bewirkt, welche unten mit Schrauben versehen sind und eine Querplatte aufnehmen, worauf der Spannbalken ruht. Muß der Spannbalken gestoßen werden, so kann dies durch ein schräges Hakenblatt (Fig. 373) geschehen. Werden doppelte Hängefäulen angewendet, welche durch Schrauben verbunden werden (Fig. 371), so schneidet man erstere aus und läßt sie den Balken umfassen.

Das zweifache Hängewerk oder der sog. doppelte Hängebock ist in Fig. 373 in einfachen Linien dargestellt. Wirken in den Punkten  $D$  und  $F$  mit den Abständen  $l_1$  von den Stützen  $A$  und  $B$  die Lasten  $P, P$ , welche in ähnlicher Weise, wie beim doppelten Sprengwerk zu berechnen sind, so sind dieselben durch die beiden Hängefäulen, welche die Zugspannung  $P$  erfahren, auf die Streben und auf den zwischen ihnen eingeschalteten Spannriegel zu übertragen; dieselben erfahren



dadurch bezw. die durch Gleichung 79 u. 80 gegebene Druckspannung, während gleichzeitig der Balken durch die von den Streben erzeugten wagrechten Kräfte in

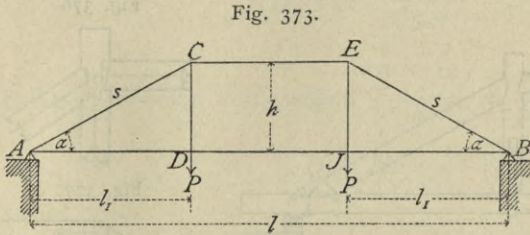
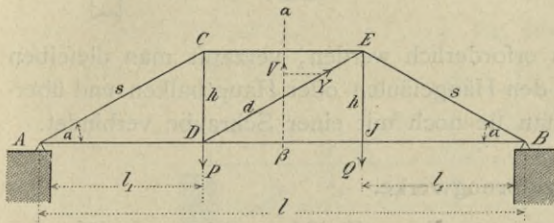


Fig. 374.



Gleichung 80 gezogen wird und dieselben zu vernichten hat. Auch das zweifache Hängewerk übt daher einen nur lotrechten Druck auf feine Auflager aus. Dagegen muß der Spannbalken auch hier auf jeder Seite um die durch Gleichung 94 gegebene Abmessung länger, als die Stützweite  $l$  sein, damit das Abfchern deselben nicht stattfindet.

Solange das doppelte Hängewerk in den Punkten  $D$  und  $\mathcal{F}$  (Fig. 374) gleich belaftet wird, ist eine Versteifung des rechteckigen Feldes  $CDE\mathcal{F}$  statisch nicht erforderlich. Haben aber die Punkte  $D$  und  $\mathcal{F}$  bezw. die Last  $P$  und  $Q$  zu tragen (Fig. 374), wovon  $Q$  die grössere ist, so bedarf

jenes Feld einer Aussteifung durch die Diagonale  $DE$  mit der Länge  $d$  und der Druckspannung

$$Y = \frac{d}{h} V = - \frac{d l_1}{h l} (Q - P), \quad \dots \dots \dots 95.$$

welche für  $Q = \frac{11}{60} (\rho + q) l$  und  $P = \frac{11}{60} \rho l$  ihren Höchstwert erreicht.

Für  $l_1 = \frac{l}{3}$  wird

$$Y = - \frac{d}{3h} (Q - P) \quad \dots \dots \dots 96.$$

Wechfeln die Belastungen  $P$  und  $Q$  der Punkte  $D$  und  $\mathcal{F}$ , so erfordert dieser Belastungszustand eine Diagonale  $C\mathcal{F}$  mit derselben grössten Beanspruchung auf Druck. Können beide Belastungszustände nacheinander eintreten, dann sind zwei Diagonalen  $DE$  und  $C\mathcal{F}$  einzuschalten, um in beiden Fällen das Verschieben des Rechteckes  $CDE\mathcal{F}$  zu verhindern.

Das zweifache Hängewerk erhält entweder zwei Hängefäulen mit schmiedeeisernen Bändern (Fig. 375) oder schmiedeeiserne Hängestangen, die den Spannbalken tragen und den beim einfachen Hängewerk beschriebenen ähnliche Anordnungen erfordern. Insbesondere sind die Verbindungen der Hängefäulen und der Streben mit dem Spannbalken den bezw. in Fig. 370 bis 372, in Fig. 363 und in Fig. 366 links und rechts dargestellten entsprechend. Dagegen erfordert die Verbindung der Hängefäule mit den Streben und dem Spannriegel eine etwas abweichende Anordnung. Entweder läßt man Streben und Spannriegel mittels Zapfen und Versatzung in die Hängefäule eingreifen, in welchem Falle die Hängefäule nach oben so weit zu verlängern ist, dafs das Abfchern durch die Kraft  $P$  nicht erfolgen kann (Fig. 376), oder man setzt, wo eine solche Verlängerung der Hängefäule nicht statthaft ist, Strebe und



Spannriegel mit Versatzung in dieselbe ein und verbindet sie durch je zwei dreiar-  
 mige Bänder, welche man mittels je dreier durchgehender Schrauben befestigt

Fig. 375.

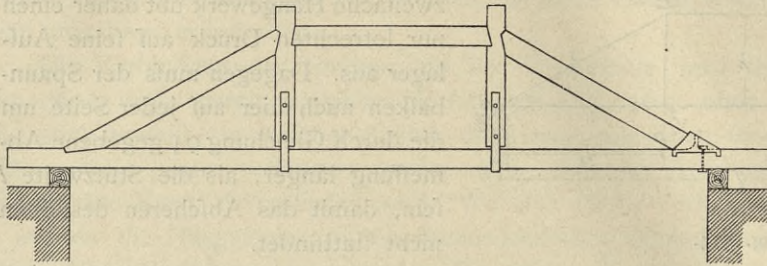


Fig. 376.

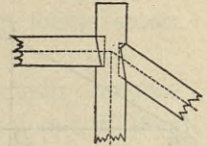
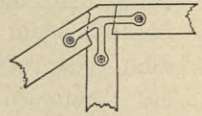


Fig. 377.



(Fig. 377). Wo gekreuzte Diagonalen erforderlich werden, verzapft man dieselben  
 oben mit den Hängefäulen, unten mit den Hängefäulen oder Hauptbalken und über-  
 blattet sie am Kreuzungspunkte, wo man sie noch mit einer Schraube verbindet.

d) Hängesprengewerke.

174.  
 Grundgedanke  
 und  
 Konfruktion.

Erfordert ein Balken Unterfützung in 3 oder 4 Zwischenpunkten, so läßt sich  
 hierzu eine Verbindung von Sprengwerk und Hängewerk, und zwar bezw. das ein-  
 fache und das doppelte Hängesprengewerk (Fig. 378 u. 379) anwenden.

Wird beim einfachen Hängesprengewerk jeder der Punkte  $E$  und  $F$  mit der Last  $P$   
 und der Punkt  $C$  mit der Last  $Q$  beschwert, so erfährt die Hängefäule die Spannung

$$V = Q, \dots \dots \dots 97.$$

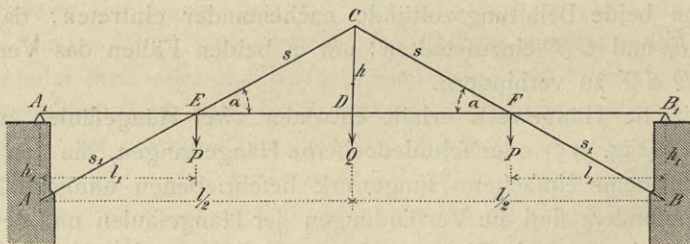
während die Strebenteile  $CE$  und  $CF$  die Spannungen

$$S = - \frac{V}{2 \sin \alpha} = - \frac{s}{2h} V \dots \dots \dots 98.$$

annehmen. Der Teil  $EF$  des Hauptbalkens erleidet den Zug

$$H = \frac{V}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{l}{2} - l_1 \frac{V}{2h} \dots \dots \dots 99.$$

Fig. 378.



In den Punkten  $E$  und  $F$  wirken die Gesamtgewichte  $P + \frac{Q}{2}$ , welche in  
 den Strebeteilen  $EA$  und  $FB$  die Druckspannungen

$$S_1 = - \frac{P + \frac{Q}{2}}{\sin \alpha} = - \frac{s_1}{h_1} \left( P + \frac{Q}{2} \right) \dots \dots \dots 100.$$



und im Teile  $EF$  des wagrechten Balkens die Druckspannung

$$H_1 = -\frac{P + \frac{Q}{2}}{\operatorname{tg} \alpha} = -\frac{l_1}{h_1} \left( P + \frac{Q}{2} \right) \dots \dots \dots 101.$$

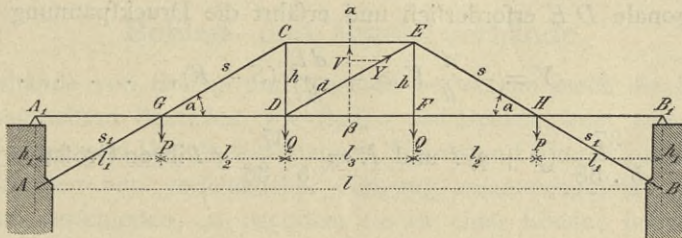
erzeugen, woraus sich, wegen  $\frac{\frac{l}{2} - l_1}{h} = \frac{l_1}{h_1}$ , eine Gefamtspannung zu

$$H + H_1 = \frac{l_1}{h_1} \left( \frac{V}{2} - P - \frac{Q}{2} \right) \dots \dots \dots 102.$$

ergibt.

Werden die Hauptbalkenteile  $A_1E$ ,  $ED$ ,  $DF$  und  $FB_1$  gleich lang angenommen, so sind, wenn  $G = (p + q) l$  die Gefamtbelastung des Hauptbalkens bezeichnet,

Fig. 379.



$$P = \frac{32}{28} \cdot \frac{G}{4} = \frac{32}{4 \cdot 28} (p + q) l \text{ und } Q = \frac{26}{28} \cdot \frac{G}{4} = \frac{26}{4 \cdot 28} (p + q) l, \text{ w\u00e4hrend die}$$

$$\text{Auflager die Dr\u00fccke } A_1 = B_1 = \frac{11}{28} \cdot \frac{G}{4} = \frac{11}{4 \cdot 28} (p + q) l \text{ aufzunehmen haben.}$$

Wird beim doppelten H\u00e4ngespriegelwerk jeder der Punkte  $G$ ,  $H$  und  $D$ ,  $F$  bzw. mit dem Gewichte  $P$  und  $Q$  belastet (Fig. 379), so erfahren die H\u00e4ngef\u00e4ulen die Spannung

$$V = Q, \dots \dots \dots 103.$$

die Strebeile  $CG$  und  $EH$  die Druckspannungen

$$S = -\frac{V}{\sin \alpha} = -\frac{s}{h} V, \dots \dots \dots 104.$$

w\u00e4hrend der Spannriegel den Druck

$$R = -\frac{V}{\operatorname{tg} \alpha} = -\frac{l_2}{h} V \dots \dots \dots 105.$$

und der Hauptbalkenteil  $GH$  den zahlenm\u00e4\u00dfig gleichen Zug

$$H = \frac{V}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{l_2}{h} V \dots \dots \dots 106.$$

erleiden.

In den Punkten  $G$  und  $H$  wirken die Lasten  $P + Q$ , welche in den Strebeile  $AG$  und  $HB$  die Druckspannungen

$$S_1 = -\frac{P + Q}{\sin \alpha} = -\frac{s_1}{h_1} (P + Q) \dots \dots \dots 107.$$

und im Hauptbalkenteil  $GH$  die Druckspannung

$$H_1 = -\frac{P + Q}{\operatorname{tg} \alpha} = -\frac{l_1}{h_1} (P + Q) \dots \dots \dots 108.$$



erzeugen, woraus sich, wegen  $\frac{l_2}{h} = \frac{l_1}{h_1}$ , die Gesamtspannung des letzteren zu

$$H + H_1 = \frac{l_1}{h} (V - P - Q) \dots \dots \dots 109.$$

ergibt.

Werden die Hauptbalkenteile  $A_1 G$ ,  $GD$ ,  $DF$ ,  $FH$  und  $HB_1$  gleich lang angenommen, so sind, wenn  $G = (p + q) l$  die Gesamtbelastung des Hauptbalkens bezeichnet,  $P = \frac{43}{38} \cdot \frac{G}{5} = \frac{43}{5 \cdot 38} (p + q) l$  und  $Q = \frac{37}{38} \cdot \frac{G}{5} = \frac{37}{5 \cdot 38} (p + q) l$ , während die Auflager die Drücke  $A_1 = B_1 = \frac{15}{38} \cdot \frac{G}{5} = \frac{15}{5 \cdot 38} (p + q) l$  aufzunehmen haben.

Wenn das doppelte Hängesprengewerk in den Punkten  $D$  und  $F$  ungleich, und zwar bezw. durch  $R$  und  $S$ , wovon die letztere die gröfsere ist, belastet wird, so ist die Diagonale  $DE$  erforderlich und erfährt die Druckspannung

$$V = -\frac{d}{h} V = -\frac{d l_2}{h l} (S - R), \dots \dots \dots 110.$$

welche für  $S = \frac{37}{5 \cdot 38} (p + q) l$  und  $R = \frac{37}{5 \cdot 38} p l$  ihren Gröfstwert erreicht. Für

$$l_2 = \frac{l}{5} \text{ wird}$$

$$V = -\frac{d}{5 h} (S - R) \dots \dots \dots 111.$$

Die Verbindungen der Hängefäulen mit den Balken, der Hängefäulen mit den Streben und Spannriegeln, sowie der Streben mit ihren Stützpunkten stimmen mit den entsprechenden Verbindungen der Sprengwerke und der Hängewerke überein; dagegen erfordern die Streben und Balken an denjenigen Stellen, wo sie sich kreuzen, eine besondere Verbindung. Wo die Stärken der Balken und Streben dies gestatten, werden dieselben so überblattet, dafs von den Streben als den Hauptträgern höchstens  $\frac{1}{3}$  ihrer Dicke ausgechnitten wird (Fig. 380 u. 381 links). Sollen die Streben überhaupt nicht verschwächt werden, so wendet man zwei Balken von geringerer Breite an, welche in

Fig. 380.

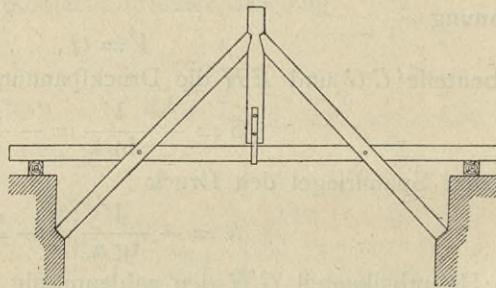
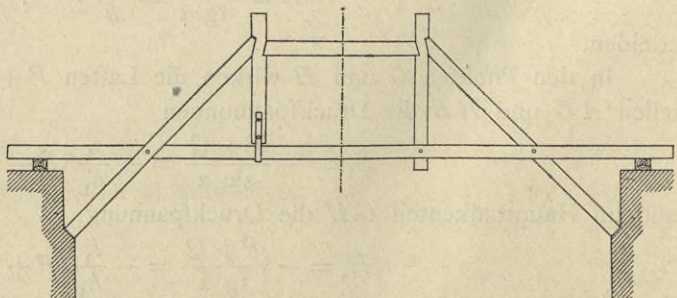


Fig. 381.





die Streben an ihren Kreuzungsstellen etwas eingelassen werden, während man die Hängefäulen zwischen den doppelten Balken nach unten verlängert und dort die Balken ebenfalls etwas einläßt (Fig. 381 rechts). Bei Anwendung sowohl einfacher, als auch doppelter Balken werden dieselben an ihren Kreuzungsstellen überdies durch Schraubenbolzen mit den Streben verbunden; ebenso werden die verlängerten Hängefäulen mit den doppelten Balken an ihren Kreuzungsstellen verschraubt. Wo zur Versteifung des rechteckigen Mittelfeldes gekreuzte Diagonale erforderlich sind, werden dieselben in der beim doppelten Hängewerk angegebenen Weise eingesetzt und befestigt.

## 5. Kapitel.

### Bohlen- und Bretterverbände.

Die Verbände von Bohlen und Brettern bezwecken meist die Herstellung entweder von wagrechten Bauteilen, wie Böden und Decken, oder von lotrechten Bauteilen, wie Wänden und Wandbekleidungen, Türen und Thoren, oder von Bauteilen, welche aus Bohlen von verschiedener Neigung zusammengesetzt sind. Dieselben sind wesentlich verschieden, je nachdem sie in einer Ebene, in zwei zu einander parallelen Ebenen oder in mehreren, unter einem Winkel zu einander geneigten Ebenen zusammenzufetzen sind.

#### a) Verbände in einer Ebene.

##### 1) Verbreiterungen.

Die Bohlen- und Bretterverbände in einer wagrechten Ebene werden je nach dem niedrigeren oder höheren Grade des Zusammenhanges mittels der geraden und schrägen Fuge, mittels Falz, mittels Nut und Feder oder mittels Verzapfung, Nut und eingelegerter Feder, diejenigen in einer lotrechten Ebene je nach dem besonderen Zwecke mittels gerader und schräger Fugen ohne und mit Deckleisten, Falz oder Keil- und Quadratspundung, Nut und Feder bewirkt.

175.  
Verfahren  
der  
Verbreiterung.

Das Herstellen der geraden und schrägen Fuge wird bezw. Säumen und Meßern genannt. Die Fuge wird in beiden Fällen mit einem Handhobel glatt gehobelt und

176.  
Säumen und  
Meßern.

Fig. 382.

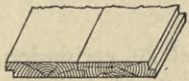


Fig. 383.

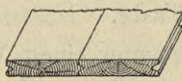


Fig. 384.

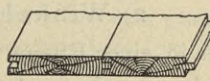
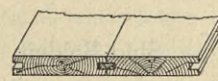


Fig. 385.



die Befestigung der Bretter mit Hilfe von Leim oder mittels eines gut bindenden Kittes bewirkt.

Beim Falzen wird die Fuge der Bretter oder Bohlen mittels Falzhobel mit einem Falze (Fig. 382) versehen, dessen Tiefe und Breite ihrer halben Dicke gleich kommt. Jedenfalls muß der Falz größer sein als das Maß, um welches die Bohle voraussichtlich schwindet. Da dieses Schwinden mit der Breite der Bohlen wächst, so empfiehlt es sich, schmale Bohlen anzuwenden.

177.  
Falzen.



178.  
Spundung.

Bei Brettern oder schwachen Bohlen wird die Keilspundung (Fig. 383), bei stärkeren Bohlen die Quadratspundung (Fig. 384) mit Vorteil angewendet, wobei die Tiefe der Nut der Breite der Feder entspricht. Nur bei Spundwänden, welche zugleich so zu dichten sind, daß sie kein Wasser durchlassen, macht man die Nut etwas tiefer und gießt den nach dem Zusammenfügen verbleibenden Zwischenraum mit dünnflüssigem Zement aus.

179.  
Nut und  
Feder.

Bei der Verbindung mittels Nut und Feder sowohl von Brettern mit gleicher Dicke (z. B. von Fußboden- und Friesbrettern), als auch mit ungleicher Dicke (z. B.

Fig. 386.

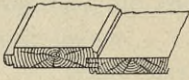


Fig. 387.

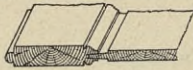


Fig. 388.

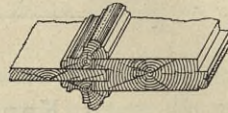
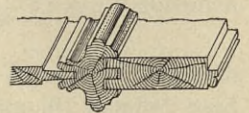


Fig. 389.



von Rahmstücken mit Füllungen) wird entweder die Feder an die eine Seite der Bohlen angearbeitet oder von härterem Holz angefertigt und in die zu beiden Seiten der Bohlen angearbeiteten Nuten eingelegt (Fig. 385). Statt der hölzernen schiebt man in besonderen Fällen Federn von starkem Zinkblech ein. Wo schmale und stets trockene Bretter oder Bohlen auf diese Weise zu verbinden sind, läßt man die Feder die Nut vollkommen ausfüllen; wo aber das Quellen des Holzes zu befürchten ist, macht man die Nut so tief, daß die Feder den nötigen Spielraum hat. In demselben Falle macht man auch die Nut so weit, daß die Feder in derselben nicht feststeckt, sondern daß sie beim Schwinden des Holzes der Bewegung desselben folgen kann. Dies gilt besonders für die Verbindung von starken Rahmhölzern mit schwachen Füllungen, damit die letzteren beim Schwinden nicht reißen. Solche Rahmstücke und Füllungen werden teils ohne, teils mit Zwischenstück verbunden (Fig. 386 bis 389), welches entweder aufgelegt oder besser mittels Nut und Feder eingeschaltet und mehr oder minder reich profiliert wird. Werden Füllungen mittels Nut und Feder so in das Rahmstück eingesetzt, daß sie vorspringen oder nicht, so erhält man bezw. die überschobenen (Fig. 386) und eingeschobenen (Fig. 387) Füllungen.

Fig. 390.

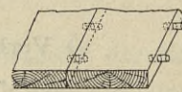
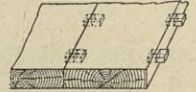


Fig. 391.



180.  
Verzapfung.

Die Verzäpfung von Brettern und Bohlen wird selten durch angearbeitete, sondern meist durch cylindrische oder prismatische Zapfen aus härterem Holze bewirkt, welche vielfach durch Maschinen hergestellt und besonders eingesetzt werden (Fig. 390 u. 391).

## 2) Winkelverbände.

181.  
Verfahren  
des  
Verbandes.

Sind Bohlen, welche in einer Ebene liegen, unter einem Winkel zu verbinden, so werden sie mittels Gehrung ohne oder mit eingelegter Feder, mit Verblattung ohne oder mit Gehrung (Fig. 392 u. 393) und mit Verzäpfung ohne oder mit Gehrung (Fig. 394 u. 395) zusammengesetzt.

Fig. 392.

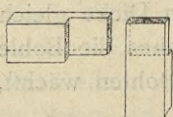


Fig. 393.

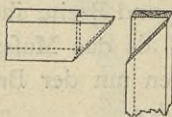


Fig. 394.

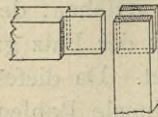
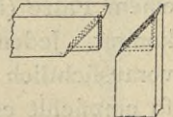


Fig. 395.





Die Gehrungsfuge muß den Winkel, unter welchem die Verbandstücke zusammenstoßen, halbieren und erfordert eine besondere Befestigung, welche durch eine drei- oder viereckige eingelegte Feder aus härterem Holze mittels hölzerner oder eiserner Nägel bewirkt wird.

182.  
Gehrung.

Fig. 396.

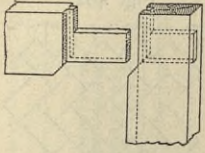
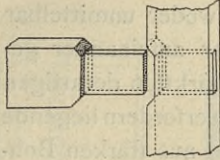


Fig. 397.



Die Verblattung dient zum Winkelverbande schwächerer Bohlen. Die beiden Blattstücke werden in ihrer halben Stärke so ausgechnitten, daß äußerlich entweder eine Gehrungsfuge entsteht oder nicht. In beiden Fällen sind die Verbandstücke durch mindestens zwei Nägel zu befestigen.

183.  
Verblattung.

Die Verzapfung wird zur Verbindung stärkeerer Bohlen unter einem Winkel angewendet und erfordert einen Eck- oder einen Mittelzapfen, je nachdem die Bohlen an beiden Enden zu verbinden sind oder nicht (Fig. 396 u. 397). Soll der Eckverband äußerlich Gehrungsfugen zeigen, so ist der Zapfen dreieckig herzustellen (Fig. 395).

### b) Verbände in zwei parallelen Ebenen.

Wo eine einzige Bohlenlage die hinreichende Stärke nicht besitzt, wendet man zwei oder mehrere Lagen an, welche entweder mit parallelen, aber versetzten Längsfugen oder, wo zugleich die Drehung derselben vermieden werden soll, mit sich

184.  
Verzapfung.

Fig. 398.

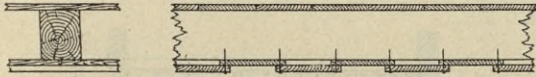


Fig. 399.

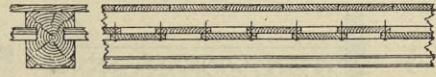
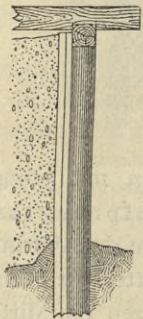


Fig. 400.



kreuzenden Längsfugen entweder unmittelbar aufeinander oder, behufs Herstellung eines Hohlraumes, in einem gewissen Abstände mittels einzelner, zwischen sie eingeschalteter Bohlenstücke verbunden werden.

Bei starken Verbänden werden die Balken mit ihren Längsfugen dicht aneinander und letztere so gelegt, daß sie in jeder Bohlenlage gegeneinander um etwa eine halbe Bohlenbreite, also so versetzt sind, daß immer »voll auf Fuge« kommt.

185.  
Parallele  
Längsfugen.

Hierher gehören auch die beiden Bretterlagen von Parkettböden, wobei die untere Lage, der Blindboden, aus gewöhnlichen, unbeholzten und ungefümten Brettern besteht, welche auf die Balken oder auf besondere Lagerhölzer senkrecht zu denselben gelagert werden, und die obere Lage meist aus quadratischen Täfelchen besteht, welche mittels Nut und eingelegter Feder aus hartem Holze aneinander gefügt und auf die untere Bohlenlage mit in die Nuten schräg eingesetzten Nägeln oder besser mit Schrauben befestigt werden.

Wo es sich um einen dichten Abschluß mittels nur gefäumter Bretter handelt, läßt man Zwischenräume zwischen den einzelnen Brettern beider Lagen, welche schmaler als die Brettbreiten sind, so daß die Bretter sich gegenseitig überdecken und aufeinander genagelt werden können. Diese Verbindungsweise von Brettern und Bohlen besitzen die sog. Stülpdecken (Fig. 398 u. 399), welche man in Räumen anwendet, wo geputzte Decken wegen der darin entwickelten Feuchtigkeit und schädlichen Ausdünstung (z. B. in Stallungen) Dauer nicht



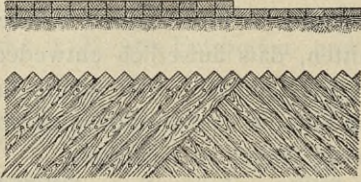


verprechen, und die fog. Stülpwände (Fig. 400), welche man bei Herstellung von Fangdämmen, der Holzsparris halber, anstatt dichter, doppelter Bohlenlagen ausführt.

186.  
Gekreuzte  
Längsfugen!

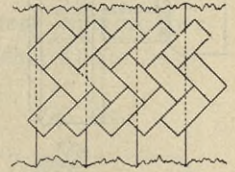
Wo die beiden Lagen von Balken oder Brettern ein möglichst unverfchiebliches Ganze bilden sollen, werden dieselben unter verschiedenen Winkeln, welche meist

Fig. 401.



zwischen 45 und 90 Grad sich bewegen, entweder unmittelbar oder mittelbar aufeinander genagelt. Die stärksten derartigen Verbindungen erfordern liegende Roste, welche aus starken Bohlen herzustellen sind und sich weder verschieben, noch durch-

Fig. 402.



biegen dürfen. Um einen Verschnitt an den Enden zu vermeiden, kreuzt man dieselben unter einem Winkel von 90 Grad (Fig. 401) und nagelt sie an mehreren geeigneten Stellen.

Hierher gehören ferner diejenigen Parkettböden, bei welchen der Blindboden aus senkrecht zu den Balken oder Lagerhölzern auf dieselben genagelten Brettern besteht, während die Täfelchen des oberen Belages so verlegt werden, daß ihre Fugen diejenigen der Bretter unter einem gleichen oder unter verschiedenen Winkeln kreuzen (Fig. 402).

Zwei Lagen gekreuzter Bohlen bedient man sich ferner zur Herstellung leichter Wände, wobei man die eine Lage aus lotrechten, die andere Lage aus meist unbehobelten, gegen die Mitte der Wand geneigten Brettern herstellt, welche

Fig. 403.

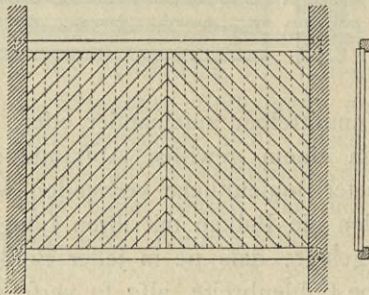
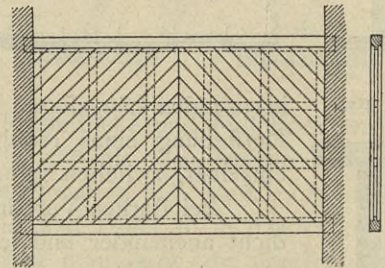


Fig. 404.



man an die ersteren nagelt (Fig. 403). Die geneigten Bretter bilden mit jenen lotrechten zusammen eine Art Hängewerk, wodurch sich diese fog. gefpregten Bretterwände frei tragen. Um solche Wände zu schlechteren Leitern der Wärme und des Schalles zu machen, schaltet man zwischen die beiden Bretterlagen ein aus Bohlen hergestelltes Riegelgerüst ein (Fig. 404), an welches die gegen die Mitte der Wand geneigten Bretter genagelt werden.

Hierher sind auch die auf den Sparren von Pult- oder Satteldächern angewendeten Verschalungen zu rechnen, deren Schalbretter die Sparren unter Winkeln von etwa 45 Grad kreuzen und auf dieselben genagelt werden. Der hierdurch gebildete Dreieckverband verhindert die Verschiebung der Binder und dient als wirksamer Ersatz für einen besonderen Windverband.

### c) Verbände in zwei zu einander geneigten Ebenen.

187.  
Verzinkung.

Der einfachste Verband zweier unter einem Winkel sich treffender Bohlen bildet die gerade oder schräge Fuge, welche beide indes eine Befestigung durch



Leim, durch Nagelung oder durch beides erfordern. Einen besseren Verband liefert die Verzinkung, bei welcher die einzelnen Zinken entweder durch die ganze Dicke der Bretter hindurchreichen (Fig. 405) oder, um das Hirnholz der Zinken an einer

Seite zu verdecken, eine Länge von nur  $\frac{2}{3}$  oder  $\frac{3}{4}$  der Brettstärke erhalten (Fig. 406), wodurch die verdeckte Verzinkung entsteht. Um die Verzinkung an beiden Seiten zu verdecken, wie dies bei allen feineren Arbeiten erforderlich ist, wendet man die Verzinkung

Fig. 405.

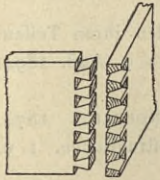


Fig. 406.

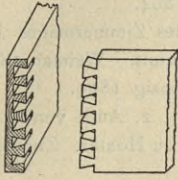
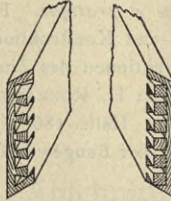


Fig. 407.



auf Gehrung (Fig. 404) an, obwohl die Bearbeitung derselben schwieriger ist und mehr Zeit erfordert. Um die Verzinkung zur Befestigung der unter einem Winkel zu verbindenden Bohlen noch wirksamer zu machen, werden letztere überdies verleimt.

Einen wirksameren Winkelverband von Bohlen erreicht man indes durch zwei oder mehrere eiserne Winkelbänder, deren beide Schenkel man auf die zu verbindenden Bretter auflegt oder in dieselben einläßt und dann durch Nägel oder besser durch Schrauben mit ihnen verbindet. Der festeste Winkelverband von Bohlen wird durch je ein aufgelegtes oder eingelassenes Winkeleisen von der Länge der zu verbindenden Bretter hergestellt, welches man in derselben Weise befestigt.

188.  
Verband  
mittels Eifen.

#### Litteratur.

Bücher über »Konstruktionselemente in Holz«, sowie über »Zimmerwerkskunde« und »Baufchreinerei«.

JOUSSE, M. *Le théâtre de l'art de la charpenterie, enrichi de diverses figures avec l'interprétation d'icelles. La Fleche 1664.*

SCHÜBLER, J. J. Nützliche Anweisung zur unentbehrlichen Zimmermanns-Kunst. Nebst italiänischen, französifchen und teutschen Heng- und Sprengwerken. Nürnberg 1731.

SCHÜBLER, J. J. *Sciagraphica artis lignariae*, od. nützliche Eröffnung zu der sichern fundamentalen Holz-Verbindung bey dem Gebrauch der unentbehrlichen Zimmermanns-Kunst. Nürnberg 1736.

REUSS. Anweisung zur Zimmermannskunst. Leipzig 1764. — 3. Aufl. 1789.

KRAFFT, J. CH. *Plans, coupes et élévations de diverses productions de l'art de la charpente.* Paris 1805.

HOFFMANN, J. G. Hauszimmerkunst. Königsberg 1819.

TREGOLD, T. *Elementary principles of carpentry.* London 1820. — 7. Aufl. von E. W. TARN. 1886.

MITTERER, H. Die deutsche Zimmerwerks-Kunst etc. München 1825. — 5. Aufl. 1840.

NOSBAN, L. Vollkommenes Handbuch für Möbel- und Gebäudefchreiner etc. Ulm 1829.

MATTHAEY, C. Theoretifch-praktifches Handbuch für Zimmerleute etc. Weimar 1829—40. — 5. Aufl. von W. HERTEL. 1862.

ROMBERG, A. Die Zimmerwerks-Kunst. München 1831—33. — 3. Aufl. 1850.

HÖRNIG, G. S. Grundfätze und Erfahrungen in Betreff der verschiedenen Zimmerarbeiten bei dem Land- und Wasserbau. Dresden und Leipzig 1834. — 4. Aufl. von R. HEYN. Leipzig 1875.

EMY, A. R. *Traité de l'art de la charpenterie.* Paris 1837—41. — Neue Aufl. 1878. — Deutch von L. HOFFMANN. Leipzig 1847—49. — Neue Ausgabe 1860.

HAMPEL, J. C. G. Lehrbuch der höheren Zimmerkunst. Leipzig 1839.

COULON, A. G. *Menuiserie descriptive etc.* Paris 1844. — Neue Aufl. 1869.

ADHÉMAR, A. J. *Traité de charpente.* Paris 1849. — 4. Aufl. 1872.

*De la charpente.* Brüllfell 1852.



- GRELLMANN, C. T. Lehrbuch der praktischen Zimmerkunst. Leipzig 1858.
- MÜLLER, H. Die Hauszimmerkunst. Leipzig 1858.
- FINK, F. Die Schule des Bautischlers. Leipzig 1858. — 3. Aufl.: Der Bautischler oder Baufchreiner und der Fein-Zimmermann. 1877.
- GEIER, F. Statistische Uebersicht der Holzverbindungen von Mittel- und Süddeutschland. Mainz 1859.
- HARRES, B. Die Schule des Zimmermanns. Leipzig 1860—62. (I. Theil: Die Hochbauten. 6. Aufl. 1878.)
- CABANIÉ, B. *Charpente générale théorique et pratique*. Paris 1864.
- BEHSE, W. H. Die praktischen Arbeiten und Konstruktionen des Zimmermanns in allen ihren Theilen. 6. Aufl. von MATTHAEY's Baukonstruktionen des Zimmermanns. Weimar 1868. — 9. Aufl. 1894. 10. Aufl.: Der Zimmermann etc. Von H. ROBRADÉ. Leipzig 1899.
- PROMNITZ, J. Der praktische Zimmermann. Halle 1868—69. — 2. Aufl. von G. WANDERLEY. 1874.
- MÖLLINGER, C. Baukonstruktions-Vorlagen der Baugewerkschule zu Höxter. Zimmerkonstruktionen. I. u. 2. Heft. Halle 1869.
- FRANKE, G. Der praktische Bautischler. Halle 1870.
- DELATAILLE, E. *Art du trait pratique de charpente. Continuation des ouvrages commencés par F. LARROUIL*. Tours 1870—80. — 2. Aufl. 1888.
- WOLFRAM, L. F. Darstellung der Zimmer-Bauwerke von den einfachsten Holzverbindungen bis zu großen zusammengesetzten Dächern, Treppen, Brücken, Maschinen etc. Stuttgart 1872.
- BROUSSE, P. *Enseignement sur l'art de la charpenterie*. Bordeaux 1873.
- LEHFELD, P. Die Holzbaukunst. Berlin 1880.
- BOMSTORFER, K. A. Die Bautischlerei. Leipzig 1880.
- Deutsche bautechnische Taschenbibliothek.  
Heft 69, 70 u. 73: Der Zimmermeister und Bau-Unternehmer. Von G. ADLER. Leipzig 1881.  
Heft 55 u. 56: Die Bautischlerei. Von C. A. ROMSTORFER. 1880—81.
- PROMNITZ, J. Der Holzbau. Leipzig 1881.
- DELABAR, G. Die wichtigsten Holzkonstruktionen mit den Zimmerer-, Schreiner- und Glaferarbeiten. Freiburg i. B. 1883.
- SCHRÖDER, CH. Die Schule des Tischlers etc. Weimar 1885.
- KRETSCHMER, K. Die Holzverbindungen. Wien 1885.
- PRIES, H. Die einfachen Zimmerkonstruktionen. Kiel 1888.
- KRAUTH, TH. & F. S. MEYER. Das Schreinerbuch etc. Leipzig 1890. — 4. Aufl. 1899.
- KRAUTH, TH. Die Bau- und Kunstzimmerei mit besonderer Berücksichtigung der äußeren Form. Leipzig 1893.
- BISCHOFF, E., KRAUTH, TH. & F. S. MEYER. Der Zimmermann. Eine Sammlung praktischer Vorbilder für allerlei Zimmerwerke und deren Einzelheiten. Ravensburg 1894.
- DIESENER, H. Praktische Unterrichtsbücher für Bautechniker. Bd. 5: Die Baukonstruktionen des Zimmermanns etc. Halle 1892.
- KRAUTH, TH. & F. S. MEYER. Das Zimmermannsbuch etc. Leipzig 1893. — 3. Aufl. 1899.
- Ferner:
- Journal de menuiserie*. Erscheint seit 1863.
- Deutsche Tischler-Zeitung. Herausg. v. F. A. GÜNTHER. Berlin. Erscheint seit 1874.
- Neue Tischler-Zeitung. Herausg. v. W. GRAMM. Red. v. L. JACOBS. Hamburg. Erscheint seit 1879.
- Zeitschrift der Zimmerkunst. Red. v. W. SCHÖNSTEIN. Leipzig. Erscheint seit 1883.
- Illustrierte Schreiner-Zeitung. Herausg. von F. LUTHMER. Stuttgart. Erscheint seit 1883.



III. Teil, 1. Abteilung:  
KONSTRUKTIONSELEMENTE.

3. Abschnitt.  
Konstruktionselemente in Eifen.

VON GEORG BARKHAUSEN.

1. Kapitel.

Verbindung von Eifenteilen.

Eiserne Kontruktionsteile werden in sehr verschiedener Weise miteinander verbunden. Das Zusammenschweißen von Eifen und Stahl kommt an dieser Stelle nicht in Frage; hauptsächlich werden es die Verbindungen mittels Niete, mittels Schrauben, mittels Bolzen, mittels Keile und mittels Splinte sein, deren Betrachtung die Aufgabe des vorliegenden Kapitels ist.

189.  
Warme  
Nietung.

a) Niete und Nietverbindungen.

1) Niete und Nietlöcher.

Niete dienen zur mechanischen Verbindung von Eifenteilen, wie auch einiger anderer Metalle; doch kommt die Vernietung nirgends in so ausgedehntem Maße in Anwendung, wie beim Eifen. Die Grundsätze der Vernietung sind hier verschieden, je nachdem dieselbe in erster Linie bestimmt ist, Kräfte zu übertragen oder die Fuge der vernieteten Teile so zu schließen, daß Flüssigkeiten oder Gase, selbst unter Druck stehend, nicht durchdringen können. Man unterscheidet daher Kraftnietungen und Nietungen auf Dichtigkeit.

Die Vernietung besteht darin, daß in je zwei einander in jeder Beziehung genau entsprechende, kreisrunde Löcher der beiden zu vernietenden Teile ein den Lochdurchmesser an Stärke nicht ganz erreichender, hellrot- bis weißglühender Bolzen eingesteckt wird, dessen hinteres Ende einen ringförmig vorstehenden Kopf, den sog. Setzkopf, trägt; dieser legt, mit leichtem Hammerchlage angetrieben, die Stellung des Nietbolzens im Loche fest. Am anderen Ende steht der Bolzen so weit aus dem Loche hervor, daß durch Umschmieden mittels Zuschlag- und Gefenhammer (Schellhammer) ein ähnlicher Kopf, wie der oben erwähnte, der sog. Schließkopf, nachträglich aus dem weißglühenden Bolzen hergestellt werden kann; die Länge des Bolzens muß von vornherein auf die Dicke aller aufeinander zu nietender Teile und auf die richtige Ausbildung des Schließkopfes bemessen sein.



Zu kurze Niete geben unvollkommene Köpfe; bei zu langen vermag der Gefenkhammer das überflüssige Material nicht zu fassen; letzteres quillt feitlich hervor, und die fo entstehende unregelmäßige Kopfform verkürzt die verlangte Tragfähigkeit nicht, wenn das Antreiben recht scharf erfolgt.

Um einem Niete vom Durchmesser  $d$  und der schließlichen Schaftlänge  $a$  sicher einen guten Schließkopf geben zu können, ist die Schaftlänge des Nietbolzens mit  $1,1 a + 1,33 d$  zu wählen.

Die Köpfe brauchen nicht mittels Gefenkhammer vor den Flächen der vernieteten Teile vorspringend ausgebildet zu werden; man kann vielmehr den cylindrischen Löchern an einem oder an beiden Enden Ausweitungen nach Gestalt eines abgestumpften Kegels, mit der größeren Endfläche in der Außenfläche der zu nietenden Teile, geben und den Bolzen so lang machen, daß er, mit Zuschlaghämmern niedergeschmiedet, die Ausweitung gerade ausfüllt; auf solche Weise entstehen die versenkten Niete (siehe Fig. 412).

Nach Ausbildung des Schließkopfes ist das Bewegen des Bolzens nach keiner Seite mehr möglich; er füllt durch die Anstauchung beim Ausbilden des Schließkopfes das Loch aus, legt sich auch mit den Ringflächen der Köpfe so eng an die Flächen der genieteten Teile an, daß man selbst mit scharfen Werkzeugen nicht in die Fuge unter dem Kopfe eindringen kann. Da dieser Zustand hergestellt wird, während der Niet noch heiß ist, dieser sich aber bei weiterer Abkühlung noch zusammenzieht, d. h. verkürzt, so werden die zu vernietenden Teile beim Erkalten immer fester aufeinander gepreßt, und es entsteht eine Reibung zwischen ihnen, welche in vielen Fällen allein genügt, um das Auseinanderziehen der vernieteten Teile durch die wirkenden Kräfte zu verhindern.

Da zum Ausbilden des Schließkopfes schwere Hammerschläge erforderlich sind, so ist Vernietung bei solchen Baustoffen ausgeschlossen, welche Hammerschläge nicht ertragen; dahin gehört z. B. Gußeisen. Die Möglichkeit der Nietung von Eisteilen beschränkt sich also auf Schweisseisen, Flußeisen und Stahl. Ebenso ist selbstverständlich warme Nietung bei allen Metallen ausgeschlossen, welche bei Berührung mit weißglühendem Eisen verbrennen, schmelzen oder sonst zerstört werden.

Nicht alle Eifennietungen werden mit glühenden Nieten ausgeführt. Sinkt der Nietdurchmesser unter 10 mm, so werden die dünnen Schäfte durch Weißglühhitze zu stark angegriffen, oft völlig verbrannt. Bei Verwendung solcher Masse stellt man die Niete aus weichem Eisen her und schmiedet den Schließkopf mit oder ohne Schellhammer kalt. Solche Nietungen sind wegen mangelhafter Ausfüllung des Loches erheblich weniger tragfähig und dicht.

Die Nietlöcher sollen der Regel nach genau kreisrund und völlig cylindrisch fein; auch sollen die zusammengehörenden Löcher in den zu verbindenden Teilen ohne Abweichung übereinander liegen. Geringe Ungenauigkeiten in letzterer Beziehung sollen durch Ausreiben mit der Reibahle, nicht durch das so beliebte Aufreiben mittels konischen Stahldornes, beseitigt werden. Das Herstellen der Nietlöcher, das Lochen, erfolgt mittels Durchstoßmaschinen oder durch Bohren.

Das Ausstoßen oder Punzen der Nietlöcher ist zwar sehr bequem und an Zeit- und Geldverbrauch sparsam, ruft aber anderweitige Mifsstände hervor, welche eine wirklich gute Vernietung sehr erschweren.

Zunächst wird das Metall in der Umgebung des Loches durch die großen Scherspannungen, welche am Lochrande selbst bis zur Zerstörung steigen müssen, leicht verdrückt und jedenfalls in der Tragfähigkeit wesentlich beeinträchtigt; schmale Eisteile werden beim Lochen nach Länge und Breite auseinander gedrückt, so daß der Rand wellenförmig und die richtig hergestellte Nietteilung zu weit wird. Es ist daher ganz unzulässig, schmale schwache Eisen (Bandeisen, Winkeleisen, schwache C-Eisen u. f. w.) unter dem Durchstoße zu lochen; sie müssen die Löcher auf andere Weise erhalten. Das Lochen mit der Stoßmaschine ist auf starke Eisenforten (große Bleche, Stege starker I-Träger u. f. w.) zu beschränken.

190.  
Kalte  
Nietung.

191.  
Nietloch.



Insbesondere entstehen beim Lochen des Stahles am Rande des Loches Haarriffe, welche das fertige Stück durchaus unzuverlässig machen.

Sodann muß die Matrize etwas zu weit fein, damit der Dorn sich nicht in sie einklemmt; dadurch bekommen die Löcher eine merklich kegelförmige Gestalt (Anzug 1:8), welche nach dem Zusammenlegen der Teile beim Ausbilden der Niete plötzliche und daher schädliche Aenderungen des Schaftdurchmessers ergibt.

Jedenfalls soll die Lochung so erfolgen, daß beim Zusammenlegen der Teile die engen Lochenden zusammentreffen, damit der fertige Schaft eine doppeltkegelförmige Gestalt mit dem kleinsten Durchmesser in der Mitte erhält und so die Köpfe im Zusammenhalten der Teile unterstützt.

Beim Austreten aus dem Loche läßt der ausgestoßene Kern auf der Unterseite am Rande des Loches einen vorspringenden scharfen Grat stehen, während oben der Rand etwas eingedrückt wird; werden diese Unebenheiten, namentlich der Grat am unteren Rande, nicht sorgfältig beseitigt, so sind sie der guten Ausbildung der Nietköpfe und dem dichten Schlusse der Fuge hinderlich.

Bei dem schnellen Fortschritte der Locharbeit ist es schwierig, die schweren Teile stets in die genau richtige Lage zu bringen; häufig kommen daher kleine Fehler in der Lochstellung vor, welche gutes Passen der Löcher und dichten Schluß der Fuge zwischen den zu verbindenden Teilen ausschließen.

Diese Mifsstände, welche teils schwer, teils gar nicht zu beseitigen sind, lassen es angezeigt erscheinen, wenigstens bei hohen Ansprüchen an die Güte der Arbeit die zeitraubendere und teurere Art der Herstellung der Löcher durch Bohren vorzuziehen.

Die Löcher werden mit lotrechten Bohrmaschinen erzielt, deren Bohrer gebrochene Schneiden mit dem tiefsten Punkte in der Mitte und einer Gesamtbreite gleich dem Lochdurchmesser haben, oder neuerdings häufiger als schraubenförmige Schneidewerkzeuge mit Spitze ausgebildet sind. Es ist leicht, diese Bohrer mit der Spitze genau in die vorgezeichnete Lochteilung zu setzen; sie schneiden dann eine kegelförmige Vertiefung, welche so lange erweitert wird, bis der volle Lochdurchmesser hergestellt ist, ohne daß dabei das umgebende Metall erheblich in Mitleidenschaft gezogen würde. Die oben gerügten Mifsstände fallen dabei fort. Zwar erzeugt sich auf der Unterseite auch ein leichter Grat; doch ist dieser geringfügig und leicht zu beseitigen.

Bei Verwendung der älteren, dreieckigen Bohrer wird die Lochwandung durch die Schnitte der beiden äußeren Ecken der Bohrmaschine erzeugt, welche die Wandung in flachen Schraubengängen herstellen, so daß dieselbe nicht glatt, sondern gefurcht erscheint, etwa wie die mit dem spitzen Schneidestahle gehobelte Fläche. Der Schneckenbohrer schneidet die Lochwandung dagegen mit scharfer schraubenförmiger Schneide fertig, so daß sie ganz glatt, häufig spiegelnd ausfällt. Da nun recht glatte Wandungen die gute Ausfüllung des Loches durch den Niet fördern, so werden die Schneckenbohrer jetzt ganz allgemein den alten Dreiecksbohrern vorgezogen. Auch zum Ausreiben rauher oder nicht genau passender Löcher eignet sich der Schneckenbohrer vorzüglich.

Ein Mittelweg zwischen Stoßen und Bohren, welcher selbst bei Stahl von vielen für zulässig erklärt wird, besteht darin, daß man das Loch zuerst nur mit etwa  $\frac{3}{4}$  des Durchmessers stößt und den verbleibenden ringförmigen Rest dann nachbohrt oder nachreibt.

Der mit dem Setzkopfe verfehene Schaft oder Bolzen des Nietes zeigt nur dicht an diesem Kopfe den vorgeschriebenen Durchmesser; im Mittel ist er etwa 3 Vomhundert schwächer, als das auszufüllende Loch; im übrigen ist er etwas kegelförmig gestaltet, damit er ohne zu großen Widerstand in das Nietloch getrieben werden kann.

Schaftlängen, welche das 4-fache des Durchmessers übersteigen, stellen die vollkommene Ausfüllung des Loches durch das Stauchen in Frage und sind daher zu vermeiden; sind Bolzen von größerer Länge nicht zu umgehen, so zieht man Schraubenbolzen vor.

Die Nietköpfe erhalten verschiedene Form; Beispiele zeigen Fig. 408 bis 415. Die ursprünglich vorhandenen Setzköpfe haben sehr häufig eine andere Form, als die mit dem Schellhammer herzustellenden Schließköpfe.

Der unvermittelte Uebergang des breiten Kopfes in den schmalen Schaft beeinträchtigt die Tragfähigkeit des Nietes; es ist daher zweckmäßig, die Kante des

192.  
Niettschaft.

193.  
Nietkopf.



Loches 1 bis 2 mm tief und breit mit einem zu weiten Dreiecksbohrer zu brechen und dem Setzkopfe von vornherein den entsprechenden, kegelförmigen Uebergang vom Kopfe in den Schaft zu geben. Am Schließkopfe bildet sich dieser nach Maßgabe der Gestalt des Loches von selbst.

Niete für gebrochene Lochkanten zeigen Fig. 411 u. 412;

Fig. 413 ist ein halb versenkter Niet; Fig. 415 zeigt zwei Formen versenkter Niete, die jedoch an beiden Enden deselben Nietes gleichzeitig felten ausgeführt werden.

Fig. 408.

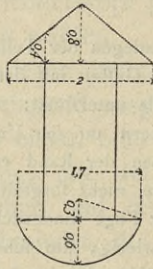


Fig. 409.

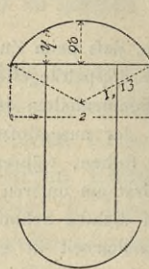


Fig. 410.

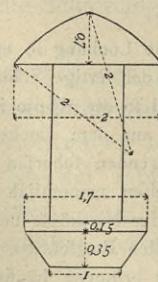


Fig. 411.

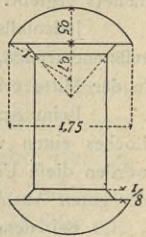


Fig. 412.

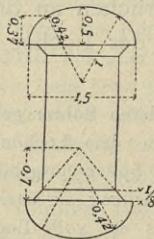


Fig. 413.

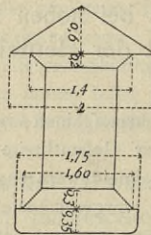


Fig. 414.

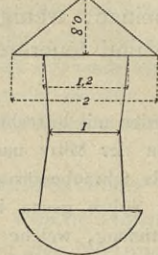
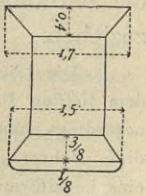


Fig. 415.



Befonders gebräuchlich für starke Nietungen ist die Form in Fig. 412, da sie bei schmalem Nietkopfe doch eine große Cylinderfläche in der Verlängerung des Schaftumfanges giebt, deren Abscherungsfestigkeit dem Bestreben des Nietes, sich beim Erkalten zusammenziehen, widerstehen muß. Da das Zusammenziehen aber zugleich den Schaft abzureißen strebt, so wird ein gut geformter Niet in der cylindrischen Abscherungsfläche dieselbe Sicherheit haben müssen, wie im Schaftquerschnitte.

Wird die zulässige Scherspannung im vielfach umgearbeiteten Kopfe gleich  $\frac{2}{3}$  der Zugspannung im Schaft gesetzt und ist  $h$  (Fig. 409) die Höhe des abzuscherehenden Cylinders, so muß stattfinden

$$h d \pi \frac{2}{3} s' = \frac{d^2 \pi}{4} s',$$

woraus als kleinster Wert

$$h = 0,375 d$$

folgt. Im festeren Setzkopfe kann die Höhe etwas geringer sein. Die Abbildungen zeigen, wenn man die Versenkungen mit berücksichtigt, fämtlich größere Kopfhöhen; offenbar sind aber dreieckige Köpfe ungünstiger, als runde. Die Korbformen in Fig. 412 ist gegenüber der Halbkugel über derselben Grundfläche vorzuziehen, weil letztere viel unnützes Metall in die Kuppe des Kopfes bringt.

Die Beanspruchung des Schaftes infolge der Verhinderung des Zusammenziehens beim Erkalten hängt vom Wärmeunterschiede zwischen Niet und Umgebung in dem Augenblicke ab, wo der Kopf weit genug ausgebildet ist, um die Bewegung des Nietes zu verhindern. Die Spannung im Schaft entspricht übrigens nicht der ganzen angestrebten Zusammenziehung; vielmehr drücken sich die genieteten Teile unter dem Drucke des Kopfes in sich zusammen, und die Fugen zwischen den Blechen werden geschlossen. Der Niet wird sich also bei der Abkühlung um so mehr wirklich verkürzen, je mehr schwache Bleche er faßt; seine Spannung wird hoch, wenn er nur wenige starke, dem Schluffe der Fuge großen Widerstand entgegengesetzte Bleche verbindet.



Der Niet wird bis auf 1100 bis 1200 Grad C. erwärmt; doch ist anzunehmen, daß er bis zum Augenblicke des ersten festes Anliegens des Schließkopfes, des Greifens des Nietes, auf etwa 900 Grad C. abgekühlt ist.

Bezeichnen  $\alpha$  die Längenausdehnung der Längeneinheit durch 1 Grad C. Wärmezunahme und  $l$  die Länge des Schaftes,  $E$  die Elastizitätsziffer des Nietstoffes und  $\sigma$  die Längsspannung im Niete, so würde  $\sigma$  für einen in völlig starre, kalte Masse gezogenen Niet folgen aus  $\sigma : E = \alpha l \cdot 900 : l$ , woraus  $\sigma = \frac{900 \alpha l E}{l}$ , und da für Stahl und Eisen  $\alpha = 0,0000123$ ,  $E = 2000000$  kg auf 1 qcm zu setzen sind,  $\sigma = 900 \cdot 0,0000123 \cdot 2000000 = 22140$  kg für 1 qcm, so daß ein solcher Niet beim Abkühlen notwendig durchreißen müßte.

Nun ist aber der umgebende Körper weder kalt noch starr. Er erwärmt sich durch den Niet auf etwa 400 Grad C., so daß für die Spannung des Nietes nur  $900 - 400 = 500$  Grad C. in Frage kommen.

Durch die Spannung  $\sigma$  im Bolzen, welche eine Spannkraft von  $\sigma \frac{d^2 \pi}{4}$  liefert, wird ein ringförmiger Körper unter den Kopfrändern vom Querschnitte  $\frac{1,25^2 d^2 \pi}{4} - \frac{d^2 \pi}{4} = 1,25 \frac{d^2 \pi}{4}$  zusammengepreßt; die Spannung darin ist also  $\sigma \frac{d^2 \pi}{4} : 1,25 \frac{d^2 \pi}{4} = \frac{\sigma}{1,25}$ , und für die Zufammendrückung  $\Delta$  auf die Länge  $l$  gilt infolgedessen die Beziehung  $\Delta : l = \frac{4/5 \sigma}{E}$ , woraus  $\Delta = 4/5 \sigma l \frac{1}{E}$  folgt.

Jede der  $n$  Fugen zwischen den aufeinander zu nietenden Teilen drücke sich um  $\delta$  Centim. zusammen; von der ganzen Längung des Schaftes um  $500 \cdot 0,0000123 l$  gehen also die Strecken  $4/5 \sigma l \frac{1}{E}$  und  $n \delta$  ab, und die die Spannung erzeugende Reckung ist demnach

$$500 \cdot 0,0000123 l - \frac{4}{5} \sigma l \frac{1}{E} - n \delta.$$

Die Spannung im Bolzen folgt daher aus

$$\sigma : E = \left[ 500 \cdot 0,0000123 l - \frac{4}{5} \sigma l \frac{1}{E} - n \delta \right] :$$

und aus dieser Gleichung ergibt sich, wenn für  $E$  der Wert eingesetzt wird,

$$l = \frac{n \delta}{0,00615 - 0,0000009 \sigma},$$

wonach man bestimmen kann, wie lang ein Niet werden darf, wenn eine bestimmte Längsspannung nicht überschritten werden soll. Geht man mit der Spannung  $\sigma$  für weichen Stahl bis an die Elastizitätsgrenze von  $\sigma = 1800$  kg für 1 qcm und setzt man das Maß  $\delta$  der Zufammendrückung jeder Fuge gleich  $0,03$  cm, so folgt

$$l = 6,6 n.$$

Demnach dürfen die Niete bei Vernietung von zwei Platten (also  $n = 1$ ) höchstens  $6,6$  cm, in drei Platten (für  $n = 2$ )  $13,2$  cm u. f. w. lang sein. Der guten Stauchung wegen wird demgegenüber für Handnietung die Grenze  $l = 4d$  eingehalten; bei Maschinennietung sind auch längere Niete zulässig.

Lange Niete werden weniger gespannt, wenn man sie nur in demjenigen Teile der Schaftlänge glühend macht, der zur Bildung des Schließkopfes genügt. Dieses Verfahren ist aber zu verwerfen, weil das Nietloch dabei nie gut ausgefüllt werden kann. Sind sehr lange Bolzen erforderlich, so verwende man Schraubenbolzen. Ein gutes Mittel zur Verminderung der Nietspannung ist das Vorwärmen der Umgebung des Loches durch Einschlagen heißer Dorne.

Die Ausfüllung des Nietloches ist sowohl bei Dichtigkeits-, wie Kraftnietungen wichtig: bei ersteren, um keine offenen Fugen zu bieten; bei letzteren, um Verschiebungen der Teile gegeneinander zu vermeiden. Hier treten aber ähnliche Verhältnisse auf, wie für die Schaftlänge. Das Loch kann sich wegen des Widerstandes des Bleches bei der Erwärmung nicht frei ausweiten, während der heiße Schaft genau den Durchmesser des Loches annimmt; der warme Niet muß sich mehr zusammenziehen, als sich das Loch im kälteren Bleche verengt; folglich muß eine geringe Fugenöffnung entstehen, welche nach gemachten Versuchen in manchen Fällen allerdings unnachweisbar gering ist, in anderen aber bei guter



Ausführung bis zu 2 Vomhundert <sup>86)</sup>, bei mangelhafter Ausführung bis zu 5 Vomhundert <sup>87)</sup> feigt.

In Fällen, wo man der Ausfüllung unbedingt sicher sein muß, hat man daher die Löcher leicht kegelförmig ausgerieben, die Nietchäfte nach demselben Kegel abgedreht und dann den Niet kalt eingezogen. Dafs dabei der Schliefskopf schlechter ausfällt, ist wegen der fehlenden Längsspannung im Schaft ungefährlich.

196.  
Ausführen  
der  
Nietung.

Handnietung und Maschinennietung verteilen sich heute so, dafs erstere für kleinere Arbeiten und in kleineren Werkstätten die Regel bildet, wo die teure Anlage der Nietpressen nicht beschafft werden kann.

Eine Nietrotte für Handnietung besteht ausser dem Schmiedejungen, der die Niete heifs macht und herwirft, mindestens aus drei Mann, dem Vorarbeiter 1, dem Zuschläger 2 und dem Gegenhalter 3. 3 setzt zuerst den kalten Stahldorn in das gut passend gearbeitete Loch, und 1 und 2 treiben ihn mit leichten Hämmern (3 kg) durch, um die Lochwandung zu glätten, jedoch nur, wenn die Lochwandung rauh ist. Die Ränder nicht genau passender Löcher auf diese Weise gewaltfam wegzuftauchen, ist durchaus unzulässig; sie sollen mit der Ahle weggerieben oder mit dem Schneckenbohrer weggebohrt werden. Passende Löcher mit schlichter Wandung werden überhaupt nicht nachgedornt. 3 steckt nun den heissen Niet ein und setzt den Gegenhalter — Brechstange mit Höhlung für den Setzkopf, Fufschraube oder Hebel — auf, und 1 und 2 stauchen hierauf mit leichten Hämmern den Kopf an, bis er zu fassen anfängt. Nun setzt 1 den Schellhammer mit der Höhlung für den Schliefskopf auf, und 2 schlägt nach Anweisung von 1 mit dem schweren Zuschläger (8 kg) so lange auf den Schellhammer, bis der Kopf allseitig voll ausgebildet ist, so dafs die Kanten des Schellhammers noch leicht in das zu nietende Blech einschneiden. Die Bildung des Schliefskopfes soll erfolgt sein, solange noch dunkle Rotglut erkennbar ist, da sonst der gute Schluß in Frage gestellt wird und die Köpfe beim Erkalten von den Rändern her einreißen. Bei grösseren Nietungen besteht die Rotte neben dem Nietjungen gewöhnlich aus 4 Mann, indem für die dauernde Arbeit dem Vorarbeiter 1 zwei Zuschläger 2 zugewiesen werden.

Auf die Maschinennietung hier näher einzugehen, würde hier zu weit führen.

Die Leistung ist bei Handnietung durch eine Rotte

unter günstigen Verhältnissen	600 Niete	von 2 cm Durchmesser	in 10 Stunden,
» mittleren	» 450	» » 2 »	» » 10 »
» ungünstigen	» 200	» » 2 »	» » 10 »

Bei Maschinennietung leistet eine gut bewegliche Nietpresse auf der Baustelle unter günstigen Verhältnissen in 10 Stunden bis 800 Niete von 2,5 cm Durchmesser bei einem Drucke von 7000 bis 8000 kg, für sehr schwere Niete bis 15000 kg auf 1 qcm Nietquerschnitt.

Die Möglichkeit der Handnietung hört mit mäfsig langen Nieten von 2,5 cm Durchmesser auf, während bei Maschinennietung alles thatsächlich Vorkommende ohne Schwierigkeit geleistet werden kann.

Die Kosten der Nietung betragen für 100 Stück an Arbeitslohn bei:

	13 bis 16 mm Durchm.	20 bis 23 mm Durchm.	24 bis 29 mm Durchm.
Maschinennietung . . .	1,25 Mark	1,5 Mark	1,7 Mark
Handnietung . . . . .	3,5 »	4,0 bis 4,5 »	5,0 bis 6,0 »

197.  
Fertige Niete.

Ein gut ausgeführter Niet, bei welchem der Schaft das Loch voll ausfüllt und die Köpfe fest aufsitzen, ist daran zu erkennen, dafs ein elastisch geführter Hammer bei leichtem Schlage auf den Nietkopf zurückschnellt, wie vom Amboss; giebt der Schlag einen klappernden Ton und springt der Hammer nicht ab, so ist der Niet im Loche beweglich und in irgend einer Beziehung mangelhaft gebildet. Solche Niete sollen durch Abschneiden eines Kopfes mittels Hammers und Stahlmeißels beseitigt und durch neue ersetzt werden.

<sup>86)</sup> Siehe: *Railroad gaz.* 1884, S. 662.

<sup>87)</sup> Siehe: *Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing.* 1882, S. 308.



Verbrauch und Gewicht der Niete werden nach den Tabellen für Rundeisen ermittelt, indem man der Schaftlänge zwischen den Köpfen die Länge von zwei Schaftdurchmessern für jeden Kopf hinzurechnet.

## 2) Anordnung der Vernietungen.

Bei der Anordnung und Berechnung von Nietungen kommen die folgenden wesentlichen Punkte in Betracht:

198.  
Gefichtspunkte.

- α) die Stärke und Länge der Nietbolzen;
- β) die Festigkeit der vernieteten Teile an der durch die Nietlöcher geschwächten Stelle;
- γ) die Festigkeit der vernieteten Teile zwischen den letzten Nietten und dem Blechrande;
- δ) die Reibung zwischen den verbundenen Teilen;
- ε) die Festigkeit des Nietbolzens;
- ζ) der Druck zwischen dem Umfange des Nietbolzens und der Wandung des Nietloches: der Lochlaibungsdruck, und
- η) die verbiegende Wirkung auf den Bolzen.

α) Die Stärke des Nietbolzens hängt in erster Linie von der Stärke der zu vernietenden Bleche ab. Macht man die Niete zu dünn, so können sie die Bleche nicht genügend aufeinander pressen; sind sie zu stark, so üben sie infolge ihrer Längsspannung zerstörende Drücke auf die Bleche aus. Ist  $d$  der Nietdurchmesser,  $\delta$  die Stärke eines Bleches, so soll  $\frac{d}{\delta}$  zwischen 1,75 und 2,50 liegen, gewöhnlich 2 betragen<sup>88)</sup>. Nach *Winkler* soll der Durchmesser für Träger von  $l$  Met. Länge

199.  
Stärke  
des  
Nietbolzens.

$$d = (2 + 0,005 l) \text{ Centim.}$$

betragen.

Die für Baukonstruktionen verwendeten Nietforten beschränken sich gegenwärtig auf Durchmesser von 0,7, 1,0, 1,2, 1,5, 1,6, 1,9, 2,0, 2,3 und 2,5 cm.

Die Länge der Nietbolzen bestimmt sich aus der Dicke und Zahl der zu verbindenden Teile; jedoch sind die Vernietungen nach dem früher Gesagten so anzuordnen, daß die Schaftlänge das 4-fache des Durchmessers nicht überschreitet. Ist eine größere Länge nicht zu umgehen, so müssen die in Art. 192 u. 194 (S. 143 u. 144) erwähnten Vorsichtsmaßregeln getroffen werden.

200.  
Länge des  
Nietbolzens.

β) Die Festigkeit des durch die Nietlöcher geschwächten Querschnittes der verbundenen Teile muß schon bei der Festsetzung der Abmessungen der letzteren im Auge behalten werden; denn würden sie genau den wirksamen Kräften entsprechend bemessen, so würde die Schwächung durch Nietlöcher Ueberanstrengungen hervorrufen. Streng genommen muß der Querschnitt eines Konstruktionsteiles um so viele Nietlochquerschnitte zu groß gemacht werden, wie in den Verbindungs- oder Anschlußstellen Niete in einen Querschnitt nebeneinander zu stehen kommen.

201.  
Festigkeit  
der  
vernieteten  
Teile.

Bei große Kräfte übertragenden, dicken Gliedern wird sich der Regel nach aus diesem Gesetze eine ganz unverhältnismäßige Verstärkung ergeben, wenn man versucht, die erforderlichen Niete sämtlich nebeneinander zu setzen, eine Anordnung, welche die gleichmäßige Beanspruchung aller Niete zunächst zweck-

<sup>88)</sup> Vergl. auch die nähere Besprechung unter η (Art. 206 u. 232).



mäßig erscheinen läßt. Man giebt daher letzteren Vorteil meistens auf — in vielen Fällen, beispielsweise in schmalen Bandeisen-, Winkeleisenschenkeln, ist diese Stellung auch unmöglich — und stellt die Nieten in  $n_1$  Reihen hintereinander, so daß für eine Reihe bei  $n$  Nieten überhaupt nur  $\frac{n}{n_1}$  Nietlöcher für einen Querschnitt in Abzug kommen. Theoretische Erwägungen über die Spannungen in den zu verbindenden Teilen zwischen den Nietreihen haben die Ansicht entstehen lassen, daß man überhaupt nicht mehr als zwei Nietreihen hintereinander setzen dürfe; jedoch ist zu betonen, daß bislang durch die Anordnung von mehr als zwei Nietreihen hintereinander erkennbare Uebelstände nie hervorgerufen sind.

Thatsächlich geht man in der Verstärkung noch weiter herunter. Bei gedrückten Teilen nimmt man gewöhnlich an, daß die Schäfte die Löcher vollkommen ausfüllen, somit durch die Nieten ebensogut Druck übertragen wird, wie durch den vollen Querschnitt selbst, und giebt daher gedrückten Teilen meist gar keine Verstärkung. Dies ist um so mehr zulässig, weil gedrückte Teile gewöhnlich erhebliche Querschnittsvergrößerungen zur Versteifung gegen Zerknicken erhalten, welche in den Anschlüssen oder in Stößen in der Nähe der Enden, wo diese Gefahr beseitigt oder vermindert ist, die Schwächung durch Nietlöcher ausgleichen.

In gezogenen Konstruktionsteilen von Bandform giebt man der theoretischen Breite auf Grund der nachfolgend nachgewiesenen Nietstellung nur einen Zuschlag von einem Durchmesser. Man setzt bei  $n$  zu übertragenden Nietkräften in die erste Reihe nur einen Niet, der eine Nietkraft überträgt, so daß hinter dem Nieten noch  $n - 1$  Nietkräfte wirken; diesen steht aber eine  $n + 1$  Nietkräften entsprechende thatsächliche Bandbreite gegenüber, so daß nun 2 Nieten in eine Reihe gesetzt werden können. Nunmehr verbleiben noch  $n - 3$  Nietleistungen zu übertragen; demnach können in das  $n + 1$  Nietleistungen entsprechende Band nun in der dritten Reihe 4 Nieten gesetzt werden u. f. w.

Diese Stellung 1, 2, 4, 8 u. f. w. muß nach vorn und hinten symmetrisch ausgebildet werden, wenn Band an Band geschlossen werden soll; wird aber ein Band an einen viel stärkeren Konstruktionsteil, z. B. an ein Knotenblech, angegeschlossen, der beliebige Schwächung verträgt, so braucht die Nietstellung nur nach der Seite des Bandes hin auf einen Niet spitz auszulaufen.

Wenn diese Nietanordnung auch nicht einwandfrei ist, so ist sie doch im ganzen von den vorgeschlagenen die zweckmäßigste und meist verwendete.

Die hiernach für Bandeisenvernietung aufzustellenden Regeln lauten: die Nieten sollen gleichmäßig zu beiden Seiten der Bandachse angeordnet sein und in Reihen winkelrecht zu dieser stehen, deren erste und unter den oben bezeichneten Verhältnissen auch letzte je einen Niet enthalten, während die folgenden thunlichst eine um je zwei erhöhte Nietzahl bekommen.

Bei der Verbindung breiter, gezogener Bleche kann man derartige Stellungen nicht verwenden; man ordnet hier so viele gleiche Nietreihen hintereinander an, daß das Metall zwischen den Nietlöchern der ersten Reihe nicht über bestimmte Grenzen hinaus in Anspruch genommen wird. In der ersten Reihe soll das Metall zwischen den Nietlöchern denselben Sicherheitsgrad besitzen, wie die Nieten einer Reihe.

In allen diesen Fällen setzt man die Nieten der einen Reihe meist hinter die Mitten der Nietabstände (Teilungen) der anderen; doch wird neuerdings nach Ver-



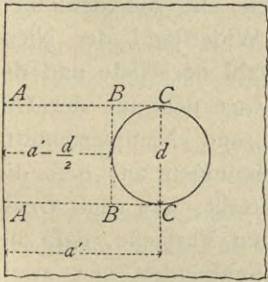
fuchsergebnissen auch befürwortet, die Niete der verschiedenen Reihen gerade hintereinander zu setzen.

Beim Anschlusse oder beim Stosse zusammengesetzter Querschnitte haben die einzelnen Teile, z. B. Winkeleisen, kleine E-Eisen, T-Eisen u. f. w., in der Regel zu geringe Breite, um mehrere Niete nebeneinander aufnehmen zu können; die jedem Teile zukommenden Niete müssen daher alle hintereinander gesetzt werden, und man hat jeden solchen Querschnittsteil um ein Nietloch zu stark auszubilden.

Der Abstand der Mitte des äussersten Nietes einer Querreihe vom Seiten- (oder unbelasteten) Rande des Bleches soll nicht kleiner als  $1,5 d$  sein, da sonst der dünne, ausserhalb des Loches stehende Metallstreifen beim Herstellen des Loches zu leicht zerstört wird.

Hier mag darauf hingewiesen werden, dass die vielfachen angedeuteten Unklarheiten bezüglich der Verteilung der Spannkkräfte auf grössere Nietzahlen und die etwa unvollständig erscheinende Verstärkung genieteter Glieder ihren zu erwartenden übeln Einfluss auf die Güte der Verbindung durch den Umstand zum Teile verlieren, dass bei den Berechnungen von Nietungen die später zu erörternde Reibung der verbundenen Teile aufeinander und an den Ringflächen der Nietköpfe fast stets vernachlässigt wird, daher eine Sicherung der Verbindungen abgibt.

Fig. 416.



Teiles der Verbindung. Diese Rücksicht wird die Grundlage der nachfolgenden Formelaufstellung bilden.

Die Streifen *BC* dieser Fugen werden dabei meist nicht in Rechnung gestellt, weil das zwischen ihnen und dem Loche befindliche Blech bei der Herstellung des Loches in der Regel gelitten hat.

Fig. 417.

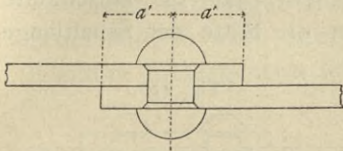


Fig. 418.

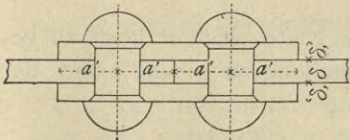
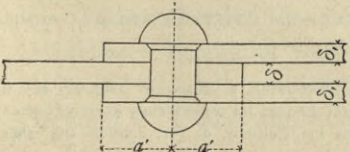


Fig. 419.



γ) Die Festigkeit des Stoffes zwischen der letzten Nietreihe und dem hinteren (belasteten) Rande der Bleche ist tatsächlich von einer Beanspruchung abhängig, ähnlich der im hinteren Schlusse eines Bolzenauges. Die sehr verwickelte rechnerische Stärkenbestimmung auf dieser Grundlage führt aber zu unsicheren Ergebnissen. Man bemisst die Randbreite gewöhnlich so, dass das Abscheren in den in Fig. 416 punktierten Ebenen mit ebenso grosser Sicherheit vermieden wird, wie das Zerstören eines anderen

202.  
Festigkeit  
am  
hinteren Rande  
der Bleche.

δ) Die Reibung zwischen den Blechen untereinander und an den Kopfflächen entsteht nach der Herstellungsweise des Nietes aus dem Drucke, welchen die Köpfe infolge der Verkürzung des Nietchaftes beim Erkalten auf die Bleche ausüben. Sie beträgt  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{2}$ <sup>89)</sup> dieses Druckes, entsprechend der Reibungsziffer für nicht geglättete Eisenflächen. Sie ist um so grösser, je mehr Reibungsflächen vorhanden sind, deren jedoch für einen geschlossenen Teil eines Gliedes immer nur zwei in Frage kommen können.

203.  
Reibung  
zwischen den  
Blechen.

Nach den Ergebnissen angestellter Versuche sind dabei die Platten in Fig. 417 (einschnittige Nietung) und die äusseren in Fig. 418 u. 419 (zweifchnittige Nietung) in derselben Lage, wie die inneren in Fig. 418 u. 419, da die Reibung zwischen Blech und Nietkopf ebenso gross ist, wie zwischen zwei Blechen. Nur

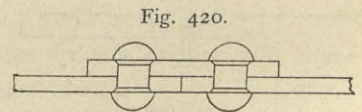
<sup>89)</sup> In: GRASHOF, F. Theorie der Elasticität und Festigkeit. 2. Aufl. (Berlin 1878), S. 201 wird dieser Coefficient zu 0,4 angegeben.



bei sehr langen Nietten treten erhebliche Biegungen des Schaftes auf, welche dann das Auftreten der Reibung am Kopfe verhindern. Im allgemeinen hat also jede genietete Platte zwei Reibungsflächen. Für diese beiden Flächen zusammen ergeben nun die Versuche von *Clark, Harcourt, Lavalley und Schichau*<sup>90)</sup> eine Reibung von 700 bis 1400 kg, im Mittel etwa 1200 kg für 1 qcm des Schaftquerschnittes, und man kann daraus bei einer Reibungsziffer von 0,4 auf eine Längsspannung im Niete von im Mittel  $\frac{1200}{2} \cdot \frac{1}{0,4} = 1500$  kg schließen. Dafs der Schaft bis zur Elastizitätsgrenze gereckt wird, wurde bereits in Art. 194 (S. 144) angenommen. Da diese Reibung sich jedoch bei gleich sorgfältiger Herstellung aller Probeniete ausserordentlich (bis zu 100 Vomhundert) schwankend zeigte, so pflegt man bei Baukonstruktionen auf dieselbe nicht zu rechnen (wohl aber bei gewissen Konstruktions teilen von Maschinen), sie vielmehr nur als eine Erhöhung der Sicherheit anzusehen.

e) Die Festigkeit des Nietbolzens ist insofern von unmittelbarem Einflusse auf diejenige der Verbindung, als nach Ueberwindung, bzw. Vernachlässigung der Reibung der Schaft in allen Berührungsebenen der Bleche abgefchert sein mufs, bevor die Trennung der Verbindung erfolgen kann. Je nachdem das Abfchern eines (Fig. 417), zweier (Fig. 418 u. 419) oder mehrerer Nietquerschnitte Vorbedingung der Zerstörung ist, nennt man die Nietung ein-, zwei- oder mehrschnittig. Mehr als zweifchnittige Niete kommen nur da vor, wo jedes der zu verbindenden Glieder aus mehreren einzelnen Teilen besteht, welche sich alle auf denselben Bolzen hängen. Nach angestellten Versuchen<sup>91)</sup> ist der Widerstand der Niete gegen dieses Abfchern um so geringer, je gröfser die Anzahl der Niete und die Anzahl der abzufcherenden Querschnitte jedes Nietes ist, was sich aus der Unmöglichkeit gleichförmiger Kraftverteilung auf alle Niete und Nietquerschnitte natürlich erklärt. Nimmt man zur Vereinfachung der Berechnungen an, dafs die Scherspannung sich gleichförmig über den Nietquerschnitt verteilt, was nach *Grashof*<sup>92)</sup> thatsächlich undenkbar ist, so ergeben die verschiedenen Versuche, dafs die Scherfestigkeit für einschnittige Niete zwischen 60 und 70 Vomhundert, für zweifchnittige zwischen 55 und 65 Vomhundert der Zugfestigkeit des Nietstoffes liegt, nach anderen bis 80 Vomhundert steigt. Keinesfalls soll man daher die Niete mit mehr gleichförmig verteilt gedachter Scherspannung belasten, als mit  $\frac{4}{5}$  der zulässigen Zugbeanspruchung des Nietstoffes, da die Niete aus besonders gutem Stoffe bestehen, der Regel nach also nicht höher als mit 1000 kg für 1 qcm<sup>93)</sup>.

Die Vernietungen sollen thunlichst so angeordnet sein, dafs die Mittelkräfte aus den Spannungen der beiden verbundenen Teile in die Mitte der Schaftlänge fallen, damit die Verbindung keine Verbiegung erleidet. Der einseitige Anschlufs, die sog. Ueberlappung (Fig. 417), und die einseitige Laschung (Fig. 420) genügen dieser Bedingung nicht, sollen also nach Möglichkeit vermieden werden. Sie sind nicht in allen Fällen zu umgehen; es ist dann gut, die Niete weniger hoch zu belasten<sup>94)</sup>. Gute Anordnungen sind die doppelte Verlaschung (Fig. 418) und der doppelte Anschlufs (Fig. 419).



<sup>90)</sup> Siehe ebendaf., S. 201 — ferner: Zeitfchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 450 — endlich: GLASER'S Annalen für Gwbe. u. Bauw., Bd. 14, S. 218.

<sup>91)</sup> Siehe: Mitteilungen aus den königlichen technischen Versuchsanstalten zu Berlin 1883, Heft 3 — ferner: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 201 — endlich: GLASER'S Annalen f. Gwbe. u. Bauw., Bd. 14, S. 218.

<sup>92)</sup> Theorie der Elasticität und Festigkeit. 2. Aufl. Berlin 1878. S. 128.

<sup>93)</sup> Für Preussen sind die bestehenden gesetzlichen Bestimmungen (siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1895, S. 485 u. 1897, S. 313) in dieser Beziehung maßgebend, die übrigens mit denjenigen anderer Länder im wesentlichen übereinstimmen.

<sup>94)</sup> Die genaue rechnerische Behandlung solcher Verbindungen ist zu finden in: Zeitfchr. d. Ver. deutsch. Ing. 1892, S. 553. — Zeitfchr. f. Arch. u. Ing., Wochausg., 1899, S. 249.



Sehr lange Niete erleiden starke Biegung; man soll darauf achten, daß die in größerer Zahl anschließenden Teile der verbundenen Glieder so zu einander gestellt werden, daß thunlichst je zwei aufeinander liegende Teile von entgegengesetzt gerichteten Kräften beansprucht sind, da das ungünstigste Biegemoment für den Bolzen so seinen kleinsten Wert erreicht. Fig. 421 zeigt eine schlechtere, Fig. 422 eine bessere Anordnung, auf welche wir unter c (bei den Bolzenverbindungen) ausführlich zurückkommen. Uebrigens ist es notwendig, bei langen Bolzen die Biegespannungen, welche die schon vorhandenen erheblichen Längsspannungen des Schaftes vergrößern, in Betracht zu ziehen, da sie unter Umständen die größte Gefahr bilden. Bei kurzen, dicken Nieten haben sie wenig Einfluß.

Fig. 421.

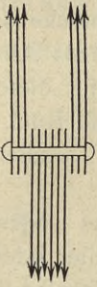
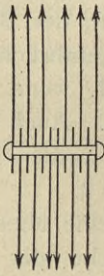


Fig. 422.



ζ) Der Druck zwischen dem Umfange des Nietbolzens und der Laibung des Loches, der Lochlaibungsdruck, eine namentlich früher häufig übersehene Gefahrquelle, kann eine Verbindung lockern oder zerstören, welche in allen früher erwähnten Beziehungen richtig angeordnet wurde, und zwar dadurch, daß das Blech hinter dem Nietbolzen zerdrückt wird und feitlich ausquillt, oder dadurch, daß kleine Bewegungen der auf dem Bolzen hängenden Teile diesen allmählich anschleifen. Die Druckverteilung zwischen Bolzen und Lochwandung ist eine solche, daß sie von ihrem größten Werte im Scheitel des Bolzenquerschnittes im Sinne der Kraft- richtung bis zu Null an den Enden des zu letzterer rechtwinkeligen Durchmessers abnimmt. Auch statt dieser ungleichförmigen Druckverteilung wird, wie bei der Scherbeanspruchung, in die Berechnungen eine gleichförmig über den Durchmesser verteilte Spannung eingeführt, welche nach angestellten Versuchen das Maß von  $s' = 1600$  bis  $2000$  kg für  $1 \text{ qcm}$  des Rechteckes aus Blechdicke  $\delta$  und Nietdurchmesser  $d$  nicht überschreiten darf<sup>93)</sup>, wenn nicht Verdrückungen des Bleches hinter dem Niete entstehen sollen. Diese auf den Durchmesser verteilt gedachte, tatsächlich in der angenommenen Weise nicht wirkende Spannung nennt man gleichwohl Lochlaibungspressung, und sie ist namentlich bei geringer Blechstärke für die Anordnung der meisten Kraftnietungen maßgebend. Soll übrigens der Niet gegen Abfcheren und gegen Eindrücken in das schwächste der verbundenen Bleche gleich sicher sein, so muß entsprechend den oben festgesetzten Spannungswerten für einschchnittige Nietung etwa stattfinden

$$\frac{d^2 \pi}{4} 1000 = d \delta \cdot 1600,$$

oder

$$d = 2,04 \delta,$$

was wieder zu der unter  $\alpha$  (Art. 199, S. 147) angegebenen Regel führt.

Ist die Nietung jedoch zweischnittig, so müßte stattfinden:  $2 \frac{d^2 \pi}{4} 1000 = d \delta \cdot 1600$  oder rund  $\delta = d$ . Da  $\delta$  aber fast stets kleiner als  $d$  ist, so wird man in diesem Falle die Nietzahl im allgemeinen nach dem Lochlaibungsdrucke zu bestimmen haben und die Scherfestigkeit der Niete somit nicht ausnutzen können.

Hieraus folgt für die weiteren Untersuchungen, daß ein einschchnittiger Niet auf Abfcheren berechnet werden muß, wenn  $d < 2 \delta$ , und auf Lochlaibungsdruck, wenn  $d > 2 \delta$  ist; bei zweischnittiger Nietung ist der Niet auf Abfcheren zu berechnen, wenn  $d < \delta$ , und auf Lochlaibungsdruck, wenn  $d > \delta$  ist.



206.  
Biegung  
der Bolzen.

η) Die Biegung des Nietbolzens durch die entgegengesetzte Richtung der Kräfte in verschiedenen durch den Bolzen verbundenen Teilen bildet, wie schon in Art. 204 (S. 150) hervorgehoben wurde, in vielen Fällen die für die Bolzenbemessung maßgebende Gefahr. Die Biegungsbeanspruchung wächst im umgekehrten Verhältnisse des Quadrates des Durchmessers  $d$  und im geraden Verhältnisse der Blechdicke  $\delta$ . In den meisten Fällen sind Lochlaibungsdruck und Biegung gefährlicher, als Abscherung, so daß der Bolzen dann am besten ausgenutzt wird, wenn er für diese beiden Arten der Beanspruchung gleich sicher ausgebildet wird. Auch diese Rücksicht führt, wie unter c (bei den Bolzenverbindungen) gezeigt werden soll, wieder zu dem in Art. 199 u. 205 festgesetzten Verhältnisse  $d : \delta = \infty 2$ .

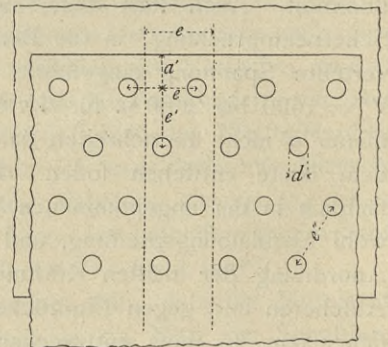
Hier verdient besonders hervorgehoben zu werden, daß eine über das wegen des Laibungsdruckes erforderliche Maß hinausgesteigerte Dicke der Teile oder Laschen nicht als Verstärkung der Verbindung aufzufassen ist, da sie die Bolzenlänge und damit die Beanspruchung auf Biegung erhöht.

3) Berechnung der Vernietungen.

207.  
Bezeichnungen.

Die Formeln für die Anordnung der Kraftnietungen ergeben sich für die verschiedenen, in Art. 199 bis 206 (S. 147 bis 152) besprochenen, in Rücksicht zu ziehenden Verhältnisse, wie folgt, wenn die zulässige Zugbeanspruchung der genieteten Teile  $s'$ , die zulässige Scherspannung derselben  $t'$ , diejenige des Nietstoffes  $t$ , der zulässige Lochlaibungsdruck  $s''$ , die Nietzahl  $n$ , die belastende Kraft  $P$ , die Anzahl der Nietreihen  $n'$ , der Abstand von Nietmitte bis Nietmitte in einer Reihe (Nietteilung)  $e$ , derjenige der Reihen voneinander (Reihenteilung)  $e'$ , der Abstand der äußersten Nietmitten vom Seitenrande  $a$ , vom Hinterrande des Bleches  $a'$ , der Abstand eines Nietes vom nächsten der hinterliegenden Reihe  $e''$ , die Blechstärke  $\delta$  und der Nietdurchmesser  $d$  (Fig. 423) genannt werden.

Fig. 423.



208.  
Durchmesser  
und Zahl  
der Nieten.

α) Nietdurchmesser und Nietzahl. Für den Durchmesser des Nietbolzens ist für gewöhnlich

$$d = 2 \delta; \dots \dots \dots 112.$$

für starke Bleche ist in der Regel  $d$  nicht größer als  $2,5 \text{ cm}$ .

Die Zahl der Niete ist so zu bestimmen, daß die Abscherungsfestigkeit aller Niete gleich  $P$  ist. Ist aber  $d > 2 \delta$  für einschnittige Nietungen und  $d > \delta$  für zweischnittige, welches letztere Verhältnis in fast allen Fällen eintritt, so wird der Lochlaibungsdruck  $s''$  zu groß (vergl. den Schluß von Art. 205, S. 151); die Nietzahl muß alsdann nach letzterem bestimmt werden.

Es wird

$$n = P \frac{4}{d^2 \pi t} \text{ für einschnittige Niete, } d \geq 2 \delta; \dots \dots \dots 113.$$

$$n = P \frac{2}{d^2 \pi t} \text{ für zweischnittige Niete, } d \geq \delta; \dots \dots \dots 114.$$

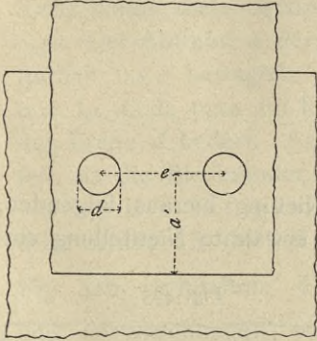


$$n = \frac{P}{d \delta s''} \quad \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Niete, wenn } d > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweischnittige Niete, wenn } d > \delta. \end{array} \right\} \quad 115.$$

β) Festigkeit des Bleches zwischen den Löchern einer einreihigen Nietung (Fig. 424). Diese ist maßgebend für die Teilung  $e$ . Die Tragfähigkeit des Bleches zwischen zwei Nietlöchern beträgt  $s' \delta \left( e - 2 \frac{d}{2} \right)$ , die des Nietes  $\frac{d^2 \pi}{4} t$

209.  
Festigkeit  
in einer  
Nietreihe.

Fig. 424.



für einschnittige,  $\frac{d^2 \pi}{2} t$  für zweischnittige Nietung und  $d \delta s''$ , wenn die Nietzahl mit Rücksicht auf Lochlaibungsdruck berechnet werden mußte. Die Tragfähigkeit des Bleches bei ein- und zweischnittiger Nietung ist in einer beide Arten vereinigenden Verbindung (Fig. 418 u. 419) für den einfachen und den doppelten Teil die gleiche, wenn das zweischnittig genietete Blech doppelt so stark ist, wie das einschnittig genietete, also unter der Bedingung, daß  $\delta = 2 \delta_1$ .

Die Gleichungen für  $e$  lauten also:

$$\delta (e - d) s' = \frac{d^2 \pi}{4} t \quad \text{für einschnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \quad 116.$$

$$\delta (e - d) s' = \frac{d^2 \pi}{2} t \quad \text{für zweischnittige Nietung, } d \geq \delta; \quad 117.$$

$$\delta (e - d) s' = d \delta s'' \quad \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweischnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} \quad 118.$$

Die Lösungen lauten:

$$e = d \left( 1 + \frac{\pi t d}{4 s' \delta} \right) \quad \text{für einschnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \quad 119.$$

$$e = d \left( 1 + \frac{\pi t d}{2 s' \delta} \right) \quad \text{für zweischnittige Nietung, } d \geq \delta; \quad 120.$$

$$e = d \left( 1 + \frac{s''}{s'} \right) \quad \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweischnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} \quad 121.$$

In diesen Gleichungen kann meist, wegen der besonderen Güte des Nietstoffes,  $t = s'$  und für die meisten Fälle  $s'' = 1,5$  bis  $2,0 s'$  gesetzt werden.

Wäre z. B. in Fig. 419, wo offenbar die Aufsenteile einschnittig, der Innenteil zweischnittig genietet sind, unter Einführung von  $s' = t$ ,  $s'' = 1,5 s'$  und  $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$ , so ergäbe sich, wenn man zwischen den Blechstärken mittelnd  $d = 1,5 \delta$  machte,  $d = 3 \delta_1$ ; alsdann wäre für die äußeren Bleche in die Formeln  $\delta_1$  für  $\delta$  einzuführen, und es ergäbe sich für die äußeren Bleche, da  $d > 2 \delta_1$ , nach Gleichung 121:  $e = 2,5 d = 2,5 \cdot 3 \delta_1 = 7,5 \delta_1 = 3,75 \delta$  und für das innere, zweischnittig genietete Blech, da  $d > \delta$ , gleichfalls  $e = 2,5 \cdot 1,5 \delta = 3,75 \delta$ .

Wäre dagegen, was meist der Fall ist,  $\delta_1 > \frac{\delta}{2}$ , etwa  $= 0,7 \delta$ , und dann, wie gewöhnlich,  $d = 2 \delta_1 = 1,4 \delta$ , so würde für den einschnittig genieteten Aufsenteil nach Gleichung 119

$$e = 2 \delta_1 \left( 1 + \frac{\pi}{4} \frac{2 \delta_1}{\delta_1} \right), \text{ oder } e = 5,14 \delta_1 = \text{rund } 3,6 \delta$$

und für den zweischnittig genieteten Innenteil nach Gleichung 121

$$e = 2,5 \cdot 1,4 \delta = 3,5 \delta$$

sich ergeben; das größere beider Maße muß ausgeführt werden.



Wie schon oben angedeutet, müssen die Gleichungen 119 u. 120 für den Fall  $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$ , wenn also in die Gleichung 119:  $\frac{\delta}{2}$  statt  $\delta$  eingeführt wird, beide daselbe ergeben; denn die Hälfte des Mittelteiles ist dann gleich mit einem Aufsenteile.

Es liegt in der Natur der Sache, daß in der Nietung die Festigkeit des vollen Bleches unmöglich gewahrt bleiben kann; der Grad der Festigkeit der Vernietung wird gemessen durch  $f = \frac{e - d}{e}$ , also im zweiten der obigen Beispiele für die Aufsenteile durch

$$f = \frac{5,14 \delta_1 - 2 \delta_1}{5,14 \delta_1} = 0,61$$

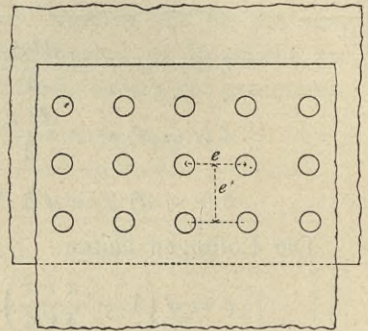
und für den Innenteil durch

$$f = \frac{3,6 \delta - 1,4 \delta}{3,6 \delta} = 0,61.$$

Zum Zwecke der Vermeidung der bei einreihiger Nietung hieraus folgenden, übermäßigen Verbreiterung der Teile ist die schon oben erwähnte Nietstellung eingeführt, welche die Nieten in mehrere Reihen, und zwar in die erste und letzte je einen Niet und in die nach der Mitte zu folgenden Reihen thunlichst je zwei Nieten mehr, setzt, und bei der man den Stab dann nur um  $d$  gegen den theoretischen Querschnitt verbreitert.

Wird der Wert  $f$  bei einreihiger Nietung zu klein, oder ist es überhaupt unmöglich,  $n$  Nieten in der Breite  $b$  unterzubringen, so geht man zur mehrreihigen Nietung der Reihenzahl  $n'$  über (Fig. 423 u. 425). Alsdann werden  $n'$  Nieten in die Teilungsbreite gefchlagen; folglich sind die Gleichungen für  $e$ :

Fig. 425.



$$\delta s' (e - d) = n' \frac{d^2 \pi}{4} t \quad \text{für einschnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \quad \dots \quad 122.$$

$$\delta s' (e - d) = 2 n' \frac{d^2 \pi}{4} t \quad \text{für zweifchnittige Nietung, } d \geq \delta; \quad \dots \quad 123.$$

$$\delta s' (e - d) = n' d \delta s'' \quad \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Nietung } d > \delta. \end{array} \right\} \dots \quad 124.$$

Die Lösungen lauten:

$$e = d \left( 1 + \frac{n' \pi t d}{4 s' \delta} \right) \quad \text{für einschnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \quad \dots \quad 125.$$

$$e = d \left( 1 + \frac{n' \pi t d}{2 s' \delta} \right) \quad \text{für zweifchnittige Nietung, } d \geq \delta; \quad \dots \quad 126.$$

$$e = d \left( 1 + \frac{n' s''}{s'} \right) \quad \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} \dots \quad 127.$$

Für das erste obiger Beispiele ist für eine dreireihige Nietung und für die oben angegebenen Spannungsverhältnisse  $n' = 3$ ,  $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$  und  $d = 1,5 \delta = 3 \delta_1$ , also für die Aufsenteile nach Gleichung 127:  $e = 3 \delta_1 (1 + 3 \cdot 1,5) = 16 \delta_1 = 8,25 \delta$  und für den Innenteil nach Gleichung 119:  $e = 1,5 \delta (1 + 3 \cdot 1,5) = 8,25 \delta$ . Im zweiten Beispiele wird  $n' = 3$ ,  $\delta_1 = 0,7 \delta$  und  $d = 2 \delta_1 = 1,4 \delta$ , also für die Seitenteile nach Gleichung 125:  $e = 2 \delta_1 \left( 1 + \frac{3 \pi}{4} \frac{2 \delta_1}{\delta_1} \right) = 11,42 \delta_1 = 11,42 \cdot 0,7 \delta = \text{rund } 8 \delta$  und für den Mittelteil nach Gleichung 127:  $e = 1,4 \delta (1 + 3 \cdot 1,5) = 7,7 \delta = 11 \delta_1$ .



Der Sicherheitsgrad  $f = \frac{e-d}{e}$  ist im zweiten Beispiele für die Aufsenteile  $\frac{11,42 \delta_1 - 2 \delta_1}{11,42 \delta_1} = 0,825$ ,  
für den Innenteil  $\frac{8 \delta - 1,4 \delta}{8 \delta} = 0,867$ .

Der höchste zulässige Wert für  $e$  in aufeinander liegenden, nicht sehr steifen Teilen ist  $e = 8d$  bis  $10d$ , da bei weiterer Stellung der Niete namentlich schwache Bleche zwischen den Nieten voneinander klaffen und so dem Roste eine sehr gefährliche Angriffsstelle bieten. Mit der Blechstärke und allgemein mit der Steifigkeit der Teile nimmt diese Grenze für  $e$  ab.

Der Abstand  $a$  der Mitte des letzten Nietes vom Seitenrande des Bleches muß statisch  $0,5 e$  betragen. Ist dieser Wert aber kleiner als  $1,5 d$ , so macht man  $a = 1,5 d$ , da man zur Herstellung des Loches ausen eines Blechstreifens etwa von der Breite  $d$  bedarf. Andererseits hält man als obere Grenze für  $a$  den Wert  $2,5 d$  fest, da die Blechränder aufklaffen, wenn die ersten Niete zu weit vom Rande stehen.

γ) Die Festigkeit des Bleches zwischen der letzten Nietreihe und dem hinteren (belasteten) Blechrande muß das Ausfchern des Nietes nach Fig. 416 verhindern. Der zulässige Widerstand des Bleches ist  $2 \left( a' - \frac{d}{2} \right) \delta t'$ , und die Gleichungen, welche durch gleiche Sicherheit gegen Abfchern im Bleche und Abfchern des Nietes einerseits, Lochlaibungsdruck andererseits bedingt werden, lauten:

$$2 \left( a' - \frac{d}{2} \right) \delta t' = \frac{d^2 \pi}{4} t \quad \text{für einschnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \quad . \quad . \quad 128.$$

$$2 \left( a' - \frac{d}{2} \right) \delta t' = 2 \frac{d^2 \pi}{4} t \quad \text{für zweischnittige Nietung, } d \geq \delta; \quad . \quad . \quad 129.$$

$$2 \left( a' - \frac{d}{2} \right) \delta t' = d \delta s'' \quad \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweischnittige Nietung, } d > \delta, \end{array} \right\} . \quad . \quad 130.$$

oder:

$$a' = d \left( \frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \quad \text{für einschnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \quad . \quad . \quad 131.$$

$$a' = d \left( \frac{1}{2} + \frac{\pi}{4} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \quad \text{für zweischnittige Nietung, } d \geq \delta; \quad . \quad . \quad 132.$$

$$a' = d \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{s''}{t'} \right) \quad \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweischnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} . \quad . \quad 133.$$

Hierin kann gewöhnlich  $\frac{t}{t'} = \frac{5}{4}$  und  $\frac{s''}{t'} = 1,9$  gesetzt werden.

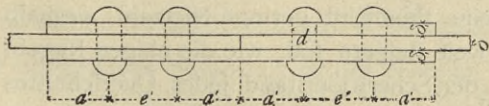
Im zweiten der obigen Beispiele wird für die Aufsenteile (siehe Fig. 419) nach Gleichung 131

$$a' = 2 \delta_1 \left( \frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{5}{4} \frac{2 \delta_1}{\delta_1} \right) = 2,96 \delta_1; \quad \text{ferner wird für den Innenteil nach Gleichung 133}$$

$$a' = 1,4 \delta \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{2} 1,9 \right) = 2,03 \delta = 2,03 \frac{\delta_1}{0,7} = 2,9 \delta_1. \quad \text{Unter Umständen kann } a' \text{ in verschiedenen}$$

Teilen einer Verbindung sehr verschiedene Werte annehmen.

Fig. 426.



Dieser Randabstand kommt auch bei den mehrreihigen Nietungen für den Reihenabstand  $e'$  (Fig. 425) in Frage, wenn die Niete in den Reihen nicht versetzt

sind (Fig. 425 u. 426); für solche muß offenbar  $e' = a' + \frac{d}{2}$  sein, und die entsprechenden Gleichungen lauten daher:

210.  
Festigkeit  
am hinteren  
Blechrande.



$$e' = d \left( 1 + \frac{\pi}{8} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \quad \text{für einfnchnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \quad \dots \quad 134.$$

$$e' = d \left( 1 + \frac{\pi}{4} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \quad \text{für zweifnchnittige Nietung, } d \geq \delta; \quad \dots \quad 135.$$

$$e' = d \left( 1 + \frac{1}{2} \frac{s''}{t'} \right) \quad \left. \begin{array}{l} \text{für einfnchnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweifnchnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} \quad \dots \quad 136.$$

Sind jedoch die Niete in den Reihen versetzt, wie in Fig. 423, so fällt diese Rücksicht weg; man macht dann meist  $e' = e$ , also  $e' = 0,866 e$ . Das mit Bezug auf die Herstellung der Löcher einzuhaltende geringste Maß von  $e'$  ist  $2,5 d$ , welches Maß dann ausgeführt wird, wenn die Formeln kleinere Werte ergeben.

211.  
Reibung  
zwischen den  
Blechen.

δ) Die Reibung der Bleche aufeinander, welche nach dem in Art. 203 (S. 149) Gefagten auch bei einfnchnittigen Nietungen (Fig. 417 u. 420) in zwei Ebenen für jedes Blech auftritt und unter dieser Bedingung bei sorgfältiger Ausführung im Mittel 1200 kg für 1 qcm des Nietquerschnittes beträgt, kommt nur bei solchen Verbindungen in Rechnung, welche auch bei unvollständiger Ausfüllung der Löcher durch die Niete nicht nachgeben dürfen. Solche Teile (Hängefangen für Decken, Gefänge etc.) werden so berechnet, daß die Reibung in dem Augenblicke überwunden wird, in welchem im Bleche die Elastizitätsgrenze  $s_e$  erreicht wird. Dies führt zur Gleichung für die Nietzahl

$$n = P \frac{1}{300 d^2 \pi}, \quad \dots \quad 137.$$

und für die Teilung

$$\frac{d^2 \pi}{4} 1200 = (e - d) \delta s_e,$$

oder

$$e = d \left( 1 + \frac{300 \pi d}{s_e \delta} \right), \quad \dots \quad 138.$$

also für  $\delta = \frac{d}{2}$  und  $s_e$  (für gewöhnliches Schmiedeeisen) = 1500 kg auf 1 qcm

$$e = 2,25 d. \quad \dots \quad 139.$$

Für diese Nietungen muß die Teilung im allgemeinen etwas enger sein, als wenn die Scherfestigkeit der Niete in Betracht gezogen wird.

Unter Benutzung der Formel 138 kann hier die unter β angewendete Behandlung von ein- und mehrreihigen Nietungen gleichfalls durchgeführt werden.

Nietstellungen in Reihen, deren Nietzahl 1 in der ersten und letzten um je 2 in jeder Reihe nach der Mitte, bzw. dem Ende zunimmt, werden hier nicht verwendet, weil die Nietverteilung zur Erzielung gleichmäßiger Reibung über die ganze Fugenfläche gleichförmig sein muß.

ε) Die Festigkeit des Nietbolzens ist in den obigen Formeln bereits dadurch genügend berücksichtigt, daß seine Scherfestigkeit, oder der zulässige Umfangsdruck der Abmessung der Nietteilung zu Grunde gelegt wurde. Vorteilhaft für die Festigkeit des einzelnen Bolzens ist eine thunlichst geringe Nietzahl, weshalb man bei Kraftnietungen den Durchmesser so weit steigern soll, wie die obigen Regeln erlauben. In zweifnchnittigen Nietungen wird der Scherwiderstand jedes Querschnittes bei guter Ausführung nur mit 90 Vomhundert desjenigen der einfnchnittigen Nietung angegeben, weil es nicht möglich ist, beide Querschnitte ganz gleich zu beanspruchen.

212.  
Festigkeit  
des  
Nietbolzens.



ζ) Der Druck zwischen Bolzenumfang und Lochlaibung, dessen Steigerung über ein bestimmtes Maß (höchstens 2000 kg für 1 qcm des Rechteckes aus Blechstärke und Bolzendurchmesser) unzulässig ist, wurde durch obige Formelaufstellung für alle Abmessungen berücksichtigt, kommt aber nur in Frage, wenn das Verhältnis  $\frac{d}{\delta}$  groß ist.

213.  
Druck  
am Bolzen-  
umfang.

4) Nietverbindungen.

α) Der einseitige Anschluß. Fig. 417, 427 u. 428 zeigen diese Verbindung für zwei schmale Stäbe unter der Last  $P$ . Es entsteht ein Drehmoment  $P \delta$ , welches bei schlotternden Nieten (Fig. 427) durch Verdrehen dieser und einseitiges Anlegen ihrer Köpfe ein Gegenmoment  $Q \cdot 1,5 d$  erzeugt, das so lange wächst, bis beide sich

214.  
Einseitiger  
Anschluß.

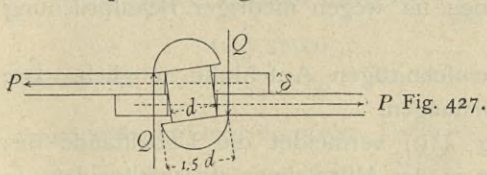


Fig. 427.

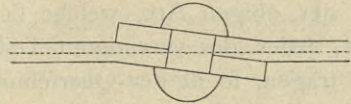


Fig. 428.

aufheben. Hiernach ist  $Q = \frac{P \delta}{1,5 d}$ , und

der Niefschaft wird im Kopfanfatze vom Moment  $\frac{P \delta}{1,5 d} \cdot \frac{1,5 d}{2} = \frac{P \delta}{2}$  gebogen

und von der Kraft  $\frac{P \delta}{1,5 d}$  gezogen. Die

Biegungsspannung  $\sigma_1$  folgt aus  $\frac{P \delta}{2} = \frac{\sigma_1 d^3 \pi}{32}$  mit  $\sigma_1 = \frac{16 P \delta}{\pi d^3}$ , und die Zug-

spannung  $\sigma_2$  aus  $\frac{P \delta}{1,5 d} \cdot \frac{1}{\frac{d^2 \pi}{4}} = \frac{8 P \delta}{3 \pi d^3}$ . Im Niet entsteht also eine Zuschlag-

spannung  $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \frac{56 P \delta}{3 \pi d^3}$ , oder für  $\delta = \frac{d}{2}$  ist  $\sigma = \frac{28 P}{3 \pi d^2}$ . Der Niet ist auf  $P = \frac{d^2 \pi}{4} t$  berechnet; fonach wird

$$\sigma = \frac{28}{3 \pi d^2} \frac{d^2 \pi}{4} t = \frac{7}{3} t.$$

Die Schubspannung  $t$  ist der Regel nach zu  $\frac{4}{5}$  der zulässigen Zugspannung  $s'$  anzusetzen; demnach ergibt sich  $\sigma = \frac{7}{3} \cdot \frac{4}{5} s' = \frac{28}{15} s'$  oder beinahe  $= 2 s'$ .

Ein schlotternder Niet wird nun zwar eben wegen dieses Zustandes keine wesentliche Längsspannung aus der Erkaltung besitzen; immerhin ist aber die oben nachgewiesene Beanspruchung eine sehr gefährliche.

Schlottern die Niete nicht, füllen sie vielmehr das Loch ganz aus, oder ist infolge der oben nachgewiesenen Spannungen ein Nietkopf verbogen oder abgeprengt, so wirkt nun das Moment  $\sigma \delta$ , allmählich abnehmend, biegend auf die Bleche ein, bis die beiden  $P$  in eine Gerade fallen. Als Breite des Stabes kann das Teilungsmaß  $e$  einer breiteren Nietung eingeführt werden. Die Biegungsspannung im Bleche  $\sigma$  ergibt sich aus  $\frac{\sigma e \delta^2}{6} = P \delta$  zu  $\sigma = \frac{6 P}{e \delta}$ . Wegen der notwendigen Festigkeit des Stabes ist in der Nietung

$$P = \delta (e - d) s', \text{ also } \sigma = \frac{6 \delta (e - d) s'}{e \delta} \text{ oder } \sigma = 6 s' - 6 s' \frac{d}{e}.$$

Nun ist nach Gleichung 119, wenn  $t = s'$  gesetzt wird,  $e = d \left( 1 + \frac{\pi d}{4 \delta} \right)$ , fomit



$$\sigma = 6 s' \left( 1 - \frac{1}{1 + \frac{\pi}{4} \frac{d}{\delta}} \right).$$

Wird fönach der Mittelwert  $\frac{d}{\delta} = 2$  eingeföhrt, fo ergibt sich

$$\sigma = 3,66 s'.$$

Durch die Biegung allein wird demnach die zulässige Beanspruchung  $s'$  im Stabe weit überschritten. Wenn nun auch keiner der Grenzfälle in Fig. 427 u. 428 wirklich auftritt<sup>95)</sup>, sondern eine Vereinigung beider, welche die beiden berechneten Spannungen jede nur zum Teile hervorruft, fo muß doch die in Rede stehende Verbindung zur Uebertragung großer Kräfte als bedenklich bezeichnet und soll auf diejenigen Fälle beschränkt werden, in denen sie wegen niedriger Beanspruchung der Teile unbedenklich ist.

Auch mehrreihige Nietung ist beim einschnittigen Anschlusse möglich. Die Anordnung ergibt sich aus den obigen Gleichungen.

275.  
Zweiseitiger  
Anschluss.

β) Der zweiseitige Anschluss (Fig. 419) vermeidet die Uebelstände des einseitigen; denn wenn man die Verbindung in der Mittelebene durchschneidet, fo entstehen in den beiden Hälften zwei Drehmomente der obigen Art, welche sich gegenseitig aufheben. Hat, wie es die Regel bildet, jeder der vereinigten Teile dieselbe Kraft  $P$  zu beiden Seiten der Verbindung zu tragen, fo ist der Querschnitt beider Teile theoretisch gleich zu machen; dabei wird aber die Stärke der einzelnen Teile des doppelten Gliedes für die Ausführung meist zu gering, und man macht daher (Fig. 416) die Stärkesumme des doppelten Teiles  $2 \delta_1$  etwas größer, als die Stärke  $\delta$ . Die Nietung kann einreihig und mehrreihig sein. Wenn jedoch die Abmessungen für die einschnittig angeschlossenen Teile des Doppelgliedes andere werden, als für den zweiseitig angeschlossenen Mittelteil, fo muß man, da verschiedene Anordnungen in den verschiedenen Teilen wegen der durchgehenden Niete unmöglich sind, diejenigen Maße für alle Teile durchführen, welche für den einen Teil genügen, dem anderen zu große Stärke geben.

Von den obigen Formeln sind für die Aufsenteile die für einschnittige, für die Innenteile die für zweiseitige Nietungen aufgestellten maßgebend. Die Wiederholung dieser Verbindung giebt schließlich die symmetrische Vereinigung vierteiliger Glieder nach Fig. 419, bei welcher auch die Aufsenglieder als einschnittig, die Innenglieder als zweiseitig angeschlossenen zu betrachten sind. Haben die vereinigten Teile ungleiche Kräfte zu übertragen, fo muß die Vernietung nach den die größten Kräfte enthaltenden bemessen werden, was für die schwächeren dann leicht recht ungünstige Verhältnisse bedingt.

Da jedoch die einzelnen Bolzen in solchen vierteiligen Verbindungen sehr lang werden, fo ist in derartigen Fällen in der Regel die Verwendung von Schraubenbolzen vorzuziehen, deren Stärkenbemessung für solche Fälle unter c besprochen wird.

276.  
Einseitige  
Verlängchung.

γ) Die einseitige Verlängchung (Fig. 420) ist nur eine zweifache Aneinanderreihung des einseitigen Anschlusses und hat daher dieselben Nachteile, kann übrigens in derselben Weise berechnet werden wie dieser. Diese Art der Verbindung ist gleichfalls auf untergeordnete und die unvermeidlichen Fälle zu beschränken.

<sup>95)</sup> Dafs diese Untersuchungen nicht streng richtig und zu ungünstig sind, wurde mehrfach nachgewiesen. Siehe: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1892, S. 553. — Zeitschr. f. Arch. u. Ing., Wochausg., 1899, S. 249.



δ) Die doppelte Verlaschung (Fig. 418) ist wieder frei von den gerügten Mängeln, da sie zur Mittellinie symmetrisch ist. Auch sie kann einreihig oder mehrreihig (Fig. 423) nach den obigen Formeln ausgeführt werden. Theoretisch müßte die Stärke der Lafchen zusammen gleich derjenigen des Bleches sein; in der Regel wird aber  $\delta_1$  etwas größer als  $\frac{\delta}{2}$  gemacht.

217.  
Doppelte  
Verlaschung.

Beispiel. Ein Flacheisenband von der Dicke  $\delta = 1,5$  cm soll mit doppelten Lafchen von der Dicke  $\delta_1 = 1,0$  cm und Nieten vom Durchmesser  $d = 2,0$  cm an ein  $1,5$  cm starkes Knotenblech angegeschlossen werden; die Belastung beträgt 21000 kg. Die Spannungswerte seien angenommen mit  $s' = 700$  kg für  $1,9$  cm,  $t = s'$ ,  $\frac{s''}{s'} = 1,5$ ,  $\frac{s''}{t} = 1,9$  und  $\frac{t}{t'} = \frac{1,9}{1,5} = \text{rund } \frac{5}{4}$ .

218.  
Beispiel.

Die theoretische Stabbreite beträgt  $b = \frac{21000}{700} = 30$  cm. Die Nietzahl für die Lafchen ergibt sich nach Gleichung 113:  $n = \frac{4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 21000}{2^2 \cdot 3,14 \cdot 700} = 4,8$ , für das Blech nach Gleichung 115:  $n = \frac{21000}{2 \cdot 1,5 \cdot 1100} = 6,4$ .

Demnach müssen 7 Niete gesetzt werden. Thatächlich betragen die Scherspannung im Niete nur  $\frac{21000 \cdot 4}{2^2 \cdot 3,14 \cdot 7 \cdot 2} = 478$  kg und der Lochlaibungsdruck  $\frac{21000}{7 \cdot 2 \cdot 1,5} = 1000$  kg. Werden in die Formeln gleichwohl die obigen Verhältniszahlen eingeführt, so wird die Verbindung in allen Teilen auf ermäßigte Spannungen, aber mit überall gleicher Sicherheit konstruiert. 7 Niete in eine Reihe zu setzen ist nicht angängig, da die Verbreiterung dadurch zu groß würde; deshalb wird zweireihige Vernietung ( $n' = 2$ ) angenommen.

In den Lafchen ist dann nach Gleichung 125:  $e = 2 \left( 1 + \frac{2 \cdot 3,14}{4} \cdot 1 \cdot \frac{2}{1} \right) = 8,28$  cm, im Bleche nach Gleichung 127:  $e = 2 (1 + 2 \cdot 1,5) = 8$  cm; daher wird  $e = 8,3$  cm sein müssen, und die wirkliche Breite, wenn 4 und 3 Niete in je eine Reihe kommen,  $4 \cdot 8,3 = 33,2$  cm.

Der hintere Randabstand  $a'$  der Lafchen wird nach Gleichung 131:  $a' = 2 \left( \frac{1}{2} + \frac{3,14}{8} \cdot \frac{5}{4} \cdot \frac{2}{1} \right) = 2,96$  cm und derjenige im Bleche nach Gleichung 125:  $a' = 2 \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot 1,9 \right) = 2,9$  cm; der Randabstand wird also überall mit dem Mindestmaße  $1,5 d = 3$  cm ausgeführt. Der Reihenabstand wird in den Lafchen nach Gleichung 134:  $e' = 2 \left( 1 + \frac{3,14}{8} \cdot \frac{5}{4} \cdot \frac{2}{1} \right) = 3,96$  cm, im Bleche nach Gleichung 136:  $e' = 2 (1 + 2 \cdot 1,9) = 3,9$  cm. Beide sind kleiner als  $2,5 d$ ; hier wird also das Mindestmaß  $e' = 2,5 d = 2,5 \cdot 2 = 5$  cm ausgeführt.

Demnach ergeben sich die Verhältnisse, wie sie Fig. 429 darstellt. Der Sicherheitsgrad der Verbindung ist nach der Formel  $f = \frac{e-d}{e} = \frac{8,3-2}{8,3} = 0,76$ , gegenüber der theoretischen Stabbreite von 30 cm jedoch  $\frac{33,2-4 \cdot 2}{30} = 0,84$ .

Nach der Nietordnung mit wachsender Zahl der Niete in den Reihen würde man hier nach der Folge 1, 2, 3, 2 unter Zugabe eines Nietes oder nach 2, 3, 2 zu setzen haben. Die Stabbreite wird dabei  $30 + d = 32$  cm gewählt, und wegen der Nietzahl 3 in einer Reihe bei dem größten Randabstande von 5 cm  $= 2,5 d$  ergäbe sich eine Teilung von  $\frac{32-10}{2} = 11$  cm, also größer, als die aus der Formel folgende. Nach den übrigen oben bestimmten Maßen ergeben sich die beiden Nietungen in Fig. 430 u. 431, von denen die letztere den Uebergang zur dreifachen Reihennietung bildet.

Die Reihe der gewöhnlichen Nietverbindungen ist hiermit abgeschlossen; es bleibt nur noch etwas über die Verbindungen nicht ebener Teile hinzuzufügen.

219.  
Verbindung  
von  
Rohren.

Verbindungen für Blechrohre werden meist mit einseitiger Verlaschung oder einseitigem Anschlusse, genau nach den obigen Regeln, sowohl in der Quer-, wie in den Längsfugen, unter Berücksichtigung der etwa in beiden verschiedenen Kraftwirkungen hergestellt. Doch ist vor dieser Art der Stofsausbildung zu warnen, wenn erhebliche Kräfte wirken, wie in Kesselwandungen, in der Wand großer cylindrischer



Fig. 429.

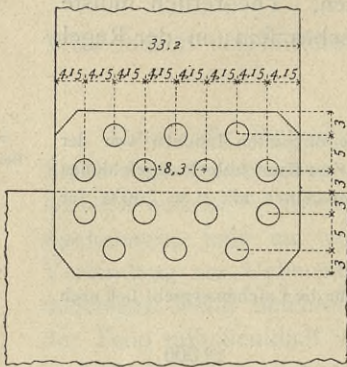


Fig. 430.

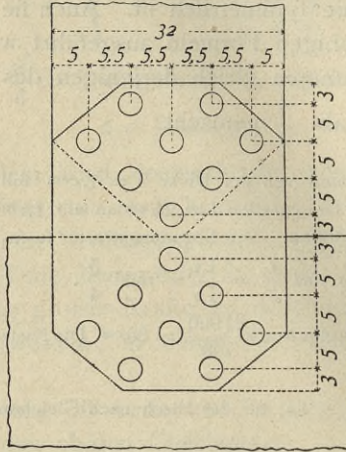
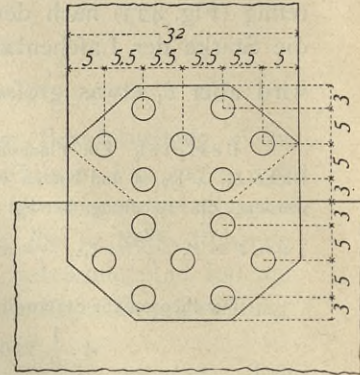


Fig. 431.



Wasserbehälter u. f. w. In solchen Fällen sollte man ausschließlich doppelte Ver-  
lascfung verwenden.

Formeisen können fast durchweg nur dadurch verbunden werden, dass man  
jeden einzelnen Teil mittels gesonderter Blechstreifen einseitig oder zweiseitig ver-  
lascft, wobei dann die Verlascfung zweckmässig für jeden Teil gesondert berechnet wird.  
Die Teile solcher Querschnittsformen sind jedoch meist so schmal, dass nicht mehrere  
Niete nebeneinander in ihnen Platz finden; man ist dann gezwungen, alle für einen  
Teil erforderlichen Niete in eine Linie hintereinander zu setzen.

Am häufigsten kommen Winkeleisenverbindungen vor, welche nach Fig. 432  
bis 435 auf vier verschiedene Weisen ausgeführt werden können.

Von diesen ist die Verbindung in Fig. 432 die stärkste, aber wegen der hohen Kosten der be-  
sonders zu walzenden Formlascfe nur höchst selten. Die nächstbeste ist die in Fig. 434, da die Lascfen  
sich auf die ebenen Winkeleisenflächen legen, stärker sind als das Winkeleisen und einen kurzen Abstand  $b$

(Wurzelmass) der Niete von der Winkel-  
eisen-Aufsenecke gestatten. Alsdann folgt  
zunächst die Verbindung in Fig. 433,  
welche die angeführten Vorteile wenig-  
stens für einen Schenkel wahr und dann  
an die Stelle der Anordnung in Fig. 434  
treten muss, wenn der zweite Schenkel  
an einem anderen Konstruktionsteil an-  
liegt; das Wurzelmass  $b$  muss hier in  
dem außen verlascften Schenkel wegen  
der Innenlascfe des anderen Schenkels  
in ungünstiger Weise vergrößert werden,  
was in beiden Schenkeln geschieht, weil  
man einerseits verschiedene Wurzelmasse  
in den Schenkeln zu vermeiden sucht,

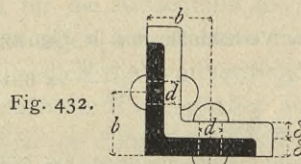


Fig. 432.

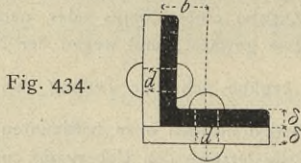


Fig. 434.

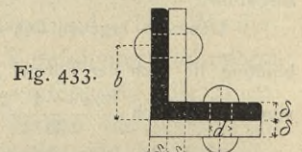


Fig. 433.

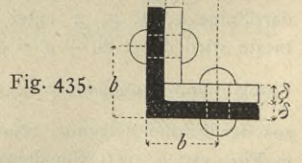


Fig. 435.

andererseits ein kurzes Wurzelmass in dem innen verlascften Schenkel höchst ungünstige Nietstellung in der  
Innenlascfe hervorriefe. Am wenigsten gut, aber dann oft nicht zu umgehen, wenn das Winkeleisen an zwei  
anderen Teilen anliegt (d. h. in Eckverbindungen), ist die Verbindung in Fig. 435, da von allen für Fig. 434  
angeführten Vorteilen hier das Gegenteil eintritt. Die Lascfen müssen hier dicker gemacht werden, als die  
Schenkel, also  $\delta_1 > \delta$ . Was die Nietstellung anlangt, so setzt man die Niete des einen Schenkels auf die  
Mitten oder Viertel der Teilung des anderen, weil einander gegenüber stehende Niete oft gar nicht Platz  
haben, jedenfalls nur mit Mühe eingebracht und schlecht ausgebildet werden können. Da ein Niet in einem  
Schenkel das Winkeleisen um so unsymmetrischer macht und die Kraftübertragung um so weiter vom

220.  
Verbindung  
von  
Formeisen.



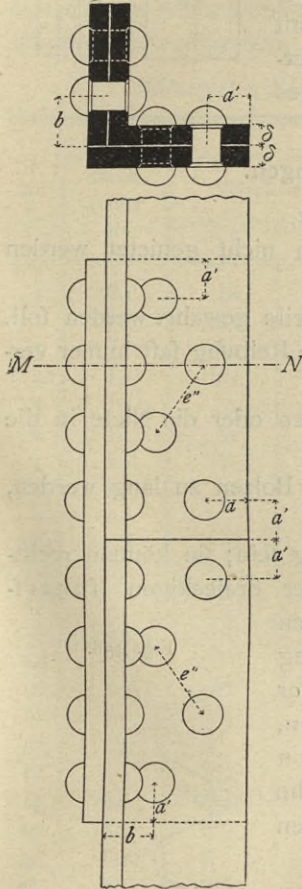
Schwerpunkte verlegt, je näher der Niet dem Aufsenrande fitzt, fo foll das Wurzelmafs fo klein wie möglich gewählt werden, und zwar ift zu machen:

$$b = 1 + \delta + 0,75 d, \text{ wenn keine Lafche im Winkeleifen liegt (Fig. 434) . . . . . 140.}$$

$$b = 1 + \delta + \delta_1 + 0,75 d, \text{ wenn eine oder zwei Innenlafchen da find (Fig. 432, 433 u. 435) . . . 141.}$$

Soll z. B. ein Winkeleifen von  $10 \times 10 \times 1,4$  cm nach Fig. 434 mit 2,5 cm Nietdurchmesser verlafcht werden, fo ift das zugehörige Wurzelmafs  $b = 1 + 1,4 + 0,75 \cdot 2,5 = \text{rund } 4,3$  cm. Soll aber die Verlafchung nach Fig. 435 mit 1,6 cm starken Lafchen erfolgen, fo wird das Wurzelmafs  $b = 1 + 1,4 + 1,6 + 0,75 \cdot 2,5 = 5,9$  cm.

Fig. 436.  
Schnitt *MN*.



Handelt es sich nun aber um fehr breite Winkeleifen (Fig. 433), fo rücken die Niete nach diefer Bemessung des Wurzelmafes fo nahe nach der Ecke, dafs die Lafchen aufsen abklaffen; man giebt dann dem einen Niete das vorgeschriebene Wurzelmafs und fetzt den nächften um  $1,5 d$  vom Aufsenrande. Dabei ftellt man, wenn nicht befondere Rückfichten eine bestimmte Teilung vorschreiben, zwei benachbarte in die fchräg gemeffene Entfernung  $e'' = 3 d$  (Fig. 436, Grundrifs); alsdann mufs ein äußerer Niet des einen einem inneren des anderen Schenkels gegenüberstehen, da fonft die Ausbildung unmöglich wird (Fig. 436, Schnitt *MN*).

Soll auf diefe Weife ein Winkeleifen von  $13 \times 13 \times 1,4$  cm mit Nieten von 2,5 cm Durchmesser verlafcht werden, welches nach Abgang eines Nietloches mit 800 kg auf 1 qcm belastet ift, fo ift die für einen Schenkel zu übertragende Kraft  $\frac{(13 + 13 - 1,4 - 2,5)}{2} \cdot 1,4 \cdot 800 = 12376$  kg. Nach Gleichung 113 ift für einen Schenkel

$$n = \frac{12376 \cdot 4}{2,5^2 \cdot 3,14 \cdot 700} = 3,7, \text{ also } n = 4.$$

Das Wurzelmafs  $b$  wird  $1 + 1,4 + 0,75 \cdot 2,5 = 4,3$  cm, der Randabftand  $a' = 1,5 \cdot 2,5 = 3,8$  cm, der Abftand  $e'' = 3 d = 7,5$  cm und der hintere Randabftand  $a'$  nach Gleichung 131

$$a' = 2,4 \left( \frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{5}{4} \frac{2,5}{1,4} \right) = 3,5 \text{ cm.}$$

Diefes Wurzelmafs, welches sich für eine Verbindungsstelle ergiebt, bleibt, um die Teilung auf einer Geraden zu behalten, für das ganze Winkeleifen maßgebend. Ist keine Verbindungsstelle da, wird z. B. ein durchlaufendes Winkeleifen an ein Blech genietet, so bestimmt sich das Wurzelmafs ftets nach Gleichung 140. Die zweireihige Nietung (Fig. 436) beginnt bei Winkeleifen zweckmäfsig erst von 12 cm Schenkelbreite an.

Die obigen Regeln können auch auf die Herstellung von Eckverbindungen zweier Bleche mittels Winkeleifen übertragen werden (siehe Kap. 3, unter a).

Auch die Vernietung anderer Formeifen erfolgt nach Grundfätzen, welche aus den obigen zu entnehmen find; nur tritt bei einigen auch die doppelte Lafchung auf. So würde man ein I-Eifen auf jedem Flansch einfeitig, den Steg zweifseitig verlafchen. Solche Verbindungen anderer Formeifen als Winkeleifen find jedoch höchft felten.

Eine befondere Art von Vernietung ift noch zu erwähnen, nämlich die Vernietung mit Stehnieten, welche zur Verbindung von nicht unmittelbar aufeinander liegenden Teilen verwendet wird, jedoch zur Uebertragung von Kräften thunlichft nicht herangezogen werden foll. Die Nietfchäfte werden fehr lang und haben fonach, wenn fie Kräfte übertragen follten, höchft ungünstige Biegungsspannungen zu erleiden. Um den vorgeschriebenen Abftand der Teile, welcher beim Stauchen des ohne weiteres eingefetzten Nietes durch völliges Zerquetschen des Schaftes zwischen den Teilen verloren gehen würde, zu wahren, fetzt man zunächst einen Ring mit dem

221.  
Verbindung  
mit  
Stehnieten.

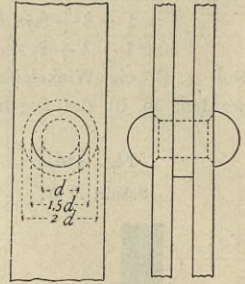


äufseren Durchmesser  $2d$  und dem inneren Durchmesser  $d$  oder ein gelochtes Blechstück so zwischen die Teile, dafs die drei Löcher sich decken und nun eine durchlaufende Lochwandung ergeben.

Die zu diesem Zwecke verwendeten Blechabfälle werden auf dem Durchstofse gelocht, sollen aber keine zu unregelmäßige Außenform haben, von allen Graten befreit und thunlichst durch Pressen völlig eben hergerichtet fein.

Fig. 437 zeigt eine Vernietung mit Stehbolzen. Da das Abklaffen der Teile voneinander zwischen den Nieten mit Rücksicht auf Rostbildung hier unschädlich ist, kann die Nietteilung  $e$  hier so weit gesteigert werden, wie die Kräfte es erlauben.

Fig. 437.



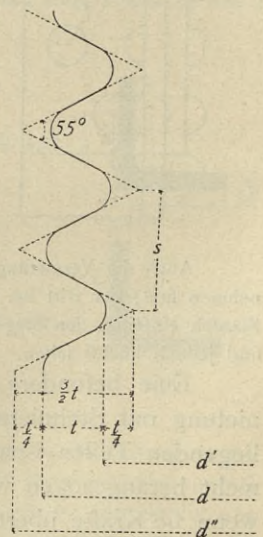
**b) Schrauben und Schraubenverbindungen.**

Schraubenverbindungen kommen in Eifenteilen da vor,

- 1) wo die zu verbindenden Teile des Stoffes wegen nicht genietet werden dürfen, d. h. bei Gufseifenteilen;
- 2) wo eine gewisse Beweglichkeit (Drehbarkeit) der Teile gewahrt werden soll, die bei der Vernietung auch nur mit einem Niete durch die Reibung fast immer verloren geht;
- 3) wo der Raum zu beengt ist, um Nietköpfe ausbilden oder die Niete in die Löcher einstecken zu können, und
- 4) wo wegen Vereinigung vieler Konstruktionssteile die Bolzen zu lang werden, um noch als Niete ausgebildet werden zu können.

Die Schrauben können eingängig oder mehrgängig fein; sie können rechteckigen Gangquerschnitt (flachgängige Schrauben) oder dreieckigen (scharfgängige Schrauben) haben. Die eingängigen scharfgängigen Schrauben ergeben unter gleicher Last die größte Reibung in der Mutter, und da für Verbindungsschrauben, die hier den Bewegungsschrauben gegenüber allein in Frage kommen, eine thunlichst große Reibung erwünscht ist, so wird hier von ersteren allein die Rede sein. Auch ist bei gleicher Ganghöhe die Scherfläche zwischen Gang und Spindel bei der scharfen Schraube doppelt so groß, wie bei der flachen.

Fig. 438.



Aufser den beiden genannten kommen noch die Trapezschraube und die Schraube mit rundem Gangquerschnitte vor.

Das Gangprofil der scharfen Schraube zeigt Fig. 438;  $d'$  ist der innere Durchmesser,  $d$  der äußere Gewindedurchmesser,  $d''$  der äußere Bolzendurchmesser,  $s$  die Ganghöhe und  $t$  die Gewindetiefe. Die Neigung des Ganges wird durch die Zahl  $m$  festgelegt, welche bestimmt, wie viele Gänge auf die Länge  $d$  des Bolzens kommen. Die Gänge werden nach Fig. 438 aus- und abgerundet, nur bei sehr weichem Stoffe, z. B. Messing, Bronze, mehr. Gemäß dem Abrundungsmaße

und dem Spitzenwinkel von 55 Grad wird  $\frac{3}{2} t = s \frac{1}{\text{tg } 27^{\circ} 30'}$ , also

$$t = 0,64 s, \dots \dots \dots 142.$$

222.  
Anwendung  
und Ver-  
schiedenheit.

223.  
Gangprofil  
und Durch-  
messer der  
Schrauben.



wofür man meist  $t = 2 \frac{s}{3}$  setzt. Daraus folgt  $d' = d - 2t = d - 2 \cdot 0,64 s$ ; demnach

$$d' = d - 1,28 s \quad \dots \quad 143.$$

Nach Obigem ist nun  $s = \frac{d}{m}$ , also  $d' = d - \frac{1,28 d}{m}$ , fonach

$$\frac{d'}{d} = \frac{m - 1,28}{m} \quad \dots \quad 144.$$

$d'$  bestimmt sich nach der Last, und dann sind  $d$  und  $s$  der nachstehenden *Witworth'schen* Schraubenskala zu entnehmen, welche die Form aller Schrauben gleichen Durchmessers allgemein festlegt, damit sie beliebig vertauscht werden können.

*Witworth's* Skala der eingängigen scharfen Schrauben.

Nr.	Bolzen- durch- messer $d''$	Aeußerer Gewinde- durchmesser $d$		Anzahl der Gewinde- gänge $m$ auf		Innerer Durch- messer $d'$	Schlüssel- weite der Mutter $D$	Belastung	
		Centim.	engl. Zoll.	1 Zoll engl.	die Länge $d$			ohne Torffion	mit Torffion
1	0,8	$\frac{1}{4}$	0,64	20	5	0,48	1,4	37	22
2	0,9	$\frac{5}{16}$	0,79	18	$5\frac{5}{8}$	0,61	1,6	79	48
3	1,1	$\frac{3}{8}$	0,95	16	6	0,75	1,8	143	86
4	1,2	$\frac{7}{16}$	1,11	14	$6\frac{1}{8}$	0,88	2,1	218	131
5	1,4	$\frac{1}{2}$	1,27	12	6	1,00	2,3	302	181
6	1,7	$\frac{5}{8}$	1,59	11	$6\frac{7}{8}$	1,29	2,7	560	336
7	2,0	$\frac{3}{4}$	1,90	10	$7\frac{1}{2}$	1,58	3,2	897	538
8	2,3	$\frac{7}{8}$	2,22	9	$7\frac{7}{8}$	1,86	3,6	1 299	779
9	2,7	1	2,54	8	8	2,13	4,1	1 755	1 053
10	3,0	$1\frac{1}{8}$	2,86	7	$7\frac{7}{8}$	2,39	4,5	2 260	1 356
11	3,3	$1\frac{1}{4}$	3,18	7	$8\frac{3}{4}$	2,72	5,0	2 993	1 796
12	3,6	$1\frac{3}{8}$	3,49	6	$8\frac{1}{4}$	2,95	5,4	3 564	2 138
13	3,9	$1\frac{1}{2}$	3,81	6	9	3,27	5,8	4 441	2 665
14	4,3	$1\frac{5}{8}$	4,13	5	$8\frac{1}{8}$	3,48	6,3	5 070	3 042
15	4,6	$1\frac{3}{4}$	4,45	5	$8\frac{3}{4}$	3,80	6,7	6 107	3 664
16	4,9	$1\frac{7}{8}$	4,76	$4\frac{1}{2}$	$8\frac{7}{16}$	4,00	7,2	6 949	4 169
17	5,2	2	5,08	$4\frac{1}{2}$	9	4,36	7,6	8 155	4 893
18	5,8	$2\frac{1}{4}$	5,72	4	9	4,91	8,5	10 454	6 272
19	6,5	$2\frac{1}{2}$	6,35	4	10	5,54	9,4	13 438	8 063
20	7,1	$2\frac{3}{4}$	6,99	$3\frac{1}{2}$	$9\frac{5}{8}$	6,06	10,3	16 182	9 709
21	7,7	3	7,62	$3\frac{1}{2}$	$10\frac{1}{2}$	6,69	11,2	19 849	11 909
22	8,4	$3\frac{1}{4}$	8,26	$3\frac{1}{4}$	$10\frac{9}{16}$	7,26	12,1	23 488	14 093
23	9,0	$3\frac{1}{2}$	8,89	$3\frac{1}{4}$	$11\frac{3}{8}$	7,89	13,0	27 867	16 720
24	9,6	$3\frac{3}{4}$	9,53	3	$11\frac{1}{4}$	8,44	13,8	31 996	19 198
25	10,3	4	10,16	3	12	9,07	14,7	37 076	22 245

Durch verschiedene Abrundungen der englischen Abmessungen sind in diese Schraubenmaße solche Abweichungen hineingekommen, daß Schrauben und Muttern verschiedener Herkunft durchaus nicht immer passen. Der Verein Deutscher Ingenieure hat daher die folgende auf metrischem Maße beruhende Reihe aufgestellt, die sich mehr und mehr verbreitet<sup>96)</sup>.

<sup>96)</sup> Durch Vereinbarung des Vereins Deutscher Ingenieure, der *Société d'encouragement pour l'industrie nationale* in Paris und des Vereines Schweizerischer Maschinen-Industrieller auf einer Versammlung am 20. Oktober 1900 ist in Zürich das metrische Gewinde bereits zu einem internationalen geworden. In der »Schweizerischen Bauzeitung« 1900, Oktober, S. 165 ist über diese Versammlung berichtet; zugleich werden dort die Formeln mitgeteilt, auf denen die Maßzusammenstellung auf S. 164 beruht.



Aeußerer Gewindedurchmesser <i>d</i>	Kern-durchmesser <i>d'</i>	Gang-höhe <i>h</i>	Gangtiefe <i>t</i>	Schlüffel-weite <i>D</i>	Aeußerer Gewindedurchmesser <i>d</i>	Kern-durchmesser <i>d'</i>	Gang-höhe <i>h</i>	Gangtiefe <i>t</i>	Schlüffel-weite <i>D</i>
6	4,5	1,0	0,75	12	20	16,4	2,4	1,8	34
7	5,35	1,1	0,825	14	22	17,8	2,8	2,1	37
8	6,2	1,2	0,9	16	24	19,8	2,8	2,1	40
9	7,05	1,3	0,975	18	26	21,2	3,2	2,4	43
10	7,9	1,4	1,05	20	28	23,2	3,2	2,4	46
12	9,6	1,6	1,20	22	30	24,6	3,6	2,7	49
14	11,3	1,8	1,35	25	32	26,6	3,6	2,7	52
16	13,0	2,0	1,50	28	36	30,0	4,0	3,0	58
18	14,7	2,2	1,65	31	40	33,4	4,4	3,3	64

Millimeter.

Millimeter.

Um die umstehende *Witworth'sche* Tabelle nicht immer benutzen zu müssen, sind für *d* und *s* zwei Beziehungsgleichungen aufgestellt, welche lauten:

$$s = 0,07 \text{ cm} + 0,095 d \text{ für } d \leq 6 \text{ cm}, \dots \dots \dots 145.$$

$$s = 0,262 \sqrt{d} \text{ für } d > 6 \text{ cm}. \dots \dots \dots 146.$$

Aus Gleichung 142, 143 u. 144 (S. 162 u. 163) kann nun eine unmittelbare Beziehung zwischen *d''*, *d* und *d'* abgeleitet werden, und zwar ergibt sich für kleinere Schrauben unter Benutzung der Gleichungen 142, 143 u. 144

$$d = (1,139 d' + 0,103) \text{ Centim. und } d'' = d + \frac{t}{2} = (1,173 d' + 0,128) \text{ Centim.} \quad 147.$$

Die Tragkraft einer Schraube auf Zug ist bei der zulässigen Beanspruchung *s'* für 1 qcm gleich  $\frac{d'^2 \pi}{4} s'$ ; ferner ergibt sich der der Last *P* entsprechende innere Durchmesser

$$\text{aus } d' = 2 \sqrt{\frac{P}{\pi s'}}, \text{ oder, da man wegen des Anschneidens der Gewinde den}$$

$$\text{äußeren Ring von 1 mm Tiefe nicht als tragfähig ansehen kann, } d' = 0,2 + 2 \sqrt{\frac{P}{\pi s'}}.$$

Die zulässige Beanspruchung *s'* wird wegen der beim Andrehen der Mutter entstehenden Verwindung (Torsion<sup>97</sup>) in der Regel für Schrauben nur mit 600 kg angesetzt; die Gleichung für *d'* lautet demnach:

$$d' = 0,2 + 0,0046 \sqrt{P}, \dots \dots \dots 148.$$

und für die erforderliche Anzahl *n*, wenn mehrere Schrauben von gegebenem, innerem Durchmesser *d'* vorhanden sind,

$$n = \frac{P}{471 (d' - 0,2)^2} \dots \dots \dots 149.$$

Den nach Gleichung 147 u. 148 aus der Last ermittelten äußeren Durchmesser *d''* kann man nicht ohne weiteres beibehalten; vielmehr ist der nächstgrößere der obigen Skalen einzuführen.

Wenn *P* nicht als Zug auftritt, sondern als Scherkraft, so ergibt sich, da die Scherfelle fast stets im vollen Bolzen, nicht im Gewinde liegt, der äußere Durchmesser unmittelbar aus  $\frac{d''^2 \pi}{4} t = P$  für einchnittige und aus  $2 \frac{d''^2 \pi}{4} t = P$  für zwei-

<sup>97</sup>) Ueber genaue Berücksichtigung der Verwindungsspannungen vergl.: GRASHOF, F. Theorie der Elasticität und Festigkeit etc. 2. Aufl. Berlin 1878. S. 202.



schnittige Abfcherung. Auch bei den Schraubenbolzen mufs der Lochlaibungsdruck für kleine Durchmesser im Auge behalten werden, gemäfs der Gleichung  $P = d'' \delta s''$  (vergl. Art. 205, S. 151), und es ergeben sich hier ähnlich, wie bei den Nieten, für  $d$  die Gleichungen:

$$d'' = 2 \sqrt{\frac{P}{\pi t}} \text{ für einschnittige Abfcherung, } d'' \geq 2 \delta; \quad \dots \quad 150.$$

$$d'' = \sqrt{\frac{2P}{\pi t}} \text{ für zweifchnittige Abfcherung, } d'' \geq \delta; \quad \dots \quad 151.$$

$$d'' = \frac{P}{s'' \delta} \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Abfcherung, } d'' > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Abfcherung, } d'' > \delta. \end{array} \right\} \quad \dots \quad 152.$$

Wird eine Kraft durch mehrere Bolzen gemeinsam übertragen, so ist nach Annahme des Durchmessers  $d''$  die Bolzenzahl  $n$  nach Gleichung 113 bis 115 zu ermitteln.

Kraftübertragung durch Flächenreibung kommt hier nicht in Frage, da die Muttern sich von selbst lösen, also auf Reibung überhaupt nicht gerechnet werden kann.

Auf Verwindung mufs Rücksicht genommen werden, wenn das Anspannen der Schraube lediglich durch Andrehen der Mutter, nicht durch Anhängen von Lasten nach dem Andrehen der Mutter hervorgerufen wird. In diesem Falle darf die zulässige Zugspannung nur auf  $\frac{3}{5} s'$  getrieben werden; der innere Gewindedurchmesser folgt somit für diesen Fall aus  $d' = 0,2 + 0,059 \sqrt{P}$ . Hiernach ist die letzte Spalte der Skala auf S. 163 berechnet.

Die Schraubenmutter wird für einfache Fälle wohl rund oder quadratisch geformt; jedoch läfst sich die runde Mutter schwer andrehen; die quadratische enthält viel Metall. Am besten ist die sechseckige Mutter, da sie wenig überflüssiges Metall enthält und doch das Aufsetzen eines Schlüssels erlaubt; sie braucht auch nur um 60 Grad gedreht zu werden, um das feitliche Ansetzen des Schlüssels von neuem zu gestatten.

224.  
Schrauben-  
mutter.

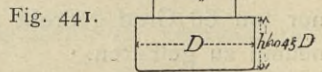
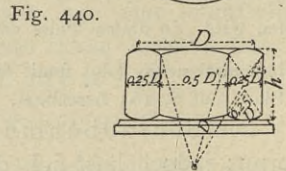
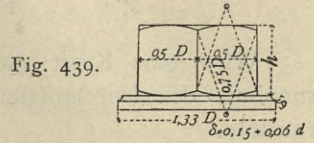
Um beim Andrehen im Auflager der Mutter keine zu grofse Berührungsfläche zu erhalten, wird erstere unten nach einer Kugel abgerundet, meist auch oben, um eine Gegenmutter nachzuschrauben, auch die Mutter umdrehen zu können; sie sitzt also nur mit einer schmalen Ringfläche auf. Neuerdings hat man erkannt, dafs die ebene Gestaltung der Mutter an der Unterfläche eben durch die erzielte Gröfse der Reibungsfläche ein wirksames Mittel gegen das selbstthätige Losdrehen der Mutter bildet. Man vergrößert diese Berührungsfläche sogar noch, indem man die Mutter unten durch einen ringartigen Ansatz verstärkt und nur den oberen Teil zum Aufsetzen des Schlüssels eckig gestaltet. Solche Muttern heifsen Bundmuttern.

Die Schlüsselweite  $D$  wird aus den angeführten Schraubenkalen oder aus der Formel  $D = (0,5 + 1,4 d)$  Centim. bestimmt, welche auf gleicher Sicherheit der Auflager-Ringfläche gegen Druck und des Bolzens beruht; der Durchmesser des umschriebenen Kreifes ist dann  $D' = (0,6 + 1,62 d)$  Centim.

Die Höhe  $h$  der Mutter mufs so bemessen werden, dafs der Zug im Bolzen die Gewindegänge in der Mutter nicht ausfcheren kann, d. h. mindestens mufs  $t d' \pi h = \frac{s' d'^2 \pi}{4}$ , also  $h = \frac{1}{4} \frac{s'}{t} d'$  sein. Nimmt man Rücksicht darauf, dafs das Metall bei scharfgängigen Schrauben etwa auf  $\frac{1}{6}$  der abzufcherenden Fläche



durch das Schneiden der Gewinde verletzt ist, so würde  $h = \frac{6}{5} \frac{1}{4} \frac{s'}{t} d'$  gefetzt werden müssen, und nimmt man im Mittel  $d' = \frac{8}{10} d$  und  $\frac{s'}{t} = \frac{5}{4}$  an, so ergibt sich  $h = \frac{5 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 10}{6 \cdot 5 \cdot 8} d = \frac{3}{10} d$ . Muttern dieser geringsten Höhe nutzen sich stark ab; man steigert die Höhe daher thatächlich wohl bis  $h = d$ , und für solche Schrauben, die oft gelöst und wieder angedreht werden müssen, bis  $h = D$ . Hat der Bolzen keinen Zug, sondern nur Abfcherung zu übertragen, so macht man  $h$  nie größer als  $0,3 d$ , da die Mutter dann ganz unbelastet ist. Eine gewöhnliche Mutterform zeigen Fig. 439 u. 440, worin auch eine zur Verteilung des Mutterdruckes auf eine große Fläche der Unterlage bestimmte Unterlegscheibe mit dargestellt ist. Selbstverständlich ist eine solche Unterlegplatte bei Bundmuttern nie erforderlich.



225.  
Schrauben-  
kopf.

Der Schraubenbolzen wird in der Regel am einen Ende mit Gewinde versehen; am anderen erhält er statt dessen einen festen Kopf, welcher meist ein Quadrat von der Seitenlänge  $D$  bildet und die Höhe  $h = 0,45 D$  erhält (Fig. 441). In seltenen Fällen wird der Kopf fechseckig geformt.

Befondere Formen von Mutter und Kopf entstehen in folgenden Fällen.

Soll die Mutter nicht vor den verbundenen Teilen vorstehen, so fetzt man sie in eine Vertiefung, welche so weit gemacht wird, das die Wandstärke des am Ende ein entsprechendes fechseckiges Loch zeigenden Stockschlüssels aus Rundeifen mit doppeltem Handgriffe darin Platz findet, oder man macht die Mutter kreisrund und giebt ihr in der Oberfläche zwei Löcher, um sie mit dem zweizinkigen Zirkelschlüssel in die gleich weite kreisrunde Vertiefung drehen zu können. Beim Andrehen der Mutter dreht sich der Bolzen leicht mit; man muß daher mittels eines Schraubenschlüssels am Kopfe, welcher deshalb die Maulweite  $D$  erhält, gegenhalten. Geht dies nicht, so bringt man am unteren Schaftteile oder am Kopfe geeignete Vorrichtungen zur Verhinderung des Drehens an.

Ist eine fest angezogene Schraube dauernd Erschütterungen ausgesetzt, so löst sich die Mutter allmählich von selbst, indem die Reibung zwischen Mutter und Unterlage und zwischen Mutter und Bolzengewinde durch die Schwingungen überwunden wird. Man verwendet deshalb für die Baukonstruktionen geeignete Vorkehrungen gegen das Losdrehen der Muttern, unter denen die Verwendung von Bundmuttern jetzt sehr gebräuchlich ist.

Wirken die Schrauben einfach auf Zug, so ist  $d'$  nach Gleichung 148 zu bestimmen; wenn mehrere Schrauben die Last  $P$  übertragen, so liefert Gleichung 149 ihre Anzahl  $n$ .

Auf Abfcherung ergibt sich der Bolzendurchmesser  $d''$  für die Kraft  $P$  nach den Gleichungen 150 bis 152; sind mehrere Bolzen des Durchmessers  $d''$  zu verwenden, so folgt die erforderliche Anzahl  $n$  aus:

$$n = \frac{4 P}{\pi t d''^2} \text{ für einschnittige Bolzen, } d'' \leq 2 \delta; \dots \dots \dots 153.$$

226.  
Befondere  
Formen von  
Mutter u. Kopf.

227.  
Schrauben-  
verbindungen.



$$n = \frac{2P}{\pi t d''^2} \text{ für zweifchnittige Bolzen, } d'' \leq \delta; \dots \dots \dots 154.$$

$$n = \left. \begin{array}{l} \frac{P}{s' \delta d''} \text{ für einschnittige Bolzen, } d'' > 2 \delta, \text{ und} \\ \frac{P}{s' \delta d''} \text{ für zweifchnittige Bolzen, } d'' > \delta. \end{array} \right\} \dots \dots \dots 155.$$

Wird der Bolzen des Durchmessers  $d''$  zugleich auf den Zug  $S$  und die Abschöpfung  $T$ , d. h. schräg beansprucht, und bezeichnet  $d_s$  den dem Zuge  $S$  allein genügenden Rundeisendurchmesser, so mache man

$$d'' = d_s \sqrt{\frac{1}{8} \left[ 3 + 5 \sqrt{1 + \left(\frac{2T}{S}\right)^2} \right]}; \dots \dots \dots 156.$$

für  $T = S$  wird  $d'' = 1,33 a_s$ .

Die Gewichte der Schraubenbolzen werden mit Hilfe der Rundeisentabelle festgestellt, indem man zur reinen Bolzenlänge zwischen Kopf und Mutter

- 7 Bolzendurchmesser für sechseckige Muttern und Köpfe,
- 8 » » » viereckige » » »

hinzuzählt.

**c) Bolzenverbindungen.**

Für Bauzwecke ist der Anchluss von Rundeisenstangen mittels angeflachten oder angeschweißten Auges und cylindrischen Verbindungsbolzens an andere Teile, meist Bleche, von besonderer Wichtigkeit. Das Auge wird kreisförmig (Fig. 442) oder länglich (Fig. 443) geformt. Bezeichnet  $\delta$  die geringere der Stärken der beiden Teile (Auge des Befestigungsbolzens und Anschlussblech), so ist auch hier für einschnittigen Anschluss die Gleichung

228.  
Bedingungen.

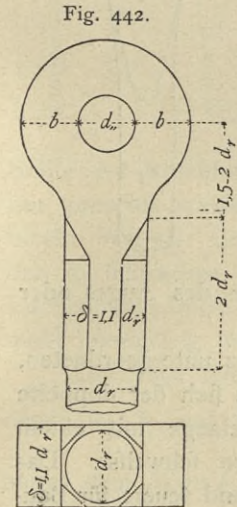
$$\delta d'' s'' \leq \frac{d''^2 \pi t}{4}$$

die Bedingung dafür, dass Abschöpfung, nicht Lochlaibungsdruck in Frage kommt; ebenso für zweifchnittigen Anschlufs

$$\delta d'' s'' = 2 \frac{d''^2 \pi t}{4}.$$

Hierin ist  $\frac{s''}{t} = 1,9$  zu setzen, da in den Schrauben-

bolzen meist nicht besserer Stoff steckt, als in den Rundeisen und Blechen; demnach lauten die obigen Bedingungen: Abschöpfung kommt in Frage bei einschnittigen Bolzen, wenn  $d'' \leq 2,4 \delta$ , und bei zweifchnittigen Bolzen, wenn  $d'' \leq 1,2 \delta$ . Ist  $d''$  größer, so ist in beiden Fällen auf Lochlaibungsdruck zu rechnen.



Das kreisförmige Bolzenauge (Fig. 442) wird in der Regel dadurch hergestellt, dass man den voll mit  $s'$  beanspruchten Rundeisendurchmesser  $d_r$  in ein Achteck der Maulweite  $\delta = 1,1 d_r$ , dieses in ein Quadrat von der Seite  $\delta = 1,1 d_r$  und letzteres in das kreisförmige Auge von der Randstärke  $b$  und dem Augendurchmesser  $d''$  übergehen lässt.

229.  
Kreisförmiges  
Bolzenauge.

Bezeichnen, wie früher,  $s'$  die zulässige Zugspannung,  $t$  die zulässige Scherspannung im Rundeisen, Verbindungsbolzen und Anschlussbleche, so kann man hier

$\frac{s'}{t} = \frac{5}{4}$  setzen; wie früher ist auch im vorliegenden Falle der Lochlaibungsdruck  $s'' = 1,5 s'$  bis  $2 s'$  anzunehmen. Der Augendurchmesser muss nun fein:



$$\begin{aligned}
 d'' &= 1,12 d_r && \text{für einschnittige Bolzen, wenn sich } d'' \geq 2,4 \delta, && 157. \\
 d'' &= 0,79 d_r && \text{für zweischnittige Bolzen, wenn sich } d'' \leq 1,2 \delta, && 158. \\
 d'' &= 0,52 d_r \frac{d_r}{\delta} && \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Bolzen, wenn sich } d'' > 2,4 \delta \text{ und} \\ \text{für zweischnittige Bolzen, wenn sich } d'' > 1,2 \delta \end{array} \right\} && 159.
 \end{aligned}$$

ergiebt.

Im Bolzenauge selbst ist  $\delta = 1,1 d_r$ ; daher lautet für das Auge die Gleichung 159:  $d'' = 0,48 d_r$ . Bei der Benutzung dieser Formel ist für  $\delta$  sowohl die Augentärke, wie andererseits die Stärke des Teiles in Rücksicht zu ziehen, an welchen der Anschluß erfolgt.

Die Rändbreite  $b$  des Auges ist gleich  $0,72 d_r$  zu machen. Sollte irgendwo an die Rundeisenstange ein Schraubengewinde angefnitten sein, so ist als  $d_r$  der innere Gewindedurchmesser  $d'$  einzuföhren, für den hier jedoch nicht, wie in Gleichung 148, die zulässige Zugspannung auf 600 kg für 1 qcm ermäßigt zu werden braucht.

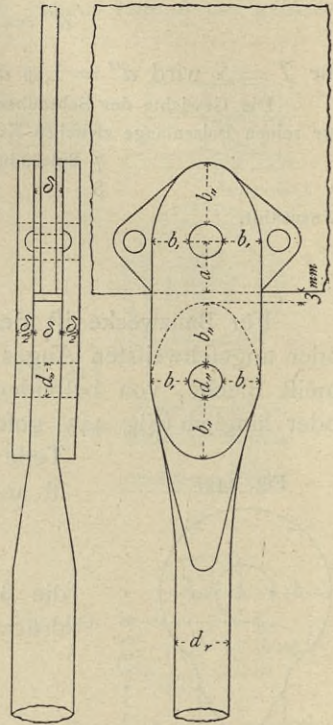
In vielen Fällen ergibt sich für das kreisförmige Auge nach Fig. 442 eine Stärke  $\delta$ , welche erheblich größer ist, als die desjenigen Teiles, an welchen der Anschluß erfolgt; der Durchmesser  $d''$  ist dann nach der geringeren Stärke  $\delta_1$  dieses Teiles zu bemessen und wirkt auf die Bildung des Auges äußerst ungünstig ein. Man kann dann die Stärke  $\delta$  im Anschlußbleche dadurch erreichen, daß man es durch einseitiges oder zweiseitiges Auflegen von Blechen um  $\delta - \delta_1 = \delta_2$  verstärkt, muß aber diese Verstärkungen mit dem Anschlußbleche vor Auflegen des Auges oder seiner Lafchen mit einer Anzahl von Nieten verbinden, welche nach den Gleichungen 113 bis 115 (S. 152) aus der Kraftgröße  $\frac{P \delta_2}{\delta}$  zu ermitteln ist; diese Niete

sind, soweit sie sich ganz oder zum Teile in der Auflagerfläche des Auges oder der Lafchen befinden, beiderseits zu versenken.

Der Anschluß solcher Teile soll stets zweiseitig, nur bei ganz untergeordneten, gering belasteten Gliedern einschnittig erfolgen. Unmittelbar läßt sich der doppelte Anschluß nur erreichen, wenn man ein gabelförmiges Doppelauge mit einem Schlitze gleich der Dicke des Anschlußbleches an die Stange schweißst. Das Schmieden und Schweißen dieser Gabelaugen ist aber schwierig und teuer; für Bauarbeiten ist deshalb dieser Anschluß entweder zu kostspielig oder zu unsicher. Nur bei gegoffenen Druckgliedern ist die Verwendung dieser schwierigen Form zulässig. Bei schmiedeeisernen Teilen soll der Anschluß durch doppelte Lafchung erfolgen, wobei man die Lafchen mit der Stärke  $\frac{\delta}{2}$  und nach der Form eines doppelten Auges (Fig. 443 u. 444) mit etwa 3 mm Spielraum zwischen dem Stangenauge und dem Anschlußbleche ausbildet.

Häufig sind auch derartige Anschlüsse, in denen sich von der einen Seite die Augen zweier schwächeren, von der anderen das Auge einer stärkeren Zugstange ohne Mittelglieder auf den Bolzen hängen.

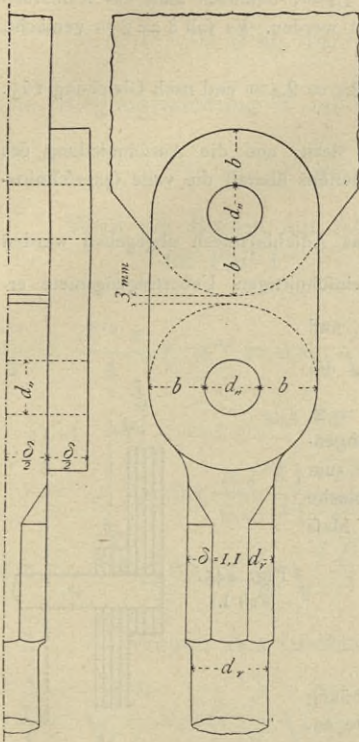
Fig. 443.





Das elliptische Bolzenauge (Fig. 443) wird oft verwendet, wenn es sich um den Anchluss von Flacheisen handelt, jedoch auch wohl in den Anschlüssen von Rundeisen; indess ist diese Form wegen der teureren Herstellung, namentlich in neuerer Zeit, immer feltener geworden.

Fig. 444.



In beiden Fällen wird das Auge meist durch Stauchen und Aus Schmieden erzielt. Da man aber beim Aus Schmieden bezüglich der Augendicke  $\delta$  von der Dicke des Flach- oder Rundeisens unabhängig ist, so wird man sie der Dicke des Anschlussteiles anzupaffen streben, sie aber jedenfalls so bemessen, dass der Gelenkbolzen von der Last  $P$  auf Lochlaibungsdruck und Abscherung in gleichem Masse gefährdet wird. Man macht daher

$$d'' = 2 \sqrt{\frac{P}{\pi t}} \text{ für einschnittige Abscherung } 160.$$

$$d'' = \sqrt{\frac{2P}{\pi t}} \text{ für zweifchnittige Abscherung } 161.$$

und hiernach dann gemäß

$$\delta d'' s'' = \frac{d''^2 \pi}{4} t \text{ für einschnittige,}$$

$$\delta d'' s'' = 2 \frac{d''^2 \pi}{4} t \text{ für zweifchnittige Bolzen, bei } s'' = 1,9 t,$$

$$\delta = 0,42 d'' \text{ für einschnittige Bolzen, } 162.$$

$$\delta = 0,83 d'' \text{ für zweifchnittige Bolzen. } 163.$$

Sollte der Anschlusssteil erheblich schwächer sein als  $\delta$ , etwa  $\delta_1$  stark, so muss man ihn zunächst wieder durch gefondert aufgenietete, thunlichst beiderseitige Zulagebleche von der Gesamtdicke  $\delta_2 = \delta - \delta_1$  verdicken. Nimmt man diese Verdickung des zu schwachen Anschlussbleches nicht vor, so muss der Bolzendurchmesser auf Lochlaibungsdruck im Anschlussbleche bemessen werden, und man erhält alsdann meist übermächtig weite Augen.

Das Auge selbst wird nun meist so geformt, dass die Breite des Randes neben dem Auge  $b_1$ , auf die einfache Zugspannung  $s'$  berechnet, der Last  $\frac{3}{4} P$ , die Breite hinter dem Auge  $b_2$ , der Last  $\frac{5}{4} P$  entspricht. Alsdann ergibt sich unter Benutzung der Gleichungen 160 bis 163, bei  $s' = \frac{5}{4} t$ ,

$$b_1 = 1,12 d'' \text{ für ein- und zweifchnittige Bolzen, } 164.$$

$$b_2 = 1,87 d'' \text{ für ein- und zweifchnittige Bolzen. } 165.$$

Beispiel. Eine Kraft von 5000 kg soll durch ein Rundeisen, welches am einen Ende ein Schraubengewinde trägt, am anderen an ein Anschlussblech von 1 cm Stärke abgegeben werden.

Der innere Gewindedurchmesser der Stange ist nach Gleichung 148, wenn dort wegen fehlender Verwindung  $s'$  statt mit 600 mit 750 kg eingeführt wird,  $d' = 0,2 + 2 \sqrt{\frac{5000}{\pi \cdot 750}} = 3,12 \text{ cm}$ , wozu nach der Witworth'schen Skala (S. 163) als nächst größeres das Rundeisen Nr. 13 mit  $d_r = 3,9 \text{ cm}$  Bruttodurchmesser gehört.



Der Anschluß erfolgt zweifchnittig durch doppelte Lafchung; daher muß der Durchmesser des Anschlußbolzens nach Gleichung 161:  $d'' = \sqrt{\frac{2 \cdot 5000}{3,14 \cdot 600}} = 2,3 \text{ cm}$  fein, wenn  $t = 600 \text{ kg}$  für  $1 \text{ qcm}$  Abfcherungsfpannung zugelaffen werden.

Nach Gleichung 163 folgt weiter  $\delta = 0,83 d'' = 0,83 \cdot 2,3 = 1,9 \text{ cm}$ ; demnach muß das Anschlußblech um  $0,9 \text{ cm}$  einseitig oder besser um  $0,45 \text{ cm}$  beiderseitig verflärkt werden. Es soll  $\delta = 2 \text{ cm}$  gemacht, das Anschlußblech auf jeder Seite um  $0,5 \text{ cm}$  verflärkt werden.

Weiter wird noch nach Gleichung 164:  $b, = 1,12 d'' = 1,12 \cdot 2,3 = 2,6 \text{ cm}$  und nach Gleichung 165:  $b_{,,} = 1,87 d'' = 1,87 \cdot 2,3 = 4,3 \text{ cm}$ .

Jede der beiderseitig aufzulegenden Lafchen wird nun  $1 \text{ cm}$  stark, und die Ausfchmiedung des Rundeifens in das glatte Auge muß fo angeordnet werden, daß mindestens überall die volle Querschnittsfläche eines Kreifes vom Durchmesser  $d' = 3,12 \text{ cm}$  vorhanden ist.

Die Kraft, welche aus jeder der beiden Verflärkungen an das Anschlußblech abgegeben werden muß, beträgt  $\frac{5000 \cdot 0,5}{2} = 1250 \text{ kg}$ . Die für jede Verflärkung einfnittigen Uebertragungsniete erhalten nach Gleichung 112 (S. 152)  $d = 2 \cdot 0,5 = 1 \text{ cm}$  Durchmesser, und

ihre Anzahl ist nach Gleichung 113:  $n = \frac{1250 \cdot 4}{1^2 \cdot 3,14 \cdot 750}$ , wenn die

Scherfpannung im Niete zu  $750 \text{ kg}$  für  $1 \text{ qcm}$  gefetzt wird, also  $n = 2$ . Die für die zweite Verflärkung gleichfalls einfnittigen, anderen Längenhälften dieser Bolzen bewirken dort den Anschluß, fo daß 2 Niete zum Anschlusse beider Verflärkungen genügen. Im verflärkten Anschlußbleche braucht der Bolzen nur um das aus Gleichung 133 (S. 155) folgende Maß

$a' = 2,3 \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{s''}{t'} \right)$  abzuftehen; für  $\frac{s''}{t'} = 1,9$  ergibt sich

$$a' = 2,3 \left( \frac{1}{2} + \frac{1,9}{2} \right) = \text{rund } 3,5 \text{ cm.}$$

Die berechnete Anordnung ist in Fig. 443 dargestellt.

Die Befestigungsbolzen dieser Verbindungen ordnet man häufig ganz ohne Mutter, nur mit einem schwachen durchgefteckten Splinte an, welcher bloß das Herausfallen des Bolzens zu verhindern hat.

Bolzenverbindungen mehrteiliger Konfruktionsglieder kommen fast ausschließlich in solchen Bauteilen vor, welche aus einer größeren Zahl von flachen Bändern mit Bolzenaugen bestehen und wegen der geringen Breite der Bänder dann nur einen durch fämtliche Glieder gehenden Bolzen erhalten. Hier soll daher bloß dieser Fall unterfucht werden, und zwar zunächst unter der Einfchränkung, daß die zu verbindenden Glieder in einer Geraden liegen.

In Fig. 445, 446 u. 447 sind die drei Möglichkeiten dargestellt, wie  $n$  Bänder der Dicke  $\delta$  durch einen Bolzen des Durchmessers  $d''$  verbunden werden können. Es bezeichnen  $s'$  die zulässige Zugfpannung im Gliede und Bolzen,  $t$  die zulässige Abfcherungsfpannung in beiden,  $s''$  den zulässigen Lochlaibungsdruck am Bolzen; unter  $\delta^{ab}$ , bezw.  $d''^{ab}$  ist zu verstehen, daß die Größen auf Abfcherung und Biegung, unter  $\delta^{d'b}$  und  $d''^{d'b}$ , daß sie auf Laibungsdruck und Biegung gleich sicher berechnet sind.

In allen drei Fällen hat der Bolzen neben der Abfcherung, bezw. dem Laibungsdrucke ein Biegunsmoment aufzunehmen, welches beträgt

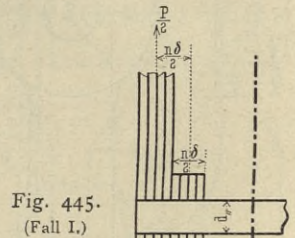


Fig. 445.  
(Fall I.)

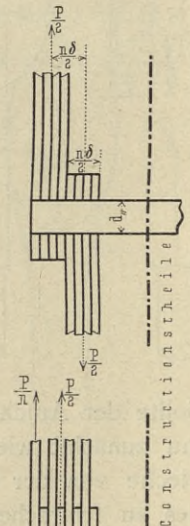


Fig. 446.  
(Fall II.)

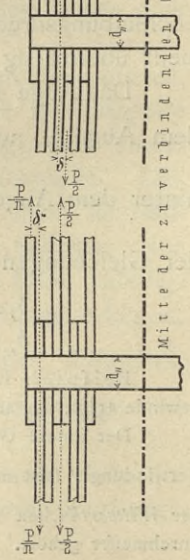


Fig. 447.  
(Fall III.)

232.  
Verbindung  
mehreiliger  
Konfruktions-  
glieder.



$$\left. \begin{array}{l} \text{im Falle I (Fig. 445): } M = \frac{P}{2} \frac{n \delta}{2} = \frac{P n \delta}{4} \\ \text{» » II (Fig. 446): } M = \frac{P}{2} \delta \\ \text{» » III (Fig. 447): } M = \frac{P}{n} \delta \end{array} \right\} = a P \delta \quad \left. \begin{array}{l} a = \frac{n}{4}; \\ a = \frac{1}{2}; \\ a = \frac{1}{n}. \end{array} \right.$$

Die Biegungsspannung  $\sigma$  im Bolzen folgt aus  $M = \frac{\sigma d''^4 \pi \cdot 2}{64 d''^3}$  mit

$$\sigma = 10,2 \frac{M}{d''^3} = 10,2 \frac{a P \delta}{d''^3}.$$

Wird der Bolzen auf Abfcherung und Biegung berechnet, fo ergibt sich für Fall I:

auf Abfcherung

für Fall II u. III:

$$\frac{P}{2} = \frac{d''^2 \pi}{4} t, \quad d''^a = 0,807 \sqrt{\frac{P}{t}}; \quad 166. \quad \left| \quad \frac{P}{n} = \frac{d''^2 \pi}{4} t, \quad d''^a = 1,128 \sqrt{\frac{P}{n t}}; \quad 166.$$

aus der Biegung nach  $s' \geq 10,2 \frac{a P \delta}{d''^3}$

$$\text{also} \quad \left. \begin{array}{l} s' \geq 10,2 \frac{a P \delta \sqrt{t^3}}{0,807^3 \sqrt{P^3}}, \\ \delta^{a,b} \leq 0,0516 \frac{s'}{a} \sqrt{\frac{P}{t^3}}. \quad 167. \end{array} \right| \quad \left. \begin{array}{l} s' \geq 10,2 \frac{a P \delta \sqrt{n^3 t^3}}{1,128^3 \sqrt{P^3}}, \\ \delta^{a,b} \leq 0,1408 \frac{s'}{a} \sqrt{\frac{P}{n^3 t^3}}. \quad 167. \end{array} \right.$$

Wegen des Lochlaibungsdruckes muß  $\delta d'' s'' \geq \frac{K}{n}$  fein; daher

$$0,807 \sqrt{\frac{P}{t}} 0,0516 \frac{s'}{a} \sqrt{\frac{P}{t^3}} s'' \geq \frac{P}{n}$$

oder

$$0,0416 \frac{n}{a} \frac{s'}{t} \frac{s''}{t} \geq 1.$$

Da  $a = \frac{n}{4}$  ift, fo ergibt sich

$$0,1664 \frac{s'}{t} \frac{s''}{t} \geq 1.$$

Nun ift

$$\frac{s'}{t} = \frac{5}{4}, \quad \frac{s''}{t} = \frac{s''}{s'} \frac{s'}{t} = 1,5 \frac{5}{4} = 1,9;$$

demnach müßte, wenn dem Lochlaibungsdrucke genügt fein follte,

$$0,1664 \frac{5}{4} 1,9 \geq 1 \quad \text{oder} \quad 0,395 \geq 1$$

fein. Diefer Widerspruch würde nur fchwinden, wenn  $t$  weit unter das übliche Maß gebracht, d. h.  $d''$  fehr groß gemacht würde.

Im Falle I wird fonach faft ftets die Berechnung auf Biegung und Lochlaibungsdruck durchzuführen fein.

$$1,128 \sqrt{\frac{P}{n t}} 0,1408 \frac{s'}{a} \sqrt{\frac{P}{n^3 t^3}} s'' \geq \frac{P}{n}$$

oder

$$0,1588 \frac{s'}{t} \frac{s''}{t} \geq n a.$$

Im Falle II ift  $a = \frac{1}{2}$ ; daher entsteht

$$2,0 \cdot 0,1588 \cdot \frac{5}{4} \cdot 1,9 \geq n, \quad 0,755 \geq n,$$

was unmöglich ift; die auf Biegung und Abfcherung berechneten Werte genügen also auf Lochlaibungsdruck nicht.

Im Falle III ift  $a = \frac{1}{n}$ ,

$$0,1588 \frac{5}{4} 1,9 \geq 1 \quad \text{oder} \quad 0,377 \geq 1.$$

Auch hier beweift der Widerspruch, daß die oben berechneten Werte  $d^a$  und  $\delta^{a,b}$  auf Lochlaibungsdruck nicht genügen, und die Berechnung auch in den Fällen II und III auf Lochlaibungsdruck und Biegung durchzuführen ift.



Demnach muß der Regel nach die Berechnung derartiger Bolzen auf Biegung und Lochlaibungsdruck erfolgen; alsdann ist für alle drei Fälle

$$d'' \delta s'' \geq \frac{P}{n} \text{ und } s' \geq \frac{P \delta a}{d''^3} 10,2, \text{ daher } s' \geq \frac{P a \cdot 10,2}{d''^3} \frac{P}{n d'' s''},$$

und daraus folgen:

$$d'' a b \geq 1,787 \sqrt{P} \sqrt[4]{\frac{a}{n s' s''}}, \quad \delta a b \geq 0,56 \sqrt{P} \sqrt[4]{\frac{s'}{a n^3 s''^3}} \quad \dots \quad 168.$$

Beispiel. Ein Konstruktionsteil, welcher 200000 kg zu tragen hat und aus  $n = 8$  Bändern besteht, soll gefloßen werden, und zwar sollen in nicht genauer Uebereinstimmung mit den oben verwendeten Verhältniswerten  $s' = 1000$  kg für 1 qcm,  $t = \frac{4}{5} 1000 = 800$  kg für 1 qcm und  $s'' = 1400$  kg für 1 qcm betragen.

Für die Berechnung auf Biegung und Abfcherung wäre

im Falle I:  $a = \frac{n}{4} = 2;$

nach Gleichung 166

$$d'' a = 0,807 \sqrt{\frac{200000}{800}} = 12,76 \text{ cm},$$

$$\delta a b \leq 0,0516 \frac{1000}{2} \sqrt{\frac{200000}{800^3}} = 0,509 \text{ cm}.$$

Der mögliche Lochlaibungsdruck wäre dabei  $8 \cdot 12,76 \cdot 0,509 \cdot 1400 = 72808$  kg gegenüber zu tragenden 200000 kg; diese Verhältnisse des Bolzens sind also zu schwach.

im Falle II:  $a = \frac{1}{2};$  III:  $a = \frac{1}{8};$

$$d'' a = 1,128 \sqrt{\frac{200000}{8 \cdot 800}} = 6,3 \text{ cm},$$

$$\delta a b \leq 0,1408 \frac{1000}{1/2} \sqrt{\frac{200000}{8^3 \cdot 800^3}} \leq 0,246 \text{ cm für II},$$

$$\delta a b \leq 0,1408 \frac{1000}{1/8} \sqrt{\frac{200000}{8^3 \cdot 800^3}} \leq 0,984 \text{ cm für III}.$$

Der mögliche Lochlaibungsdruck ist

$$8 \cdot 6,3 \cdot 0,246 \cdot 1400 = 17360 \text{ kg für II},$$

$$8 \cdot 6,3 \cdot 0,984 \cdot 1400 = 69440 \text{ kg für III};$$

für Lochlaibungsdruck sind also auch diese beiden Verhältnisse zu schwach.

Für Berechnung auf Biegung und Lochlaibungsdruck sind nach Gleichung 168

für Fall I:  $a = 2, d'' b d \geq 1,787 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{2}{8 \cdot 1000 \cdot 1400}} = 16,43 \text{ cm},$

$$\delta b d \geq 0,56 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{1000}{2 \cdot 8^3 \cdot 1400^3}} = 1,088 \text{ cm};$$

» » II:  $a = \frac{1}{2}, d'' b d \geq 1,787 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{1}{2 \cdot 8 \cdot 1000 \cdot 1400}} = 11,62 \text{ cm},$

$$\delta b d \geq 0,56 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{2 \cdot 1000}{8^3 \cdot 1400^3}} = 1,54 \text{ cm};$$

» » III:  $a = \frac{1}{8}, d'' b d \geq 1,787 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{1}{8 \cdot 8 \cdot 1000 \cdot 1400}} = 8,21 \text{ cm},$

$$\delta b d \geq 0,56 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{8 \cdot 1000}{8^3 \cdot 1400^3}} = 2,18 \text{ cm}.$$

Hiernach zeigt sich, wie auch von vornherein zu erkennen war, daß der Fall III (Fig. 447) weit aus der günstigste ist.

Die Ausbildung der Augen erfolgt für alle Fälle nach Art. 229 bis 231 (S. 167 bis 169).

Rechnet man die thatfächlich auftretende Abfcherungsspannung hier nach, so ergeben sich für  $n = 8$

im Falle I:  $\frac{P 4}{2 d''^2 \pi} = \frac{2 \cdot 200000}{3,14 \cdot 16,43^2} = 472 \text{ kg für 1 qcm};$

» » II:  $\frac{P 4}{8 d''^2 \pi} = \frac{200000}{2 \cdot 3,14 \cdot 11,62^2} = 235 \text{ kg für 1 qcm};$

» » III:  $\frac{P 4}{8 d''^2 \pi} = \frac{200000}{2 \cdot 3,14 \cdot 8,21^2} = 472 \text{ kg für 1 qcm},$

so daß nunmehr die bei der zweiten Berechnung nicht berücksichtigte Widerstandsfähigkeit gegen Abfcherung bei weitem nicht ausgenutzt wird.



Es leuchtet ein, daß man im Falle III (Fig. 447) je die beiden unmittelbar zusammenliegenden Bänder zweckmäßig in einem Stücke ausführt; III fällt dann mit II zusammen, bis auf den Unterschied, daß die beiden äußersten Bänder jeder Gruppe nur halb so dick sein dürfen, wie die mittleren.

Ein doppelschnittiger Bolzenanschluss, wie er in Fig. 443 u. 444 dargestellt ist, läßt sich nach Gleichung 168 behandeln, wenn  $n = 2$  gesetzt wird, und die 3 Fälle fallen dann mit  $a = \frac{1}{2}$  zusammen. Die Gleichung 168 lautet dann:

$$d''_{db} \geq 1,787 \sqrt{P} \sqrt[4]{\frac{1}{4 s' s''}}, \quad \delta_{db} \geq 0,56 \sqrt{P} \sqrt{\frac{2 s'}{8 s''^3}},$$

oder

$$d''_{db} \geq \frac{1,265 \sqrt{P}}{\sqrt[4]{s' s''}}, \quad \delta_{db} \geq 0,397 \sqrt{P} \sqrt[4]{\frac{s'}{s''^3}} \dots \dots \dots 169.$$

Beispiel. Wird das Beispiel zu Art. 231 u. Fig. 443 (S. 169 u. 168) hier durchgeführt, also  $P = 5000$  kg und, den früher eingeführten Verhältnissen  $\frac{s'}{t} = \frac{5}{4}$ ,  $\frac{s''}{t} = 1,9$  entsprechend  $s' = 750$  kg für 1 qcm,  $s'' = 1140$  kg für 1 qcm und  $t = 600$  kg für 1 qcm gesetzt, so werden nach Gleichung 169:

$$d''_{db} \geq \frac{1,265 \sqrt{5000}}{\sqrt[4]{750 \cdot 1140}} = 2,95 = \infty 3,0 \text{ cm};$$

$$\delta_{db} \geq 0,397 \sqrt{5000} \sqrt[4]{\frac{750}{1140^3}} = 0,749 = \infty 0,75 \text{ cm}.$$

Hierin entspricht aber  $\delta_{db}$  als Stärke des Bandes in jeder Gliedhälfte  $\frac{\delta}{2}$  in Fig. 443. Die Abfcherung im Bolzen wird dann nur

$$\frac{5000 \cdot 4}{2 \cdot 2,95^2 \cdot 3,14} = 367 \text{ kg}.$$

Die Verbindung ist also in dieser Ausführung mit gegen früher stärkerem Bolzen und schwächeren Laschen für Biegung und Lochlaibungsdruck genügend, für Abfcherung zu stark, während sie in der in Art. 231 (S. 169) ohne Rücksicht auf Biegung ausgerechneten Ausführung auf Lochlaibungsdruck und Abfcherung genügte, für Biegung dagegen zu schwach war.

Dieses Beispiel zeigt auch, wie notwendig bei solchen Verbindungen die Berücksichtigung der Biegungsspannungen im Bolzen ist.

Liegen die zu verbindenden Glieder nicht in einer geraden Linie, wie dies z. B. bei den Knoten von Dachbindern der Fall ist, so wird die Untersuchung etwas umständlicher und kann nicht in so allgemein gültige Formeln gekleidet werden wie die obigen.

#### d) Keile und Splinte, Keil- und Splintverbindungen.

Der Unterschied zwischen Keilen und Splinten besteht darin, daß Splinte infolge des Einsteckens oder Eintreibens keine Abfcherungsspannung erleiden, sondern nur nachträgliche Lösung der Verbindung verhindern, während Keile durch ihre Form beim Einfsetzen in den verbundenen Teilen Spannungen erzeugen. Die regelmäßige Querschnittsform beider ist das Rechteck mit der größeren Seite in der Krafrichtung; Splinte, welche überhaupt keine Spannungen erleiden, nur zufälliges Löfen einzelner Teile verhindern sollen, werden meist als kreisrunde Stifte ausgebildet. Die rechteckigen Splinte unterscheiden sich von den Keilen durch die Längenansicht, welche bei ersteren rechteckig, bei letzteren des Keilanzuges wegen trapezförmig ist; der Anzug beträgt gewöhnlich  $\frac{1}{25}$  bis  $\frac{1}{20}$  der Länge; nur wenn man die selbstthätige Lösung durch besondere Vorkehrungen verhindert, macht man ihn größer, bis  $\frac{1}{6}$  der Länge.



Da ein einfacher Keil feiner Form wegen im rechteckigen Loche immer nur mit einer Kante anliegen kann und hier Zertörungen hervorruft, und da man diesen Mangel auch durch entsprechend trapezförmig hergestellte Keillöcher nicht ganz beseitigen kann, so verwendet man für stark belastete Verbindungen Doppelkeile, welche stets parallele Kanten geben (Fig. 448), oder dreifache Keile, deren beide Aufsenteile die zu verbindenden Teile mit Nasen umfassen (Fig. 449). Dabei muß die Summe der Nasenbreiten kleiner sein als der kleinste Abstand zwischen den Aufsenteilen, da sonst letztere nicht eingebracht werden können.

Fig. 448.

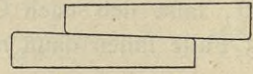
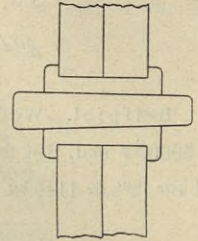


Fig. 449.



Bei mehrfachen Keilen nennt man die Teile, welche die zu verbindenden Stücke mit Nasen umfassen, Nasenkeile, den eigentlichen Treibkeil Setzkeil. Die Kanten des einen Keilstückes, welche sich auf der schrägen Fläche des anderen zu bewegen haben, rundet man etwas ab, damit kein Einfressen vorkommt.

Der rechteckige Querschnitt der Keile und Splinte wird wohl beiderseits nach einem Halbkreise abgerundet, damit die verbundenen Teile ebenso beansprucht werden, wie durch Niet- oder Schrauben- oder Befestigungsbolzen.

Um die Keile nachträglich nachziehen zu können, macht man die Keillöcher in den zu verbindenden Teilen etwas zu lang, so daß sie auf der unbelasteten Seite nicht ganz am Keile anliegen.

Um selbstthätiges Lösen der Keile zu verhindern, steckt man bei einfachen Keilen einen Splint durch ein Bohrloch am dünnen Ende oder durch die verbundenen Teile und den Keil gemeinsam, in welchem Falle man behufs Erleichterung späteren Nachziehens auch eine kleine Druckschraube verwenden kann. Doppelkeile und dreifache können sich nicht lösen, wenn die Teile nachträglich fest miteinander verbunden werden.

234.  
Berechnung  
der Keile  
und Splinte.

Bei rechteckigen Keilen, bzw. Splinten muß die Stange neben dem Keile unter dem Zuge  $P$  ebenso leicht abreißen wie die beiden Keilendflächen, und eine der in den Keilflanken liegenden Ebenen im hinteren Stangenkopfe ab-, bzw. ausgefchert werden; schließlic darf der Lochlaibungsdruck  $s''$  hinter dem Keile das zulässige Maß nicht überschreiten. Die vorletzte Annahme macht man, weil die Keile selten so genau passen, daß sie mit ihrer ganzen Fläche gleichmäßig im Loche anliegen; oft muß eine Kante die Last vorwiegend tragen.

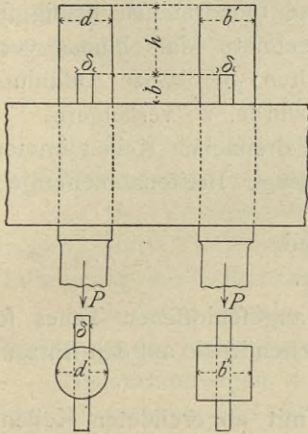
Die Beanspruchung der Keile auf Biegung ist weniger gefährlich, als bei den Bolzen, weil der hochkantig gestellte Keilquerschnitt großen Widerstand gegen Biegung leistet. Immerhin empfiehlt es sich, die Prüfung der nach den oben angegebenen Rücksichten festgelegten Keile auf ihre Biegebungsbeanspruchung nicht zu unterlassen.

Wie früher seien  $t$  die zulässige Scherspannung im Keile und in der Stange,  $s'$  die zulässige Zugspannung in letzterer. Für das Rundeisen (Fig. 450) ergeben sich folgende 4 Gleichungen:

$$\left(\frac{d^2 \pi}{4} - d \delta\right) s' = P, \quad 2 b \delta t = P, \quad d h t = P \quad \text{und} \quad d \delta s'' = P;$$



Fig. 450. Fig 451.



daraus folgt

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P \pi}{s''} \frac{1}{1 + \frac{s''}{s'}}}, \\ d &= 2 \sqrt{\frac{P}{\pi s''} \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)}, \\ b &= \sqrt{\frac{P}{\pi t} \frac{s''}{t} \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)}, \\ h &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P \pi}{t} \frac{s''}{t} \frac{1}{1 + \frac{s''}{s'}}}. \end{aligned} \right\} \dots 170.$$

Soll z. B. eine eiserne Stange mittels eisernen Keiles 3500 kg tragen, so find  $\frac{s''}{t} = 1,9$  und  $\frac{s''}{s'} = 1,5$  zu setzen, und macht man  $s' = 800$  kg, so find  $t = 640$  und  $s'' = 1200$  kg. Gleichung 170 liefert alsdann folgende Werte:

$$\delta = 0,95 \text{ cm}, \quad d = 3,03 \text{ cm}, \quad b = 2,88 \text{ cm} \quad \text{und} \quad h = 1,81 \text{ cm},$$

welche für die Ausführung abgerundet werden.

Für das Quadrateisen (Fig. 451) lauten die Gleichungen:

$$b' (b' - \delta) s' = P, \quad 2 b \delta t = P, \quad b' h t = P \quad \text{und} \quad b' \delta s'' = P,$$

und daraus folgt

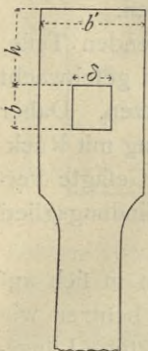
$$\left. \begin{aligned} \delta &= \sqrt{\frac{P}{s' + s''} \frac{s'}{s''}}, & b' &= \sqrt{P \frac{s' + s''}{s' s''}}, \\ b &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P}{s'} \frac{s' + s''}{t} \frac{s''}{t}}, & h &= \sqrt{\frac{P}{s' + s''} \frac{s'}{t} \frac{s''}{t}}. \end{aligned} \right\} \dots 171.$$

Für obiges Beispiel giebt Gleichung 171 die Werte:

$$\delta = 1,08 \text{ cm}, \quad b' = 2,7 \text{ cm}, \quad b = 2,56 \text{ cm} \quad \text{und} \quad h = 2,08 \text{ cm}.$$

Meistens wird man die Enden der Eisen vor Herstellung des Loches behufs Ausführung obiger Masse etwas anftauchen, so das die Abmessungen  $d$  und  $b'$  nicht in der ganzen Stange durchgeführt zu werden brauchen, sondern auf die der Fläche  $\frac{P}{s'}$  entsprechenden Masse vermindert werden können (Fig. 450 u. 451).

Fig. 452.



Für das Flacheisen (Fig. 452) des Querschnittes  $\frac{P}{s'}$  und der Dicke  $\delta'$  ergeben sich die Masse im Keilanschlusse aus den 4 Gleichungen:

$$(b' - \delta) \delta' s' = P, \quad 2 b \delta t = P, \quad h \delta' t = P \quad \text{und} \quad \delta \delta' s'' = P,$$

woraus folgt:

$$\delta = \frac{P}{s'' \delta'}, \quad b' = \frac{P}{\delta'} \frac{s' + s''}{s' s''}, \quad b = \frac{\delta'}{2} \frac{s''}{t}, \quad h = \frac{P}{t \delta'}. \dots 172.$$

Soll z. B. eine Flacheisenstange von  $\delta' = 1,5$  cm Dicke eine Last von 5000 kg bei den obigen Spannungsverhältnissen tragen, so werden nach Gleichung 172

$$\delta = 2,74 \text{ cm}, \quad b' = 7 \text{ cm}, \quad b = 1,43 \text{ cm} \quad \text{und} \quad h = 5,2 \text{ cm}.$$

Die Stangenbreite selbst ist  $\frac{5000}{800 \cdot 1,5} = 4,2$  cm.



Nach diesen Gleichungen wird nun die Keilbreite  $b$  für gleiche Sicherheit in allen Teilen bei Flacheisen fast regelmäÙig, bei Rund- und Quadrateisen häufig fo gering, dafs man sie für die Ausführung über das berechnete Mafs hinaus vergrößern mufs; alsdann sind alle anderen Mafse beizubehalten; der ganze Anschluß ist aber um das Mafs, das dem theoretischen  $b$  zugesetzt wurde, zu verlängern.

Die Vergrößerung von  $b$  wird bei Doppelkeilen und dreifachen Keilen immer nötig, weil sonst die einzelnen Teile unausführbar geringe Breitenabmessungen erhielten. Man macht

$$b = 3 \delta \text{ bis } 4 \delta \text{ für Doppelkeile und}$$

$$b = 4 \delta \text{ bis } 5 \delta \text{ für dreifache Keile.}$$

Selbstverständlich mufs der Keil an beiden Seiten des angefchlossenen Teiles fo viel Auflagerlänge haben, dafs auch hier der zulässige Flächendruck auf den stützenden Teilen nicht überschritten wird.

Sehr häufig werden Keilanschlüsse, namentlich die mit abgerundeten Keilen, auch nach den zu Fig. 442 bis 444 gegebenen Regeln ausgeführt, indem man die Augen um fo viel verlängert, wie die Keillänge  $b$  den zu den Abbildungen gehörenden Bolzendurchmesser  $d''$  übertrifft.

## 2. Kapitel.

### Verlängerung von Eifenteilen.

Die Verlängerung von Eifenteilen kommt hier nur für Konstruktionssteile aus Schweifeseisen oder Stahl in Frage.

Die Verlängerung einfacher Querschnitte ist zum Teile bereits bei den Verbindungen durch Nieten (Fig. 417 bis 420), Schrauben (Fig. 443 u. 444) und Keile (Fig. 450 bis 452) behandelt worden, da alle dort für Anschlüsse an anderweitige Teile gegebenen Formen und Regeln auch für den Zusammenfchluß gleichartiger Teile verwendet werden können.

Die bei Verlängerungen zu beobachtenden allgemeinen Regeln sind folgende:

1) Die Mittelkraft aller Spannungen mufs in sämtlichen Teilen der Verbindung in die Schwerpunktsachse der verbindenden und verbundenen Teile fallen.

2) Derjenige Querschnitt der zu verlängernden und der verbindenden Teile, welcher durch die bei fast allen Verbindungen nötige Lochung am meisten geschwächt ist, mufs auch den vom ganzen Gliede verlangten Sicherheitsgrad besitzen. Daher mufs entweder das ganze Glied um die Verschwächung in der Verbindung mit Rücksicht auf das bei den Nietungen (in Art. 201, S. 147 u. 218, S. 159) Gefagte verstärkt werden, oder man mufs dem Teile ein besonders geformtes Verbindungsglied anschweißen oder anstauchen, wie in Fig. 443, 444, 450 u. 451.

3) Die verbindenden Teile: Nieten, Schrauben, Keile u. f. w., sollen in sich auf Abscherung, Biegung und Lochlaibungsdruck denselben Sicherheitsgrad besitzen wie die verbundenen Teile an der schwächsten Stelle. Bezeichnen  $s'_a$  die zulässige Längsspannung in den verbundenen Teilen und etwaigen Laschen,  $s'_b$  diejenige in den verbindenden,  $s''$  den zulässigen Lochlaibungsdruck,  $t$  die zulässige Scherspannung in den verbindenden,  $t'$  diejenige in den verbundenen Teilen und Laschen, so kann



man nach den gemachten Erfahrungen folgende Verhältnisse dieser Spannungsgrößen einführen, wenn die verbindenden Teile als aus besonders gutem Stoffe hergestellt angenommen werden:

$$\frac{s'_b}{s'_a} = 1,25, \quad \frac{t}{s'_a} = 1, \quad \frac{t'}{s'_a} = 0,8 \quad \text{und} \quad \frac{s''}{s'_a} = 1,5 \text{ bis } 2,0 \quad \dots \quad 173.$$

4) Die verbundenen Teile müssen hinter der Lochung für die verbindenden noch stark genug fein, um nicht auszureißen, bzw. ausgefchert zu werden.

5) Bei Verlängerung gedrückter Glieder rechnet man selten auf Kraftübertragung durch Flächenndruck; meist macht man die verbindenden Teile, wie bei Zug, stark genug zur Uebertragung der ganzen Kraft.

Nach diesen Regeln lassen sich die Verlängerungen einteiliger Querschnitte unter Benutzung der im vorhergehenden Kapitel gegebenen Formeln stets ausführen.

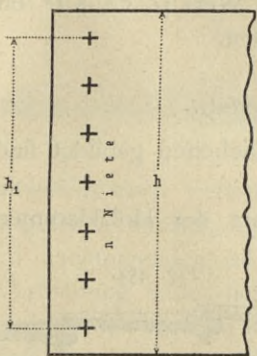
Nietverbindungen kommen hauptsächlich bei Verlängerung von Blechen, Flacheisen, Formeisen und Eifenteilen zusammengesetzten Querschnittes, Keile fast nur bei Verlängerung von Flacheisen, Schrauben bei Verlängerung von Rundeisen zur Anwendung. Bei Flacheisen hat man früher auch noch andere Verbindungsweisen benutzt.

#### a) Verlängerung von Blechen.

Die Verlängerung von Blechen kommt bei Bauarbeiten vorwiegend in dem Falle vor, daß die Bleche hochkantig stehen und biegenden, sowie abscherenden Kraftwirkungen ausgesetzt sind, nämlich in den Wänden von Blechträgern. Diese Verbindungen liegen meist an solchen Stellen, wo allein oder vorwiegend Biegemomente wirken; der Einfluß erheblicher Scherkräfte auf diese Verbindungen soll unten kurz erläutert werden.

Die anzugebende Formel für die erforderliche Nietzahl beruht auf der Grundannahme, daß die Leistungen der einzelnen Niete gerade so, wie diejenigen der Teile der Blechwand selbst in geradem Verhältnisse zum Abstände von der Mitte der Höhe stehen, und im Stande fein müssen, das Biegemoment zu übertragen, welches die volle Blechwand bis zur zulässigen Grenze der Spannungen in Anspruch nimmt.

Fig. 453.



Bezeichnet  $s'$  die Beanspruchung, die man mit Rücksicht auf die an der Verbindungsstelle durch die Lochung eintretende Erhöhung an der Ober- und Unterkante des vollen Bleches zuläßt (in der Regel 600 bis 800 kg für 1 qcm);  $s''$  den zulässigen Lochlaibungsdruck zwischen Niet und Lochwandung,  $t'$  die zulässige Scherspannung im Niete;  $h$  die Höhe der Blechwand;  $h_1$  die Höhe des Teiles, auf welchem mit Rücksicht auf den erforderlichen Randabstand  $a = 1,5 d$  (siehe Art. 209, S. 153) oder wegen anderer Rück-

sichten Niete untergebracht werden können (Fig. 453);  $k$  die in die Rechnung einzuführende geringste Tragfähigkeit eines Niertes, d. h. bei der regelmäÙig auszuführenden doppelten Lafchung den kleineren der beiden Werte  $d \delta s''$  oder  $2 \frac{d^2 \pi}{4} t'$ ;  $\delta$  die Dicke der Blechwand — so ist die Anzahl  $n$  der Niete zu bestimmen nach

$$n = \frac{1}{2} \left[ \frac{s' \delta h^2}{k h_1} - 1 + \sqrt{\left( \frac{s' \delta h^2}{k h_1} - 3 \right)^2 - 8} \right] \quad \dots \quad 174.$$



Diese Zahl ist dann nach Erfordernis in einer, zwei oder drei Reihen unterzubringen.

Für nicht allzu geringe Blechhöhen  $h$  kann die Näherungsformel

$$n = \frac{s' \delta h^2}{k h_1} - 2 \dots \dots \dots 175.$$

benutzt werden.

Beispiel. Eine  $h = 100$  cm hohe und  $\delta = 1,0$  cm starke Blechwand sei im vollen Bleche mit der Randspannung von  $s' = 700$  kg für 1 qcm belaftet und mit Nieten von  $d = 2$  cm zu verlaichen;  $t'$  soll 600 kg für 1 qcm und  $s'' = 1400$  kg für 1 qcm sein. Alsdann ist  $k = 1 \cdot 2 \cdot 1400 = 2800$  kg oder  $= 2 \frac{2^2 \pi}{4} 600 = 3768$  kg, also gleich 2800 kg zu setzen.  $h_1$  wird  $= h - 2 \cdot 1,5 d = 100 - 6 = 94$  cm. Demnach ist

$$\frac{s' \delta h^2}{k h_1} = \frac{700 \cdot 1 \cdot 100^2}{2800 \cdot 94} = 26,6,$$

fomit nach Gleichung 174

$$n = \frac{1}{2} \left[ 26,6 - 1 + \sqrt{(26,6 - 3)^2 - 8} \right] = 24,5 = \infty 25 \text{ Niete.}$$

Die Näherungsgleichung 175 liefert  $n = 26,6 - 2 = 24,6$  Niete, also denselben Wert.

Sollten diese in einer Reihe stehen, so könnte die Teilung nur  $\frac{94}{25} = 3,76$  cm betragen, was unmöglich ist.

Werden in zwei Reihen: vorn 13, hinten 12 Niete, untergebracht, so ist die Teilung  $\frac{94}{12} = 7,833$  cm,

und die Kantenpannung des Bleches in der Nietreihe ist dann mit  $s' = \frac{700 \cdot 7,833}{7,833 - 2} = 940$  kg zu rechnen.

Erscheint diese zu hoch, so müssen drei Nietreihen angeordnet werden. Wird diese Beanspruchung zugelassen, so ist die erforderliche Nietteilung  $e$  bei zweireihiger Nietung nach Gleichung 127 (S. 154) für  $n' = 2$  und  $s' = 940$

$$e = 2 \left( 1 + \frac{2 \cdot 1400}{940} \right) = 7,96 \text{ cm}$$

gegenüber der tatsächlichen von 7,83 cm. Die Nietteilung ist also auch knapp, und es dürfte sich daher bei sorgfältiger Durchbildung empfehlen, die 25 Niete in drei Reihen mit 9, 8 und 7 Nieten unterzubringen, wodurch gleichzeitig eine erhebliche Abminderung der größten Kantenpannung des Bleches an der Nietstelle erzielt würde.

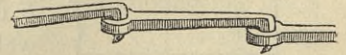
Tritt neben der Biegungsspannung  $s'$  noch eine erhebliche Scherspannung  $t'$  auf, so führe man in die Gleichungen 174 u. 175 statt  $s'$  den Wert  $\sqrt{s'^2 + t'^2}$  ein und wird dann die Scherspannung reichlich berücksichtigt haben.

### b) Verlängerung von Flacheisen und Rundeisen.

Für die Verlängerung von Kontruktionsteilen, die aus Flacheisen gebildet sind, werden hauptsächlich die nachstehenden Mittel verwendet.

1) Klammerverbindung (Fig. 454<sup>98</sup>). Eine nach Art der Holzklammern (siehe Art. 121, S. 99) gestaltete Klammer bewirkt die Vereinigung der beiden zu verbindenden Teile; an einem der letzteren ist ein Haken, am anderen ein Auge angeschmiedet; ebenso ist die Klammer am einen Ende mit einem Haken, am anderen mit einer Oefse versehen<sup>99</sup>).

Fig. 454.



2) Splint- und Keilverbindung, deren Anordnung aus Fig. 455 u. 456<sup>98</sup>) ohne weiteres ersichtlich ist.

3) Gelenkverbindung (Fig. 457), deren Bolzen mit oder ohne Schraubengewinde gebildet ist.

<sup>98</sup>) Fakf.-Repr. nach: *Gazette des arch.* 1873, S. 76 u. 77.

<sup>99</sup>) Diese Verbindungsweise ist von *Pierre de Montereau* in der *Sainte-Chapelle* zu Paris in Anwendung gekommen; die Verbindungskammern sind nach Art der Ketten in größerer Zahl aneinander gereiht.

237.  
Be-  
rückichtigung  
der Scher-  
spannungen.

238.  
Verlängerung  
von  
Flacheisen.



4) Keil-, bezw. Splintverbindung unter Zuhilfenahme von Ringen. An die Enden der zu verbindenden Teile werden Nasen angeschmiedet; die in entgegengesetztem Sinne angeordneten Nasen werden in der durch Fig. 458 u. 459<sup>98)</sup>

Fig. 455.

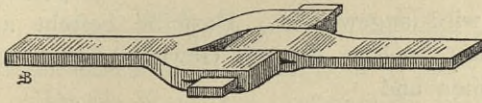


Fig. 456.

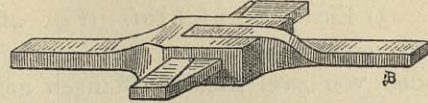
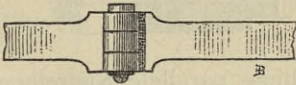


Fig. 457.



veranschaulichten Weise aneinander gelegt und durch Keile, bezw. Splinte auseinander gehalten; zwei eiserne Ringe *a* haben die LÖfung der Verbindung zu verhüten.

Bei den in Fig. 458 u. 459 dargestellten Verbindungen sind noch besondere Hilfsstücke erforderlich; wo Keile in Anwendung sind, ist das Anspannen des betreffenden Konstruktionsteiles möglich.

5) Verzahnung (Fig. 460 u. 461<sup>98)</sup>). Auch hier wird häufig das Umlegen von zwei Eisenringen um die Verbindungsstelle notwendig.

6) Vernietung. Bei Verlängerung von Flacheisen kommt der einseitige oder

Fig. 458.

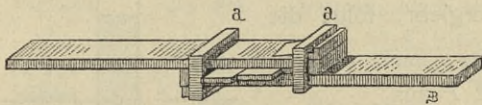
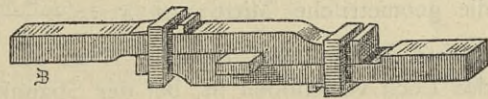


Fig. 459.



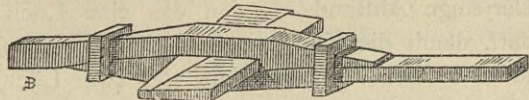
doppelte Anchluss, bezw. die einfache oder doppelte Verflachung (siehe Art. 214 bis 217, S. 157 bis 159) zur Verwendung.

Diese Verbindungen sind bis auf die unter 6 angeführten Vernietungen den altgewohnten Holzverbindungen nachgebildet, deren Gestalt sie grÖsstenteils mit

Fig. 460.



Fig. 461.



unwesentlichen Veränderungen beibehalten haben. Sie können heute als veraltet angesehen werden, da sie fast durchweg durch die Verbindungen unter 6 und die im nachfolgenden zu besprechenden verdrängt sind; nur die unter 3 angeführte Verbindung findet sich noch häufig bei Thür-, Fenster- und Kastenbeschlägen. Die Gründe des Verschwindens dieser früher meist verwendeten Verbindungen liegen darin, dass ihre Form dem Wesen des Eisens wenig entspricht und daher hohe Herstellungskosten verursacht und dass die Wirkungsweise meist eine recht unvollkommene ist.

Die geschweiften Augen, wie in Fig. 455, sind wegen der Schweißung unzuverlässig; ebenso bedingen Gabelungen, wie in Fig. 455 u. 456, ganz besonders sorgfältige Herstellung, und die in Fig. 455, 456, 458, 459, 460 u. 461 verwendeten Einschnitte für Keile sind in der erforderlichen Gestalt scharf nur mittels der Feile herzustellen, daher vergleichsweise sehr teuer.

Sollen Konstruktionsteile, die aus Rundeisen gebildet sind, verlängert werden, so kann dies im wesentlichen in dreifacher Weise geschehen:

1) Der eine der zu verbindenden Teile wird in eine Oese, der andere in einen



Haken ausge schmiedet, welch letzterer nach Art der Kettenhaken gefaltet wird (vergl. Fig. 454).

2) Man benutzt die im vorhergehenden Kapitel (unter c) vorgeführten Bolzenverbindungen bei doppeltem Anschlusse oder doppelter Lafchung (siehe Art. 228 bis 231, S. 167 bis 169).

3) Ein Spannschlofs (Fig. 462) wird angewendet. Dasselbe besteht aus zwei vereinigten Muttern mit Gegengewinde, welche die mit Gewinde versehenen Enden von zwei Rundeisenstangen aufnehmen und durch starkes Anziehen die Erzielung von Anfangsspannungen in solchen Teilen gestatten, von denen man Straffheit schon vor der Belastung verlangt.

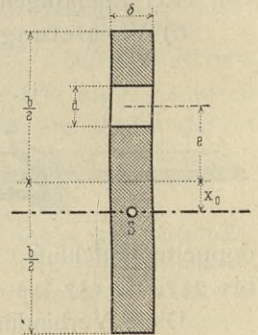
Fig. 462.



240.  
Stellung der  
Löcher in  
Bandeisen.

Ein Bandeisen, z. B. die Kopfplatte eines Blechträgers, welches durch zwei oder mehrere zur Mittellinie parallele Nietreihen mit anderen Teilen verbunden werden soll, wird nicht verstärkt, wenn man die Bolzen oder Nietlöcher in zwei zur Mitte symmetrisch liegenden Teilungslinien versetzt. Entgegen der viel verbreiteten gegenteiligen Ansicht erweist sich ein Band mit einem schief gesetzten Nietloche als höher beansprucht, d. h. schwächer, als ein gleiches mit zwei zur Mitte symmetrisch gestellten Löchern. Für das in Fig. 463 dargestellte Band, für welches sich die Schwerpunktslage gegen die geometrische Mitte aus  $x_0 = \frac{d e}{b - d}$  ergibt, folgt die grösste Kantenbeanspruchung  $\sigma^1$  an der Seite, nach welcher das Loch verschoben ist, bei der Spannkraft  $P$  aus

Fig. 463.



$$\sigma^1 = \frac{P}{\delta (b - d)} \left\{ 1 + \frac{6 d e (b^2 - d [b - 2 e])}{(b^3 - d^3) (b - d) - 12 d b e^2} \right\} \quad 176.$$

Wären zwei Löcher symmetrisch zur Mitte angeordnet, so wäre die Spannung

$$\sigma^2 = \frac{P}{\delta (b - 2 d)} \quad \dots \quad 177.$$

Derjenige Abstand  $e^1$ , den das eine Loch von der geometrischen Mitte erhalten darf, damit die Kantenbeanspruchung  $\sigma^1$  gerade so groß wird, wie die gleichförmig verteilte  $\sigma^2$  bei Vorhandensein von zwei Löchern, ergibt sich aus der Gleichsetzung  $\sigma^1 = \sigma^2$  zu

$$e^1 = \sqrt{\frac{b^2 (b - 2 d)^2}{64 d^2} - \frac{b^3 - d^3}{24 d} - \frac{b (b - 2 d)}{8 d}} \quad \dots \quad 178.$$

Ist die Lochmitte weiter, als um  $e^1$  von der geometrischen Mitte entfernt, so erweist sich ein schief sitzendes Loch als ungünstiger, als zwei symmetrisch angeordnete.

Beispiel. Ein Band von der Stärke  $\delta = 1$  cm soll durch  $P = 16000$  kg im ungeschwächten Querschnitte mit  $800$  kg für  $1$  qcm beansprucht sein, muss also  $b = \frac{16000}{800 \cdot 1} = 20$  cm Breite erhalten. Erfolgt die Verbindung mit anderen Teilen durch Niete von  $d = 2$  cm Durchmesser, so ist der Abstand  $e^1$  von der Mitte nach der Gleichung 178

$$e^1 = \sqrt{\frac{20^2 (20 - 2 \cdot 2)}{64 \cdot 2^2} - \frac{20^3 - 2^3}{24 \cdot 2} - \frac{20 (20 - 2 \cdot 2)}{8 \cdot 2}} = 23,8 - 20 = 3,8 \text{ cm};$$

und die Beanspruchung wäre bei dieser Lochstellung so groß, wie wenn zwei Löcher vorhanden wären, also nach Gleichung 177

$$\sigma^2 = \frac{16000}{1 (20 - 2 \cdot 2)} = 1000 \text{ kg für } 1 \text{ qcm.}$$



Nun wird es aber in den meisten Fällen aus verschiedenen Gründen unthunlich sein, das Loch der Mitte so nahe zu bringen; im vorliegenden Falle werden die Nietreihen in die Viertel der Bandbreite zu legen sein, so daß  $e = \frac{20}{4} = 5 \text{ cm}$  wird. Bei Anordnung nur eines Loches in jedem Querschnitte, d. h. beim Versetzen der Niete in den Reihen gegeneinander, wird nun die größte Kantenspannung nach Gleichung 176

$$\sigma^1 = \frac{16000}{1(20-2)} \left[ 1 + \frac{6 \cdot 2 \cdot 5 [20^2 - 2(20 - 2 \cdot 5)]}{(20^3 - 2^3)(20 - 2) - 12 \cdot 2 \cdot 20 \cdot 5^2} \right] = 1043 \text{ kg für } 1 \text{ qcm,}$$

wird also schon erheblich ungünstiger als bei zwei Löchern in demselben Querschnitte.

Da die Niete dem Außenrande meist noch näher gerückt werden müssen, als hier angenommen wurde, so kann festgestellt werden, daß das Versetzen der Niete in zwei zur geometrischen Mitte symmetrisch liegenden Nietreihen gegeneinander stets ein Fehler ist.

### c) Verlängerung von Formeisen und Eisenteilen zusammengesetzten Querschnittes.

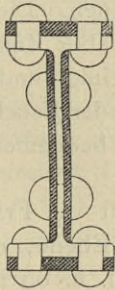
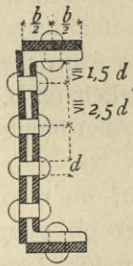
Für Konstruktionsteile, die aus einzelnen oder mehreren Formeisen bestehen, kommen fast ausschließlich Vernietungen in Frage. Zur Anwendung kommen:

241.  
Verlängerung  
von  
Profileisen.

- 1) Für Winkeleisen die bereits in Art. 220 (S. 160) angegebenen Laschungen.
- 2) Kreuzeisen werden durch doppelte Verlaschung eines jeden der 4 Schenkel verbunden. Dieses Verfahren ist unbequem, das Kreuzeisen hauptsächlich aus diesem Grunde selten.

Fig. 464.

Fig. 465.



- 3) **L**-Eisen werden mittels doppelter Laschung des Steges und einfacher Laschung der Flansche gestoßen (Fig. 464).

- 4) Das **I**-Eisen wird wie das **L**-Eisen gestoßen (Fig. 465).

- 5) Das **T**-Eisen wird mittels doppelter Laschung des Steges und einfacher äußerer Laschung des Flansches gestoßen; dieser Stoß ist jedoch selten notwendig.

- 6) Das **Z**-Eisen wird wie die vorhergehenden gestoßen; indes hat der Stoß von **Z**-Eisen meist, z. B. in den Gelenken von Dachpfetten, nur als Auflager des einen

Stückes zu dienen und beschränkt sich dann auf die doppelte Laschung des Steges.

Bei der Berechnung dieser Verbindungen sind die folgenden Punkte im Auge zu behalten.

242.  
Berechnung  
dieser  
Verbindungen.

Die Berechnung darf nicht für den Querschnitt im ganzen aufgestellt, sondern muß für jeden Teil (Steg, Flansch etc.) gesondert durchgeführt werden, damit nicht die Verbindung in einem Teile zu stark, im anderen zu schwach wird. Die Verbindungsteile (Niete, Bolzen, Keile) müssen in gleichartigen Teilen des Querschnittes in dieselbe Schnittebene, in verschiedenen Teilen können sie in verschiedene Schnittebenen gebracht werden, damit der Querschnitt, so weit als möglich, durch die Lochung keine Schwerpunktsverlegung erfährt, deren schädlicher Einfluß oben (Art. 240, S. 180) für das Bandeisen nachgewiesen wurde. Beim **T**-, **L**- und **I**-Eisen ist dies nicht immer durchzuführen.

Liegt der Stoß in einem gedrückten Teile, welcher wegen des erforderlichen Widerstandes gegen Zerknicken eine Verstärkung gegenüber dem nur auf Druck nötigen Querschnitte erfahren hat, in der Nähe der Mitte, so muß die Verbindung unter Zugrundelegen des voll belastet gedachten, verstärkten Querschnittes berechnet



werden; liegt der Stofs aber in der Nähe des Endes, wo die Gefahr des Zerknickens gering ist, so braucht die Verbindung nur auf die gleichförmig über den ganzen Querschnitt verteilt gedachte, wirklich vorhandene Drucklast bemessen zu werden (vergl. Art. 201, S. 147).

Für Teile, welche Spannungswechselfn ausgesetzt und daher mit Rücksicht auf die *Wöhler'schen* Versuchsergebnisse<sup>100)</sup> bemessen sind, empfiehlt es sich, gleiche Spannungsermächtigungen auch in den Verbindungen eintreten zu lassen. Dies geschieht von selbst, wenn man die Verbindungsteile nicht mit Spannungswerten, sondern, von der Flächengröße des ver schwächten Querschnittes der zu verbindenden Teile ausgehend, mit den Verhältniszahlen der Spannungswerte in Gleichung 173 (S. 177) berechnet.

Uebrigens zeigt Fig. 465 ganz besonders deutlich, wie ungünstig viele Formeisen durch Stöße beeinflusst werden. Obwohl für den Flansch besonders dünne Niete benutzt sind, ist doch fast der ganze Flansch durch die Löcher beseitigt, und die Köpfe der Flanschniete sind so nahe an die Steglaschen gerückt, daß sie kaum ausgebildet werden können. Man thut daher gut, Verlängerungen solcher Formeisen ganz zu vermeiden.

Für die zusammengesetzten Querschnitte gelten sowohl die allgemeinen, wie auch die für mehrteilige Querschnitte im vorstehenden gegebenen Regeln.

Man legt zwischen die Teile zusammengesetzter Querschnitte gern offene Schlitzte von solcher Breite, daß an den Stofsstellen entsprechend starke Laschen für die inneren Teile unmittelbar auf diese eingelegt werden können. Dieses Verfahren führt zu bequemen und gut wirkenden Verbindungen, hat aber den wesentlichen Nachteil, daß die engen, langen Schlitzte nicht genügend gereinigt und im Anstriche erhalten werden können. Bei Teilen, welche der Witterung oder Feuchtigkeit (z. B. Dampf) ausgesetzt sind, sieht man daher von dieser an sich bequemen Anordnung zweckmäßigerweise möglichst ab.

Von wesentlichem Einflusse auf die Stofsanordnungen ist die Frage, ob man alle Teile des ganzen Querschnittes in einer und derselben Ebene, oder ob man einzelne Gruppen der Teile in verschiedenen Ebenen stößt, d. h. ob man fog. Gesamststöße oder versetzte Stöße anordnet.

Die Verwendung des Gesamststosses hat den Vorteil, daß die zwischen zwei Stößen liegenden Gliedteile in der Werkstätte vollkommen fertig gestellt werden können, so daß beim Aufstellen nur die Stofsverbindungsteile einzufügen sind; allein das Durchschneiden aller Teile an einer Stelle ist der gleichmäßigen Widerstandsfähigkeit aller Querschnitte des betreffenden Bauteiles nicht zuträglich.

Hat man die Stöße versetzt, so können die überragenden Enden der Gruppen erst nach dem Zusammenlegen verbunden werden; daher ergibt sich viel Arbeit auf der Baustelle selbst, aber zugleich eine gleichmäßigere Widerstandsfähigkeit.

Gesamststöße wird man demnach anbringen, wenn es sich um schnelles und bequemes Aufstellen handelt, namentlich dann, wenn an bestimmten Stellen der Glieder verminderte Festigkeit zulässig erscheint oder leicht eine Verstärkung durch anderweitige Konstruktionsteile (z. B. große und starke Knotenbleche) erzielt werden kann; versetzte Stöße dagegen, wenn es bei langen Konstruktionsteilen auf thunlichst gleichmäßige Festigkeit in allen Querschnitten in erster Linie ankommt und die nach-

<sup>100)</sup> Siehe Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«, Art. 283, S. 248.



trägliche Verbindung der überstehenden Teile auf der Baustelle keine erheblichen Schwierigkeiten verursacht.

Wegen der angegebenen Vereinfachung der Herstellung bildet die Anordnung von Gefamtfößen heute bei allen Bauarbeiten die Regel.

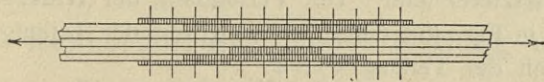
Die einfacheren Formen zusammengesetzter Querschnitte sind die folgenden.

1) Das mehrfache Flächeisenband. Ist ein Schlitz darin vorhanden, so erfolgt die Verbindung durch eine eingelegte Lafche; bei Gefamtfößen muß der Schlitz die doppelte Stärke des einzelnen Bandes haben, bei versetztem Stoße die einfache. Bei versetztem Stoße muß selbstverständlich zwischen den beiden Stoßstellen die Zahl der für den Stoß nötigen Verbindungsteile (Niete, Bolzen) doppelt vorhanden sein.

Ist kein Schlitz angeordnet, so erfolgt die Verbindung für Gefamtfößen durch beiderseits, für versetzten Stoß durch einseitig aufgelegte Lafchen von der Stärke der Bänder.

Soll von mehreren unmittelbar aufeinander liegenden Bändern eines der inneren gefößen werden, so muß man die Stoßlafche ein- oder zweiseitig auf die äußersten Bänder legen. Man hat sich dann aus den nicht gefößen Bändern die in Fig. 466 veranschaulichte Lafchenreihe herausgeschnitten zu denken, worin sich die Länge der eigentlichen Aufsenlafchen nach jeder Seite des Stoßes aus derjenigen Anzahl

Fig. 466.

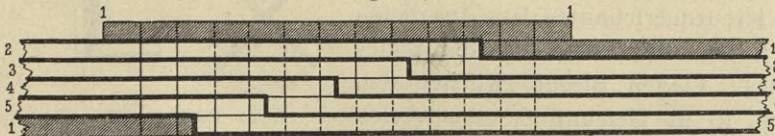


von Verbindungsteilen ergibt, welche einmal mehr diejenige Anzahl enthält, welche zur Uebertragung der im gefößen Bande wirkenden Kraft erforderlich ist, als Bänder zwischen dem gefößen Bande und der Lafche liegen; in Fig. 466 sind zwei Nietreihen für die Kraftübertragungen und zwei Platten zwischen Stoß und Lafche angenommen; die Zahl der Nietreihen zu jeder Seite des Stoßes beträgt also  $2(2 + 1) = 6$ .

In Fig. 466 ist zunächst nur ein Stoß in der mittelfsten Platte gedacht, welcher durch die langen Aufsenlafchen gedeckt wird. Fig. 466 läßt aber ohne weiteres erkennen, daß man ohne Vermehrung der Niete oder der Lafchen auch in alle übrigen Platten je einen Stoß einlegen kann, nämlich in jeder Platte an einem Ende der als Lafchen gedachten, überstrichelten Stücke. Die Aufsenlafchen sind so stark zu machen wie die stärkste der zu fößen Platten.

Der Stoß einer Mehrzahl von zusammenliegenden Platten für den Fall, daß man eine Lafche nur an einer Seite auflegen kann, erfolgt nach Fig. 467 in der

Fig. 467.

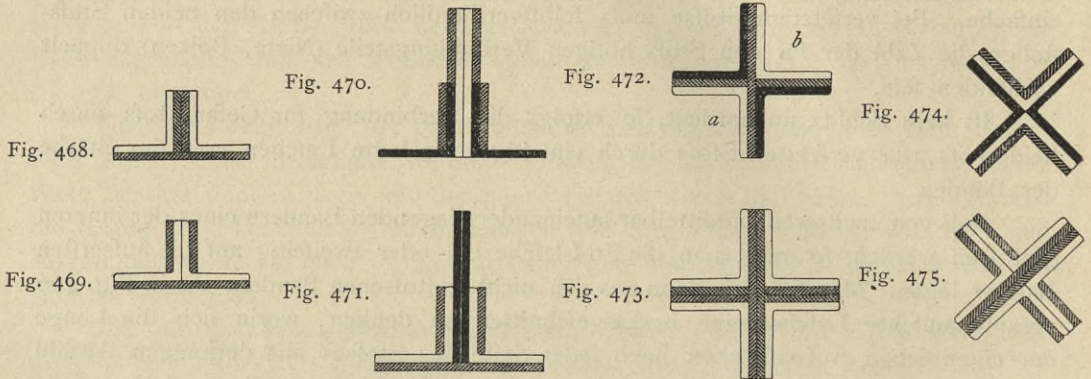


Weise, daß man die für die einschnittige Verbindung erforderliche Nietzahl einmal öfter setzt, als zu stoßende Platten da sind, die Stöße treppenförmig zwischen diese Gruppen legt, und alle Niete auf der einen Seite durch eine lange, an Dicke der stärksten Platte gleiche Lafche faßt. Dies ist z. B. die gewöhnliche Art des Stoßes einer größeren Zahl von Gurtplatten eines Blechträgers, die man der Winkeleisen und der Wand wegen nur von außen mit einer Lafche fassen kann.



In Fig. 467 sind fünf Platten zu stoßen, und es ist angenommen, daß zwei Nietreihen zur einschneittigen Verbindung je zweier Platten genügen. Daher sind  $(5 + 1) 2 = 12$  Nietreihen gesetzt. Die Ueberführung der Kräfte ist dabei so zu denken, wie es für die Platten  $1, 1$  und die Lasche durch Ueberstricheln, für die übrigen durch starke Einrahmung der zusammengehörigen Stücke und für die Niete durch Ausziehen der in Frage kommenden Strecken der durchgezogenen Schäfte angedeutet ist.

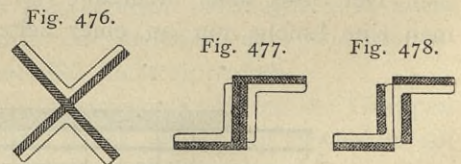
2) Der aus Formeisen und Blechen zusammengesetzte T- und +förmige Querschnitt. Fig. 468 u. 469<sup>101)</sup> zeigen T-förmige Querschnitte aus zwei Winkeleisen, und zwar Fig. 468 die Stoßanordnung für Gesamtstoß, wenn ein



Schlitz angeordnet ist, Fig. 469, wenn letzterer fehlt. Die Verbindung der Winkeleisen außerhalb der Laschen geschieht in Fig. 468 durch Stehniete mit der Teilung  $\geq 15 d$ , in Fig. 469 durch Heftniete mit der Teilung  $\geq 8 d$ .

In Fig. 470 u. 471 sind T-förmige Querschnitte aus Winkeleisen und Blechen dargestellt, bei denen der Gesamtstoß sehr unbequem werden würde. Fig. 470 zeigt den Stoß der Bleche, Fig. 471 denjenigen der Winkeleisen an versetzter Stelle. Fig. 472 bis 475 geben die Anordnung einiger +förmiger Querschnitte aus vier Winkeleisen. Sind Schlitzte angeordnet, so erfolgt die Verbindung der Winkeleisen untereinander durch wechselweises Einlegen von Blechstreifen dicht übereinander in beide Schlitzte in Abständen  $\geq 20 d$ ; fehlen die Schlitzte, so werden Heftniete in Abständen  $\geq 8 d$ , in den Schenkeln eines Winkeleisens versetzt, eingezogen. Im besonderen stellen Fig. 472 den versetzten Stoß des +förmigen Querschnittes in den Winkeleisen  $a$  und  $b$  mit schmalen Schlitzte, Fig. 473 den Gesamtstoß desselben Querschnittes bei breitem Schlitzte, Fig. 474 den versetzten Stoß eines geschlossenen und Fig. 475 den Gesamtstoß eines halb geschlossenen Kreuzquerschnittes dar. Aus diesen Beispielen folgen die übrigen Arten dieses Querschnittes. Liegen Bleche zwischen den Winkeleisen, so ist Gesamtstoß oder versetzter Stoß nach Fig. 474 anzuwenden.

3) Der Kreuzquerschnitt aus zwei Winkeleisen muß stets zwei Schlitzte haben, da die Verbindung der Winkeleisen nur durch eingelegte Blechstäbe erfolgen kann. Daher wird der Gesamtstoß (Fig. 476) angeordnet. Die Schlitzte haben hier die früher bezeichneten Uebelfände nicht im Gefolge, da alle Winkeleisenflächen zugänglich bleiben.



<sup>101)</sup> In Fig. 468 bis 478 sind durchlaufende Teile schwarz gekennzeichnet, Laschen schraffiert, gestoßene Teile weiß gelassen.



4) Der **Z**-förmige Querschnitt aus zwei Winkeleisen kann offen mit Stehnieten oder geschlossen mit Heftnieten angeordnet sein. In beiden Formen erhält er am besten Gesamtfests (Fig. 477 u. 478).

Nach diesen einfachen Beispielen lassen sich auch verwickeltere Querschnitte behandeln. Bei diesen ist noch mehr, als bei den obigen mehrteiligen Querschnitten, die Regel von Wichtigkeit, daß man den Querschnitt für die Berechnung in seine einfachen Teile (Bänder, Platten, Winkelschenkel, Stege und Flansche von **L**-Eisen u. f. w.) zerlegen, für jeden den auf ihn entfallenden Anteil der den ganzen Konstruktions- teil beanspruchenden Kraft ermitteln und auf dieser Grundlage die Verbindung für jeden Teil für sich berechnen soll. Rechnet man für größere Gruppen von Querschnittsteilen die nötige Stärke der Verbindung im ganzen aus, so wird man meist die Verbindung für einzelne Teile der Gruppe zu stark, für andere zu schwach ausbilden.

Sollen Teile von verschiedener Querschnittsgröße vereinigt werden, so ist die Verbindung auf den schwächeren einzurichten; denn da kein Teil mehr als die seinem Querschnitte entsprechende Kraft tragen soll, so darf aus einem stärkeren Teile stets nur so viel Kraft an den schwächeren abgegeben werden, als dem Querschnitte des letzteren entspricht, und auf diese Abgabe braucht demnach die Verbindung nur bemessen zu sein.

245.  
Verwickeltere  
Verlängerungen  
dieser Art.

### 3. Kapitel.

#### Eckverbindung, Endverbindung und Kreuzung von Eisenteilen.

Die in diesem Kapitel zu besprechenden Verbindungen sind so mannigfaltiger Art, daß nur eine Reihe von Beispielen vorgeführt werden kann.

246.  
Uebersicht.

Die Berechnung dieser Verbindungen erfolgt auf Grund der Regeln, welche in Kap. 1 für Vernietungen, Verschraubungen und Keilverbindungen gegeben wurden.

Niete, welche in der Richtung der Schaftachse gezogen werden, sollen hier, wie bei allen Verbindungen, nach Möglichkeit vermieden werden.

Die nachstehenden Beispiele sind keine feststehenden Formen; die gewählten Anschlüsse können meist auch für eine Reihe anderer Fälle ausgeführt, namentlich können die Niete meist durch Schrauben ersetzt werden.

#### a) Eck- (L-) Verbindungen.

1) Verbindung zweier Flacheisen (Fig. 479 bis 483). Bei der Verbindung in Fig. 479 ist das eine der beiden Flacheisen umgeschmiedet und hierauf mit dem

247.  
Flacheisen.

Fig. 479.

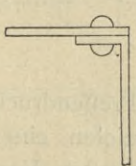


Fig. 480.

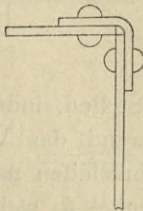


Fig. 481.

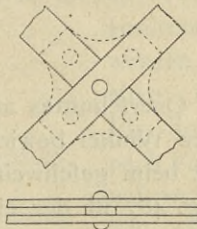
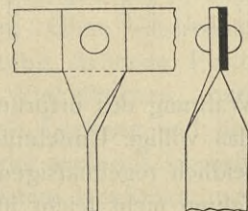


Fig. 482.



zweiten vernietet; diese häufig angewendete Rahmenverbindung ist gegen Zug nur wenig widerstandsfähig.



In Fig. 480 ist zur Verbindung eine gebogene Lasche aufgelegt, so daß die Innenseite glatt bleibt; soll innen keine Unebenheit vorhanden sein, so müssen die Niete innen verfenkt werden. Die Lasche kann auch innen liegen (vergl. Fig. 494).

Flach liegende Eifen können nach Fig. 481 verbunden werden; soll dabei Drehung um den einen Niet verhindert werden, so füge man zwischen die Flacheifen ein Knotenblech ein, welches das Einfsetzen eines zweiten Nietes in jedes Eifen, wie z. B. in Fig. 488 u. 492, gestattet. Werden höchkantig stehende Flacheifen bloß durch Niete verbunden, so wird das Verdrehen des einen oder beider, wie in Fig. 482, erforderlich.

Fig. 483 zeigt die Eckverbindungen eines Klemmbandes für mehrteilige Holzstiele unter Verwendung von Keil- und Schraubenverbindung. Für Keile muß das Band von vornherein entsprechend breit gewählt und verdreht werden; für Schraubengewinde wird das Zusammenschweißen von Flach- und Rundeifen nötig.

2) Für Quadrateifen und Rundeifen sind Verbindungsarten in Fig. 484 u. 485 dargestellt, welche auch für T-Verbindungen brauchbar sind. Soll die Ecke glatt sein, so wird man sie durch Umbiegen oder Umschmieden gerader Eifen herstellen.

3) Winkeleifen. Eine völlig glatte Ecke (Fig. 486) wird erzielt, wenn man aus dem einen Schenkel ein dem Eckenwinkel entsprechendes Dreieck herauschneidet, den anderen umbiegt und die Fuge wieder zuschweist. Diese Art der Eckenbildung ist jedoch als Notbehelf anzusehen. Namentlich in englischen Bauanstalten wird sie besser hergestellt, indem man je zwei zu biegende Winkeleifen zugleich heiß macht und nebeneinander legt, so daß ein Querschnitt entsteht, dessen eine Hauptachse in die Richtung des biegenden Druckes fällt. Die Winkel werden dann in ihrem Querschnitte genau entsprechende, nach dem Winkel der herzustellenden Ecke geformte Gufslehren gelegt und unter Wasserdruckpressen gebogen. Die Gufslehren sichern dabei die

Fig. 483.

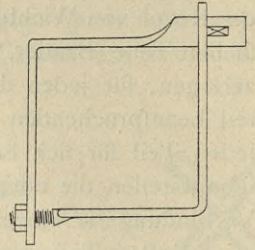


Fig. 484. Fig. 485.

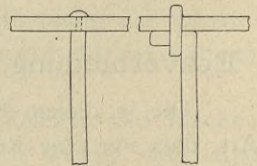


Fig. 486.

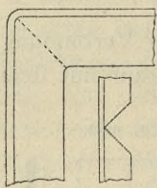


Fig. 487.

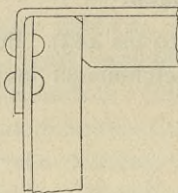


Fig. 488.

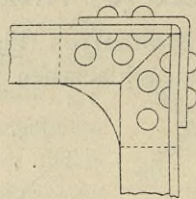


Fig. 489.

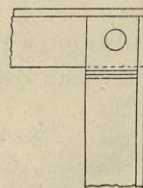
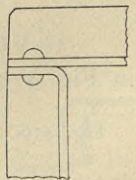


Fig. 490.



Wahrung des ursprünglichen Querschnittes an allen Stellen, indem der Pressendruck das völlige Umschmieden der Winkel bewirkt, während das Wiedererzielen einer leidlich regelmäßigen Gestalt beim geschweiften Winkeleifen nach dem ersten Verfahren nicht leicht ist. In Fig. 487 ist der eine Schenkel so weit beseitigt, daß man den anderen zur Verbindung benutzen kann; diese Verbindung ist aber wenig steif.

Eine bessere Verbindung entsteht durch Laschung beider Schenkel mit zwei Blechen (Fig. 488), von denen das eine ausgeschnitten, das andere umgebogen

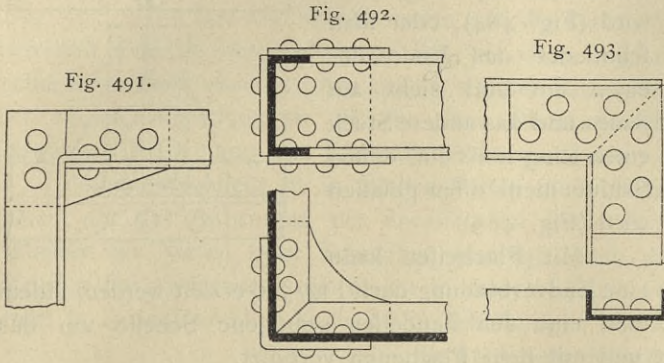
248.  
Quadrat-  
und  
Rundeifen.

249.  
L-Eifen.



werden muß; beide Lafchen sind bequemer und besser außen als innen anzubringen. Die Verbindung in Fig. 489 bedingt Kröpfung des einen Winkereisens, wenn beide in einer Ebene liegen sollen, ist übrigens nur zu brauchen, wenn Verdrehungen

um die Achse des Nietes nicht zu fürchten sind. Fig. 490 ist zu verwenden, wenn ein innen glatter Rahmen gefordert ist, der mit größerer Festigkeit auch nach Fig. 491 gewonnen werden kann, sobald man hier die Nietung innen verfenkt und das Knotenblech ausschneidet.

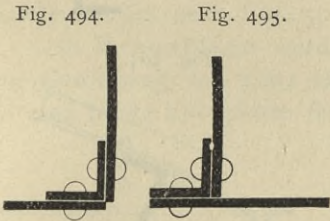


4) C-Eisen können stehend (Fig. 492) und liegend (Fig. 493) zusammenstoßen. Bei großen Querschnitten verbindet man die Stücke im Stege mittels gebogener Lafche, in den Flanschen durch zwei ausgechnittene Knotenbleche (Fig. 492). Bei kleinen Eisen sind die Flansche oft zum Nieten zu schmal; man muß sich dann mit der Verflachung des Steges begnügen, welche außen oder innen (Fig. 493) oder beiderseits (Fig. 464 S. 181) erfolgen kann.

250.  
C-Eisen.

5) I-Eisen sind selten in einer Ecke zu vereinigen. Da die Flansche hier meist noch schmaler sind, so erfolgt die Verbindung durch gebogene Lafchen am Stege nach Fig. 507.

251.  
I-Eisen.



6) Bleche für Gefäße können in den Ecken nach Fig. 479 verbunden werden. Da diese Verbindung aber schwach ist, so findet man meist Winkereisen zur Verbindung verwendet, welche im Gefäße (Fig. 494) oder außen (Fig. 495) oder beiderseits eingefetzt werden oder die Bleche nach Fig. 480 außen umfassen.

252.  
Bleche.

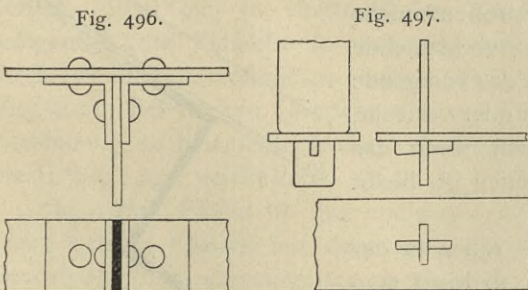
7) Zusammengefetzte Querschnitte kommen in Eckverbindungen nur äußerst selten vor.

253.  
Zusammen-  
gefetzte  
Querschnitte.

**b) End- (T-) Verbindungen.**

1) Flacheisen können, wenn sie flach liegen, mit Füllstück nach Fig. 481 oder ohne ein solches, wenn nötig unter Einfügen eines Knotenbleches, aufeinander genietet werden. Stehen sie hochkantig, so müssen sie erst nach Fig. 482 um 90 Grad verdreht werden. Ohne Verdrehung werden hochkantig stehende Flacheisen durch Winkelstücken nach Fig. 496, mittels Lochung und Keil nach Fig. 497 oder auch mit Schraube auf angeschweisstem Rundeisen nach Fig. 483 verbunden.

254.  
Flacheisen.



2) Rundeisen und Quadrateisen werden vereinigt, indem man

255.  
Rund- u.  
Quadrateisen.



Fig. 498.

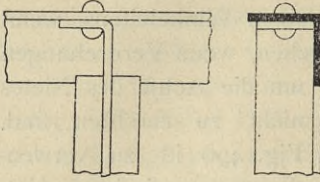
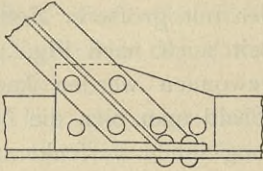


Fig. 500.



ein Stück durchbohrt und an das andere einen Stift anfeilt, welcher durchgefickt und kalt umgenietet wird (Fig. 484); oder man schmiedet das Ende des einen um und zieht auf dieses und das andere Stück einen Ring heifs auf, dessen Schlufs meist offen gelassen wird (Fig. 485).

Mit Flacheisen kann eine Endverbindung nach Fig. 516 erzielt werden, indem man eine aus Bandeisen gebogene Schelle um das

Quadrat- oder Rundeisen legt und mit dem Flacheisen verbolzt.

3) **T-Eisen.** Man schneide an einem Stücke das Ende des Flansches weg, biege den Steg um und niete oder schraube ihn an den Steg des anderen Eisens; um seitliches Verschieben zu verhindern, wird der Flansch des einen Eisens etwas

in den des anderen eingeklinkt (Fig. 498). Die Verbindung hat ebenfowenig Festigkeit wie die ähnlichen in Fig. 479 u. 487.

Wird grössere Widerstandsfähigkeit, namentlich auf Zug, im angeschlossenen Eisen verlangt, so schneide man die Flansche auf Gehrung zusammen, verbinde sie durch ein Knotenblech und lege noch Winkellaschen zwischen die Stege ein (Fig. 499).

Wird nicht verlangt, dafs die Flansche in einer Ebene liegen, so kann man auch den einen auf den anderen legen, erforderlichenfalls unter Einfügen eines Knotenbleches, und die Stege auf eine der obigen Arten vereinigen, wie dies für schiefwinkligen Anschlufs in Fig. 500 gezeigt ist.

4) **Sproffeneisen.** Da bei Sproffeneisenverbindungen meist ungestörtes Durchführen des Kittfalzes verlangt wird, so schneidet man die Sproffenflansche auf Gehrung ineinander, durchbohrt das durchlaufende Eisen im Auschnitte zweimal und feilt an das endigende entsprechende Stifte an, welche, erhaben oder verfenkt, kalt vernietet werden (Fig. 501). Auch wenn das durchlaufende ein halbes (Rand-)Sproffeneisen ist, bleibt die Verbindung dieselbe.

Die **T-Sproffen** von Deckenlichtern ruhen in der Regel auf Pfetten. Stehen diese lotrecht, so biegt man

Fig. 499.

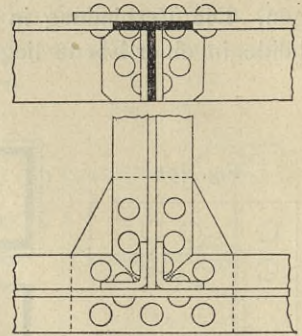


Fig. 502.

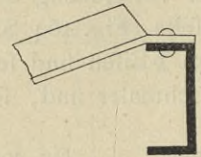


Fig. 503.

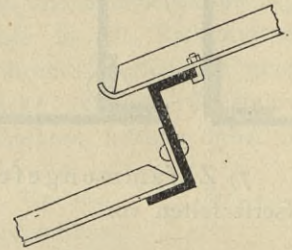
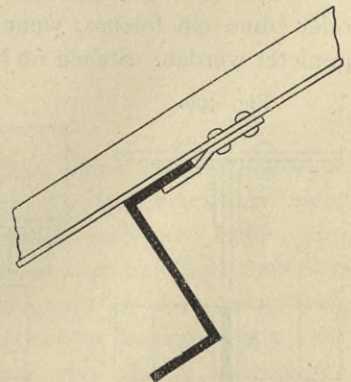


Fig. 504.



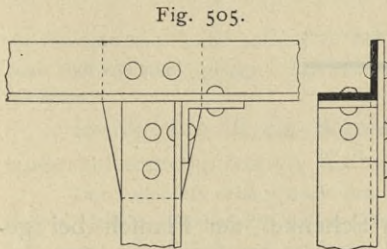
256.  
T-Eisen.

257.  
Sproffeneisen.



meist den Flansch der geneigten Sprosse um, nachdem man den Steg behufs Gewinnung des Platzes zum Nieten oder Verschrauben weggeschnitten hat, und bringt die Sprosse so zu wagrechtem Auflager (Fig. 502). Stehen dagegen die Pfetten rechtwinkelig zur Deckenlichtfläche, so kann man die Sprossen unmittelbar auflagern (Fig. 503); legt sich die Sprosse unten auf die Pfette, so biege man den vom Stege befreiten Flansch um und niete ihn an den Steg der Pfette, oder man ziehe Schrauben durch den Sprossenflansch, welche hakenartig um den der Pfette greifen; bei beiden Anordnungen ist die den Pfettenquerschnitt in unliebsamer Weise schwächende Lochung der Pfettenflansche vermieden.

Befonders beliebt ist in solchen Fällen die Verbindung in Fig. 504 mit Klemmhaken, da das Anbringen der Sprossen im Bauwerke bei ihrer Verwendung kein Arbeiten an Nieten oder Schrauben bedingt, auch die Befestigungsteile, mit den Sprossen fest verbunden, mit diesen in einem Stücke verzinkt werden können. Nur wenn in Ausnahmefällen seitliche Verschiebungen der Sprosse entlang der Pfette zu fürchten sein sollten, ist diese Verbindung nicht zuverlässig.



5) Winkeleisen. Stossen die Winkeleisen mit den liegenden Schenkeln zusammen, so sind die Verbindungen der L-Eisen nach Fig. 498 bis 500 auszuführen oder diejenigen der Ecken aus Winkeleisen nach Fig. 487 bis 489 hierher zu übertragen. Endigt dagegen ein Winkel am stehenden Schenkel des anderen, so erfolgt die

Vereinigung ohne Verschneiden der Stücke mittels Winkellafche und untergelegten Knotenbleches nach Fig. 505.

6) Kreuzeisen werden mit anderen Teilen dadurch verbunden, daß man zur Gewinnung von Platz für Niete und Schrauben zwei Flansche wegschneidet und so eine breite Eisenplatte für den Anschluß schafft. Die so entstehende Schwächung ist meist unbedenklich, weil die Kreuzeisen fast nur in leichten Stützen und Steifen zusammengesetzter Träger vorkommen, daher auf Zerknicken berechnet sind und sonach in der Mitte mehr Querschnitt haben müssen, als an den Enden.

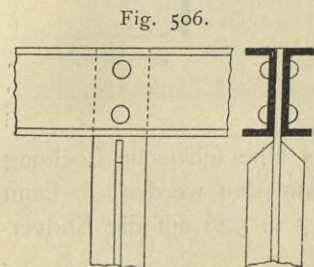


Fig. 506 zeigt den unmittelbaren Anschluß einer solchen +-Steife an die aus zwei C-Eisen mit Schlitz gebildete Gurtung eines Trägers.

7) I- und C-Eisen. Beide können in den Endverbindungen der Regel nach ganz gleich behandelt werden. Sind die zu vereinigenden Teile gleich hoch, so schneide man vom endigenden die Flansche so weit ab, daß man den Steg bis an denjenigen des durchlaufenden heranschieben kann, und verbinde die Stege durch Winkellafchen (Fig. 507). Bei starken Querschnitten mit genügender Flanscbreite kann man diese Verbindung noch wesentlich durch Auflegen von Knotenblechen auf beide Flansche, wie in Fig. 492, verstärken.

In vielen Fällen ist das endigende Eisen das schwächere; man kann dann seinen unteren Flansch auf denjenigen des durchlaufenden lagern, indem man das Herausziehen des eingelagerten durch lange Hakenbolzen nach Fig. 508 verhindert.

258.  
L-Eisen.

259.  
+-Eisen.

260.  
I- u. C-  
Eisen.



Die Mittel zum Anlagern dieser Walzträger (Balken) an zusammengefüzte Träger (Unterzüge) zeigt Fig. 509. Der Balken ist mittels doppelter Winkellafche an den Unterzug genietet und ruht außerdem auf einem an die Wand des letzteren

Fig. 507.

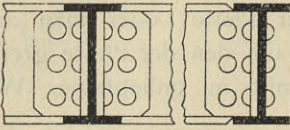


Fig. 509.

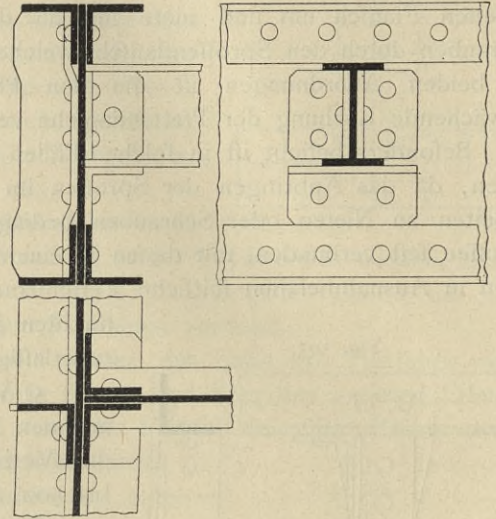
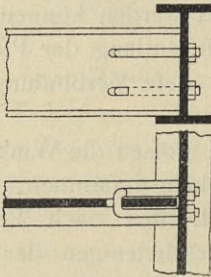


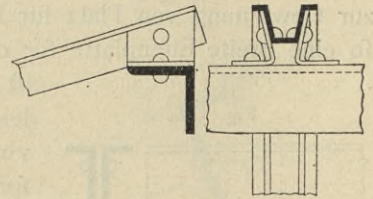
Fig. 508.



gefüzten Winkelabschnitte, mit dessen wagrechtem Schenkel der Flansch bei genügender Breite noch vernietet werden könnte.

Will man dem Balken Spielraum für Wärmebewegungen gewähren, so ersetzt man alle in ihn gezogenen Niete durch Schrauben, deren Löcher nach der Richtung seiner Länge länglich geformt werden. Der zusammengefüzte Träger ist in der Anschlussstelle außen durch ein Winkelleisen versteift, damit die schwache Wand nicht unter der Balkenlast einknickt.

Fig. 510.



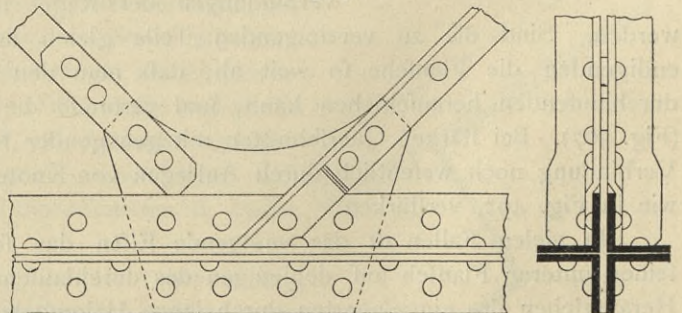
261.  
Rinneneisen.

8) Rinneneisen (unter Deckenlichtern) lagern mit ihren Enden auf Pfetten und werden, je nach der Stellung der letzteren, mit gerade oder schief geschnittenen Winkelblechen angeschlossen, wobei allerdings eine schwache Lochung der Pfetten unvermeidlich ist (Fig. 510). Soll letztere vermieden werden, so kann man in geeigneten Fällen auch die Anordnung in Fig. 517 u. 526 auf die Endverbindung übertragen.

262.  
Bleche.

9) Bleche werden in Endverbindungen entweder durch Umbiegen des endigenden (Fig. 479) oder besser mittels doppelten (Fig. 496) oder einfachen (Fig. 495) Verbindungswinkels vereinigt.

Fig. 511.

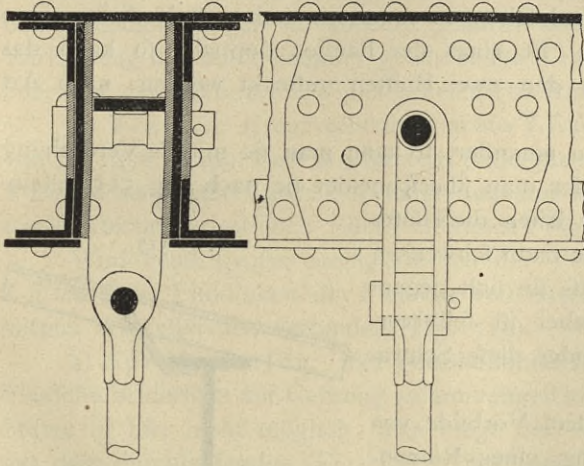


10) Zusammengefüzte Querschnitte. Aus der ungemein großen

263.  
Zusammen-  
gefüzte  
Querschnitte.



Fig. 512.



der Steifenwinkel nicht parallel zu der sie veranlassenden Kante der Gurtungswinkel, sondern winkelrecht zum Steifenwinkel gelegt. Das entstehende dreieckige Loch ist mit Blech, Eifenkitt oder Asphalt zu füllen.

In Fig. 512 ist ein Bolzenanschluss eines starken Rundeisens (Hängestange) an einen zusammengesetzten Kastenträger mit durchgehendem Kopfbleche gezeigt.

Der Anschluss erfolgt nach den in Kap. 1 (unter c, Art. 228 bis 231, S. 167 bis 169) gegebenen Regeln; jedoch bestehen die beiden Laschen hier aus einem halbkreisförmig umgebogenen Bleche, welches sich, genau ausgehobelt und gefehrigelt, auf den in den Wänden des Trägers befestigten Bolzen hängt; dieser ist in der Mitte der Länge eingedreht, so dass an den Enden Arbeitsleisten entstehen, welche die Auflagerflächen des gebogenen Laschenbleches möglichst dicht an die Stützflächen in den Trägerwänden rücken. Die Biegungsbeanspruchung im Bolzen wird auf diese Weise thunlichst verringert. Um in den Trägerwänden die nötige Lochlaibungslänge zu erhalten, sind sie durch aufgenietete (in Fig. 512 schraffierte) Platten verstärkt.

### c) Kreuzungen (+-Verbindungen).

1) Flacheisen. Liegen diese mit oder ohne Zwischenraum flach zu einander, so werden sie ohne weiteres miteinander vernietet, wobei bei Vorhandensein eines Zwischenraumes Stehniete erforderlich sind (Fig. 481); die Ringe der letzteren können

264.  
Flacheisen.

Fig. 513.

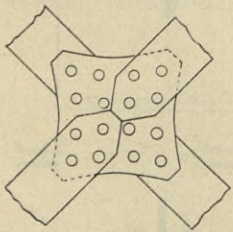


Fig. 514.

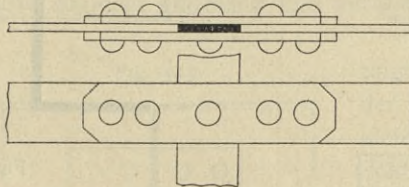


Fig. 516.

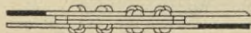
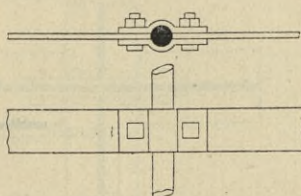


Fig. 515.



Zahl der hier denkbaren Fälle mögen nur zwei herausgegriffen werden.

Fig. 511 zeigt die Verbindung einer Flacheisen- und einer **T**-Diagonale aus der Wand eines Netzwerkträgers mit der unteren kreuzförmigen Gurtung.

Letztere besteht aus 4 Winkleifen und nimmt in ihren lotrechten Mittelflitz zunächst ein Knotenblech auf. An dieses schliessen die Winkleifen der Steife, sich auf die der Gurtung kröpfend, an, indem sie es mit ihrem Schlitz umfassen, während das Flacheisenband mittels doppelter Verlaschung befestigt ist. Zur Vereinfachung der Ausführung ist die Kröpfung

zur Verhütung von Verdrehungen nötigenfalls zu Knotenblechen mit fünf Nieten erweitert werden (Fig. 481 gestrichelt), auf denen schliesslich unter entsprechender Vermehrung der Niete ein Stofs der Flacheisen erfolgen kann (Fig. 513).

Liegen beide Eisen in derselben Ebene, so wird doppelte Verlaschung mindestens des



einen erforderlich, um das andere durchführen zu können (Fig. 514); auch dabei ist es möglich, die Lafchen zu Kreuzlafchen zu erweitern und mittels dieser einen Stofs in jedes der Bänder zu legen. Ist eines der Bänder doppelt, so kann das andere durch einen Schlitz zwischen den zwei Hälften gesteckt werden, nach Art von Fig. 523.

Stehen die Eifen hochkantig zu einander, so kann man sie mittels Verdrehung nach Fig. 482 aufeinander legen, oder man überschneidet sie nach Fig 515 miteinander; man schneidet aus jedem der Eifen die Hälfte aus, schiebt sie ineinander und kann sie dann schweißen oder kalt so zusammenhämmern, das sie sich gegenseitig aufeinander festklemmen. Dabei ist selbstverständlich Voraussetzung, das die Bänder diese Schwächung vertragen können.

Auch die in Fig. 517 nach dem Vorbilde von Fig. 504 dargestellte Ueberkreuzung eines Rinneneisens mit einer I-Pfette ist sehr gebräuchlich. Dabei sind die beiderseits zu verwendenden, von den Rinnenflanschen auslaufenden Hafter nicht durch einen unter den Rinnenboden genieteten ersetzt, weil Nietungen im Rinnenboden allgemein unzulässig sind.

2) Rundeisen und Quadrateisen. Hierher gehörige Verbindungen entstehen aus zweifertiger Anordnung der Fig. 485, oder das eine Eisen wird mittels doppelter Schellenlafche um das andere herumgeführt, wie dies in Fig. 516 für

Fig. 517.

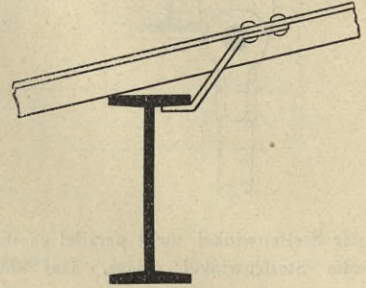


Fig. 518.

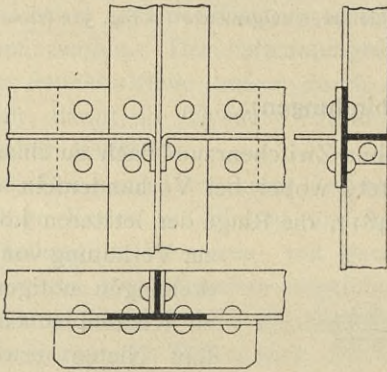


Fig. 521.

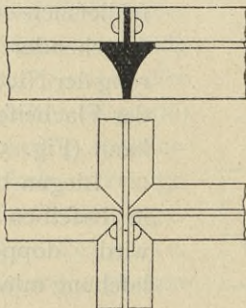


Fig. 519.

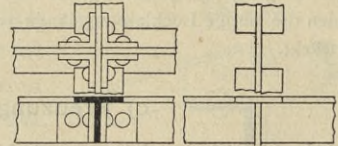


Fig. 520.

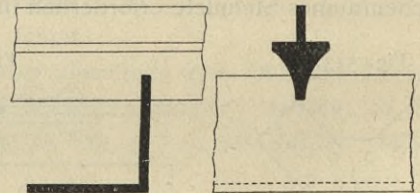
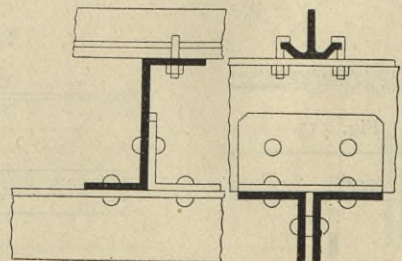


Fig. 522.





Flacheisen und Rundeisen angedeutet ist. Flach liegende Flacheisen werden häufig bei Gitteranordnungen für dünnere Quadrat- und Rundeisen entsprechend gelocht; die Verbindung der durcheinander geschobenen Teile erfolgt dann durch aufgeschweißte oder mit durchgebohrtem Splinte befestigte Ringe.

3) **T-Eisen.** Kreuzverbindungen aus **T-Eisen** ergeben sich aus der Verdoppelung von Fig. 498 u. 499. Soll in letzterem Falle die volle Steifigkeit des durchschnittenen **T-Eisens** hergestellt werden, so kann man auf die Rückseite statt des Knotenbleches einen Abschnitt desselben Eisens aufnieten (Fig. 518).

266.  
T-Eisen.

Wird keine große Steifigkeit von der Verbindung verlangt, so kann man die **T-Eisen** unter Einklinken der Flansche voll miteinander überschneiden und die Stege mittels Winkelfaschen verbinden (Fig. 519).

4) **Sproffeneisen.** Bei gewöhnlichen Fenstersproffen werden auch hier die Flansche beiderseits auf Gehrung zusammengeschnitten. Das Vernieten mit angefeilten Stiften ist hier nicht möglich; man biege den Steg um und verniete ihn beiderseits mit dem durchlaufenden (Fig. 521). Soll der Kittfalz ganz frei sein, so hämmert man die zusammengeschnittenen Sproffen, so gut es geht, ineinander. Ueberkreuzt eine Sproffe die Kante eines tragenden Eisens, so feilt man beide etwas aus und hämmert sie zusammen (Fig. 520).

267.  
Sproffeneisen.

**T-Sproffen** mit oder ohne Schweifsrinne werden glatt auf die Pfetten gelagert und, da die Flansche zum Nieten zu schmal sind, mittels Hakenbolzen befestigt (Fig. 522); diese Bolzen werden am Haken vierkantig geformt und in den Rand der Sproffe eingeklinkt, um Verschiebungen zu verhindern. Die in Fig. 504 dargestellte Verbindung ist hier gleichfalls am Platze.

5. **Winkeleisen.** Auch hier sind die Verbindungen der **T-Eisen** (Fig. 518 u. 519) auf die Winkeleisen zu übertragen; doch sind Ueberblattungen (wie in Fig. 519) bei stark beanspruchten Teilen wegen der großen Schwächung zu vermeiden.

268.  
L-Eisen.

Sehr häufig sind Verbindungen mehrerer Winkel-eisen mit offenem Schlitz mit anderen Teilen, welche sich durch den Schlitz stecken. Als Beispiel zeigt Fig. 523 die Verbindung zweier verstellter Winkeleisen mit einem durchgesteckten Flacheisen. In der Durchkreuzung

mehrerer solcher Querschnitte kann dann ein Knotenblech in den Schlitz geschoben werden, mittels dessen alle zugleich gestossen und verbunden werden.

Fig. 523.

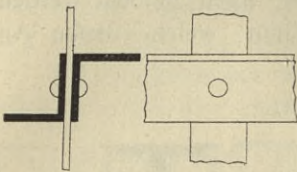


Fig. 524.

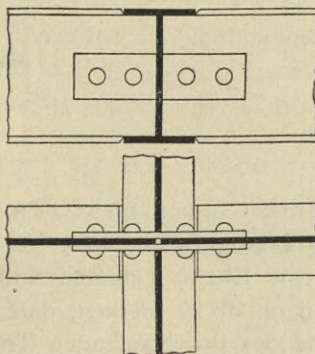
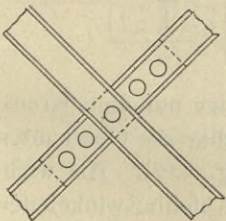


Fig. 524.



6) **I- und C-Eisen.** Fig. 524 zeigt die Kreuzung zweier Glieder, welche aus flach liegenden, kleinen **C-Eisen** mit offenem Schlitz bestehen; durch den Schlitz des durchlaufenden ist ein Lattenblech gesteckt, welches die Enden des durchschnittenen verbindet. Bei gleich hohen **I-Eisen** schneide man auch hier an den Enden des durchschnittenen Eisens die Flansche weg, schiebe die Stege

269.  
I. u. C-Eisen.



aneinander und verlasche sie dann, und zwar statt mittels Winkellaschen (wie in Fig. 507) mittels durchgesteckter Flachlaschen (Fig. 525).

Da meistens verlangt wird, daß die Enden des durchschnittenen Eisens fest auf den Flanschen des durchlaufenden ruhen, so ist es zweckmäÙig, zwischen letztere und die eingeschobenen Stegenden nach Anbringen der Laschen kleine Keile aus Blechabfällen einzuschlagen.

Auch die Verbindung in Fig. 508 mit Hakenbolzen kann hier unter Verdoppelung verwendet werden, wenn man die Bolzen so weit schräg biegt, daß die Muttern nicht mit den Stegen der aufgelagerten Querschnitte in Berührung kommen.

Die Verbindung der durchschnittenen Teile mittels durchgesteckter Laschen nach Fig. 525 kann auch auf Anordnungen nach Fig. 509 zum Ersatz der Winkellaschen ohne weiteres übertragen werden.

270.  
Rinneneisen.

7) Rinneneisen überkreuzen sich mit Pfetten von I- oder L-, bzw. Z-förmigem Querschnitte. Im ersteren Falle ist die Verbindung mit gebogenen Blechen nach Fig. 510 unter Lochung des Pfettenflansches zu wählen; bei den letzteren Querschnitten ist die bessere Verbindung mittels schwacher, an den Pfettensteg genieteter L-Eisen ausführbar (Fig. 526). Auch die die Lochung vermeidende Verbindung mit Klemmhaken von den Flanschen des Rinneneisens aus (Fig. 517) ist hier am Platze.

271.  
Z-Eisen.

8) Z-Eisen, welche mit besonderer Vorliebe für durchgehende Gelenkpfetten verwendet werden, überkreuzen sich daher häufig mit den oberen Gurtungen von Dachstühlen, dürfen aber in dieser Ueberkreuzung im Flansch, wegen des hier wirkenden Momentenhöchstwertes, nicht gelocht werden. Das Befestigen auf einer oberen Gurtung aus zwei L-Eisen, welche diesen Anforderungen genügt, zeigt Fig. 526, in welcher bei sehr sicherer Verbindung Lochungen nur im Pfettensteg vorhanden sind.

L-förmige Querschnitte werden für Pfetten in ganz gleicher Weise verwendet und befestigt.

272.  
Bleche etc.

9) Bleche werden in +-Verbindungen mittels vier Winkeln in den Ecken verbunden (Verdoppelung von Fig. 496).

10) Von zusammengesetzten Querschnitten ist hier nur eine Kreuzverbindung von zusammengesetzten I-Trägern gegeben, bei welcher die Oberkanten aller Teile durch Kröpfungen in eine Ebene gebracht sind (Fig. 527). Als wichtigste Regel für derartige Verbindungen ist zu merken, daß die Anschlußwinkeleisen sich jedenfalls über die ganze Höhe des durchlaufenden Trägers erstrecken müssen;

Fig. 526.

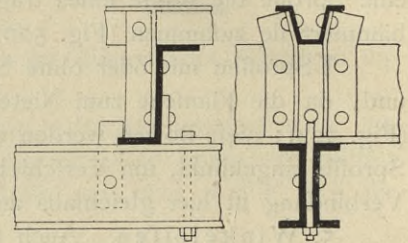
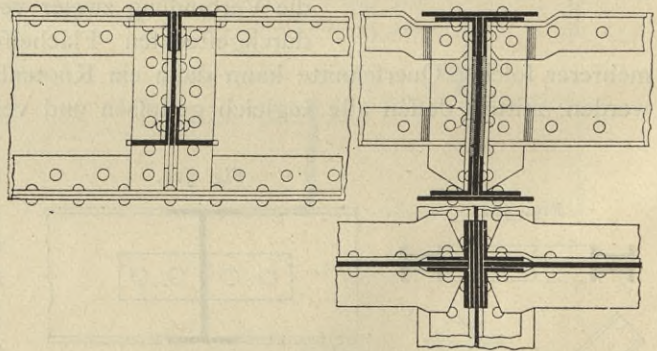


Fig. 527.





die Kröpfung dieser Anschlußwinkel über die Gurtungswinkel des durchlaufenden Trägers ist dadurch vermieden, daß zwischen letztere erst (in der Ansicht schraffierte) Füllbleche von gleicher Stärke eingelegt sind. Die L-Eisen der angeflossenen Trägerenden werden auf die Anschlußwinkel heraufgekröpft.

4. Kapitel.

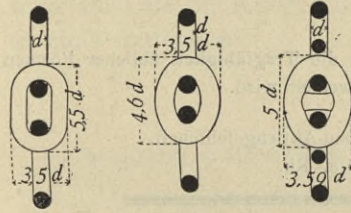
Ketten und Drahtseile.

a) Ketten.

Die Ketten bestehen aus einzelnen Gliedern, welche aus Rundeisen oder aus Flacheisen (*Gall'sche* Gliederkette) hergestellt sein können. Im ersteren Falle werden die Glieder offen ineinander geschoben und dann bei der Ringkette (Fig. 528 bis 530) zugeschweißt, bei der Hakenkette (*Vaucanson'sche* Kette, Fig. 531) offen gelassen. Die Glieder der Ringkette können lang (deutsche Kette, Fig. 528) oder kurz (englische Kette, Fig. 529) ausgebildet sein und werden bei schweren Ketten durch Einsetzen eines Mittelsteiges (Stegkette oder Kettentau, Fig. 530) wesentlich verstärkt.

273.  
Verfchieden-  
heit.

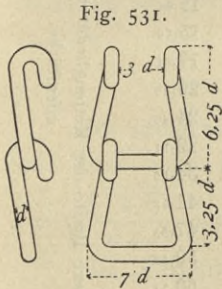
Fig. 528. Fig. 529. Fig. 530.



benutzt und dann fast nur die aus Rundeisen hergestellten Gliederketten, weshalb auch bloß diese eine kurze Besprechung erfahren.

Die Tragfähigkeit der Rundeisengliederketten (Fig. 528 u. 529) ist nach angestellten Versuchen gleich dem  $1\frac{1}{3}$ -fachen der Tragfähigkeit des einfachen Rundeisens, aus welchem die Kette angefertigt ist. Wird bei 4-facher Sicherheit die zulässige Anstrengung des besonders guten Kettenisens auf 1000 kg für 1 cm angeetzt, so ergibt sich der der Last  $P$  entsprechende Eisendurchmesser  $d$  aus:

274.  
Tragfähigkeit.



$$\frac{d^2 \pi}{4} 1000 \frac{11}{9} = P \text{ mit } d = 0,032 \sqrt{P} \text{ Centim. } 179.$$

Werden die Kettenglieder oder Schaken durch Mittelsteige verstärkt (Fig. 530), so kann die Anstrengung auf das  $\frac{4}{3}$ -fache gesteigert werden; der Durchmesser  $d$  folgt für diesen Fall aus

$$\frac{d^2 \pi}{4} 1000 \frac{4}{3} \cdot \frac{11}{9} = P \text{ mit } d = 0,028 \sqrt{P} \text{ Centim. } \dots 180.$$

Die einfache Kette z. B. eines Kranes für 15<sup>t</sup> Tragkraft muß also aus Eisen von  $d = 0,028 \sqrt{15000} = \text{rund } 3,5 \text{ cm}$  bestehen, wenn die Glieder Stege haben, und umgekehrt darf man ein Kettentau aus Rundeisen von 2,3 cm Durchmesser nur mit

$$P = \left( \frac{2,3}{0,028} \right)^2 = \text{rund } 6740 \text{ kg}$$

belasten.



Ist die Belastung eine völlig ruhende und unveränderliche, so kann die Beanspruchung bis auf das 1,8-fache der obigen Angaben gesteigert werden. Die Gleichungen lauten dann:

$$d = 0,024 \sqrt{P} \text{ Centim. für gewöhnliche Ketten und . . . . . 181.}$$

$$d = 0,021 \sqrt{P} \quad \text{» für Stegketten . . . . . 182.}$$

Zur Haltbarkeit der Ketten trägt die zweckmäßige Gestaltung der Windentrommeln sehr erheblich bei; die meisten Kettenbrüche entstehen durch zu schnelle Abnutzung bestimmter Stellen der Kettenglieder auf der Trommel oder dadurch, daß sich ein beim Einlaufen in die Winde übergeschlagen gebliebenes Glied nachher unter neuer Last ruckweise wieder gerade stellt und unter dem so entstehenden Stofse bricht.

Um diese Uebelstände thunlichst zu vermeiden, sollen die Kettentrommeln der Winden so genutt sein, daß die Ebenen der einzelnen Kettenglieder bei dem einen rechtwinkelig zur Trommelachse stehen, beim nächsten im Trommelumfang liegen. Die Trommelnuten haben dann die Eisenstärke der Glieder als Breite, und man kann die Kette darauf bei einiger Sorgfalt mehrere Male aufeinander legen. Bei breiten, flachen Trommelnuten kommen alle Kettenglieder unter 45 Grad zur Trommelachse zu stehen, was für die Führung und Erhaltung der Kette erheblich ungünstiger ist.

Die Gewichte der Ketten aus Rundeisen betragen, wenn  $d$  den Durchmesser (in Centim.) angiebt, für 1 lauf. Meter etwa:

- für weite Gliederketten  $1,92 d^2$  Kilogr.;
- » enge Gliederketten ohne Stege  $2,33 d^2$  Kilogr.;
- » Stegketten (Kettentaue)  $2,46 d^2$  Kilogr., und
- » Hakenketten  $3,76 d^2$  Kilogr.

Die nachfolgende Zusammenstellung zeigt die Abmessungen und die Tragfähigkeit üblicher Formen der engen (englischen) Kette, welche bei Bauarbeiten vorwiegend verwendet wird.

Kurzgliederige Ketten der Duisburger Maschinenbau-Aktiengesellschaft, vormals *Bechem & Keetmann* in Duisburg a. Rh.

Innere Länge (Baulänge) der Kettenglieder = $2\frac{1}{2}$ -fache Ketteneisenstärke.	Ketteneisenstärke	Zulässige Belastung	Ungefähres Gewicht auf 1 m	Ketteneisenstärke	Zulässige Belastung	Ungefähres Gewicht auf 1 m	Äußere Breite der Kettenglieder = $3\frac{1}{2}$ -fache Ketteneisenstärke.
	Millim.	Kilogramm	Millim.	Kilogramm			
5	250	0,58	20	4 000	8,98		
6	360	0,81	22	4 840	10,87		
7	490	1,10	24	5 760	12,94		
8	640	1,44	26	6 760	15,18		
9	810	1,82	28	7 840	17,61		
10	1000	2,25	30	9 000	20,22		
11	1210	2,72	33	10 890	24,46		
12	1440	3,24	36	12 960	29,11		
13	1690	3,80	39	15 210	34,16		
14	1960	4,41	43	18 490	41,53		
15	2250	5,06	46	21 160	47,53		
16	2560	5,75	49	24 010	53,82		
18	3240	7,28	52	27 040	60,73		

b) Drahtseile.

276. Drahtseile werden als Litzenseile, als flache Bänder aus Litzen und als Kabelseile angefertigt.

Die Litzenseile bestehen der Regel nach aus 7 Litzen, von denen jedoch die innere durch eine Hanfseile gebildet wird. Jede der äußeren 6 Litzen besteht

276. Verschiedenheit.



entweder aus 6 Drähten und dünner Hanffeele oder aus 7 Drähten, so das normale Litzenfeile entweder  $6 \times 6 = 36$  oder  $6 \times 7 = 42$  Drähte enthalten. Schwache Seile werden wohl ohne Seele aus 4 fechsdrahtigen Litzen zusammengedreht und enthalten dann  $6 \times 4 = 24$  Drähte. Der äußere Durchmesser  $d$  eines aus 36 Drähten bestehenden Seiles beträgt fast genau 8 Drahtdurchmesser  $\delta$ , so das  $d = 8 \delta$ .

Die Bandfeile können sehr verschiedene Zahlen von Drähten enthalten; gewöhnlich werden sie aus 6 Strähnen von je 24 Drähten geflochten, enthalten daher in diesem Falle  $6 \times 24 = 144$  Drähte.

Die Kabelfeile werden nur zum Teile oder gar nicht aus Litzen gedreht, sondern aus einzelnen Drähten zusammengesetzt. Die Verschiedenheit der Drahtanzahlen ist also hier eine weitgehende.

Außerdem kommen, namentlich bei Verwendung des spröden Stahldrahtes, ungedrehte Seile zum Teile mit besonderen Querschnittsformen der Bestandteile vor, welche jedoch nur für große Tragkonstruktionen (Kabelbrücken) Bedeutung haben; für Bauarbeiten werden sie nicht verwendet.

Die Festigkeit des besten hier verwendeten Holzkohleneisens beträgt 5000 kg für 1 qcm, welche durch das Drehen des Drahtes in schlanken Windungen nur wenig beeinträchtigt wird. Sollen die Seile also 5-fache Sicherheit haben, so dürfen sie mit 1000 kg für 1 qcm beansprucht werden.

277.  
Berechnung.

Bezeichnen  $\delta$  den Drahtdurchmesser,  $n$  die Anzahl der Drähte,  $P$  die zu tragende Last (in Kilogr.) und  $s'$  die zulässige Beanspruchung (in Kilogr. für 1 qcm), so muß stattfinden

$$n \frac{\delta^2 \pi}{4} s' = P \quad \text{und} \quad \delta = \sqrt{\frac{4 P}{n \pi s'}} \quad \dots \quad 183.$$

Bei 1000 kg zulässiger Beanspruchung ergibt sich danach:

$$\begin{aligned} \text{für Seile mit 36 Drähten } \delta &= 0,006 \sqrt{P} \text{ Centim.}, \\ \text{„ „ „ 42 „ } \delta &= 0,0055 \sqrt{P} \text{ Centim.} \end{aligned}$$

Für ein Seil, welches 2500 kg tragen und aus 42 Drähten bestehen soll, muß also

$$\delta = 0,0055 \sqrt{2500} = 0,275 \text{ cm}$$

gewählt werden.

Bei Verwendung von Gußstahl-Drahtfeilen kann die zulässige Beanspruchung bei 5-facher Sicherheit auf 2000 kg für 1 qcm gesteigert werden; die obigen Formeln nehmen für diesen Fall die Form an:

$$\begin{aligned} \text{für Seile mit 36 Drähten } \delta &= 0,0043 \sqrt{P} \text{ Centim.}, \\ \text{„ „ „ 42 „ } \delta &= 0,0039 \sqrt{P} \text{ Centim.} \end{aligned}$$

Für kleinere Lasten werden der Regel nach Litzenfeile, für schwerere Bandfeile oder auch Kabelfeile verwendet, für welche die obige allgemeine Formel

$$\delta = \sqrt{\frac{4 P}{n \pi s'}} \quad \text{unter mehr willkürlicher Annahme von } n \text{ gültig bleibt.}$$

Der Verschleiß der Drahtfeile ist erheblich und ist bei der Berechnung in Rückficht zu ziehen, da die in neuem Zustande eben genügend starken Seile bald zu schwach werden; übermäßig starke Seile sind andererseits zu teuer; man darf daher in der Verstärkung nicht zu weit gehen. Die sparsamsten Seile sind etwa die für den Zustand der Neuheit mit 10-facher Sicherheit, d. h. mit  $s' = 500$  kg auf 1 qcm für Eisdraht und  $s' = 1000$  kg auf 1 qcm für Stahldraht berechneten.

Gebräuchliche Abmessungen von Drahtfeilen aus bestem Schweisseisen giebt die nachfolgende Tabelle.



Drahtseile aus gehämmertem Holzkohleneisen  
von Felten & Guillaume in Köln.

Litzenseile					Bandseile					Kabelseile					
<i>d</i>	<i>n</i>	$\delta$	<i>G</i>	<i>G</i> <sub>1</sub>	$\delta$	<i>d</i>	<i>n</i>	$\delta$	<i>G</i>	<i>G</i> <sub>1</sub>	<i>d</i>	<i>n</i>	$\delta$	<i>G</i>	<i>G</i> <sub>1</sub>
7	24	0,9	0,21	1 200	40	8	144	0,9	1,07	3 600	30	114	1,9	3,20	13 000
8	36	0,9	0,32	1 800	55	11	144	1,2	1,60	7 200	33	133	1,9	4,00	15 000
10	42	0,9	0,38	2 100	65	13	120	1,5	2,66	13 000	35	84	2,5	4,00	16 800
11	36	1,2	0,48	2 500	75	16	144	1,5	3,50	16 000	40	114	2,5	5,90	23 000
13	42	1,2	0,58	3 000	90	16	168	1,5	4,10	18 500	43	133	2,5	6,72	26 000
15	36	1,5	0,75	4 200	75	14	120	1,9	3,68	21 000	45	234	1,7	6,90	24 000
16	42	1,5	0,85	5 000	80	17	144	1,9	4,25	25 000	48	152	2,5	7,84	30 000
18	36	1,9	1,07	6 300	100	20	168	1,9	5,10	29 000	50	294	1,9	9,00	34 000
20	42	1,9	1,28	7 400	110	20	196	1,9	5,84	34 000	50	133	3,1	9,30	40 000
22	49	1,9	1,53	8 600	125	20	224	1,9	6,67	39 000	60	234	2,3	11,50	39 000
23	36	2,5	1,70	11 000	135	22	256	1,9	8,00	45 000	60	133	3,5	12,00	50 000
25	42	2,5	2,13	12 600	130	23	168	2,5	7,97	50 000	65	294	2,3	13,90	50 000
25	84	1,9	2,40	14 700	150	23	196	2,5	9,30	58 800	65	152	3,5	13,90	57 000
28	42	2,7	2,40	14 700	170	23	224	2,5	10,70	67 000	72	294	2,5	16,00	58 000
30	36	3,1	2,55	16 200	175	28	256	2,5	14,50	77 000	75	294	2,7	17,60	68 000

*d* = Durchmesser  
bezw.  
*d* = Dicke  
 $\delta$  = Breite

$\delta$  = Durchmesser der Drähte,  
*n* = Zahl der Drähte,  
*G* = Gewicht für 1 lauf. Meter,  
*G*<sub>1</sub> = Bruchbelastung.

Millim.	Millim.	Kilogr.	Millim.	Millim.	Kilogr.	Millim.	Millim.	Kilogr.
---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

## 5. Kapitel.

## A n k e r.

278.  
Verschieden-  
heit.

Anker kommen im Hochbau als Steinanker, als Balkenanker, als Anker zur Uebertragung von Zugspannungen in größeren Holzgespärren (Dachverbänden), als Anker zur Aufhebung der Schübe von Wölbungen und als Fundamentanker vor, um namentlich Eisenteile mit gemauerten Fundamenten in feste Verbindung zu bringen. Von den Steinankern war bereits in Abschn. 1 (Art. 105, S. 87) die Rede, so daß diese hier nicht weiter in Betracht kommen.

279.  
Balkenanker.

Balkenanker bringen die Balkenköpfe einer Balkenlage mit den die Balken tragenden Außenwänden in Verbindung. Sie haben nur den Zweck, zufällige Verdrückungen und Ausbauchungen mittels der Zugfestigkeit der durchlaufenden Balken zu verhindern, werden also nicht durch genau anzugebende Kräfte beansprucht und können daher nicht berechnet werden.

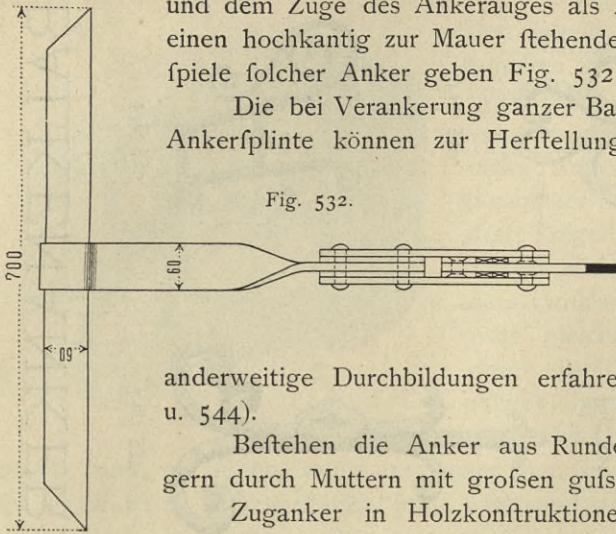
Sie bestehen meist aus Flacheisen, feltener aus Rundeisen, werden an dem einen Ende an der Seitenflanke oder Unterfläche der Balken mit angeschmiedeter Spitze, übergeschlagenem Krampen oder durchgezogenem Schraubenbolzen und Druckplättchen befestigt und tragen am anderen Ende ein Auge, durch welches ein aufsen vorspringender oder in das Mauerwerk eingelassener Splint (Fig. 532) gesteckt wird. Der Splint ist der die Mauer haltende Teil, soll daher eine größere Zahl von Mauer-schichten fassen, muß also lotrecht gestellt und mindestens 40 cm lang sein. Er hat als Träger unter dem gleichmäßigen Drucke des Mauerwerkes als Laft



und dem Zuge des Ankerauges als Auflager zu wirken, erhält daher einen hochkantig zur Mauer stehenden, rechteckigen Querschnitt. Beispiele solcher Anker geben Fig. 532 bis 535.

Die bei Verankerung ganzer Balkenlagen in Reihen auftretenden Ankersplinte können zur Herstellung von Namen oder Jahreszahlen

Fig. 532.



benutzt werden, indem man jedem Splinte die Form eines Buchstabens (Fig. 536 u. 545) oder einer Ziffer (Fig. 539 u. 543) giebt; indes haben die Splinte auch

anderweitige Durchbildungen erfahren (Fig. 537, 538, 540, 541, 542 u. 544).

Bestehen die Anker aus Rundeisen, so ersetzt man die Splinte gern durch Muttern mit großen gußeisernen Druckplatten (Fig. 535).

Zuganker in Holzkonstruktionen bilden den Ersatz für Zugübertragende Hölzer, wie Zangen und Hängefäulen, oder bilden die eine Schar (Pfoften oder Diagonalen) in hölzernen Fachwerkträgern (vergl. den vorhergehenden Abschnitt, Art. 163, S. 120).

Sie bestehen fast ausnahmslos aus Rundeisen und werden an den Enden mittels Mutter und Gewinde oder mittels runden Auges und durchgesteckten Bolzens an den Holzteilen befestigt. Bei diesen Befestigungen ist besonders darauf Bedacht zu

nehmen, daß für die Uebertragung der Kräfte auf die Holzteile hinreichend große Druckflächen entstehen; die Muttern erhalten zu diesem Zwecke entsprechende große und starke Unterlegscheiben, die durchgesteckten Bolzen im Holze Druckplättchen (Fig. 535).

Man fügt derartige Anker meist zu dem Zwecke in die Holz-

280.  
Anker in  
Holzkonstruk-  
tionen.

Fig. 533.

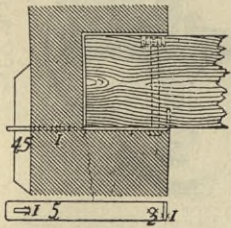
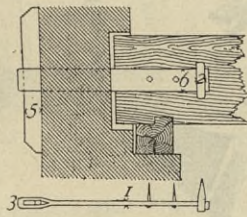
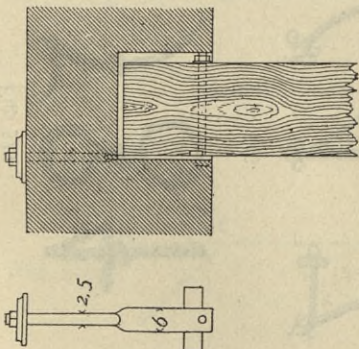


Fig. 534.



konstruktionen ein, um diese in Spannung bringen zu können, bevor sie ihre volle Belastung erhalten. Erfolgt die Befestigung mittels Gewinde und Muttern an den Enden, so ist dies durch scharfes Anziehen der Muttern ohne weiteres möglich.

Fig. 535.



Ist die Befestigung aber mittels durchgesteckter Bolzen erfolgt, so schneidet man den Anker mitten durch und verbindet die Enden mittels eines Spannschlusses (siehe Fig. 462, S. 180) oder mittels doppelter Verlaskung angegeschweifster Augen nach Fig. 443 oder 444 (S. 168, bzw. 169), indem man statt des Bolzens einen Doppelkeil einsetzt und das Auge, seiner Länge entsprechend, verlängert. Da selbst scharf gespannte wagrechte Anker bei großer Länge erheblich durchhängen, so hängt man sie mittels starker Drähte oder schwacher Rundeisen an den übrigen Konstruktionsteilen auf.



# BALKENANKER.

Fig. 536.

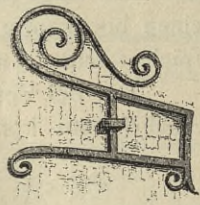


Fig. 537.

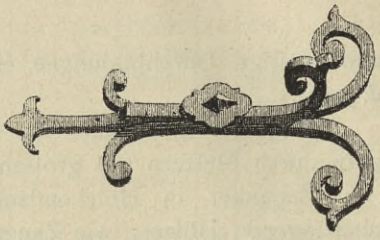


Fig. 540.

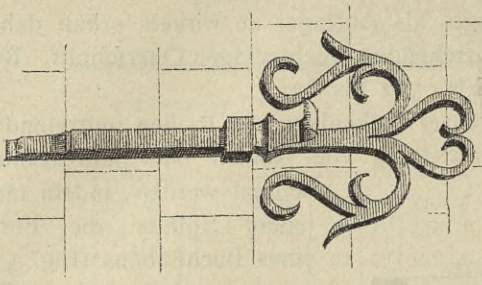


Fig. 541.

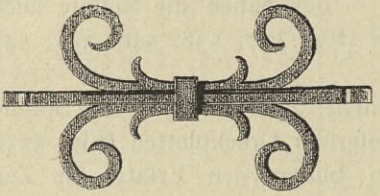


Fig. 538.

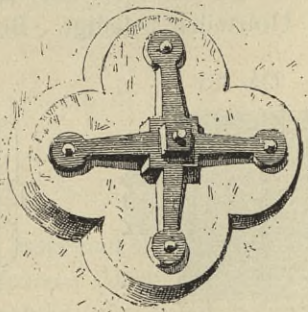


Fig. 542.

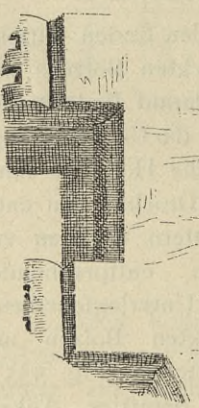
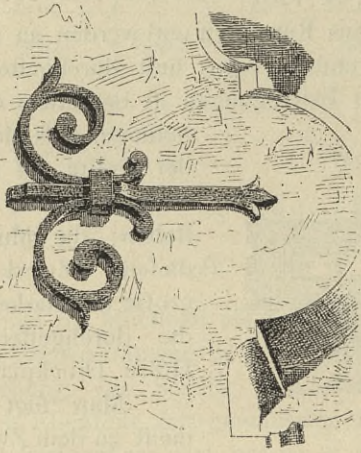


Fig. 539.

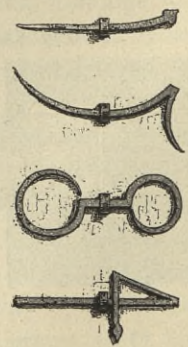


Fig. 543.

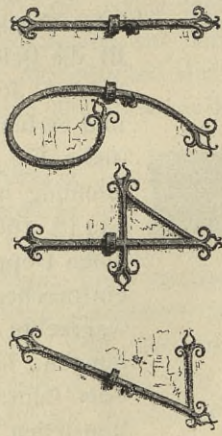


Fig. 544.

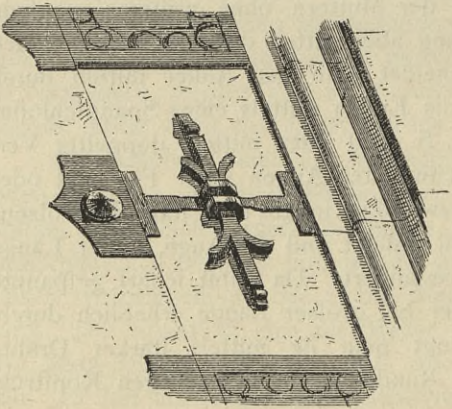
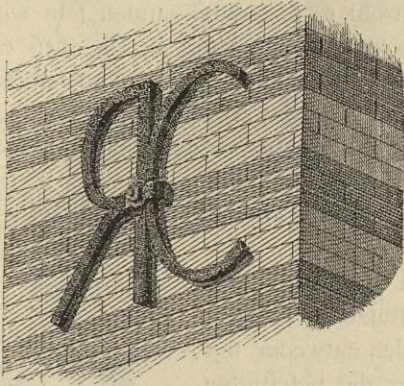




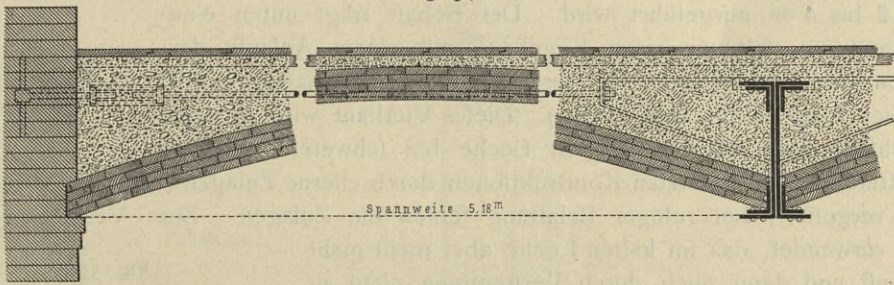
Fig. 545.



Anker für Wölbkonstruktionen haben den Zweck, den Schub der Wölbungen aufzuheben, wenn nicht hinreichend starke Widerlager vorhanden sind. Wird der Schub von einzelnen schmalen Bogen erzeugt, so ordne man an der Außenseite jeder Widerlagsmauer in Kämpferhöhe einen durchlaufenden Träger an und verbinde diese beiden Träger in solchen Abständen durch Zuganker, daß zwischen je zweien derselben der durchweg gleichmäßig wirkende Gewölbefschub durch die Träger aufgenommen und auf die Anker übertragen werden kann.

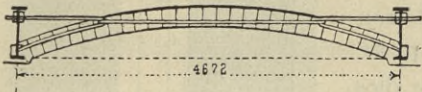
Der Querschnitt solcher Anker ist regelmäßig rund, nur selten, wenn der Anker ganz im Mauerwerke liegt oder den Anschluß anderer Teile gestatten soll, flach und an den Enden in den Kreis über-

Fig. 546.



geführt. Von solchen Anker wird noch in Band III, Heft 3, b (Abt. III, Abschn. 2, B: Gewölbte Decken) dieses »Handbuches« eingehend die Rede sein.

Fig. 547.



als statisch verfehlt bezeichnet werden muß, wenn der gerade Mittelteil des Ankers nicht in den Spitzen zweier wenigstens annähernd gleichschenkeliger Dreiecke nach Fig. 548 angreift. Meist ist für diese Enddreiecke nach oben hin kein Platz;

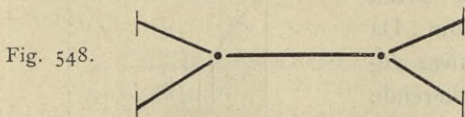


Fig. 548.

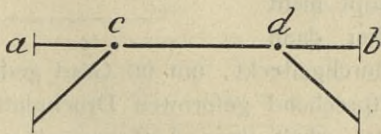


Fig. 549.

Bezüglich der Verankerung von Gewölbungen ist besonders hervorzuheben, daß die sehr weit verbreitete Auflösung eines behufs Deckung gegen Feuer über den Gewölbefcheitel gelegten Ankers in Enddreiecke, wie sie beispielsweise in Fig. 546 u. 547 dargestellt ist, als statisch verfehlt bezeichnet werden muß, wenn der gerade Mittelteil des Ankers nicht in den Spitzen zweier wenigstens annähernd gleichschenkeliger Dreiecke nach Fig. 548 angreift. Meist ist für diese Enddreiecke nach oben hin kein Platz; deshalb wird die Anordnung nach Fig. 546, 547 u. 549 gestaltet. Dabei sind die beiden schrägen Ankerzweige nutzlos; denn sie können nach den Gleichgewichtsgesetzen an der Kraftaufnahme nicht teilnehmen. Ein einfacher geradlinig zwischen *a* und *b* geführter Anker leistet dieselben Dienste. Um die schrägen Zweige zur Wirkung zu bringen, müßte man sie durch künstliche Anspannung in Spannung veretzen. Dann



würden aber die lotrechten Seitenkräfte ihrer Spannkkräfte bei  $d$  und  $c$  als Lasten auf die Wölbung übertragen, was in den meisten Fällen wohl recht unwillkommen sein wird.

Die aus Bandeisen gebogenen Ankerstücke der Verankerung in Fig. 546 entsprechen mit dem Anschlußpunkte des wagrechten Ankerteiles und den beiden Verbindungspunkten mit dem Kämpferträger den Dreiecken der Anordnung in Fig. 548. Da aber der mittlere Teil der Richtung nach nur sehr wenig von der oberen Dreiecksseite abweicht, so überträgt diese fast die ganze Ankerkraft, und der Unterteil des Dreieckes beteiligt sich nur sehr wenig an der Aufnahme.

282.  
Fundament-  
anker.

Fundament- oder Grundanker dienen meist zur Befestigung von Metallteilen (z. B. Säulen, anderen Freistützen, Statuen u. f. w.) auf gemauerten Unterstützungen und haben entweder nur zufällige Verschiebungen zu verhindern oder aber die befestigten Teile vor dem Umsturze unter dem Einflusse seitlich wirkender Kräfte, namentlich des Widerdruckes, zu bewahren.

1) Sollen nur zufällige Verschiebungen verhütet werden, so genügt die Steinschraube (Fig. 550), welche in Durchmessern von 2 bis 4 cm ausgeführt wird. Der Schaft trägt unten eine Pyramide — seltener einen Kegel — mit einem Anlaufe der Seiten von 1 : 15 bis 1 : 10, deren Kanten zweckmäfsig durch Meißelschläge aufgeraut werden. Dieses Vierkant wird in dem gleichfalls nach oben verengten Loche bei schweren und Erschütterungen ausgesetzten Konstruktionen durch eiserne Zulagen (Fig. 550) festgestellt und vergossen; bei ruhiger Belaftung fehlen die Zulagen. Zum Vergiessen wird Blei verwendet, das im kalten Loche aber meist nicht ausläuft und dann auch durch Verstemmen nicht zu dichtem Schluffe zu bringen ist; man zieht daher jetzt meist guten Zement für diesen Zweck vor. Für kleine spannungslose Steinschrauben wird auch geschmolzener Schwefel zum Vergiessen verwendet. Die Tiefe des Eingriffes beträgt für die kleinsten Bolzen etwa 6 cm, steigt für die stärksten nicht über 40 cm.

2) Haben die Anker Lasten zu tragen, wie dies z. B. bei Verankerungen gegen Winddruck immer der Fall ist, so müssen sie eine ihrer Last entsprechende Menge Mauerwerk fassen, daher ihr Auflager mittels Splint oder Mutter auf einer Druckplatte finden, welche behufs Fassens grosser Mauermassen durch mehrere Anker in einen Träger übergehen kann. Da diese im Mauerwerke steckenden Platten schwer zugänglich sind, so bringt man am oberen Ankerende ein Spannschlofs an. Häufig kann man die in kleine Nischen eingemauerten Druckplatten überhaupt nicht zugänglich erhalten; man giebt dem Anker dann einen rechteckigen Kopf, welcher zu tief durchgesteckt, um 90 Grad gedreht und wieder angezogen den Anker in der entsprechend geformten Druckplatte unabänderlich festlegt (Fig. 551). Die Druckplatte erhält einen Auflagerquader.

Fig. 550.

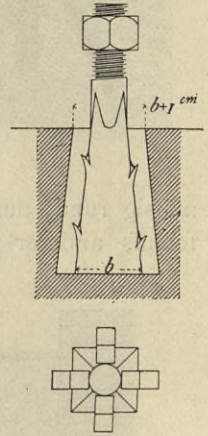


Fig. 551.

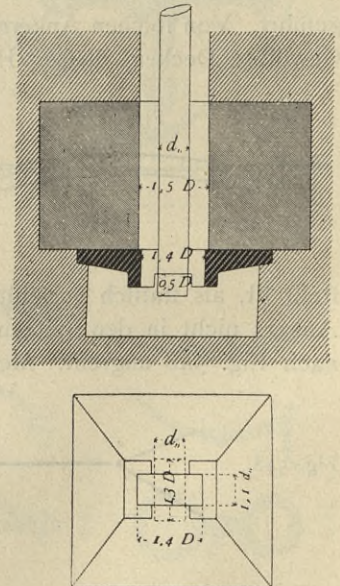




Fig. 552.

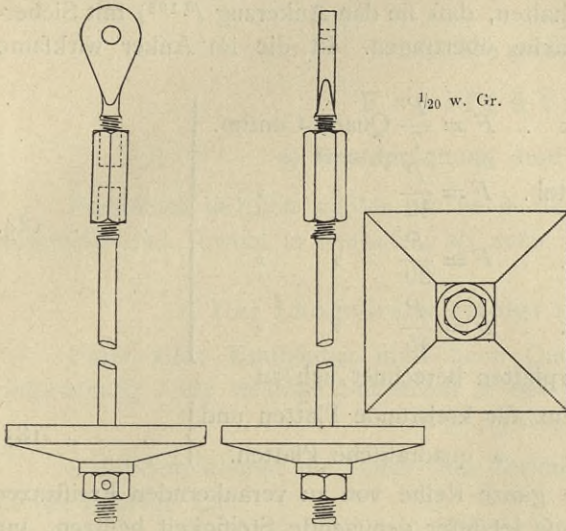


Fig. 553.

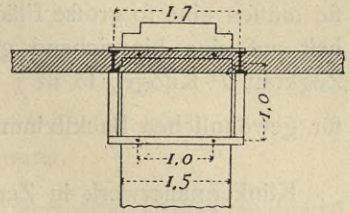


Fig. 554.

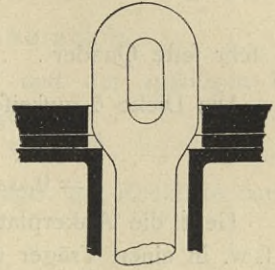
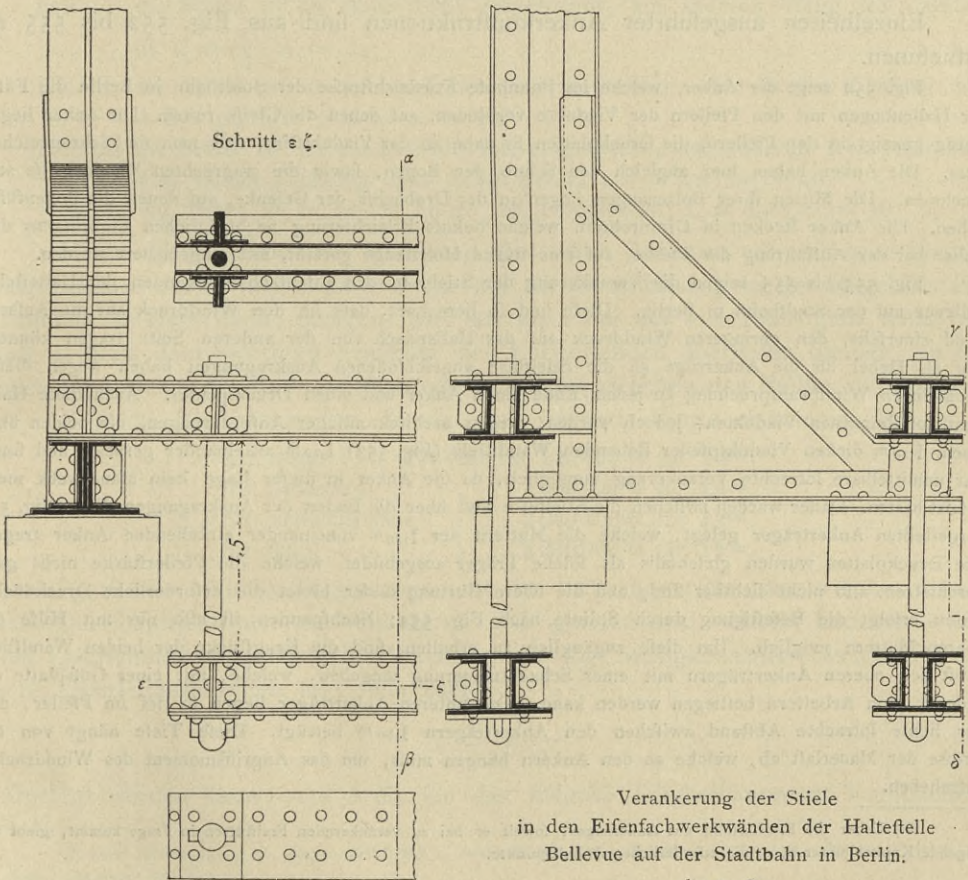


Fig. 555.

Schnitt  $\gamma \delta$ .

Schnitt  $\varepsilon \zeta$ .

Schnitt  $\alpha \beta$ .



Verankerung der Stiele  
in den Eifenschwermwänden der Haltestelle  
Bellevue auf der Stadtbahn in Berlin.

1/20 w. Gr.



Die Grundplatten werden quadratisch oder kreisrund aus Gusseisen hergestellt; sie müssen eine so große Fläche  $F$  erhalten, daß sie den Ankerzug  $P^{102}$ ) mit Sicherheit auf eine hinreichend große Fläche übertragen. Ist die im Anker wirkfame Zugkraft  $P$  Kilogr., so ist

für gewöhnliches Backsteinmauerwerk . . . . .	$F = \frac{P}{7}$ Quadr.-Centim.	}	. . . . . 184.
» Klinkermauerwerk in Zementmörtel . . . . .	$F = \frac{P}{12}$ » »		
» lose Quader . . . . .	$F = \frac{P}{20}$ » »		
» sehr feste Quader . . . . .	$F = \frac{P}{45}$ » »		

Die Dicke  $\delta$  gusseiserner Ankerplatten berechnet sich zu

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 0,05 \sqrt{P} \text{ Centim. für kreisrunde Platten und} \\ \delta &= 0,055 \sqrt{P} \text{ » » quadratische Platten.} \end{aligned} \right\} \dots 185.$$

Geht die Ankerplatte für eine ganze Reihe von zu verankernden Freistützen u. f. w. in einen Träger über, so muß letzterer genügende Steifigkeit besitzen, um unter dem Zuge zweier Anker zwischen diesen nicht überlastet zu werden. Der Ankerträger bildet einen Träger, dessen Belastung vom Gegendrucke des Mauerwerkes und dessen Stützen von den Ankerangriffen gebildet werden.

Einzelheiten ausgeführter Ankerkonstruktionen sind aus Fig. 552 bis 555 zu entnehmen.

Fig. 552 zeigt die Anker, welche im Bahnhofe Friedrichstraße der Stadtbahn in Berlin die Füße der Hallenbogen mit den Pfeilern der Viadukte verbinden, auf denen die Gleise ruhen. Die Anker liegen schräg geneigt in den Pfeilern, die Druckplatten so nahe an der Viaduktstirn, daß man sie leicht erreichen kann. Die Anker haben hier zugleich den Schub der Bogen, sowie die wagrechten Windangriffe aufzunehmen. Die Mitten ihrer Bolzenaugen liegen in der Drehachse der Gelenke, auf denen die Bogenfüße stehen. Die Anker stecken in Drainrohren, welche behufs Erleichterung nachträglichen Einbringens der Anker bei der Aufführung der Pfeiler, auf eine starke Holzstange gereiht, mit eingemauert wurden.

Fig. 553 bis 555 zeigen die Verankerung der Stiele in den Eisenfachwerkwänden der Haltestelle Bellevue auf der Stadtbahn in Berlin. Diese sind so berechnet, daß sie den Winddruck auf die Außenwand einerseits, den geringeren Winddruck auf das Hallendach von der anderen Seite tragen können. Die als Hebel für die Ankerzüge an die Stielfüße angeflochtenen Auskragungen haben wegen dieser wechselnden Windbeanspruchung an jedem Ende einen Anker und einen Druckquader. Auch diese Halle steht auf steinernen Viadukten; jedoch wurden, wegen architektonischer Anforderungen, die beiden über einem 1,50 m dicken Viadukt Pfeiler stehenden Wandstiele (Fig. 553) 1,70 m auseinander gerückt, und somit war unmittelbare lotrechte Verankerung unmöglich, da die Anker in dieser Lage kein Mauerwerk mehr gefaßt hätten. Daher wurden zwischen die Stielfüße und über die Enden der Auskragungen die in Fig. 555 dargestellten Ankerträger gelegt, welche die Muttern der 1,00 m voneinander abstehenden Anker tragen. Die Druckplatten wurden gleichfalls als solche Träger ausgebildet, welche die Pfeilerstärke nicht ganz durchsetzen, also nicht sichtbar sind, und die obere Gurtung dieser bietet die erforderliche Druckfläche. Unten erfolgt die Befestigung durch Splinte nach Fig. 554; Nachspannen ist also nur mit Hilfe der oberen Muttern möglich. Um diese zugänglich zu erhalten, sind die Kragstücke der beiden Wandstiele nebst den oberen Ankerträgern mit einer Schachtmauerung umgeben, welche, mit einer Gufsplatte abgedeckt, von Arbeitern besichtigt werden kann. Die unteren Ankerträger liegen so tief im Pfeiler, daß der lichte lotrechte Abstand zwischen den Ankerträgern 1,50 m beträgt. Diese Tiefe hängt von der Größe der Mauerlast ab, welche an den Ankern hängen muß, um das Angriffsmoment des Winddruckes aufzuheben.

<sup>102)</sup> Ueber die Ermittlung des Ankerzuges, soweit er bei zu verankernden Freistützen in Frage kommt, giebt das folgende Kapitel (unter d, 2) die erforderlichen Anhaltspunkte.



6. Kapitel.

Freiftützen.

a) Beanspruchung und Berechnung.

Freiftützen in Eifen werden, da sie in der Regel vorwiegend Druckspannungen ausgesetzt sind, sowohl in Gußeisen, als auch in Schweißeisen ausgeführt.

1) Der Längsdruck erfolgt in der Schwerachse.

Unter allen Umständen muß beim Querschnitte  $F$  und der zulässigen Beanspruchung  $s$  die zulässige Stützenlast  $P$  der Gleichung genügen:

$$P \leq F s \quad (103) \quad \dots \quad 186.$$

283.  
Längsdruck  
in der  
Schwerachse  
wirksam.

Außerdem kommt die Gefahr des Zerknickens in Frage; mit Rücksicht darauf ist die zulässige Last

$$P \leq \frac{CE \mathcal{F}_{kl}}{m l^2} \quad (104) \quad \dots \quad 187.$$

Darin bezeichnet  $C$  die sog. Einspannungsziffer, welche die folgenden Werte hat.

Fall I: die Stütze ist an einem Ende eingespannt, am anderen völlig frei; alsdann ist  $C = \frac{\pi^2}{4} = \infty 2,5$ .

Fall II: die Stütze ist an beiden Enden frei verdrehbar, aber in der Richtung ihrer Achse geführt;  $C = \pi^2 = \infty 10$ .

Fall III: die Stütze ist an einem Ende fest eingespannt, am anderen frei verdrehbar, aber in der Richtung ihrer Achse geführt;  $C = 2\pi^2 = \infty 20$ .

Fall IV: die Stütze ist an beiden Enden fest eingespannt;  $C = 4\pi^2 = \infty 40$ .

Hierzu ist zu bemerken, daß man das volle Auffetzen des Endquerschnittes einer starken Stütze mit breitem Fusse auf die Unterstützung in der Regel als Einspannung ansehen kann; übrigens tritt fast nie einer der vier Fälle ganz scharf ein, und es muß dem richtigen Ermessen des Entwerfenden überlassen bleiben, zu entscheiden, welcher der Fälle vorliegt oder wie etwa zwischen den Fällen zu mitteln ist.

$E$  ist die Elastizitätsziffer, für die man folgende Werte einzusetzen hat:

- für Holz . . . 100 000 bis 120 000 kg für 1 qcm,
- für Gußeisen . . . . . 1 000 000 kg für 1 qcm,
- für Schweißeisen . . . . . 2 000 000 kg für 1 qcm,
- für Stahl . . . . . 2 200 000 kg für 1 qcm.

$\mathcal{F}_{kl}$  ist das kleinste Trägheitsmoment des Stützenquerschnittes, welches für einfache Querschnittsformen zweckmäßig  $= c F h^2$  gesetzt wird. Hierin bedeutet  $c$  eine dem Querschnitte eigentümliche Wertziffer, die sog. Steifigkeitsziffer, welche für einfache Querschnittsformen allgemein nach

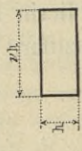

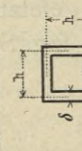
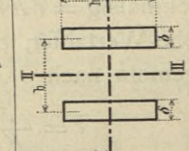
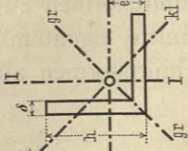
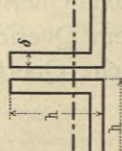
$$c = \frac{\mathcal{F}_{kl}}{F h^2} \quad \dots \quad 188.$$

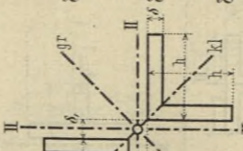
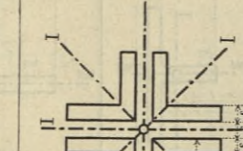
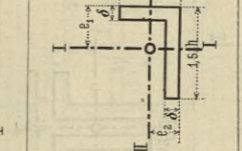
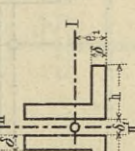
festgelegt werden kann, und  $h$  die für das kleinste Trägheitsmoment hauptsächlich

<sup>103)</sup> Siehe Gleichung 127 (S. 302) in Teil I, B1. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (2. Aufl.: Gleichung 118, S. 104; 3. Aufl.: Gleichung 143, S. 130).

<sup>104)</sup> Siehe Gleichungen 128 u. 130 (S. 302 u. 303) ebendaf. (2. Aufl.: Gleichungen 117 u. 124, S. 104 u. 106; 3. Aufl.: Gleichung 142, S. 130).



Nr.	Querschnittsform	Genau für	Schwerpunkts- lage $e$	$c = \frac{\mathcal{F}}{F h^2}$	Bemerkungen
1	Voller Kreis, Durchmesser $h$	alle $h$	—	0,0625	nur bei Holzstützen.
2	Volles Quadrat, Seite $h$	alle $h$	—	0,0833	nur bei Holzstützen.
3		alle $h$	—	0,0833	nur bei Holzstützen; $\mathcal{F}_{kl} = 0,0833 \nu h \cdot h \cdot h^2 = 0,0833 \nu h^4$ .
4		$\delta : h = 0$	—	0,125	nur bei Gußeisen; $\mathcal{F}_{kl} = 0,125 \cdot \pi h \delta \cdot h^2 = 0,125 \pi \delta h^3$ .
5		$\delta : h = 0$	—	0,1667	nur bei Gußeisen; $\mathcal{F}_{kl} = 0,1667 \cdot 4 \delta h \cdot h^2 = 0,6668 \delta h^3$ .
6*)		alle $h, \delta$ u. $\delta$ $\delta : h = 0$	—	0,0833 0,250	$h$ maßgebend, $\mathcal{F}^I = 0,0833 \cdot 2 \delta h h^2$ } $\mathcal{F}^I$ wird = $\mathcal{F}^{II}$ für $b$ maßgebend, $\mathcal{F}^{II} = 0,25 \cdot 2 \delta h b^2$ } $b = 0,577 h$ (beste Form).
7		$\delta = 0,1 h$	$e = 0,287 h$	0,0946 0,15 0,0381 0,177	—
8		$\delta = 0,1 h$	$e = 0,287 h$	0,0946	Querschnitt eines L-Eifens $f$ ; $\mathcal{F}_{kl} = 0,0946 \cdot 2 f h^2$ .

9		$\delta = 0,1 h$	—	0,151 0,218 0,287 0,151 0,2443 0,3370 $\frac{k_1}{4} (1,15 + k_1)$ 0,177 + $\frac{k_1}{4}$	Querschnitt mit 2f einzuführen; $\mathcal{F} = c \cdot 2 f h^2$ .
10		$\delta = 0,1 h$	—	0,177 0,218 0,2443 $\frac{k_1}{4} (1,15 + k_1)$	Querschnitt mit 4f einzuführen.
11		$\delta = 0,15 h$	$e_1 = 0,506 h$ $e_2 = 0,256 h$	0,231 0,0807	—
12		$\delta = 0,15 h$	$e_1 = 0,506 h$	0,231 0,2455 $\frac{k_1}{4} (1,025 + k_1)$ 0,1162 + $\frac{k_1}{4}$	Querschnitt mit 2f einzuführen. Soll $\mathcal{F}^I = \mathcal{F}^{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k_1 h$ für $k_1 = 0,263$ gleich $\delta_1 = 0,262 h$ zu machen.

\*) Gültig für Querschnitte nach Fig. 561 u. 562 (S. 216) in Gußeisen.



Nr.	Querschnittsform	Genau für	Schwerpunkts- lage $e$	$c = \frac{\mathcal{F}}{Fh^2}$	Bemerkungen
13		$\delta = 0,17 h$	$e_1 = 0,7317 h$ $e_2 = 0,232 h$	0,41 0,0702	
14		$\delta = 0,17 h$	$e_1 = 0,7317 h$	0,41 0,2318 $\frac{k_1}{4} (0,928 + k_1)$	Querschnitt mit 2f einzuführen. Soll $\mathcal{F}^I = \mathcal{F}^{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k_1 h$ mit $k_1 = 0,702$ zu machen. Querschnitt mit 2f einzuführen.
15		$\delta = 0,165 h$	$e_1 = 0,222 h$	0,071 0,241	
16		$\delta = 0,11 h$	$e_1 = 0,29 h$	0,094 0,0445	
17		$\delta = 0,165 h$	—	0,241 0,2095 $\frac{k_1}{4} (1,16 + k_1)$	Querschnitt mit 2f einzuführen. Soll $\mathcal{F}^I = \mathcal{F}^{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k_1 h$ mit $k_1 = 0,38$ zu machen. Querschnitt mit 2f einzuführen.

18		$\delta = 0,11 h$	—	0,0445 0,246	Querschnitt mit 2f einzuführen.
19		Mittel der E-Eisen	$e = 0,31 b$	0,151 0,0955	$h$ maßgebend; $\mathcal{F}^I = 0,151 Fh^2$ , $b$ maßgebend; $\mathcal{F}^{II} = 0,0955 Fb^2$ .
20		Mittel der E-Eisen	—	0,151 0,285 $\frac{k_1}{4} (1,24 + k_1)$	Soll $\mathcal{F}^I = \mathcal{F}^{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k_1 b$ für $k_1 = 0,02 \left[ \sqrt{1,58 \left(\frac{h}{b}\right)^2 - 1} - 1 \right]$ zu machen. Querschnitt mit 2f einzuführen.
21		Mittel der E-Eisen	—	0,151 $\frac{k}{4} (k - 1,24)$	Soll $\mathcal{F}^I = \mathcal{F}^{II}$ werden, so hat man $k$ in $k b$ $k = 0,02 \left[ 1 + \sqrt{1,58 \left(\frac{h}{b}\right)^2 - 1} \right]$ zu machen. Querschnitt mit 2f einzuführen.
22		Mittel der I-Eisen Nr. 12 bis 50	—	0,159 0,0494	$h$ maßgebend; $\mathcal{F}^I = 0,159 fh^2$ , $b$ maßgebend; $\mathcal{F}^{II} = 0,0494 fb^2$ .



Nr.	Querschnittsform	Genau für	Schwerpunkts- lage $e$	$c = \frac{\mathcal{I}}{F k^2}$	Bemerkungen
23		Mittel der I-Eisen Nr. 12 bis 50	— —	$0,159$ $\left(\frac{k}{2}\right)^2 + 0,0494$	Soll $\mathcal{I} = \mathcal{I}II$ werden, so hat man $k$ in $k b$ $k$ maßgebend } $b$ maßgebend } $k = \sqrt{\frac{0,636}{b} \left(\frac{h}{b}\right)^2 - 0,1976}$ zu machen. Querschnitt mit $2f$ einzuführen.
24		$\delta = 0,0833 h$ $\delta = 0,1 h$ $\delta = 0,125 h$	— — —	$0,0437$ $0,0443$ $0,0450$	
25		$\delta : h = 0$	—	$0,15$	Nur für Gufseisen.
26		$\delta_1 = k_1 h$ $k_1 = 0,3$	— — —	$0,487 + \frac{k_1}{4} (2,024 + k_1)$ $0,4613$ $0,1462 + \frac{k}{4} (k - 1,024)$	Soll $\mathcal{I} = \mathcal{I}II$ werden, so hat man $k = 0,512 + \sqrt{(k_1 + 1,012)^2 + 0,6012}$ oder $k_1 = \sqrt{(k - 0,512)^2 - 0,6012} - 1,012$ zu machen. Für $k_1 = 0,3$ nach Nr. 12 wird dann $k = 2,039$ . Querschnitt mit $4f$ einzuführen.

27		$\delta = 0,17 h$	— — —	$0,9454 + \frac{k_1}{4} (2,927 + k_1)$ $1,2231$ $0,124 + \frac{k}{4} (k - 0,928)$	Soll $\mathcal{I} = \mathcal{I}II$ werden, so hat man $k = 0,464 + \sqrt{(k_1 + 1,4034)^2 + 1,3594}$ oder $k_1 = \sqrt{(k - 0,464)^2 - 1,3594} - 1,4034$ zu machen. Für $k_1 = 0,34$ nach Nr. 14 wird dann $k = 2,6115$ . Querschnitt mit $4f$ einzuführen.
28		$\delta = 0,1 h$	— — —	$0,177 + \frac{k_1}{4} (1,148 + k_1)$ $0,2144$ $0,177 + \frac{k}{4} (k - 1,148)$	Soll $\mathcal{I} = \mathcal{I}II$ werden, so hat man $k = k_1 + 1,148$ zu machen. Für $k_1 = 0,2$ nach Nr. 9 u. 10 wird $k = 1,348$ , was beweist, dass der Querschnitt für II meist zu steif ist. Querschnitt mit $4f$ einzuführen.
29		$\delta = 0,1 h$	—	$0,177 + \frac{k}{4} (k - 1,148)$	Querschnitt mit $4f$ einzuführen, also $\mathcal{I} = c \cdot 4f \cdot h^2$ .



maßgebende Querabmessung des Stützenquerschnittes  $F$ . Wird dieser Wert eingeführt, so lautet die obige Gleichung für die mit Rücksicht auf Zerknicken zulässige Last

$$P \approx \frac{CEcFh^2}{m l^2}, \quad Fh^2 \approx \frac{mPl^2}{CEc} \dots \dots \dots 189.$$

$m$  bedeutet den einzuführenden Sicherheitsgrad, der für Schweisseifen und Stahl 4- bis 6fach, für Gufseifen 7- bis 9fach und für Holz 8- bis 12fach gewählt wird. Die höheren Zahlen gelten für lange bestehende und Erschütterungen ausgesetzte, die niedrigen für zeitweilige Bauten;  $l$  bedeutet die theoretische Länge der Stütze.

Bei der Berechnung einer Stütze hat man demnach stets zwei Formeln, diejenige für Druck (Gleichung 186) und diejenige für Zerknicken (Gleichungen 187 oder 189) im Auge zu behalten. Um von vornherein zu entscheiden, welche der beiden in einem gegebenen Falle maßgebend ist, kann man diejenige Stützenlänge  $l_1$ , bei welcher die Gefahr des Zerknickens derjenigen des Zerdrücktwerdens gerade gleich ist, nach <sup>105)</sup>

$$l_1 = \sqrt{\frac{CE\mathcal{F}_{kl}}{msF}} \dots \dots \dots 190.$$

oder, wenn  $\mathcal{F}_{min} = cFh^2$  eingeführt wird, nach

$$l_1 = h \sqrt{\frac{CEc}{ms}} \dots \dots \dots 191.$$

ermitteln. Ist die wirkliche Länge  $l > l_1$ , so ist die Stütze nach Gleichung 187 oder 189 auf Zerknicken, ist  $l < l_1$ , so ist sie nach Gleichung 186 auf Druck zu berechnen.

Da sich die Benutzung der Steifigkeitsziffer  $c$  insbesondere bei einfachen Querschnittsformen als sehr bequem erweist, so sind ihre Werte auf S. 206 bis 211 in übersichtlicher Zusammenstellung für einfache Querschnittsformen angegeben.

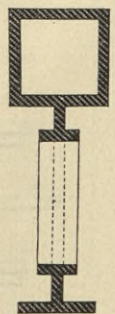
Erläuterungen zu dieser Zusammenstellung. Der auf S. 206 bis 211 vorangehenden Feststellung liegen die deutschen Normalprofile zu Grunde.

Die Bestimmung der  $c$ -Werte ist nicht für alle Querschnitte genau, weil die Verhältnisse der Abmessungen bei verschiedenen Abstufungen eines Querschnittes nicht unveränderlich sind; daher wurde die dritte lotrechte Spalte eingefügt, welche anzeigt, für welche Verhältnisse die Ermittlung genau ist. Sollte der Querschnitt im einzelnen Falle von der Angabe dieser Spalte seinen Verhältnissen nach weit abweichen, so ist das genaue unmittelbare Nachrechnen des Trägheitsmoments zu empfehlen; in allen Fällen genügen die Angaben zu gut annäherndem Feststellen des erforderlichen Querschnittes.

Bei den Querschnitten 21 und 23 erscheint die Steifigkeitsziffer  $c$  für Achse II nicht als reiner Zahlenwert; gleichwohl ist die Benutzung der Werte bequem, weil man die Querschnitte nach den Werten für Achse I bestimmen und, nachdem so das zu wählende Eisen festgelegt ist, nach der Angabe unter »Bemerkungen« bestimmen kann, wie weit man die beiden Eisen voneinander zu entfernen hat, damit die Steifigkeit für Achse II ebenso groß wird. Ueberhaupt sind in der Spalte »Bemerkungen« die Verhältnisse festgelegt, welche die Hauptträgheitsmomente gleich, also den Querschnitt nach allen Seiten gleich steif machen, wo dies in Frage kommen kann.

Für verwickeltere Querschnitte (z. B. den viel verwendeten in Fig. 556) ist es häufig bequem, diejenige gleichförmig verteilte gedachte Spannung  $s_z$  zu ermitteln, welche mit Rücksicht auf Zerknicken zulässig ist. Sollte diese größer als  $s$ , d. h. größer als die zulässige Druckspannung werden, so ist die Stütze lediglich auf Druck zu berechnen, und ein solcher Fall entspricht dann dem oben erwähnten  $l_1 \approx l$  (Gleichung 190 u. 191).

Fig. 556.



<sup>105)</sup> Siehe Gleichung 131 (S. 303) in Teil I Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (2. Aufl.: Gleichung 122, S. 106).



Die zulässige Zerknickungsspannung  $s_z$  folgt aus

$$s_z = \frac{CE \mathcal{J}_{kl}}{m l^2 F} \dots \dots \dots 192.$$

In der Regel wird es für derartige Querschnitte jedoch am einfachsten sein, sie, probeweise vom Druckquerchnitte ausgehend, schätzungsweise festzulegen, ihr kleinstes Trägheitsmoment auszurechnen und dann zu prüfen, ob dieses diejenige Größe

$$\mathcal{J}_{min} \geq \frac{P m l^2}{CE} \dots \dots \dots 193.$$

erreicht, welche sich aus der Umkehrung der Gleichung 187 ergibt; wenn man darin für  $P$  die wirklich zu tragende Last einführt.

Ist der Gesamtquerschnitt für ein zusammengesetztes Glied auch steif genug gebildet, so können die einzelnen Teile doch noch jeder für sich zerknicken, wenn sie nicht genügend miteinander verbunden sind, weil der  $n$ -te Teil eines ganzen Querschnittes dem  $n$ -ten Teile der Last sehr viel weniger Trägheitsmoment entgegensetzt, als dem  $n$ -ten Teil des ganzen Trägheitsmoments. Die Teile eines zusammengesetzten Querschnittes müssen daher durch hinreichend oftmalige Verbindung untereinander zu gemeinsamem Widerstande befähigt werden, so daß kein Teil unter dem auf ihn kommenden Lastteile allein ausknicken kann.

Soll der  $n$ -te Teil des ganzen Querschnittes mit dem kleinsten Trägheitsmoment  $i$  steif gemacht werden, so muß die Zahl  $N$  der Verbindungen der Querschnittsteile untereinander, wenn man von den an den Stabenden etwa eingefetzten Verbindungen abzieht, betragen

$$N = \frac{l}{\pi} \sqrt{\frac{m P^{106}}{n E i}} \dots \dots \dots 194.$$

worin jedoch  $N$  stets nach oben auf eine ganze Zahl abgerundet werden muß. Diese Verbindungen sind im  $\frac{1}{2N}$  ten,  $\frac{3}{2N}$  ten,  $\frac{5}{2N}$  ten u. s. w. Teile der Stablänge anzubringen.

## 2) Der Längsdruck wirkt im Abstände $u$ von der Schwerpunktsachse.

Bei Freistützen wird  $u$  stets in der Richtung einer der Trägheitshauptachsen (siehe Teil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«, Art. 314, S. 270<sup>107</sup>) liegen, so daß für die aus der schiefen (exzentrischen) Belastung entstehende Biegung die zu  $u$  senkrechte Nulllinie und eines der Hauptträgheitsmomente  $\mathcal{J}$  in Frage kommen. Es bezeichne noch  $e$  den Abstand der äußersten Fasern von der Nulllinie.

284.  
Längsdruck  
außerhalb der  
Schwerachse  
wirksam.

Man bemesse den Querschnitt zunächst für Druck in der Schwerachse nach obigen Regeln auf Zerknicken für die Länge  $l$ ; alsdann untersuche man den Einfluß der biegenden Wirkung des Moments  $M = Pu$ , indem man die Spannungswerte

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{Me}{\mathcal{J} - \frac{Pl^2}{8E}} = \frac{P}{F} \left( 1 \pm \frac{ueF}{\mathcal{J} - \frac{Pl^2}{8E}} \right) \dots \dots \dots 195.$$

berechnet; darin ist für die entfernteste Faser auf derjenigen Seite der Nulllinie, auf welcher der Längsdruck  $P$  wirkt, neben dem entsprechenden Werte von  $e$  das Pluszeichen, für die entfernteste Faser der abgewendeten Seite der entgegengesetzte

<sup>106</sup>) Vergl. Gleichung 94 (S. 296) in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (2. Aufl.: Gleichung 87, S. 98; 3. Aufl.: Gleichung 120, S. 123).

<sup>107</sup>) 2. Aufl.: Art. 59, S. 39. — 3. Aufl.: Art. 62, S. 41.



Wert von  $e$  und das Minuszeichen zu berücksichtigen. Für die 29 einfachen Querschnitte der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211 kann man auch hier  $\mathcal{F} = c F h^2$  einführen; die Gleichung lautet dann:

$$\sigma = \frac{P}{F} \left( 1 \pm \frac{ue}{ch^2 - \frac{Pl^2}{8EF}} \right), \dots \dots \dots 196.$$

worin nun  $h$  die in den Abbildungen der 29 Querschnitte in der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211 angegebene Bedeutung hat.

Sollte der Ausdruck in der Klammer für eine der äußersten Fasern negativ, d. h.  $ue > ch^2 - \frac{Pl^2}{8EF}$  oder  $Fue > \mathcal{F} - \frac{Pl^2}{8E}$  werden, so ergäbe sich für  $\sigma$  Zugspannung; alsdann empfiehlt es sich bei Gufsstützen, den Querschnitt so abzuändern, daß auch in dieser Faser Druck entsteht; auf der anderen Seite darf  $\sigma$  die zulässige Druckbeanspruchung nicht überschreiten.

3) Die Freistütze hat aufser der Last in ihrem Kopfe oder Schaft Momente erzeugende wagrechte Kräfte aufzunehmen.

Wenn auch angegeben wurde, daß man sich beim Auftreten von Momenten aus wagrechten Kräften im allgemeinen am besten dabei steht, die Stützen aus Schweifseisen zu bilden, so ist doch die Verwendung von Gufseisen auch in solchen Fällen nicht selten; namentlich finden sich viele Hallenbauten, bei denen die Binder auf den Köpfen von Gufsstützen ruhen, somit die Windkräfte und die Reibung bei Bewegungen infolge von Wärmefchwankungen als wagrechte Kräfte auf die Stützen übertragen.

Werden die beiden Querschnittsformen Nr. 4 und 5 der Zusammenstellung auf S. 206 zu Grunde gelegt, ist  $P$  die lotrechte Last,  $M$  das größte Biegemoment für die Stütze,  $D$  die Außen-,  $D_1$  die Innenabmessung des Hohlkörpers,  $s$  die zulässige Druck- und  $s_g$  die zulässige Zugspannung im Gufseisen, so ist die Stütze für den Fall, daß  $s$  und  $s_g$  beide voll ausgenutzt werden sollen, auszubilden nach (siehe Nr. 4 und 5 der Zusammenstellung auf S. 206):

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{4 M (s - s_g)}{P (s + s_g)}, & \delta &= \frac{P^2 (s + s_g)}{2 M \pi (s - s_g)^2} \text{ für den Kreisring Nr. 4} \\ h &= \frac{3 M (s - s_g)}{P (s + s_g)}, & \delta &= \frac{P^2 (s + s_g)}{6 M (s - s_g)^2} \text{ für den quadratischen Kasten Nr. 5} \end{aligned} \right\} 197.$$

Nach diesen Gleichungen ergeben sich in vielen Fällen praktisch nicht ausführbare Wandstärken  $\delta$ . Tritt dies ein, so nehme man für  $\delta$  ein für die Ausführung bequemes Maß an und bestimme dann  $h$  als den größeren der aus den beiden Gleichungen 198 u. 199 folgenden Werte:

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{P}{2 \pi \delta s} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{16 \pi M \delta s}{P^2}} \right) \text{ für den Kreisring Nr. 4} \\ h &= \frac{P}{8 \delta s} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{48 M \delta s}{P^2}} \right) \text{ für den quadratischen Kasten Nr. 5} \\ h &= \frac{P}{2 \pi \delta s_g} \left( \sqrt{1 + \frac{16 \pi M \delta s_g}{P^2}} - 1 \right) \text{ für den Kreisring Nr. 4} \\ h &= \frac{P}{8 \delta s_g} \left( \sqrt{1 + \frac{48 M \delta s_g}{P^2}} - 1 \right) \text{ für den quadratischen Kasten Nr. 5} \end{aligned} \right\} 199.$$

285.  
Gebogene  
gufseiserne  
Freistützen.



Wie die beiden Gleichungen erkennen lassen, wird bei Benutzung von 198 die zulässige Druckspannung  $s$ , bei Benutzung von 199 die zulässige Zugspannung  $s_g$  voll ausgenutzt. Der grössere der beiden Werte  $h$  ist auszuführen.

Schliesslich ist dann

$$D = h + \delta \quad \text{und} \quad D_1 = h - \delta. \quad \dots \quad 200.$$

Beispiel. Für die die Binder eines Hallendaches tragende Säule von Kreisringquerschnitt sei die Last, einchl. des Eigengewichtes,  $P = 20\,000\text{ kg}$ ; am Kopfe greift eine wagrechte Kraft  $H = 700\text{ kg}$  an; die Stütze ist bis an die Fufseinspannung  $h_1 = 600\text{ cm}$  hoch, so dass  $M = 600 \cdot 700 = 420\,000\text{ cmkg}$  zu setzen ist. Soll die Druckspannung  $s = 700\text{ kg}$  für  $1\text{ cm}$  ebenso, wie die Zugspannung  $s_g = 250\text{ kg}$  für  $1\text{ cm}$  voll ausgenutzt werden, so müsste nach Gleichung 197 gemacht werden:

$$h = \frac{4 \cdot 420\,000 (700 - 250)}{20\,000 (700 + 250)} = 39,8\text{ cm} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{20\,000^2 (700 + 250)}{2 \cdot \pi \cdot 420\,000 (700 - 250)^2} = 0,71\text{ cm}.$$

Diese Wandstärke ist für die Ausführung zu gering; dafür soll  $\delta = 1,5\text{ cm}$  ausgeführt werden. Dann ist nach Gleichung 198

$$h = \frac{20\,000}{2 \pi \cdot 1,5 \cdot 700} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{16 \cdot \pi \cdot 420\,000 \cdot 1,5 \cdot 700}{20\,000^2}} \right) = 25,8\text{ cm}$$

und nach Gleichung 199

$$h = \frac{20\,000}{2 \pi \cdot 1,5 \cdot 250} \left( \sqrt{1 + \frac{16 \cdot \pi \cdot 420\,000 \cdot 1,5 \cdot 250}{20\,000^2}} - 1 \right) = 30,4\text{ cm}.$$

Demnach ist der gemittelte Stützendurchmesser mit dem grösseren Werte von rund  $h = 30\text{ cm}$  auszuführen. Dabei wird nach Gleichung 200

$$D = 30 + 1,5 = 31,5\text{ cm} \quad \text{und} \quad D_1 = 30 - 1,5 = 28,5\text{ cm}.$$

## b) Freistützen in Gusseisen.

Die in Gusseisen ausgeführte Freistütze hat in vielen Fällen dadurch Unglücksfälle verursacht, dass sie bei Feuersbrünsten stark erhitzt, dann, vom kalten Strahle des Spritzenschlauches getroffen, sprang und plötzlich zusammenbrach. Dieser Mangel hat schon seit längerer Zeit die gusseiserne Freistütze, wie den gusseisernen Träger aus den Hochbauten nordamerikanischer Städte ganz verbannt, wo sie durch Schweisseisen oder weichen Stahl ersetzt ist. In Europa überwiegt die Verwendung des Gusseisens für diese Konstruktionsteile, wegen der bequemen Formgebung und des meist geringeren Preises gegenüber demjenigen des Schweisseisens, noch erheblich.

Durch die »Baupolizeiliche Vorschrift über Stützenkonstruktionen in Hochbauten in Berlin« (vom 4. April 1884<sup>108</sup>) ist die Verwendung gusseiserner Freistützen unter massiven Wänden von Gebäuden, welche unten Geschäfts-, oben Wohnräume enthalten, von der Bedingung abhängig gemacht, dass diese Stützen durch feste Ummantelungen aus Schweisseisen der unmittelbaren Berührung durch Feuer und Wasser entzogen werden; anderenfalls dürfen sie nur aus Schweisseisen oder aus Klinkermauerwerk in Zementmörtel gebildet sein<sup>109</sup>). Als anderweitige Mittel, um das Erhitzen von gusseisernen Freistützen zu verhindern, sind für hohle Querschnitte Vorkehrungen zu schneller Füllung mit Wasser oder zur Erzeugung von frischem Luftzuge von unten her bei Feuersgefahr vorgeschlagen; diese flossen jedoch meist auf Schwierigkeiten und sind in ihrem Erfolge nicht erprobt<sup>110</sup>).

Uebrigens haben sich auch Schweisseisenstützen als starkem Feuer nicht gewachsen gezeigt. Man steht heute auf dem Standpunkte, für jede eiserne Stütze, mag sie aus Schweiss- oder Gusseisen bestehen, eine besondere feuersichere Ummantelung zu fordern, sobald Feuerbeständigkeit von der Stütze verlangt werden muss.

<sup>108</sup>) Siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 153. — Deutsche Bauz. 1884, S. 190. — Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 174.

<sup>109</sup>) Durch diese Bestimmung veranlasst, hat neuerdings *Bauschinger* vergleichende Versuche über die Tragfähigkeit von erst erhitzten, dann kalt angespritzten Säulen aus Gusseisen und Schmiedeeisen angestellt, nach denen die ersteren den letzteren überlegen sein sollen. (Vergl.: BAUSCHINGER, J. Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium an der k. technischen Hochschule in München. 1885, Heft 12 — ferner: Wochbl. f. Baukde. 1885, S. 125 u. 149.)

<sup>110</sup>) Siehe auch Teil III, Bd. 6 dieses »Handbuchs«, Abt. V, Abchn. 1, Kap. 1: Sicherungen gegen Feuer.



Weitere Beobachtungen über die Tragfähigkeit der Stützen im Feuer<sup>111)</sup>, namentlich auch bei fortgesetzten Versuchen *Bauschinger's*, ergaben, daß schweißseiserne Stützen durch das Erhitzen schneller ihre Tragfähigkeit verlieren, als richtig, d. h. ohne plötzliche Querschnittsübergänge, geformte Gußstützen, und daher als mindestens so unsicher, wie diese anzusehen sind. Wirkliche Sicherheit erhält man also nur durch feuerechte Ummantelung beider Stoffe, von denen im nächsten Bande, Heft 3 (Abt. III, Abfchn. 2, A, Kap. 1) die Rede sein wird (vergl. auch Fig. 568). Ohne diese sind nach den heutigen Erfahrungen aber gut durchgebildete Gußstützen als widerstandsfähiger gegen Feuer anzusehen, als schweißseiserne und stählerne<sup>112)</sup>.

Bei schweren Lasten ist auch die häufig durchgeführte Ausnutzung hohler Freistützen zu Rauchrohren nicht zu empfehlen, da das Erhitzen der Wandungen und das Einführen des Feuerzuges die Tragfähigkeit wesentlich beeinträchtigen. Auch die Benutzung des Inneren hohler Freistützen zur Ableitung von Wasser soll dann vermieden werden, wenn die Stütze dem Froste ausgesetzt ist, da gefrorenes Wasser die Wandungen sprengt. Ist diese Art der Ausnutzung in nicht frostfreier Lage nicht zu umgehen, so soll man die Wandungen in nicht zu weiter Teilung mit kleinen Bohrlöchern durchbrechen, damit das quellende Eis einigen Ausweg findet, und in das Innere noch befondere Leitungsrohre aus Gußeisen einsetzen.

287.  
Querschnitt.

Die Querschnittsformen gußeiserner Freistützen sind bei völlig freier Stellung der Kreisring (Fig. 557), der quadratische Kasten (Fig. 558) und das Kreuz (Fig. 559). Stehen die Stützen in der Richtung einer Wand als Einfassung großer Oeffnungen, so verwendet man den Querschnitt nach Fig. 560 auch wohl mit Kreisring statt des quadratischen Kastens an der Außenseite, den I- (Fig. 561) oder den C-förmigen Querschnitt (Fig. 562), bei denen der Steg gewöhnlich durchbrochen ist<sup>113)</sup>.

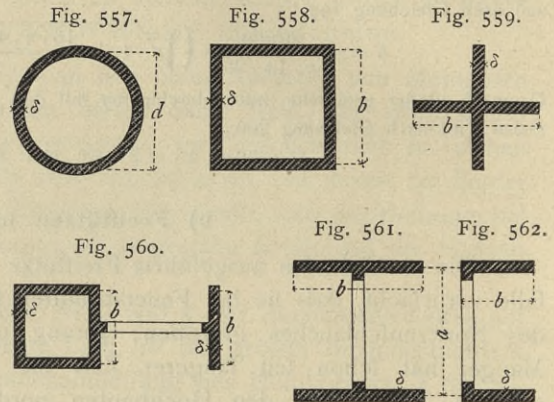
Bezüglich der Höhenentwicklung der Stützen ist zu beachten, daß starke Ausladungen im Fusse oder Kopfe, welche den Querschnitt plötzlich, ohne Verstärkung, auf einen größeren Umfang bringen, bereits Grund zu Zusammenbrüchen geworden sind, indem der schräge Teil der Ausweitung ringsum abgeseuert wurde und der engere Teil sich in den weiteren hineinschob. Der Stützenquerschnitt soll daher thunlichst unverändert durchlaufen, weshalb weit ausladende Formen massiv angegossen, mit Querrippen ausgesteift, oder besser in leichter Ausführung in Gußeisen oder Zinkguß umgelegt werden; die erste Art der Herstellung bringt Gefahren durch die erheblichen und meist plötzlichen Schwankungen der Wandstärke, insbesondere bei Feuersbrünsten; das letzte Verfahren ist das sicherste.

Glaubt man zur Erzielung von kräftigen Profilierungen die Ausweitung des ganzen Stützenquerschnittes auch im Inneren nicht entbehren zu können, so muß man die nach dem zweiten Verfahren an der Ausweigungsstelle im Inneren anzubringenden Rippen nach oben und unten schlank verlaufen lassen.

111) Vergl.: MÖLLER & LÜHMANN. Berechnung der Stützen mit Berücksichtigung der Erhitzung. Preischrift des Vereines zur Förderung des Gewerbetreibenden in Preußen. Verh. d. Ver. z. Beförd. d. Gwbl. in Preußen. 1887, S. 573. (Auch als Sonderabdruck erschienen). — Siehe auch Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte, 2. Aufl. (Art. 145, S. 123; 3. Aufl.: Art. 147, S. 138) dieses »Handbuches«.

112) Nach Beobachtungen der Londoner Feuerwehr haben sich auch starke eichene Freistützen in heftigen Feuersbrünsten gut gehalten, eine Erscheinung, die daraus erklärt wird, daß die in einem durchglühten Raume noch enthaltene Luft zu sauerstoffarm ist, um hartes Eichenholz zu wirklichem Brennen zu bringen. Die Stützen zeigten sich bis auf geringe Tiefe mit einer schützenden Kohlschicht bedeckt, im Inneren aber völlig gesund. Auf derartigen Erfahrungen fußend, hat man neuerdings die Freistützen der Speicher im Bremer Freihafengebiete aus Eichenholz hergestellt.

113) Ueber Ausbildung der nicht centralen Querschnitte siehe: Deutsche Bauz. 1881, S. 344; 1882, S. 468.





Hat die Stütze nicht in allen wagrechten Schnitten gleichen Querschnitt, so ist für die Berechnung auf einfachen Druck der kleinste, für die Berechnung auf Zerknicken in der Regel der in halber Höhe liegende Querschnitt maßgebend.

Die Beanspruchung gußeiserner Freistützen durch äußere Kräfte erfolgt lotrecht und ganz oder nahezu genau im Schwerpunkte. In den Fällen, in denen die äußeren Kräfte wagrecht, geneigt oder erheblich schief wirken, in Fällen also, in denen erhebliche Biegemomente auftreten, verwendet man zweckmäßiger Schweißeisen. Doch kommen gemäß Art. 285 (S. 214) auch gußeiserne gebogene Stützen vor.

Die Herstellung der gußeisernen Stützen erfolgt der Einfachheit halber bei großer Länge in liegender Stellung; diese Art gestattet zwar den Guß sehr langer Teile in einem Stücke; doch fällt der Guß leicht locker und blasig aus, weil das flüssige Eisen nur unter geringem Drucke steht, und die Luftblasen aus der langen wagrechten Form schwer entweichen können. Auch ist es schwierig, den schweren Kern so steif zu bilden, daß er nicht in der Mantelform durchhängt, und so entstehen gerade an der ungünstigsten Stelle, in der Mitte der Länge, ungleiche Wandstärken, oben zu große, unten zu geringe. Die sich ergebende Schiefe und ungleichmäßige Dichtigkeit des Querschnittes haben auf die Tragfähigkeit der Stütze denselben ungünstigen Einfluß, wie schiefer Angriff der Last, und können eine richtig berechnete Stütze ernstlich gefährden. Die Ungleichmäßigkeit der Wandstärken ist genau nur durch Anbohren zu erkennen.

Mit Sicherheit werden diese Mängel bei stehendem Guße vermieden. Hierbei ist die Länge der Teile eine beschränktere, da Gießgruben von entsprechender Tiefe erforderlich sind. Nur größere Gießereien haben die nötigen Anlagen und gießen Längen bis zu 8 m. Der Guß wird dicht, weil die Last des Eisens selbst das Material verdichtet, und die Blasen können nach oben entweichen. In der stehenden Form kann der Kern leicht gerade gehalten werden. Die Gießtechnik ist jedoch heute so weit vorgeschritten, daß man stehenden Guß nicht mehr unbedingt vorzuschreiben braucht. Bei liegend gegossenen Stützen ist jedoch genaue und scharfe Prüfung unerlässlich.

Die Dichtigkeit des Gusses prüft man am besten durch Nachwägen der Stücke von bekanntem Inhalte.

Beispiel 1. Eine gußeiserne Ringstütze Nr. 4 der Zusammenstellung auf S. 206, welche unten flach aufsteht und oben ein Kugelgelenk besitzt und am Ausweichen nicht verhindert ist (Fall I,  $C = 2,5$ ), soll bei 500 cm Länge 25 000 kg mit ( $m =$ ) 8facher Sicherheit tragen; die zulässige reine Druckspannung ist für schweren Guß ( $s =$ ) 500 kg für 1 qcm.

Das Längenverhältnis, bei dem die Gefahr des Zerdrücktwerdens und des Zerknickens gleich groß ist, folgt nach Gleichung 191 (S. 212) bei  $E = 1\,000\,000$  kg für 1 qcm mit

$$l_1 = h \sqrt{\frac{2,5 \cdot 1\,000\,000 \cdot 0,125}{8 \cdot 500}} \quad \text{und} \quad h = \frac{l_1}{8,84}.$$

Der gemittelte Durchmesser müßte also  $\frac{500}{8,84} = \infty 57$  cm betragen, wenn die Gefahr des Zerknickens nicht vorliegen sollte. So stark wird man die Stütze nicht machen, da sie dann nur eine Wandstärke von  $\delta = \frac{25\,000}{500 \cdot \pi \cdot 57} = 0,28$  cm erhielte; sie ist also nach Gleichung 189 (S. 212) auf Zerknicken zu berechnen, wobei man genau genug  $F = \delta h \pi$  setzen kann. Wird noch bestimmt, daß mit Rücksicht auf sicheren Guß die Wandstärke 1,8 cm betragen soll, so ergibt sich nach Gleichung 189

$$\pi h \cdot 1,8 h^2 = \frac{8 \cdot 25\,000 \cdot 500^2}{2,5 \cdot 1\,000\,000 \cdot 0,125},$$

288.  
Berechnung  
und  
Ausführung.

289.  
Beispiele.



$$h = \sqrt[3]{\frac{8 \cdot 25000 \cdot 500^2}{1,8 \cdot 3,14 \cdot 2,5 \cdot 1000000 \cdot 0,125}} = 30,5 \text{ cm.}$$

Der äussere Durchmesser ist also  $30,5 + 1,8 = 32,3 \text{ cm}$ , der innere  $30,5 - 1,8 = 28,7 \text{ cm}$ .

**Beispiel 2.** Eine kastenförmige Gussstütze Nr. 5 der Zusammenstellung auf S. 206 ist mit den Querschnittsabmessungen  $h = 18,5 \text{ cm}$ ,  $\delta = 1,5 \text{ cm}$  und von  $750 \text{ cm}$  Länge vorhanden; es fragt sich, wie viel diese mit ( $m =$ ) 7facher Sicherheit tragen kann, wenn sie unten mit grosser Grundplatte flach aufgesetzt und oben am Ausweichen verhindert wird (Fall III,  $C = 20$ ).

Das Längenverhältnis, bei dem Zerknicken noch nicht eintritt, folgt bei  $s = 500 \text{ kg}$  für  $1 \text{ qcm}$  zulässiger Druckspannung nach Gleichung 191 (S. 212) bei  $c = 0,1667$  mit

$$l_1 = h \sqrt{\frac{20 \cdot 1000000 \cdot 0,1667}{7 \cdot 500}} \quad \text{und} \quad h = \frac{l_1}{30,9},$$

so dass also die gemittelte Breite  $h$  wenigstens  $\frac{750}{30,9} = 24 \text{ cm}$  betragen müsste, wenn die Stütze nur auf Druck zu berechnen sein sollte.

Da der Querschnitt  $4 \cdot 18,5 \cdot 1,5 = 111 \text{ qcm}$  beträgt, so folgt die zulässige Last aus Gleichung 189 (S. 212) mit

$$P = \frac{20 \cdot 1000000 \cdot 0,1667 \cdot 111 \cdot 18,5^2}{7 \cdot 750^2} = 32170 \text{ kg.}$$

**Beispiel 3.** Die Freistütze für den Träger eines Schaufensters hat bei  $375 \text{ cm}$  Länge  $47000 \text{ kg}$  zu tragen, muss als oben und unten verdrehbar gehalten (Fall II,  $C = 10$ ) angefahren werden und soll einen Querschnitt nach Fig. 560, 563 u. 564 (Nr. 25 der Zusammenstellung auf S. 210) mit  $18 \text{ cm}$  grösster Breite erhalten; die für die Berechnung unwesentliche Tiefe ist  $77 \text{ cm}$ . Da die äussere Breite nur  $18 \text{ cm}$  betragen soll, so darf  $b$  mit nur etwa  $18 - 3 = 15 \text{ cm}$  angesetzt werden, und die Länge, bei welcher die Stütze einfach auf  $500 \text{ kg}$  Druck für  $1 \text{ qcm}$  zu berechnen sein würde, ist nach Gleichung 191 bei  $m = 8$

$$l_1 = 15 \sqrt{\frac{10 \cdot 1000000 \cdot 0,15}{8 \cdot 500}} = \infty 281 \text{ cm.}$$

Da die Stütze länger ist, muss sie nach Gleichung 189 (S. 212) bemessen werden, und zwar wird nach Gleichung 189

$$F h^2 = F b^2 = \frac{8 \cdot 47000 \cdot 375^2}{10 \cdot 1000000 \cdot 0,15} = 35250; \quad F = \frac{35250}{15^2} = 157 \text{ qcm,} \quad \text{und da } F = 5 b \delta,$$

$$\delta = \frac{157}{5 \cdot 15} = 2,09 \text{ cm;}$$

$b$  ist somit genauer mit  $18 - 2,09 = 16,0 \text{ cm}$  einzuführen;  $l_1$  wird dann  $\frac{281 \cdot 16}{15} = 300 \text{ cm}$ , also kleiner, als die Länge der Stütze, und die Wandstärke wird genauer nach

$$F = \frac{35250}{16^2} = 137,8 \text{ qcm,}$$

$$\delta = \frac{137,8}{5 \cdot 16} = 1,72 \text{ cm,}$$

wofür mit Rücksicht auf abermalige Vergrößerung von  $b$  die Wandstärke  $\delta = 1,7 \text{ cm}$  ausgeführt wird.

Die nötige Anzahl  $N$  von Verbindungen des hinteren Flansches mit dem vorderen Kasten durch angegoßene Stege ergibt sich in folgender Weise. Nach Fig. 564 ist

$$x_0 (18 \cdot 1,7 + 3 \cdot 1,7) = 18 \cdot 1,7 \frac{1,7}{2} + 3 \cdot 1,7 \left(1,7 + \frac{3}{2}\right), \quad \text{also } x_0 = 1,16 = \infty 1,2 \text{ cm,} \quad \text{und}$$

$$i = 18 \frac{1,2^2 + (1,7 - 1,2)^2}{3} + 1,7 \frac{3,5^2 - 0,5^2}{3} = 36.$$

Die Belastung des Hinterflansches ist  $\frac{1}{5}$  der ganzen Last  $n = 5$ , also nach Gleichung 194 (S. 213)

$$N = \frac{375}{3,14} \sqrt{\frac{8 \cdot 47000}{5 \cdot 1000000 \cdot 36}} = 5,4 \approx 6.$$

Einschliesslich derjenigen am oberen und unteren Ende sind 8 Stegverbindungen im 1., 3., 5., 7., 9. und 11. Zwölftel der Länge anzufügen.

**Beispiel 4.** In eine 1 Stein starke Innenwand soll ein gusseiserner Ständer mit I-förmigem Querschnitt nach Fig. 561 (Nr. 6 der Zusammenstellung auf S. 206) gestellt werden, dessen Flansche behufs bündigen Einputzens  $1,8 \text{ cm}$  dick sein müssen; das Mass  $b$  für Nr. 6 ist also  $25 + 1,8 = 26,8 \text{ cm}$  und  $\delta = 1,8 \text{ cm}$ . Der Ständer ist  $450 \text{ cm}$  hoch und (nach Fall II,  $C = 10$ ) oben und unten verdrehbar geführt.



Die aufzunehmende Last ist  $P = 36000 \text{ kg}$ ; wie breit müssen die Flansche sein, d. h. wie groß ist das  $h$  in Nr. 6 zu machen? Die Zerknickungslänge ist nach Gleichung 191 (S. 212) aus Achse  $I$  in Nr. 6 für  $m = 8$ fache Sicherheit und  $s = 500 \text{ kg}$  für  $1 \text{ cm}$  nach Gleichung 191:

$$l_1 = h \sqrt{\frac{10 \cdot 1000000 \cdot 0,0833}{8 \cdot 500}} = 14,4 h.$$

Wenn also die Stütze nur auf Druck zu berechnen sein sollte, so müsste die Flanschbreite  $\frac{450}{14,4} = 31,2 \text{ cm}$  betragen; die Tragfähigkeit wäre dann aber  $2 \cdot 1,8 \cdot 31,2 \cdot 500 = 56160 \text{ kg}$ .

Die Flansche werden daher schmaler zu machen, dann aber nach Gleichung 189 (S. 212) auf Zerknicken zu berechnen sein, und es folgt

$$F h^2 = \frac{8 \cdot 36000 \cdot 450^2}{10 \cdot 1000000 \cdot 0,0833} = 70012.$$

$$F \text{ ist } = 2 \delta h, \text{ also } 2 \cdot 1,8 \cdot h \cdot h^2 = 70012 \quad \text{und} \quad h = \sqrt[3]{\frac{70012}{3,6}} = 27,0 \text{ cm.}$$

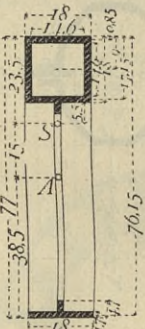
Damit die Steifigkeit der Achse  $II$  mindestens so groß sei, wie die für  $I$ , muss nach Nr. 6  $b \geq 0,577 \cdot 27 = 15,6 \text{ cm}$  betragen; der Ständer ist für Achse  $I$  bei  $b = 26,8$ , also jedenfalls zu steif.

Für die Berechnung der Verbindungsstege nach Gleichung 194 (S. 213) ist

$$n = 2, \quad i = \frac{27 \cdot 1,8^3}{12} = 13, \quad \text{also } N = \frac{450}{3,14} \sqrt{\frac{8 \cdot 36000}{2 \cdot 1000000 \cdot 13}} = 14,9 \approx 15.$$

Abgesehen von den beiden an den Enden sind somit 15 Stege in den ungeraden Dreißigsteln einzugießen.

Fig. 563.



Statt dieser 17 Stege wird man hier einen vollen Steg zwischen die Flansche gießen, oder man versteht jeden Flansch, wie in Beispiel 3 (Fig. 563 u. 564), mit einer durchlaufenden Rippe und bringt dann Verbindungsstege in weiterer Teilung an, die zu berechnen ist, wie in Beispiel 3.

Beispiel 5. Hier möge die in Art. 284 (S. 213) besprochene schiefe (exzentrische) Belastung der Stützen berücksichtigt werden. Auf die Freistützen des Beispiels 3 sei die Last von  $47000 \text{ kg}$  so gelagert, dass sie in der geometrischen Mitte  $A$  (Fig. 563) der Tiefe von  $77 \text{ cm}$  angreift. Hier ist  $F = 3 \cdot 18 \cdot 1,7 + 2 \cdot 14,6 \cdot 1,7 = 141 \text{ qcm}$ ; der Abstand  $x_0$  des Schwerpunktes von der Vorderkante folgt aus

$$x_0 = \frac{18 \cdot 1,7 (0,85 + 17,15 + 76,15) + 2 \cdot 14,6 \cdot 1,7 \cdot 9}{141} = \approx 23,5,$$

fomit ist für die Zugseite  $e = 23,5 \text{ cm}$ , für die Druckseite  $e = 77 - 23,5 = 53,5 \text{ cm}$ ; das Trägheitsmoment für die Schwerpunktsachse, welches berechnet werden muss, weil hier Gleichung 195 (S. 213) zur Verwendung kommt, ist

$$J = 18 \frac{23,5^3 - 21,8^3 + 7,2^3 - 5,5^3 + 53,5^3 - 51,8^3}{3} + 2 \cdot 1,7 \frac{21,8^3 - 7,2^3}{3} = 113096 \text{ (auf Centim. bezogen).}$$

Die größten Spannungen sind demnach nach Gleichung 195

$$\sigma = \frac{47000}{141} \left( 1 + \frac{15 \cdot 53,5 \cdot 141}{113096 - \frac{47000 \cdot 375^2}{8 \cdot 1000000}} \right) = 670 \text{ kg Druck an der Innenseite}$$

und

$$\sigma = \frac{47000}{141} \left( 1 - \frac{15 \cdot 23,5 \cdot 141}{113096 - \frac{47000 \cdot 375^2}{8 \cdot 1000000}} \right) = 185 \text{ kg Druck außen.}$$

Die Stütze genügt demnach eben für die schiefe Belastung. Die stärkere Belastung des Innenflansches hat nun aber nach Maßgabe der Gleichung 194 (S. 213) eine entsprechende Vermehrung der Verbindungsstege zur Folge.

### c) Freistützen in Schweifseifen.

Schweifseiferne Stützen bestehen ausschließlich aus Walzquerschnitten, und zwar sind für ganz leichte Stützen **I**- und **L**-Profile zu verwenden; schwerere werden durch Vernieten mehrerer Walzseifen hergestellt.



Da die Teile eines Querschnittes ohne offenen Schlitz fest aufeinander genietet werden, da aber die mit Rücksicht auf dichten Schlufs der Fuge zu verwendende Heftnietteilung (siehe Art. 209, S. 153 u. Art. 244, S. 183) von  $6d$  bis  $8d$  kleinere Abstände der Verbindungen liefert, als die Rücksicht auf Widerstand der einzelnen Teile gegen Zerknicken, so braucht die Anzahl der Verbindungen bei dicht geschlossenen Querschnitten nicht nach Gleichung 194 (S. 213) berechnet zu werden. Demnach kann der Gesamtquerschnitt mit seinem Trägheitsmoment bei der Berechnung ohne weiteres benutzt werden, sobald die einzelnen Teile ohne Zwischen-

Fig. 565.



Fig. 566.

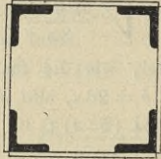


Fig. 567.

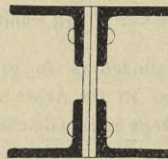


Fig. 568.

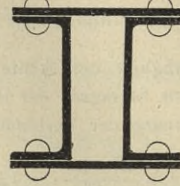


Fig. 569.

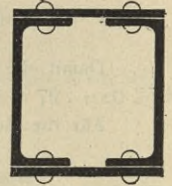


Fig. 570.

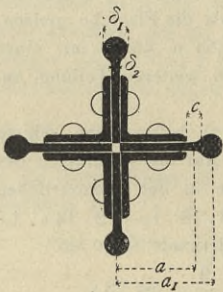


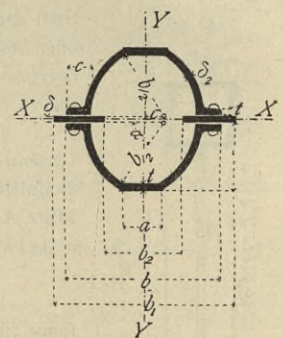
Fig. 571.



Fig. 572.



Fig. 573.

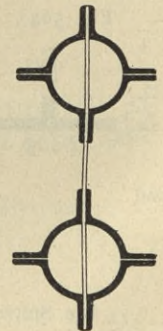


raum aufeinander liegen. Liegen die einzelnen Teile nicht unmittelbar aufeinander, so sind Gitterwerk oder einfache Querverbindungen erforderlich, deren Teilung dann wieder mindestens der Zahl  $N$  aus Gleichung 194 entsprechen muß.

Außer den einheitlichen Walzquerschnitten, nämlich den I-, C- und für schwache Stützen den +-Eisen<sup>114)</sup>, deren Berechnung ganz nach den obigen Regeln durchgeführt werden kann, sind neben den in der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211 angeführten Walzeisen namentlich die in Fig. 565 bis 577 dargestellten zusammengesetzten Querschnitte verwendbar.

Gemeinsame Eigenschaft der meisten genieteten Querschnitte sind die durch die Verbindungsteile entstehenden, vorspringenden Rippen, die in der Ansicht nicht eben günstig wirken, aber nur bei so großem Umfange zu vermeiden sind, daß das Innere zugänglich wird. Querschnitte, wie Fig. 569 (Berliner Stadt-Eisenbahn), sind nur in kurzen Stücken herzustellen, und selbst dann bedingt die Nietung der zweiten Platte besondere Vorkehrungen und teure, weil mühsame Ausführung. Aus dem gleichen Grunde sind kreisrunde Stützen aus genietetem Bleche mit kleinem Durchmesser

Fig. 574.



<sup>114)</sup> Ueber starke +-Eisenprofile nebst zugehörigen Köpfen und Füßen siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 552 — ferner: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1885, S. 936; 1886, S. 40.



felten, auch nicht zu empfehlen, da die zur Mitte nicht allseitig symmetrischen Nietnähte den Querschnitt schief machen.

Die Grundformen für die Querschnittsbildung schweißeiserner Freistützen sind:

291.  
Querschnitt  
bildung.

Fig. 575.

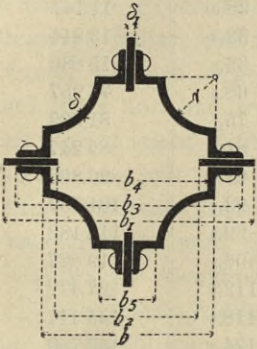


Fig. 576.

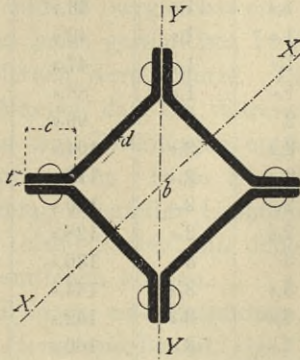
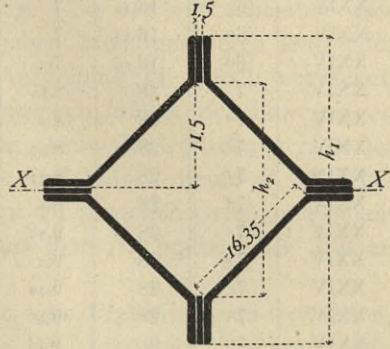


Fig. 577.



1) das gleichschenkelige Winkeleisen (Fig. 565, 566, 570 u. 572, siehe die Normalprofile in Teil I, Band 1, erste Hälfte dieses »Handbuches«, ferner Nr. 7, 8, 9, 10, 28 u. 29 der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211);

2) das ungleichschenkelige Winkeleisen (Fig. 567, siehe die Normalprofile ebendaf., ferner Nr. 11, 12, 13, 14, 26 u. 27 der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211);

3) das L-Eisen (Fig. 568 u. 569, siehe die Normalprofile ebendaf., ferner Nr. 19, 20, 21 der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211);

4) das I-Eisen (siehe die Normalprofile ebendaf., ferner Nr. 22 u. 23 der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211, endlich auch Fig. 578);

5) die Blechplatte als Aufsenplatte (Fig. 568 u. 569) oder als Einlage (Fig. 572);

6) das Bandeisen selbständig nach Nr. 6 der Zusammenstellung auf S. 206 oder als Einlage im Schlitz zwischen den übrigen Teilen (z. B. dargestellt in Fig. 573, 575 u. 577, ebenso einzulegen in die Querschnitte Fig. 571 u. 576);

7) das Bandeisen mit Rundstab (*fer plat à boudin*, Bulbeisen, Fig. 570) zur Ausfüllung von Schlitz und Versteifung des äußeren Umfanges, vorwiegend in Frankreich und im Schiffsbau angewendet;

8) das Quadranteisen (Fig. 571, 572 u. 574, siehe die Normalprofile im genannten Bande, die bequemste Form

für cylindrische Freistützen, sehr gebräuchlicher Querschnitt amerikanischer Kontruktionen;

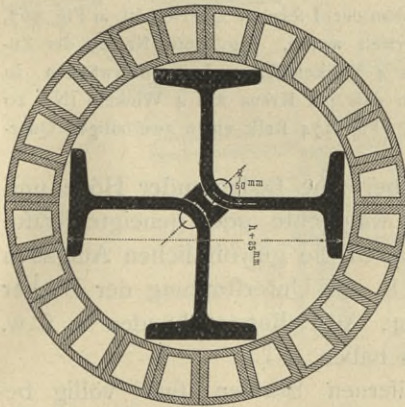
9) das Belageisen (Fig. 573), siehe die Normalprofile ebendaf., welches einen ungewöhnlich lang gestreckten Querschnitt und, wegen der schmalen Flansche, eine schwierige Vernietung ergibt;

10) das Quadranteisen mit doppeltem Winkel (Fig. 575, Völklinger Hütte), welches im Handel nicht stets zu haben ist, indes durch verschiedenartige Zusammensetzung die Bildung einer großen Zahl von zweckmäßigen Querschnitten gestattet;

11) das Trapezeisen oder schiefwinkelige Rinneneisen (Fig. 576 u. 577), welches u. a. von der Burbacher Hütte in den auf S. 222 angegebenen Profilen hergestellt wird.

12) Einen eigenartigen Stützenquerschnitt aus 2 zwischen Walzen verbogenen I-Eisen, Patent *Jones & Laughlins*, zeigt Fig. 578. Der Querschnitt ist leicht herzustellen und offenbar sehr steif. Fig. 578 zeigt ihn mit feuerfesterer Umhüllung, wie er von den Patentinhabern in Chicago für die Stützung von Gebäuden verwendet wird, die außer dem Erdgeschoß noch 16 Geschoße übereinander enthalten. Das kleine Einfatzstück in der Mitte ist gleichfalls ein Walzeisen.

Fig. 578.





## Schiefwinkelige Rinneneisen der Burbacher Hütte.

Profil		Bezeichnung nach Fig. 576:				Querschnitt	Gewicht	Trägheitsmoment für die Achsen XX oder YY für 4 Eifen (Fig. 576)
Blatt	Nr.	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>t</i>			
XXIV	6	16,35	7	1,3	1,3	36,9	28,6	11 747
XXIV	6 <sup>a</sup>	16,35	7	1,5	1,5	42,0	32,6	13 814
XXIV	6 <sup>b</sup>	16,35	7,3	1,7	1,7	47,2	36,6	15 880
XXIV	7	28	8,35	1,8	1,8	88,8	68,9	73 957
XXIV	7 <sup>a</sup>	28	8,5	2	2	96,8	75,1	81 602
XXIV	7 <sup>b</sup>	28	8,63	2,2	2,2	104,8	81,3	89 247
XXIV	7 <sup>c</sup>	28	8,77	2,4	2,4	112,8	87,5	96 892
XXIV	7 <sup>d</sup>	28	8,9	2,6	2,6	120,8	93,7	104 537
XXIV	7 <sup>e</sup>	28	9,05	2,8	2,8	128,8	99,9	112 182
XXIV	7 <sup>f</sup>	28	9,2	3	3	136,8	106,1	119 827
XXIV	7 <sup>g</sup>	28	9,33	3,2	3,2	144,8	112,3	127 472
XXIV	7 <sup>h</sup>	28	9,5	3,4	3,4	152,8	118,5	135 117
XXIV	7 <sup>i</sup>	28	9,6	3,6	3,6	160,8	124,7	142 760
Centimeter						Quadrat- Centimeter	Kilogramm	

Außer diesen Profilen, welche noch eine große Zahl von anderen Zusammenstellungen gestatten, kann noch eine weitere Reihe ausgebildet werden, indem man 2, 3, 4 oder noch mehrere dieser Stützen durch Gitterwerk zu gegliederten Freistützen verbindet (Fig. 574) oder in die Hohlräume der einfachen Querschnitte noch Bleche und Winkelleisen einfügt (Fig. 572).

Einen Querschnitt ersterer Art bildet streng genommen schon der I-förmige Querschnitt in Fig. 567, welcher aus 2 T-förmigen Querschnitten mittels Vergitterung erzielt wurde. Fig. 566 (Nr. 29 der Zusammenstellung auf S. 211) zeigt einen Quadratquerschnitt aus 4 Winkelleisen und 4 Gitterwänden, in welchem die Winkelleisen sehr häufig umgedreht erscheinen, so daß ein Kreuz aus 4 Winkeln (Nr. 10 derselben Zusammenstellung) mit sehr breiten Schlitzten entsteht. Fig. 574 stellt einen zweiseitigen Querschnitt aus 2 Quadranteisenfüßen dar.

Derartige Anordnungen werden jedoch nur bei sehr bedeutender Höhe und Belastung und namentlich dann verwendet, wenn wagrechte oder geneigte Kräfte auf die Freistütze wirken. Ihre Anwendung wird durch die gewöhnlichen Aufgaben des Hochbaues nur selten bedingt; sie kommen z. B. zur Unterstützung der Dächer weiter Hallen, also in Bahnhof-, Markt-, Festhallen, Ausstellungsgebäuden u. s. w. vor, wo sie die seitlichen Winddrücke aufzunehmen haben.

Für die äußere Ausstattung der schweißeisernen Stützen sind völlig befriedigende Formen bisher nicht gefunden, da fast alle Querschnitte die mageren Eisdicken zeigen und sich daher den kräftigeren Formen steinerner oder hölzerner Konstruktionssteile schlecht anschließen<sup>115)</sup>. Das Walzverfahren gestattet nur die Herstellung völlig prismatischer Formen. Verjüngungen und Schwellungen können bloß durch Verwendung schwieriger Herstellungsverfahren (Berliner Stadteisenbahn: trapezförmig geschnittene Platten für Fig. 569, keilförmig geschmiedete Einlagestreifen für Fig. 576) mit vergleichsweise hohen Kosten erzielt werden; verzierende Teile müssen aus anderweitigen Baustoffen (Zink, Zinkguss, Gusseisen) gebildet und mittels Verschraubung angefügt werden. Die Nietköpfe verschwinden durch Verfenkung.

<sup>115)</sup> Vergl. auch:

HEUSER, G. Ueber Pfeiler von verschiedenförmiger Struktur. Deutsche Bauz. 1881, S. 344; 1882, S. 468.  
Schmiedeeiserne Säulen aus Quadrant-Eisen und Verkleidung eiserner Stützen. Deutsche Bauz. 1884, S. 225.  
KOULLE, H. Schmiedeeiserne Stützen aus Quadranteisen und L-Eisen. Deutsche Bauz. 1884, S. 235.

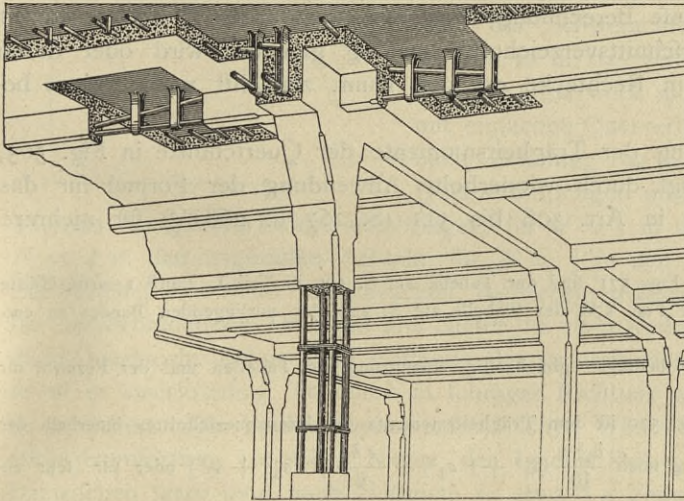


Zur völligen Befestigung dieser Schwierigkeiten sind zuerst in Amerika Umarmungen mit vollen oder hohlen Thonplatten vorgenommen worden, welche mittels Blechklammern an besonderen Befestigungsteilen, auch wohl an den Nietköpfen aufgehängt, dann in den Fugen verstrichen oder ganz geputzt sind, die Stütze auch ganz frei umgeben (Fig. 578). Auch das Einhüllen der Stütze in Betonkörper giebt wirksamen Feuerchutz und ist vergleichsweise billig. So entsteht scheinbar eine feinerne Stütze, der man jedes gewünschte Profil geben kann und deren feuerfester Mantel zugleich den eisernen Kern schützt. Die Anordnung ist jedoch verwickelt und teuer und hat den Mangel, daß bei Wärmeänderungen infolge der Bewegungen des Eisens leicht Risse in den Plattenfugen entstehen, wenn die Umhüllung in fester Verbindung mit der Stütze steht. Diese Bedenken sind jedoch heute so weit beseitigt, daß die Verwendung feuerfester Umhüllungen an manchen Orten behördlich vorgeschrieben wird für solche Stellen, an denen aus dem Nachgeben der Stützen Gefahren für Menschen entstehen können.

An dieser Stelle ist noch eine besondere Art von Freistützen zu erwähnen, die Verbundstützen der *Hennebique*-Bauart<sup>116)</sup>. Wie Fig. 579 zeigt, bestehen diese aus einem Gerippe von Rundeisen oder auch nur Drähten, welche durch Bandeisen oder Drahtschlingen gegeneinander festgelegt sind und ganz in Beton oder Zementmörtel eingehüllt werden.

293-  
Bauart  
*Hennebique*.

Fig. 579.



Der Form nach kann man auf diese Weise sowohl Holz-, wie Steinstützen nachahmen; ersteres zeigt Fig. 579. Selbst durch an Querschnitt nur geringe Einlagen werden solche Stützen beträchtlich tragfähiger als solche aus Beton oder Mörtel ohne die Einlagen. Man kann höhere

Druckspannungen zulassen; namentlich wird auch die Widerstandsfähigkeit gegen Zerknicken erheblich höher als in gleichen Körpern ohne Einlagen. Solche Verbundstützen können daher verhältnismäßig sehr schlank gestaltet werden. Während man besten Beton höchstens bis zu etwa 25 kg für 1 qcm belastet, hat es kein Bedenken, die Spannung in solchen Verbundkörpern auf 50 kg für 1 qcm und selbst höher steigen zu lassen.

Sie sind also sehr leistungsfähig und verdienen alle Beachtung. Da sie jedoch nicht eigentlich zu den eisernen Stützen gehören, so werden sie hier nicht eingehender behandelt, zumal sich ausführliche Mitteilungen darüber an anderer Stelle<sup>116)</sup> dieses »Handbuches« finden.

Sie sind also sehr leistungsfähig und verdienen alle Beachtung. Da sie jedoch nicht eigentlich zu den eisernen Stützen gehören, so werden sie hier nicht eingehender behandelt, zumal sich ausführliche Mitteilungen darüber an anderer Stelle<sup>116)</sup> dieses »Handbuches« finden.

<sup>116)</sup> Eingehend behandelt in Teil III, Bd. 2, Heft 3, a (2. Aufl.) dieses »Handbuches«.



Für einfache Querschnitte erfolgt die Berechnung auf Zerknicken nach Ermittlung der Steifigkeitsziffer  $c$  (siehe Teil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«, Art. 340, S. 303<sup>117</sup>) nach Gleichung 189 (S. 212) ganz so, wie dies in der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211 für 29 Querschnitte durchgeführt ist und oben für gußeiserne Stützen gezeigt wurde. Indes ist die allgemeine Ermittlung von  $c$  nicht für alle Querschnittsarten möglich; alsdann tritt die Berechnung durch Versuchen mit vorläufigen Annahmen ein, indem man das erforderliche kleinste Trägheitsmoment nach Gleichung 193 (S. 213) bestimmt oder die zulässige Zerknickungsspannung  $s_z$  nach Gleichung 192 (S. 213) berechnet.

Dafs bei den einheitlich vernieteten Querschnitten wegen der engen Heftnietteilung die einzelnen Bestandteile nicht auf ihre Steifigkeit untersucht zu werden brauchen, ist auf S. 220 gesagt. Bei den mit Vergitterungen oder einfachen Querverbindungen hergestellten Querschnitten ist jedoch wieder die Anzahl der Verbindungen  $N$  nach Gleichung 194 (S. 213) zu bestimmen.

Die Berechnung auf Biegung bei schiefer oder geneigter Belastung erfolgt nach Gleichung 195 (S. 213), bzw. 196 (S. 214).

Bei Benutzung der Gleichungen 187, 190 oder 192 müssen die mit Hilfe der Steifigkeitsziffer  $c$  nach der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211 nicht zu ermittelnden Trägheitsmomente aus den vorläufig angenommenen Querschnitten berechnet werden. Ueber diese Berechnung der Trägheitsmomente  $\mathcal{F}$  möge, soweit sie nicht durch die Querschnittsverzeichnisse unnötig gemacht wird oder durch Zerlegen der Querschnitte in Rechtecke erfolgen kann, zunächst noch einiges bemerkt werden.

Die genaue Berechnung der Trägheitsmomente der Querschnitte in Fig. 565, 566, 567, 568 u. 569 erfolgt durch wiederholte Anwendung der Formel für das Rechteck, wie es a. a. O. in Art. 308 bis 311 (S. 267 u. 268<sup>118</sup>) für mehrere Fälle durchgeführt ist.

Die Trägheitsmomente für Fig. 571 sind der Tabelle auf S. 197 in Teil I, Band 1, erste Hälfte dieses »Handbuches«<sup>119</sup>), jene für Fig. 576 der Tabelle auf S. 222 des vorliegenden Bandes zu entnehmen.

Querschnitte nach Fig. 572 bedingen gleichzeitige Benutzung der Tabellen und der Formeln für zusammengesetzte Querschnitte.

Für den Querschnitt in Fig. 570 ist dem Trägheitsmomente des Kreuzquerschnittes innerhalb der Winkeleisen für genaue Berechnung noch  $\frac{\delta_1^2 \pi}{16} (\delta_1^2 + 8 a_1^2) + \frac{c \delta_2}{6} (12 a_1^2 + \delta_2^2)$  oder für sehr annähernde Berechnung  $\frac{\pi \delta_1^2 a_1^2}{2} + 2 c \delta_2 a^2$  hinzuzufügen.

Beim Querschnitte in Fig. 573 ist nicht ohne weiteres für alle Fälle zu entscheiden, ob  $YY$  oder  $XX$  das Trägheitsmoment  $\mathcal{F}_{min}$  liefert. Bezeichnet  $\mathcal{F}_1$  das Trägheitsmoment des einzelnen Belageisens für die zur Unterfläche gleich laufende Schwerachse und  $\mathcal{F}_2$  für die dazu winkelrechte Mittelachse (vergl. den oben genannten Band, S. 196), so ist

$$\mathcal{F}_x = 2 \left[ \mathcal{F}_1 + \frac{F(h + \delta)^2}{4} \right] + (b_1 - b_2) \frac{\delta^3}{12},$$

$$\mathcal{F}_y = 2 \mathcal{F}_2 + \delta \frac{b_1^3 - b_2^3}{12},$$

wenn  $F$  den Querschnitt eines Belageisens bezeichnet. Fehlt die Einlage, so setze man  $\delta = 0$ .

Für Querschnitte aus dem in Fig. 575 verwendeten Eisen muß das Trägheitsmoment für jede Form besonders berechnet werden. Für das gewählte Beispiel ist für jede durch den Mittelpunkt gehende Achse

<sup>117</sup>) 2. Aufl.: Art. 125, S. 105. — 3. Aufl.: Art. 141, S. 131.

<sup>118</sup>) 2. Aufl.: Art. 39 bis 43, S. 29 u. 30; 3. Aufl.: Art. 49 bis 56, S. 33 bis 37.

<sup>119</sup>) 2. Aufl.: S. 252.



$$\mathcal{I} = r \delta (r^2 \pi + 2 \pi b^2 - 8 r b) + \frac{1}{12} \left[ \delta_1 (b_1^3 - b_2^3) + 2 \delta (b_3^3 + b_5^3 - b^3 - \delta_1^3) + \right. \\ \left. + (b_5 - \delta) (b^3 - b_4^3) + (b_3 - b) \left\{ (\delta_1 + 2 \delta)^3 - \delta_1^3 \right\} + (b_1 - b_2) \delta_1^3 \right].$$

Fehlen die Einlagen, so ist  $\delta_1 = 0$  zu setzen.

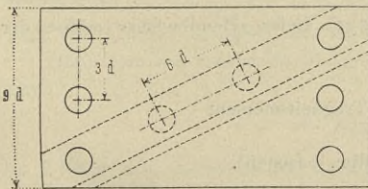
Die Hauptträgheitsmomente des Querschnittes in Fig. 578 sind, etwas zu gering ermittelt, diejenigen des ursprünglichen I-Eisens.

Schließlich sei noch erwähnt, daß in gedrückten Querschnitten die Nietlöcher in der Regel bei Berechnung der Flächen und Trägheitsmomente nicht abgezogen werden.

Daß die einzelnen Teile zusammengesetzter Querschnitte untereinander so verbunden werden müssen, daß der ganze Querschnitt wie ein geschlossener wirkt, wurde in Art. 283 (S. 213) bereits betont; hier ist nun noch die Art und Weise der Ausbildung und Einsetzung dieser Verbindungen zu erörtern.

Die Verbindung kann durch Einfügen eines engmaschigen Gitterwerkes zwischen die Teile erfolgen, und zwar muß diese Verbindungsart immer gewählt werden, wenn nicht bloß eine Längskraft in der Schwerachse des Körpers, sondern daneben auch noch irgend eine Biegemomente erzeugende Querkraft wirkt, da die Teile der Stütze in diesem Falle die Gurtungen eines gebogenen Trägers bilden, welche der Verbindung durch eine regelrecht gegliederte, zur Aufnahme der Querkraft befähigte Wand bedürfen.

Fig. 580.



Ist der Körper aber lediglich einer in oder nahe der Schwerachse wirkenden Längskraft ausgesetzt, so ist das verhältnismäßig teure und verwickelte Gitterwerk nicht nötig; man kommt dann mit einfachen Querverbindungen aus, deren Zahl  $N$  nach Gleichung 194 (S. 213) berechnet wird. Diese Querverbindungen sind für  $N = 2$  in den ungeraden Vierteln der ganzen Länge anzubringen, für  $N = 3$  in den ungeraden Sechsteln, für  $N = 4$  in den ungeraden Achteln, für  $N = 5$  in den ungeraden Zehnteln u. f. w. Sie bestehen aus nicht zu schwachen, rechteckigen Blechstücken, welche mit jedem der zu verbindenden Teile mit drei Nieten in einer Reihe zu vernieten sind. Werden diese Querbleche bei großem Abstände der zu verbindenden Teile voneinander groß, so ist es zweckmäßig, sie durch in schräger Richtung aufgenietete Winkelabschnitte zu versteifen. Die beiden Enden jedes solchen Winkels werden am besten mit den entgegengesetzten, äußersten Nieten der beiden Reihen von je drei Nieten gefast. Dazwischen setze man noch Heftniete in etwa  $6d$  Teilung in die Winkel (Fig. 580).

Beispiel I. Eine Freistütze von 5,0 m Höhe zum Tragen von Deckenträgern soll nach dem Querschnitt Nr. 26 der Zusammenstellung auf S. 210 (Fig. 567) aus 4 Winkeleisen des Verhältnisses 1 : 1,5 hergestellt werden. Die Stütze steht unten mit großer Grundplatte stumpf auf und ist oben verdrehbar am Ausweichen verhindert (Fall III,  $C = 20$ ). Die Freistütze soll  $P = 50\,000$  kg mit ( $m =$ ) 5-facher Sicherheit tragen. Behufs Einbringens der Querverbindungen zwischen den Querschnittshälften soll in Nr. 26 der Zusammenstellung auf S. 210:  $k_1 = 0,3$  angenommen werden; demnach ist  $c = 0,6613$ .

Nach Gleichung 191 (S. 212) ergibt sich die Schenkelbreite  $h$ , welche das Zerknicken überhaupt ausschließt, nach

$$h_1 = h \sqrt{\frac{20 \cdot 2\,000\,000 \cdot 0,6613}{5 \cdot 1000}} = 72,7 h,$$

wenn die zulässige Druckspannung  $s$  bei ruhiger Last zu 1000 kg für 1 qcm angenommen wird. Die Schenkelbreite müßte danach  $h = \frac{500}{72,7} = 6,9$  cm sein. Das kleinste Winkeleisen der bezeichneten Art oberhalb dieses Maßes ist das  $8 \times 12 \times 1$  cm mit 19 qcm Querschnitt, und dieses würde  $\frac{50\,000}{4 \cdot 19} = 658$  kg

225.  
Verbindung  
der Quer-  
schnittsteile.

226.  
Beispiele.



für 1 qcm Spannung ergeben, ist also zu schwer. Für alle kleineren Winkeleisen muß die Berechnung auf Zerknicken erfolgen.

Nach Gleichung 189 (S. 212) ist  $4fh^2 = \frac{5 \cdot 50000 \cdot 500^2}{20 \cdot 2000000 \cdot 0,6613}$ , also  $f h^2 = 591$ . Das leichteste

Winkeleisen, das dem genügt, ist  $6,5 \times 10 \times 1,1$  cm mit  $f = 16,94$  qcm, fonach  $f h^2 = 16,94 \cdot 6,5^2 = 716$ ; das nächst leichtere ist schon zu schwach. Die Freistütze ist also aus 4 solchen Winkeleisen mit  $k_1 h = 0,3 \cdot 6,5 = 1,95 \approx 2,0$  cm Schlitzweite zu bilden.

Nach Nr. 26 der Zusammenstellung auf S. 210 ist für  $k_1 = 0,3$   $h = 2,039$  und somit die Stützenbreite zwischen den Aufsenkanten  $k h = 2,039 \cdot 6,5 = 13,2$  cm zu machen, wenn äußere Rückfichten nicht ein größeres Maß verlangen; die Freistütze ist dann in allen Richtungen gleich steif.

Werden die beiden Winkeleisen einer Hälfte durch Stehniele in einer Teilung von etwa 16  $d$  verbunden, so kommt es nun noch darauf an, die beiden Hälften zur Erzielung genügender Tragfähigkeit hinreichend oft in Verbindung zu bringen. Das kleinste Trägheitsmoment zweier Winkeleisen ist nach Nr. 12 der Zusammenstellung auf S. 207 für Achse I

$$i = 2 \cdot 16,94 \cdot 6,5^2 \cdot 0,231 = 2fh^2c = 330;$$

in Gleichung 194 (S. 213) ist ferner  $n = 2$  für eine Stützhälfte; daher folgt

$$N = \frac{500}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 50000}{2 \cdot 2000000 \cdot 330}} = 2,19,$$

abgerundet auf 3. Somit sind drei Querverbindungen im 1., 3. und 5. Sechstel der Länge anzubringen.

Beispiel 2. Eine 630 cm lange, unten eingespannte, oben verdrehbar gehaltene (Fall III,  $C = 20$ ) Freistütze aus Quadranteifen (Fig. 571) hat 35 000 kg bleibende und 24 000 kg nicht stoßweise wirkende Verkehrsbelastung mit ( $m =$ ) 5-facher Sicherheit zu tragen.

Nach Gleichung 18 in Teil I, Band 1, zweite Hälfte (S. 251) dieses »Handbuches« müßte der reine Druckquerschnitt  $\frac{35000}{1200} + \frac{24000}{720} = 62,5$  qcm betragen.

Nach Gleichung 193 (S. 213) ist das erforderliche kleinste Trägheitsmoment

$$\mathcal{I}_{min} = \frac{59000 \cdot 5 \cdot 630^2}{20 \cdot 2000000} = 2927 \text{ (auf Centim. bezogen).}$$

Das Normalquadranteifen  $7,5 \times 1,0$  cm genügt mit  $\mathcal{I} = 2957$  auf Zerknicken eben, auf reinen Druck mit  $F = 80,2$  qcm reichlich und ist somit für die Stütze ausreichend.

Beispiel 3. Für 60 000 kg bleibende und 40 000 kg Verkehrslast soll eine 800 cm lange, oben und unten verdrehbar gehaltene (Fall II,  $C = 10$ ) Freistütze nach Fig. 577 mit  $1,5$  cm starken Einlagen ausgebildet werden.

Der reine Druckquerschnitt ist nach der eben genannten Gleichung in Teil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«  $\frac{60000}{1200} + \frac{40000}{720} = 105,5$  qcm.

Wird vorläufig das Trapezeifen Nr. 6 der Zusammenstellung auf S. 222 gewählt, so ist das Trägheitsmoment  $XX$  (Fig. 577) bei  $h_1 = 2 \frac{16,35}{1,414} + 2 \cdot 7 + 1,5 = 38,5$  cm und  $h_2 = 38,5 - 14 = 24,5$  cm

$$\begin{aligned} \mathcal{I}_x &= 11747 + 4 \cdot 16,35 \cdot 1,3 \left[ \left( \frac{11,5 + 1,5}{2} \right)^2 - \left( \frac{11,5}{2} \right)^2 \right] + 4 \cdot 7 \cdot 1,3 \left[ \left( \frac{1,3 + 1,5}{2} \right)^2 - \left( \frac{1,3}{2} \right)^2 \right] \\ &+ 4 \cdot 7 \cdot 1,3 \left[ \left( 11,5 + 3,5 + \frac{1,5}{2} \right)^2 - (11,5 + 3,5)^2 \right] + 1,5 \frac{38,5^3 - 24,5^3}{12} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{1,5^3}{12}, \\ &= 11747 + 781 + 56 + 837 + 5295 + 4 = 18720 \text{ (auf Centim. bezogen);} \end{aligned}$$

$$F = 4 \cdot 36,9 + 4 \cdot 7 \cdot 1,5 = 189,6 \text{ qcm.}$$

Nach Gleichung 192 (S. 213) wird die zulässige Zerknickungsspannung

$$s_z = \frac{10 \cdot 2000000 \cdot 18720}{5 \cdot 800^2 \cdot 189,6} = 617 \text{ kg für 1 qcm.}^1$$

Der Querschnitt muß somit  $\frac{60000 + 40000}{617} = 162$  qcm betragen, während 189,6 qcm vorhanden sind.

Da mit Verchwächung der Einlagen  $\mathcal{I}_x$  kleiner, also  $s_z$  und somit der erforderliche Querschnitt größer wird, so kann man die Einlagen nicht etwa einfach um den Unterschied von  $189,6 - 162 = 27,6$  qcm



schwächen; vielmehr wird der richtige Wert zwischen beiden liegen, und man wird die Einlagen etwa mit 7.1 cm ausführen können, wobei man mit

$$189,6 - 4 \cdot 0,5 \cdot 7 = 175,6 \text{ qcm}$$

Querschnitt jedenfalls eine hinreichend starke Stütze erhält.

Beispiel 4. Eine Freistütze für das Dach einer Vorfahrt von  $l = 5 \text{ m}$  Höhe soll mit ( $m =$ ) 5-facher Sicherheit und bei Querschnittsausbildung nach Nr. 20 der Zusammenstellung auf S. 209 aus 2  $\square$ -Eisen eine Last  $P = 4000 \text{ kg}$  tragen. Die Stütze steht unten mit breitem Fufse stumpf auf und ist oben ganz frei (Fall I,  $C = 2,5$ ). Die beiden  $\square$ -Eisen sollen so weit voneinander stehen, daß das Trägheitsmoment für die Achse II mindestens ebenso groß wird, wie für I (Nr. 20 der gedachten Zusammenstellung). Dann ist die für das Trägheitsmoment maßgebende Abmessung  $h$  und  $c = 0,151$ .

Nach Gleichung 189 (S. 212) muß sein

$$2f h^2 = \frac{5 \cdot 4000 \cdot 500^2}{2,5 \cdot 2000000 \cdot 0,151}, \text{ also } f h^2 = 3311 \text{ (auf Centim. bezogen).}$$

$$\text{Für } \square\text{-Eisen Nr. 12 ist } f h^2 = 17,04 \cdot 12^2 = 2460 \text{ (auf Centim. bezogen)}$$

$$\text{„ „ „ 14 „ } f h^2 = 20,4 \cdot 14^2 = 4000 \text{ „ „ „}$$

Nr. 14 ist demnach zu wählen. Für Nr. 14 folgt nach Nr. 20 der Zusammenstellung auf S. 209

$$\text{mit } k_1 = 0,62 \left[ \sqrt{1,58 \left( \frac{14}{6} \right)^2 - 1} - 1 \right] = 1,07 \text{ und somit die für } \mathcal{J}_I = \mathcal{J}_{II} \text{ auszuführende Schlitzweite}$$

$$\delta_1 = k_1 b = 1,07 \cdot 6 = 6,42 = \infty 6,5 \text{ cm.}$$

Werden die Trägheitsmomente durch Nachrechnen geprüft, so ergeben sich nach der Tabelle für Normal- $\square$ -Eisen  $\mathcal{J}_I = 2 \cdot 609 = 1218$  (auf Centim. bezogen) und  $\mathcal{J}_{II} = 2 \left[ 71 + 20,4 \left( \frac{6,5}{2} + 1,91 \right)^2 \right] = 1226$  (auf Centim. bezogen), also nicht ganz 0,7 Vohundert Fehler.

Hätte man von vornherein Gleichung 193 (S. 213) zur Berechnung von  $\mathcal{J}_{min}$  benutzt, so hätte man erhalten:

$$\mathcal{J}_{min} \geq \frac{4000 \cdot 5 \cdot 500^2}{2,5 \cdot 2000000} = 1000$$

für 2  $\square$ -Eisen, was wieder zu Nr. 14 führt.

Die Zahl  $N$  der Querverbindungen folgt, da für ein  $\square$ -Eisen nach der Tabelle für Normal- $\square$ -Eisen  $i = 71$  und  $n = 2$  ist, nach Gleichung 194 (S. 213)

$$N = \frac{500}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 4000}{2 \cdot 2000000 \cdot 71}} = 1,34 = \infty 2.$$

Demnach genügen, abgesehen von den Verbindungen an beiden Enden, zwei Verbindungen im 1. und 3. Viertel der Länge.

Beispiel 5. Für eine oben und unten verdrehbar geführte Stütze (Fall II,  $C = 10$ ), welche  $P = 70000 \text{ kg}$  mit ( $m =$ ) 6-facher Sicherheit bei 800 cm Länge zu tragen hat, stehen Winkeleisen  $11 \times 11 \times 1,2 \text{ cm}$  zur Ausbildung eines Querschnittes nach Nr. 29 der Zusammenstellung auf S. 211 (Fig. 566) zur Verfügung; wie weit sind die Winkeleisen auseinander zu rücken, und wie oft sind sie zu verbinden, damit die Stütze steif genug wird?

Für ein Winkeleisen ist  $f = 25 \text{ qcm}$ ; die Druckspannung überschreitet also mit  $\frac{70000}{4 \cdot 5} = 700 \text{ kg}$  für 1 qcm die zulässige Grenze nicht.

Nach Nr. 29 der Zusammenstellung auf S. 211 ist für die Quadratseite  $k h$  die Steifigkeitsziffer  $c = 0,177 + \frac{k}{4} (k - 1,148)$ ; folglich lautet Gleichung 189 (S. 212) für diesen Fall bei  $h = 11 \text{ cm}$

$$4 \cdot 25 \cdot 11^2 = \frac{6 \cdot 70000 \cdot 800^2}{10 \cdot 2000000 \left[ 0,177 + \frac{k}{4} (k - 1,148) \right]},$$

woraus  $k = 2,59$  folgt.

Die Quadratseite des Querschnittes ist daher

$$k h = 2,59 \cdot 11 = 28,5 \text{ cm}$$

zu machen. Dies ist ausführbar, da der Querschnitt bei  $28,5 - 2 \cdot 11 = 6,5 \text{ cm}$  lichtem Zwischenraume zwischen den Schenkeln für Nietung und Unterhaltung hinreichend zugänglich bleibt.

Für das einzelne Winkeleisen ist nach Nr. 7 der Zusammenstellung auf S. 206 und Gleichung 188 (S. 205)

$$i = 0,0381 \cdot 25 \cdot 11^2 = 115 \text{ (auf Centim. bezogen),}$$



fomit nach Gleichung 194 (S. 213) bei  $n = 4$

$$N = \frac{800}{3,14} \sqrt{\frac{6 \cdot 70000}{4 \cdot 2000000 \cdot 115}} = 5,5 = \infty 6.$$

Außer den Endverbindungen müssen also noch 6 Verbindungen in den ungeraden Zwölfeln der Länge hergestellt werden, indem man je ein Rechteckblech mit 6 Nieten nach Fig. 580 auf jede der vier Seiten des Querschnittes legt.

#### d) Kopf der Freistützen.

297.  
Ausbildung.

Die Durchbildung der Stützenköpfe hängt derart von der Gestalt des zu tragenden Teiles ab, daß eine allgemeine Behandlung nicht thunlich erscheint. Nur die folgenden Regeln sind für die Mehrzahl der Fälle gültig.

Reicht die Freistütze nur durch ein Gefchofs, so lagere man die zu tragenden Teile so auf das obere Ende, daß die Last stets im Schwerpunkte des Stützenquerschnittes wirkt. Träger lagert man daher am besten auf flach abgerundete Schneidenplatten.

Reicht die Stütze durch mehrere Gefchoffe, so ist es bei Gufseisen in der Regel zweckmäfsig, die die Last aufnehmenden Teile nicht in feste Verbindung mit der Stütze zu bringen, sondern einen gefonderten Gufsring mit den nötigen Anfätzen<sup>120)</sup> um die Stütze zu legen, welcher sich auf einen Wulst der letzteren setzt. Man gelangt auf diese Weise unter allen Umständen zu einfachen Gufsformen und zur Möglichkeit der Erfüllung der letzten Regel, daß die Stützen verschiedener Gefchoffe thunlichst ohne Einfügen eines Zwischengliedes und ohne Querschnittschwächungen unmittelbar aufeinander stehen sollen.

Die Stützen verschiedener Gefchoffe werden in der Regel gefondert hergestellt und greifen in oder dicht über der Kopfkonstruktion falzartig mit abgedrehten Druckflächen unter Einlegen von Blei- oder besser Kupferringen ineinander. Nur bei leichten Stützen werden die die Last aufnehmenden Teile fest an die Stütze gegossen, wodurch der Gufs erschwert wird und die Gufsspannungen sich erhöhen.

Bei schweifeisernen Stützen nietet man zur Aufnahme der Lasten Kragstücke in die Schlitze für die Füllstreifen, da diese fast stets zur Vergrößerung der Sicherheit gegen Zerknicken zugefügten Streifen am Kopfe nicht mehr erforderlich sind. Fehlen die Schlitze, so erfolgt die Befestigung an den vorspringenden Flanschen. Für die verschiedenen Gefchoffe sind auch diese Stützen neuerdings nach Abhobeln der Endflächen, nötigenfalls unter Einlegen von Kupfer, stumpf aufeinander gesetzt<sup>121)</sup>, und es werden alsdann Seitenverschiebungen durch Einsetzen vorspringender Lappen in den Fuß der oberen Stütze verhindert, welche in den Kopf der unteren greifen, oder es werden schweifeiserne Platten eingelegt, welche dem Stützenquerschnitte entsprechend oben und unten mit dem Hobel ausgenutzt sind.

Das stumpfe Auffetzen ist jedoch nur bei lotrecht belasteten Freistützen zulässig. Haben sie Biegung auszuhalten, so müssen gufseiserne Stützen entsprechend tief ineinander greifen (vergl. die Ausbildung der Füße unter e); schweifeiserne sind entweder ohne Stofs durchzuführen oder, wenn sie zu lang werden, vollständig zu verlaschen.

<sup>120)</sup> Siehe die Konstruktion der Freistützen im Alhambra-Theater zu London in: *Engng.*, Bd. 37, S. 539 u. ff.

<sup>121)</sup> Siehe die Konstruktion der Freistützen im Packhofe zu Berlin in: *Centralbl. d. Bauverw.* 1884, S. 375.



Geteilte Stützen können, entsprechend der Abnahme der Last, von unten nach oben in den Geschoffen schrittweise verschwächt werden.

Beispiele von Einzelausbildungen der Stützenköpfe werden im nächsten Bande, Heft 3 (Abt. III, Abschn. 2, A, Kap. 1) dieses »Handbuches« mitgeteilt werden.

Ausdrücklich gewarnt werden muß vor dem weit verbreiteten Auflegen von Trägern auf die volle Kopffläche oder gar auf weitausladende Auskragungen an den Stützenköpfen, welches nahezu in allen Fällen Kantendrucke, also schiefe Belastungen der Stützen zur Folge hat. Wenn dieser weit verbreitete Fehler nicht öfter Unfälle hervorruft als der Fall ist, so liegt die Ursache in dem hohen Sicherheitsgrade, mit dem die Stützen ausgebildet werden, der dann aber durch das Begehen dieses Fehlers ganz oder nahezu verloren geht. Da nun die hohe Sicherheit nicht dieses Punktes wegen, sondern zur Deckung einer ganzen Reihe anderer ungünstiger, aber unvermeidlicher Umstände gegeben wird, so ist es höchst bedenklich, sich bei Einführung dieser zwar einfachen, bequemen und billigen, aber fehlerhaften Art der Lagerung auf den rechnungsmäßigen Sicherheitsgrad zu verlassen.

### e) Füße der Freistützen.

Jede Freistütze bedarf eines Fußes, welcher die Aufgabe hat, die hohe Pressung in der Stütze durch Verbreiterung der Unterfläche auf die geringere zu ermäßigen, welche auf Quader, Mauerwerk und Baugrund ausgeübt werden darf<sup>122)</sup>. Im weitesten Sinne besteht daher der Fuß bei schweren Freistützen aus der eisernen Druckplatte, dem Grundquader und dem Fundamentmauerwerke, von welchen Teilen jedoch häufig einer — am häufigsten der Quader — fehlt.

Der hier zu betrachtende Fuß der Freistütze im engeren Sinne ist die Druckplatte, welche die Pressungsverteilung auf den Quader oder das Mauerwerk bewirkt. Ihre Ausbildung hängt wesentlich davon ab, ob lediglich lotrechte Kräfte wirken und zugleich die Freistütze verdrehbar aufgestellt sein soll (Druckplatte), oder ob die Stütze gegen Biegung oder Ausweichen beim Zerknicken eingespannt sein soll (Ankerplatte).

#### 1) Füße gusseiserner Stützen.

##### a) Druckplatten.

Für leichte Gufsstützen gießt man diese mit der Stütze selbst zusammen, wobei jedoch die Endöffnungen hohler Stützen des Gufsverfahrens wegen frei bleiben. Querschnitte nach Fig. 557 u. 558 erhalten quadratische, nach außen vorspringende Platten; bei solchen nach Fig. 559 bis 562 verbindet man die einzelnen Teile des Querschnittes durch eine nötigenfalls über diese noch vorpringende Bodenplatte.

Bezeichnet  $\sigma'$  die zulässige Pressung auf die Unterstützung (Quader oder Mauerwerk), so muß die Plattengrundfläche

$$F = \frac{P}{\sigma'} \dots \dots \dots 201.$$

<sup>122)</sup> Wie aus Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte, aus der nächsten Abteilung des vorliegenden Bandes und aus dem darauf folgenden Bande dieses »Handbuches« hervorgeht, beträgt die zulässige Pressung im Mittel für Quader 20 bis 50 kg, für Klinkermauerwerk in Zement 15 kg, für Mauerwerk aus harten Backsteinen in verlängertem Zementmörtel 10 bis 12 kg für 1 qm, für gewöhnliches Backsteinmauerwerk 7 bis 8 kg, für Bruchsteinmauerwerk 6 bis 7 kg, für Beton 5 bis 6 kg, auf den Baugrund 0,5 bis 4 kg für 1 qm.

298.  
Zweck  
und  
Ausbildung.

299.  
Angegoffene  
Druckplatten.



fein, oder bei quadratischer Form die Plattenseite  $b$ , wenn  $f$  der Querschnitt der Stützhöhlung ist,

$$b = \sqrt{\frac{P}{\sigma'} + f} \dots \dots \dots 202.$$

Zwischen Stütze und Platte werden, um das Abbrechen der letzteren zu verhüten, Rippen eingefetzt, und zwar gewöhnlich 4 oder 8; nur ganz kleine Platten, etwa als Fufs der Querschnitte von Fig 559, 561 u. 562 ausgebildet, entbehren solcher Rippen. Die Rippen werden so bemessen, daß sie allein schon das Abbrechen verhindern.

Zur Berechnung der Rippen bestimme man den Schwerpunkt  $S$  der durch eine Eckrippe zu unterstützenden Fläche (in Fig. 581 schraffiert); bei  $n$  Rippen wirkt dann bezüglich der Rippenwurzel die Kraft  $\frac{P}{n}$  am Hebelsarme  $a$ , und die Rippenabmessungen folgen bei 250 kg zulässiger Zugbeanspruchung des Gusseisens alsdann aus

$$\delta_2 = 0,024 \frac{Pa}{nh^2} \quad \text{und} \quad h = 0,155 \sqrt{\frac{Pa}{n\delta_2}}, \dots \dots 203.$$

worin  $\delta_1$  oder  $h$  den Verhältnissen entsprechend angenommen wird.

Die überall gleiche Plattendicke  $\delta_1$  folgt, wenn  $b_1$  die größte Rippenentfernung und  $\sigma'$  die Pressung unter der Platte ist, aus

$$\delta_1 \geq 0,043 b_1 \sqrt{\sigma'}; \dots \dots \dots 204.$$

jedoch ist  $\delta_2$  mindestens 1,5 cm zu machen.

Beispiel. Eine Kreisringstütze aus Gusseisen, welche unten mit angegossenem Fufse stumpf aufsteht, oben ganz frei ist (Fall I,  $C = 2,5$ ), hat bei ( $l =$ ) 600 cm Höhe ( $P =$ ) 20000 kg zu tragen, soll ( $m =$ ) 8-fache Sicherheit und ( $\delta =$ ) 1,8 cm Wandstärke haben. Bezeichnet  $d$  den gemittelten Ringdurchmesser, so ist nach Gleichung 189 (S. 212) für  $F = d\delta\pi$  und  $h = d$

$$d \cdot 1,8 \cdot 3,14 d^2 = \frac{8 \cdot 20000 \cdot 600^2}{2,5 \cdot 1000000 \cdot 0,125}, \text{ woraus } d = 32 \text{ cm.}$$

Der äußere Durchmesser ist also  $32 + 1,8 = 33,8$  cm, der innere  $32 - 1,8 = 30,2$  cm.

Die Untermauerung besteht aus gutem Backsteinmauerwerke; dann ist  $\sigma' = 8$  kg für 1 qcm. In Gleichung 202 ist  $f = 30,2^2 \frac{3,14}{4} = 716$  qcm, also die Seite der quadratischen Fufsplatte

$$b = \sqrt{\frac{20000}{8} + 716} = 55,9 = \approx 56 \text{ cm.}$$

Bei  $n = 8$  Rippen ist  $b_1 = \frac{b}{2} = 28$  cm; folglich nach Gleichung 204:  $\delta_1 = 0,043 \cdot 28 \sqrt{8} = 3,4$  cm.

Die Rippen sollen je  $\delta_2 = 2,5$  cm stark sein; dann folgt ihre Höhe nach Gleichung 203, nachdem  $a$  besonders zu 10,5 cm ermittelt ist, mit

$$h = 0,155 \sqrt{\frac{20000 \cdot 10,5}{8 \cdot 2,5}} = 16 \text{ cm.}$$

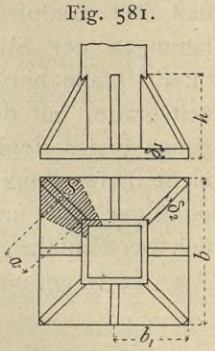


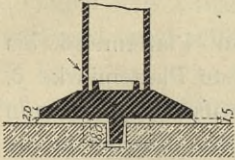
Fig. 581.

Schwere Stützen nehmen durch angegossene Füße zu schwierige Gufsformen an, und bei schweifeisernen, bei denen die Ausbildung schweifeiserner Druckplatten meist auf Schwierigkeiten stößt, ist das Angießen überhaupt unmöglich. Man kommt auf diese Weise zu gefondert ausgebildeten Druckplatten, welche für nicht allzu schwere Lasten massiv mit 2 cm Randstärke, im Grundrisse meist genau oder annähernd quadratisch, ausgeführt werden, da diese Grundform gewöhnlich schon durch die der unterstützenden Steinkonstruktion bedingt ist. Die Stärke dieser



Platten wächst vom Rande bis zur Aufsenkante der Stütze an; unter der Stütze bleibt sie unveränderlich und wird nur durch einen der Hohlform der Stütze entsprechenden Wulst erhöht, welcher Verschiebungen der Stütze verhindert. Um die Stütze nach Verlegen der Platte noch genau einstellen zu können, ist dieser Wulst zu eng zu machen; der frei bleibende Zwischenraum wird nachträglich durch Bohrlöcher in der Stützenwandung mit Blei, Weißmetall oder Zement ausgegossen

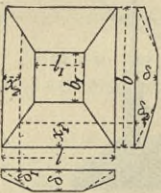
Fig. 582.



(Fig. 582). Für nicht hohle Stützenquerschnitte erhält die Platte meist eine dem Stützenquerschnitte entsprechende Nut, in welche die Stütze eingreift. Die Unterfläche der Stütze, sowie die Standfläche auf der Platte werden abgehobelt, bezw. abgedreht; auch hier ist eine Zwischenlage von Walzblei oder Kupfer zweckmäßig.

Die Platte wird 1,5 cm hohl auf Eisenkeilen verlegt, dann mit Zement vergossen und nach dem Erhärten des letzteren von den Keilen befreit. Es ist jedoch nicht leicht, das Vergießen so durchzuführen, daß keinerlei Hohlräume bleiben, deren Vorhandensein die Pressungsverteilung ungleichmäßig macht. Daher zieht man neuerdings vielfach trockene Zwischenlagen von etwa 2 mm dickem Walzblei zwischen Platte und Quader oder Mauerwerk vor, die alle Unebenheiten mit Sicherheit ausgleichen. Selbstverständlich müssen die Druckflächen vorher gut zugerichtet sein. Die gebräuchliche Befestigung der Platte durch Stein-schrauben nach unten ist überflüssig; will man sich gegen zufällige Seitenverschiebungen sichern, so gebe man der Platte eine 5 bis 8 cm hohe Kreuzrippe nach unten, welche in eine entsprechende Nut der Unterlage greift und hier vergossen wird (Fig. 582). Das Vergießen wird hierdurch an sich erschwert, aber unvermeidlich, da die Rippen in ihren Nuten dicht schließeln müssen, wenn sie ihren Zweck erfüllen sollen. Das Einlegen von Walzblei ist also bei Anordnung von Rippen nicht möglich. Ein gutes Ersatzmittel für die Rippen besteht darin, daß man halbkreisförmige Kerben in die Plattenkanten gießt und entsprechende kreisrunde Stahldollen mit feinem Beton vor dem Verlegen der Platten im Mauerwerke oder im Quader feststampft. Dann kann auch wieder zu den Zwischenlagen aus Walzblei gegriffen werden.

Fig. 583.



Die notwendige Grundfläche der vollen Platte (Fig. 583) ist

$$lb = F = \frac{P}{\sigma'} \dots \dots \dots 205.$$

die Seite der quadratischen Platte

$$b = \sqrt{\frac{P}{\sigma'}} \dots \dots \dots 206.$$

Die Plattenstärke ist theoretisch am Rande Null und ist übrigens für die allgemeine Form der rechteckigen Platte, bei welcher Ober- und Unterfläche nicht ähnlich sind, im Abstände  $x_1$ , bezw.  $x_2$  von den Kanten nach dem größeren Werte aus folgenden beiden Formeln zu bemessen:

$$\delta_1 = 0,1 x_1 \sqrt{\frac{\sigma' \frac{3l - 2x_1}{3} \frac{l - l_1}{b - b_1}}{l - 2x_1 \frac{l - l_1}{b - b_1}}} \text{ oder } \delta_2 = 0,1 x_2 \sqrt{\frac{\sigma' \frac{3b - 2x_2}{3} \frac{b - b_1}{l - l_1}}{b - 2x_2 \frac{b - b_1}{l - l_1}}} \dots \dots \dots 207.$$



Für die größte Plattenstärke ist

$$x_1 = \frac{b - b_1}{2} \quad \text{und} \quad x_2 = \frac{l - l_1}{2}$$

einzusetzen; die Gleichungen lauten alsdann:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1max} &= 0,05 (b - b_1) \sqrt{\frac{\sigma'}{3} \left(1 + 2 \frac{l}{l_1}\right)}, \\ \delta_{2max} &= 0,05 (l - l_1) \sqrt{\frac{\sigma'}{3} \left(1 + 2 \frac{b}{b_1}\right)}. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 208.$$

In der Regel ist hierin für  $x_1$  und  $x_2$  der Abstand von Plattenrand bis Stützenrand einzuführen; der größere Wert giebt alsdann die größte Plattenstärke  $\delta$ , welche geradlinig nach der Randstärke von 2 cm ausläuft. Große Platten kann man jedoch so formen, daß man von der Randstärke aus wagrechte Ebenen in die Kurven für  $\delta_1$ , bezw.  $\delta_2$  einschneiden läßt.

Schneiden die Gratlinien der Platten, wie meist der Fall, unter 45 Grad in die Ecken, so ist  $l - l_1 = b - b_1$ , und die Gleichungen lauten alsdann:

$$\delta_1 = 0,1 x_1 \sqrt{\frac{\sigma'}{3} \frac{3l - 2x_1}{l - 2x_1}} \quad \text{und} \quad \delta_2 = 0,1 x_2 \sqrt{\frac{\sigma'}{3} \frac{3b - 2x_2}{b - 2x_2}} \dots \dots 209.$$

Ist schließlich die Platte quadratisch, also  $l = b$  und  $l_1 = b_1$ , so werden  $\delta_1$  und  $\delta_2$  gleich; alsdann genügt eine der Formeln 209.

Nachdem die Masse  $d$ ,  $d_1$  und  $d_2$  für die Stütze aus der Last  $P$  festgestellt sind, wird zunächst mit Bezug auf Fig. 584 und die oben verwendeten Bezeichnungen

$$D = 1,13 \sqrt{\frac{P}{\sigma'}} \dots \dots \dots 210.$$

Bezeichnen ferner (Fig. 584)  $S_1$  den Schwerpunkt der halben Kreislinie des Durchmessers  $d$  und  $S_2$  den der Halbkreisfläche des Durchmessers  $D$ , so ist das Moment, welches die Platte mitten zu durchbrechen sucht,

$$M = \frac{P}{2} \left( \frac{2D}{3\pi} - \frac{d}{\pi} \right), \dots \dots 211.$$

und bei der Zugspannung  $\sigma_g$  im Gufseisen ist dann die Dicke  $\delta$  der Grundplatte zu berechnen nach

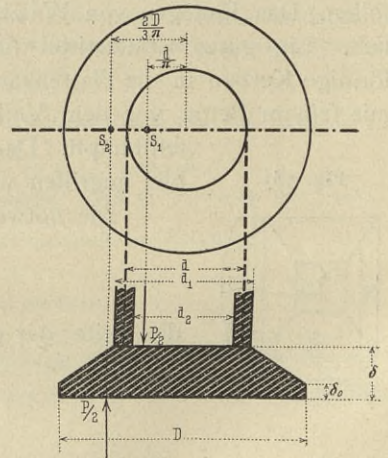
$$\delta = 0,7984 \sqrt{\frac{P}{\sigma_g} \frac{(2D - 3d)(2D + d_1)}{(D + d_1)^2 + 2Dd_1}}, \dots 212.$$

worin  $\sigma_g$  in der Regel = 250 kg für 1 qcm anzunehmen ist.  $\delta_0$  ist wieder so zu wählen, daß die Platte eben bequem zu gießen ist, jedoch nicht kleiner als 1,5 cm.

Beispiel. Eine Platte, welche als Seitenlängen der Stützfläche  $b_1 = 20$  cm und  $l_1 = 30$  cm, dabei wegen der Form des Mauerwerkes die ganze Breite  $b = 50$  cm haben muß, hat 28000 kg zu tragen und ruht auf Mauerwerk, welches mit  $\sigma' = 8$  kg für 1 qcm belastet werden darf.

Nach Gleichung 205 ist  $F = \frac{28000}{8} = 3500$  qcm, also  $l \cdot 50 = 35000$  und  $l = 70$  cm. Nach Gleichung 208 wird die größte Plattenstärke

Fig. 584.



301.  
Kreisrunde  
volle  
Grundplatten.



$$\delta_{1max} = 0,05 (50 - 20) \sqrt{\frac{8}{3} \left(1 + \frac{2 \cdot 70}{30}\right)} = 5,835 \text{ cm} \approx 5,9 \text{ cm}$$

und

$$\delta_{2max} = 0,05 (70 - 30) \sqrt{\frac{8}{3} \left(1 + \frac{2 \cdot 50}{20}\right)} = 8,0 \text{ cm}.$$

Letzteres ist auszuführen. Will man die Seitenflächen der Platten gekrümmt formen, so ergibt sich die Krümmung aus den größten Werten der Gleichung 207, indem man die zusammengehörigen Werte von  $x_1$  und  $x_2$  einführt.

Für schwere Freistützen liefern diese vollen Platten zu große Stärkenmasse; die Platten sind alsdann behufs Metallerparnis zu gliedern. Solche Platten kommen vorwiegend unter allseitig-symmetrischen Stützenquerschnitten vor (Fig. 557, 558, 559, 565, 570, 571, 572, 573, 575 u. 576); sie haben daher bei quadratischer Grundform einen meist kreisförmigen oder quadratischen Aufsatz mit Verstärkungsrippen, sind innen hohl, aber von oben zugänglich, um auch von der Mitte her vergossen werden zu können.

302.  
Gegliederte  
Druckplatten.

Fig. 585.

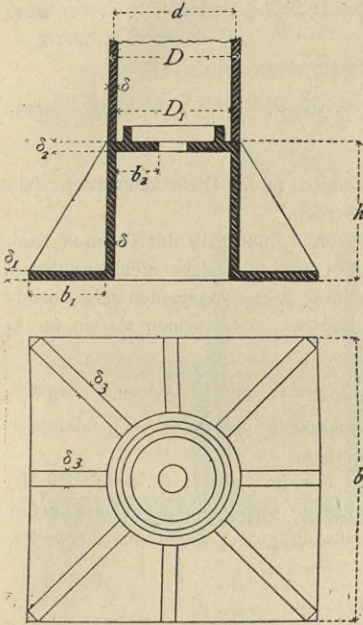


Fig. 585 zeigt eine derartige Platte für eine Freistütze mit kreisringförmigem Querschnitte; sie ist für andere um die Mitte symmetrisch entwickelte Querschnitte leicht umzuformen. Die Platte wird in der Quadratmitte von einem Moment  $M$  gebogen, dessen Kraft  $\frac{P}{2}$  und dessen Hebelsarm dem Abstände des Schwerpunktes der halben Plattenfläche von dem des halben Kreisringes gleich ist; diesem Moment muß sie in solcher Weise Widerstand leisten, daß unten die für Gufseisen zulässige Zugspannung  $s_g$  nicht überschritten wird. Der Gang der Festlegung der einzelnen Abmessungen ist folgender.

Zunächst ist, mit Bezug auf Fig. 585,

$$b = \sqrt{\frac{P}{\sigma'} + \frac{D_1^2 \pi}{4}} \dots \dots \dots 213.$$

zu machen; alsdann folgt

$$b_1 = \frac{b - D_1 - 2 \delta}{2} \dots \dots \dots 214.$$

Wird nun die Anzahl der Rippen der Dicke  $\delta_3$  zu  $n$  angenommen, so folgt die größte freitragende Weite  $l_2$  der Plattenkante zwischen zwei Rippen aus

$$l_2 = \frac{4 b}{n}, \dots \dots \dots 215.$$

wenn jedenfalls Rippen nach den vier Ecken laufen.

Weiter ist die Dicke  $\delta_1$  der unteren Platte zu bestimmen nach

$$\delta_1 = 0,0577 l_2 \sqrt{\sigma'} \dots \dots \dots 216.$$

Alsdann bestimme man das Biegemoment  $M$ , welches die Fußmitten durchzubrechen strebt. Die Kraft dieses Moments ist  $\frac{P}{2}$ ; der Hebel ergibt sich, wenn man vom Abstände des Schwerpunktes der halben Unterfläche des Fußes von der Mitte den Abstand des Schwerpunktes der halben Mittellinie des Stützenquerschnittes abzieht. In dem durch Fig. 585 dargestellten Falle ist der erstere Abstand

$$\frac{b^3 - \frac{2}{3} D_1^3}{4 b^2 - \pi D_1^2} \text{ und der letztere } \frac{d}{\pi}.$$

$$M = \frac{P}{2} \left( \frac{b^3 - \frac{2}{3} D_1^3}{4 b^2 - \pi D_1^2} - \frac{d}{\pi} \right) \dots \dots \dots 217.$$



Nun kann man zunächst für die Fußhöhe  $h$  Grenzen nach

$$h \geq \frac{b_1 \delta_1}{3 \delta} \left( 1 \mp \sqrt{1 - \frac{15 \delta}{b_1}} \right) \dots \dots \dots 218.$$

festlegen, worin  $\delta$  in der Regel gleich der Dicke der Stützwand, welche darüber steht, jedoch jedenfalls so anzunehmen ist, dafs

$$\delta < \frac{b_1}{15} \dots \dots \dots 219.$$

bleibt. Einen ungefähren Mittelwert, nämlich das Mittel aus den beiden Grenzen der Gleichung für  $h$ , liefert

$$h_{\text{mittel}} = \frac{b_1 \delta_1}{3 \delta} \dots \dots \dots 220.$$

Sind hiernach  $h$  und  $\delta$  vorläufig festgelegt, so berechne man die Hilfsgrößen

$$A = 2 b_1 \delta_1 \left( \frac{h}{5} - \frac{\delta_1}{2} \right) - \frac{3 \delta h^2}{5} \dots \dots \dots 221.$$

und

$$B = \frac{M h}{750} - \frac{26}{75} \delta h^3 - 2 b_1 \delta_1 \left( \frac{h}{5} - \frac{\delta_1}{2} \right)^2 - \frac{b_1 \delta_1^3}{6} \dots \dots \dots 222.$$

Mit Hilfe dieser berechne man alsdann  $b_2$  und  $\delta_2$  nach

$$b_2 = \frac{A^3}{4 B \left( \frac{4}{5} A h - B \right)} \quad \text{und} \quad \delta_2 = \frac{A^2}{2 b_2 B}, \dots \dots \dots 223.$$

womit alle erforderlichen Einzelwerte bis auf die Rippendicke  $\delta_3$  gefunden sind. Diese kann nach dem Ausdrucke für  $\delta_2$  in Gleichung 203 (S. 230) zu Fig. 581 berechnet werden.

Die Gleichung 223 ist für eine nicht ganz zutreffende Wahl von  $h$  innerhalb der Grenzen nach Gleichung 218, bezw. 220 sehr empfindlich und liefert oft Werte für  $\delta_2$  und  $b_2$ , welche nicht ausführbar sind. Man bilde dann das Produkt  $\delta_2 b_2$ , und wenn dieses eine für die obere Rippe angemessen erscheinende Flächengröße liefert, so forme man es unter Beibehaltung der Produktgröße zu bequemen Mafsen für  $\delta_2$  und  $b_2$  um.

Giebt aber  $\delta_2 b_2$  eine unzweckmäßige Flächengröße, oder wird gar  $b_2$  mit  $\frac{4}{5} A h - B$  negativ, so war die gemachte Annahme von  $h$  zwischen dessen Grenzen unzweckmäßig und muß nach Maßgabe der Erfahrungen an der ersten Rechnung für eine zweite berichtigt werden.

Beispiel. Für eine hohle Gufssäule von 850 cm Höhe ergibt sich im Falle II (S. 205;  $C = 10$ ) bei 8-facher Sicherheit für eine Last ( $P = 95000$  kg und 3 cm Wandstärke ein gemittelter Durchmesser  $d = 29$  cm, also  $D = 32$  cm und  $D_1 = 26$  cm. Steht der zugehörige Fuß auf gutem Backsteinmauerwerke, so ist  $\sigma' = 8$  kg für 1 qcm, also nach Gleichung 213 u. 214

$$b = \sqrt{\frac{95000}{8} + \frac{26^2 \cdot 3,14}{4}} = 112 \text{ cm} \quad \text{und} \quad b_1 = \frac{112 - 26 - 2 \cdot 3}{2} = 40 \text{ cm}.$$

Damit wird aber der Bedingung  $\delta < \frac{b_1}{15}$  nicht genügt; es soll daher  $\delta$  im Fuße = 2,5 cm, folglich

$D_1 = 32 - 5 = 27$  cm und  $d = 29,5$  cm gemacht werden. Der Einfluß dieser Aenderung auf  $b$  kann vernachlässigt werden. Werden nun

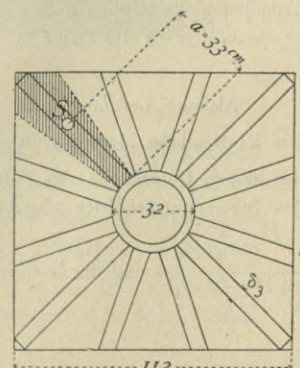
nach Fig. 586:  $n = 12$  Rippen angenommen, so ist  $l_2 = \frac{4 \cdot 112}{12} = 37,3$  cm und nach Gleichung 216:  $\delta_1 = 0,0577 \sqrt{8 \cdot 37,3} = 6,087 = \approx 6,0$  cm.

Weiter ist das Biegemoment nach Gleichung 217

$$M = \frac{95000}{2} \left( \frac{112^3 - \frac{2}{3} 27^3}{4 \cdot 112^2 - 3,14 \cdot 27^2} - \frac{29,5}{3,14} \right) = 817000 \text{ cmkg}.$$

Nach Gleichung 220 ist ferner  $h_{\text{mittel}}$  zunächst mit  $\frac{40 \cdot 6}{3 \cdot 2,5} = 32$  cm anzunehmen. Die Proberechnung ergibt hierfür jedoch einen negativen Wert für  $B$ , welcher zeigt, dafs  $h$  zu groß angenommen wurde. Wird also  $h = 31$  cm eingeführt, so wird nach

Fig. 586.





Gleichung 221:  $A = 2 \cdot 40 \cdot 6 \left( \frac{31}{5} - \frac{6}{2} \right) - \frac{3 \cdot 2,5 \cdot 31^2}{5} = 94,5;$

Gleichung 222:  $B = \frac{817000 \cdot 31}{750} - \frac{26 \cdot 2,5 \cdot 31^3}{75} - 2 \cdot 40 \cdot 6 \left( \frac{31}{5} - \frac{6}{2} \right)^2 - \frac{40 \cdot 6^2}{6} = 1595;$

Gleichung 223:  $b_2 = \frac{94,5^3}{4 \cdot 1595 \left( \frac{4}{5} 94,5 \cdot 31 - 1595 \right)} = 0,1767 \text{ cm};$

Gleichung 223:  $\delta_2 = \frac{94,5^2}{2 \cdot 0,1767 \cdot 1595} = 15,844 \text{ cm}.$

Diese Maße für  $\delta_2$  und  $b_2$  erscheinen für die Ausführung unzuweckmäÙig;  $b_2 \delta_2 = 0,1767 \cdot 15,844$  ist gleich 2,89 cm, und dieses Rechteck wird hergestellt, indem  $\delta_2 = 1,4$  cm und  $b_2 = 2,0$  cm gemacht wird. An der Richtigkeit der Rechnung wird durch diese Abänderung nichts Wesentliches geändert.

Schließlich ist noch die Rippendicke  $\delta_3$  nach Gleichung 203 (S. 230) zu berechnen; es ergibt sich

$$\delta_3 = 0,024 \frac{95000 \cdot 33}{12 \cdot 31^2} = 6,5 \text{ cm},$$

zu welcher Berechnung der Hebelsarm  $a = 33$  cm (Fig. 581) für das Feld einer Eckrippe in Fig. 586 gefordert ermittelt ist.

Es ist nicht unbedingt erforderlich, den Aufsatz des Stützenfußes nach unten in der ganzen Ausdehnung  $D_1$  nach Fig. 585 u. 592 völlig offen zu lassen. Es genügt, wie in Fig. 587, eine kleine Ausparung der Weite  $k$  zum Vergießen frei zu halten, namentlich wenn das Maß  $b_2$  klein ausfällt, man also von oben her an den Innenraum des Aufsatzes herankommen kann. Diese Maßnahme gestattet eine Verkleinerung der Plattenbreite  $b$ , wodurch dann auch die Stützrippen kürzer und schwächer werden.

Hierbei werden in vorstehender Berechnung die nachfolgenden Abänderungen nötig.  $b$  ist, statt nach Gleichung 213, zu bestimmen nach

$$b = \sqrt{\frac{P}{\sigma_1} + \frac{k^2 \pi}{4}}; \quad 224.$$

ferner  $b_1$ , statt nach Gleichung 214, aus

$$b_1 = \frac{b - k - 2\delta}{2} \quad 225.$$

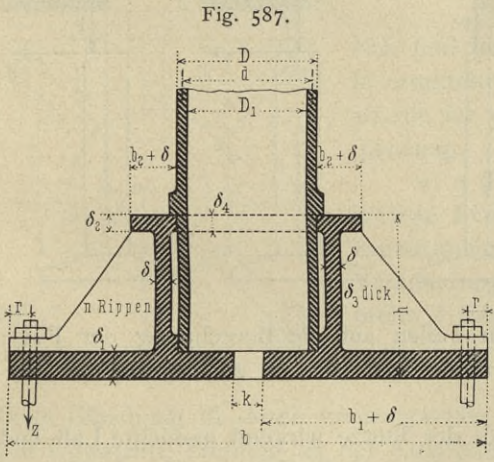
und das Biegemoment  $M$ , statt nach Gleichung 217, nach

$$M = \frac{P}{2} \left( \frac{b^3 - \frac{2}{3} k^3}{4b^2 - \pi k^2} - \frac{d}{\pi} \right). \quad 226.$$

Alles übrige bleibt, wie oben. Demnach ist kurz überall für  $D_1$  die Ausparungsweite  $k$  einzusetzen.

$\beta$ ) Ankerplatten.

Für feste Einspannung von Freistützen werden Ankerplatten verwendet; diese bedürfen daher unter Umständen der Verankerung nach unten (vergl. das in Art. 282, S. 202 über Fundamentanker Gefagte). Gußeiserne Stützen werden meistens eingepannt, wenn man dadurch den Widerstand gegen Zerknicken (Fall III u.





IV, S. 205) erhöhen will; breite, mit dem Fusse stumpf aufgesetzte Stützen sind jedoch bei Belastung in der Schwerachse auch ohne besondere Verankerung als unten unverdrehbar befestigt anzusehen. Wirken aus schiefer Belastung entstehende erhebliche Momente auf die Stütze, so wird man meistens zu schweißeisernen Konstruktionen übergehen.

Im allgemeinen empfiehlt es sich, die Fufsplatten für gusseiserne Stützen so groß zu wählen, daß sie auf der mindest belasteten Seite noch einen Gegendruck oder höchstens an der meist entlasteten Kante die Spannung 0 erleiden<sup>123)</sup>; dann ist keinesfalls eine Verankerung nötig. Sehr häufig kann man jedoch bei so bemessener Plattengröße die zulässige Pressung auf der Unterlage  $\sigma_1$  an der meist belasteten Kante nicht ausnutzen. Will man letzteres erreichen, so muß man die Platte kleiner machen; sie klappt dann an der mindest belasteten Kante auf und muß verankert werden.

Sollte jedoch die Pressung unter der meist belasteten Kante bei der die Verankerung eben überflüssig machenden Plattengröße den zulässigen Wert  $\sigma_1$  schon überschreiten, so muß die Platte noch weiter vergrößert werden und bedarf dann um so weniger einer Verankerung.

Nachdem die Behandlung der durch außerhalb der Schwerachse belasteten, sowie der durch Last und wagrechte Kraft belasteten Stützen in Art. 284 u. 285 (S. 213 bis 215, Gleichungen 195 bis 199) vorgeführt ist, lassen wir hier die ausführliche Berechnung der Ankerplatten folgen, welche sich in vielen Teilen auf die Berechnung der Füße von in der Schwerachse belasteten Stützen (siehe Art. 302, S. 233, sowie die Gleichungen 213 bis 223) stützt.

$P$  ist die lotrechte, in der Schwerachse der Stütze wirkend gedachte Last und  $P_1$  das Eigengewicht der Stütze;  $M$  bezeichnet das auf die Stütze wirkende Moment der äußeren Kräfte, welches im Falle von Fig. 588 gleich  $Pu$ , im Falle von Fig. 589 gleich  $Mh_1$  und im Falle von Fig. 590 gleich  $Pu + Hh_1$  zu setzen und nach diesen Ausdrücken endgültig zu berechnen ist.  $P + P_1$  mag noch gleich  $P_2$  gesetzt werden.

Die Berechnung soll, den gewöhnlichen Ausführungsformen entsprechend, für eine im Grundrisse quadratische Platte der Seitenlänge  $b$  durchgeführt werden, welche zum Zwecke des Vergießens in der Mitte eine Oeffnung von so geringer Ausdehnung  $k$  hat, daß sie für die Pressungsverteilung vernachlässigt werden kann. Uebrigens ist die für Kreisring- und quadratische, aber auch für viele anders gestaltete Formen von gusseisernen Stützen übliche Form

Fig. 588.

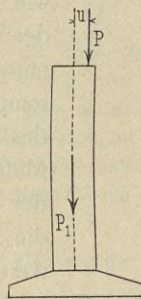


Fig. 589.

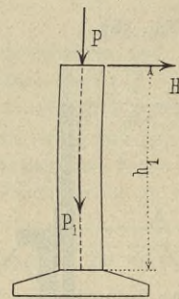


Fig. 590.

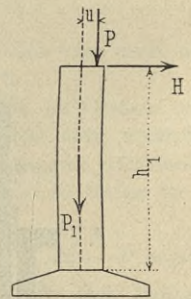
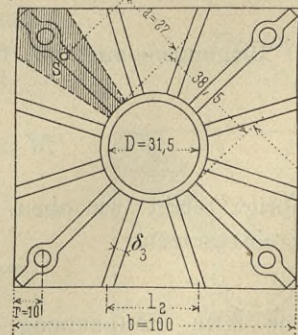


Fig. 591.



<sup>123)</sup> Siehe: Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuchs«, Gleichung 57, S. 273.



der Ankerplatte in Fig. 587 u. 591 dargestellt; diese soll der Berechnung zu Grunde gelegt werden. Die gemittelte Stützenbreite ist hier  $d$  genannt, während sie in Art. 284 u. 285 (S. 213 bis 215, Gleichung 195 bis 199)  $h$  hiefs. Die Berechnungsgrundlagen werden gleichzeitig für kreisrunde und quadratische Stützen, nötigenfalls für beide getrennt angegeben.

Uebrigens kann auch der schief belastete Ankerfuss nach Fig. 592 nach unten ebenso ganz offen ausgeführt werden, wie der gerade belastete nach Fig. 585 (S. 233). In der Berechnung treten dann ähnliche Veränderungen ein, wie sie auf S. 235 in den Gleichungen 224 bis 226 zu den Gleichungen 213, 214 u. 217 angegeben sind. Doch bilden die Ankerfüsse nach Fig. 587 so sehr die Regel, dass auf diese Veränderungen hier nicht näher eingegangen wird.

Die Grenzbreite der Platte, bei der eben noch keine Verankerung erforderlich ist, beträgt

$$b = \frac{6 M}{P_2}, \dots \dots \dots 227.$$

und die grösste bei dieser Breite auftretende Pressung unter der Platte ist:

$$\sigma = \frac{P^3}{18 M^2} \dots \dots \dots 228.$$

Nun sind die beiden Fälle zu unterscheiden, dass das so ermittelte  $\sigma$  grösser oder kleiner ist als  $\sigma_1$ , nämlich als die für die Unterstützung der Platte zulässige Druckspannung.

$\alpha)$   $\sigma$  (Gleichung 228) wird grösser als die zulässige Pressung  $\sigma_1$ . Alsdann muss die Platte behufs Ermässigung der Druckspannung vergrössert werden; Verankerung ist nicht nötig. Die erforderliche Plattenbreite  $b$  folgt aus

$$b^3 - b \frac{P_2}{\sigma_1} = \frac{6 M}{\sigma_1} \dots \dots \dots 229.$$

Diese Gleichung ist durch versuchsweises Einsetzen mehrerer Werte von  $b$  zu lösen. Die schwächste Pressung an der entlasteten Kante ist dann

$$\sigma_2 = \frac{1}{b^2} \left( P_2 - \frac{6 M}{b} \right) \dots \dots \dots 230.$$

Das Moment, welches die Pressungen unter der Platte im Mittelquerschnitte der ganzen Platte erzeugen, ist

$$M_\sigma = \frac{b}{8} \left( P_2 + \frac{4 M}{b} \right) \dots \dots \dots 231.$$

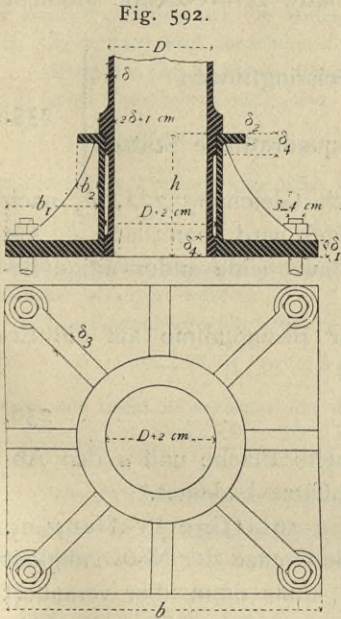
Weiter bestimme man nun unter Annahme eines zweckmässigen Wertes für  $k$  die Breite  $b_1$  aus

$$b_1 = \frac{b - k - 2 \delta}{2} \dots \dots \dots 232.$$

Bei  $n$  Stützrippen des Plattenauffatzes folgt die Traglänge  $l_2$  des unteren Plattenteiles zwischen zwei Rippen  $l$  nach Gleichung 215 und dann die Dicke  $\delta_1$  des unteren Plattenteiles für diesen Fall nach

$$\delta_1 = 0,0447 l_2 \sqrt{\sigma_1}; \dots \dots \dots 233.$$

ferner prüfe man, ob das angenommene  $\delta < \frac{b_1}{15}$  ist, was der Fall sein muss; es





ist jedoch zweckmäfsig,  $\delta$  nur wenig kleiner zu machen als  $\frac{b_1}{15}$ , und nun berechne man  $h_{\text{mittel}}$  aus Gleichung 220, wobei man das Rechnungsergebnis für  $h$  um 1,0 bis 1,5 cm nach unten abrundet.

Wird nun zwischen Stütze und Plattenrand der Laibungsdruck  $s_d$  zugelassen, so berechne man die Höhe  $\delta_4$ , in der die Stütze im Plattenrande anliegen mufs, nach

$$\delta_4 = \frac{h - \delta_1}{2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4M}{Ds_d(h - \delta_1)^2}} \right), \quad \dots \quad 234.$$

welcher Wert meist so klein ausfällt, dafs man ihn der Rechnung gegenüber zu grofs ausführen mufs.

Weiter bestimme man das den Mittelschnitt der Platte zerbrechende Moment  $M_1$  nach

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_\sigma - \frac{P_2 d}{2\pi} - \delta_4 D s_d \left( \frac{4h}{5} - \frac{\delta_4}{2} \right) \text{ für Kreisringstützen} \\ M_1 &= M_\sigma - \frac{3}{16} P_2 d - \delta_4 D s_d \left( \frac{4h}{5} - \frac{\delta_4}{2} \right) \text{ für quadratische Stützen} \end{aligned} \right\} \quad 235.$$

und dann die Gröfsen  $A$  nach Gleichung 221,  $B$  nach Gleichung 222,  $b_2$  nach Gleichung 223 und  $\delta_2$  nach Gleichung 223. In der Regel wird man dann  $\delta_4$  mit der Gröfse ausführen, die sich für  $\delta_2$  ergibt; doch ist auch eine anderweitige Bemessung möglich, wie Fig. 592 zeigt.

Schliesslich ist die Dicke der  $n$  Stützrippen unter Bezugnahme auf die Erklärung der einzelnen Gröfsen in Fig. 586 u. 591 nach

$$\delta_3 = 0,012 \frac{\sigma_1 f a}{h^2} \quad \dots \quad 236.$$

zu ermitteln, in der  $f$  die in Fig. 586 u. 591 überstrichelte Fläche und  $a$  den Abstand des Schwerpunktes  $S$  dieser Fläche vom Plattenaufsatze bedeutet.

β)  $\sigma$  (Gleichung 228) gleich oder gröfser als die zulässige Preffung  $\sigma_1$ . In diesem Falle kann die Platte gegen das Ergebnis der die Grenze der Notwendigkeit der Verankerung angehenden Gleichung 227 verkleinert, mufs dann aber verankert werden. Letzteres geschieht in der Regel nach Fig. 591 an den Enden der Eckrippen im Abstände  $r$  von der Plattenkante; es steht aber bei grofsen Platten auch nichts im Wege, am Ende jeder Rippe einen Anker anzubringen. Im folgenden werden fämtliche entlang der aufklaffenden Plattenkante angebrachten Anker zu der Gesamtkerwirkung  $Z$  im Abstände  $r$  von der Kante vereinigt gedacht (Fig. 587).

Zunächst ist hier die Plattenbreite  $b$  zu bestimmen aus

$$b^3 - b^2 \cdot 2r - b \left( \frac{3P_2}{2\sigma_1} - r^2 \right) = \frac{3}{\sigma_1} (M - Pr) \quad \dots \quad 237.$$

Ist  $b$  hiernach bestimmt, so folgt der Gesamtkerzug  $Z$  aus

$$Z = \frac{\sigma_1 (b - r) b}{2} - P. \quad \dots \quad 238.$$

Das Moment der Preffung unter der Platte in Bezug auf den Mittelschnitt beträgt

$$M_\sigma = \frac{b^3 \sigma_1}{48} \frac{5b - 6r}{b - r} \quad \dots \quad 239.$$

Werden nun weiter  $b_1$  nach Gleichung 232,  $l_2$  nach Gleichung 215,  $\delta_1$  nach Gleichung 233,  $\delta$  nach  $\delta < \frac{b_1}{15}$  und  $h_{\text{mittel}}$  nach Gleichung 220 unter Abrundung um 1,0 bis 1,5 cm nach unten auf den Wert  $h$  und  $\delta_4$  nach Gleichung 234 bestimmt, so ist das die Platte mitten zerbrechende Moment



$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_\sigma - \frac{P_2 d}{2\pi} - \delta_4 D s_d \left( \frac{4h}{5} - \frac{\delta_4}{2} \right) \text{ für Kreisringstützen} \\ M_1 &= M_\sigma - \frac{3}{16} P_2 d - \delta_4 D s_d \left( \frac{4h}{5} - \frac{\delta_4}{2} \right) \text{ für quadratische Kastenstützen,} \end{aligned} \right\} 240.$$

nach dessen Festsatzung  $A$  aus Gleichung 221,  $B$  aus Gleichung 222,  $b_2$  aus Gleichung 223 und  $\delta_2$  aus Gleichung 223 zu bestimmen sind.  $\delta_3$  folgt dann mit Bezug auf Fig. 586 u. 591 wieder aus Gleichung 236.

Beispiel. Zu der im Beispiele zu Art. 285 (S. 215) berechneten, von der wagrechten Kraft  $H = 700$  kg gebogenen,  $h_1 = 600$  cm hohen Gufsstütze, für die sich (mit Bezug auf Fig. 587)  $d = 30$  cm,  $D = 31,5$  cm und  $D_1 = 28,5$  cm ergeben hatte, soll nun der Ankerfuß unter den Annahmen berechnet werden, daß die zulässige Preßung unter der Platte  $\sigma_1 = 12$  kg für 1 qcm, der Abstand der Anker von der Kante  $r = 10$  cm und die Mittelaussparung  $k = 9$  cm beträgt. Die Wandstärke  $\delta$  des Plattenaufsatzes (Fig. 587 u. 592) wird zunächst mit  $\delta = 2,5$  cm eingeführt.

Die ganze Last  $P_2$  ist, wie früher angegeben, 20 000 kg und das Moment  $M = 700 \cdot 600 = 420\,000$  cmkg. Sollte keine Verankerung nötig sein, so müßte die Plattenbreite  $b$  nach Gleichung 227 betragen

$$b = \frac{6 \cdot 420\,000}{20\,000} = 126 \text{ cm,}$$

und die größte Preßung wäre dann nach Gleichung 228

$$\sigma = \frac{20\,000^3}{18 \cdot 420\,000^2} = 2,52 \text{ kg für 1 qcm.}$$

Dies ist gegenüber der zulässigen Preßung  $\sigma_1 = 12$  kg für 1 qcm zu gering; die Platte muß kleiner gemacht und daher verankert werden.

Die Plattenbreite folgt für die Bedingung  $\sigma < \sigma_1$  aus Gleichung 237

$$\delta^3 - b^2 \cdot 2 \cdot 10 - b \left( \frac{3 \cdot 20\,000}{2 \cdot 12} - 10^2 \right) = \frac{3}{12} (420\,000 - 20\,000 \cdot 10),$$

welche, wie leicht zu erkennen ist, die Lösung  $b = 100$  cm ergibt. Demnach wird nach Gleichung 238 der Ankerzug  $Z = \frac{12(100 - 10) \cdot 100}{2} - 20\,000 = 38\,000$  kg.

Werden vier Anker nach Fig. 591 in den Ecken angebracht, so ist jeder für  $\frac{38\,000}{2} = 19\,000$  kg, bei 1000 kg für 1 qcm Spannung, also mit 19 qcm Querschnitt auszubilden. Dem entspricht der innere Gewindedurchmesser

$$d' = \sqrt{\frac{4 \cdot 19}{\pi}} = 4,9 \text{ cm;}$$

also sind die Verhältnisse der Schraube Nr. 18 der *Witworth*-Skala (S. 163) für die Anker zu verwenden. Kleinere Anker können benutzt werden, wenn z. B. zwölf statt vier eingesetzt werden. Entlang einer Kante sitzen dann vier Anker; somit ist jeder für  $\frac{38\,000}{4} = 9500$  kg mit 9,5 qcm Querschnitt und

$$a' = \sqrt{\frac{9,5 \cdot 4}{\pi}} = 3,48 \text{ cm}$$

Kerndurchmesser oder mit den Verhältnissen der *Witworth*-Schraube Nr. 14 auszubilden.

Nach Gleichung 239 ist weiter

$$M_\sigma = \frac{100^3 \cdot 12}{48} \frac{5 \cdot 100 - 6 \cdot 10}{100 - 10} = 1\,225\,000 \text{ cmkg.}$$

$b_1$  folgt aus Gleichung 232:  $b_1 = \frac{100 - 9 - 2 \cdot 2,5}{2} = 43$  cm,  $l_2$  für  $n = 12$  Rippen nach Gleichung 215:

$l_2 = \frac{4 \cdot 100}{12} = 33,3$  cm und somit  $d_1$  nach Gleichung 233 gleich  $0,0447 \cdot 33,3 \cdot \sqrt{12} = 5,1$  cm.  $\delta$  ist mit

$2,5$  cm in der That kleiner als  $\frac{b_1}{15} = \frac{43}{15} = 2,87$  cm, wie Gleichung 219 verlangt. Aus Gleichung 220

folgt nun  $h_{\text{mittel}} = \frac{43 \cdot 5,1}{3 \cdot 2,5} = 29,2$  cm, also  $h$  vorläufig gleich 29 cm mit dem Vorbehalte, es noch etwas kleiner zu wählen, wenn sich weiter unzuweckmäßige Maße ergeben sollten. Wird nun weiter der Laibungsdruck  $s_d = 700$  kg für 1 qcm gefetzt, so folgt aus Gleichung 234:

$$\delta_4 = \frac{29 - 5,1}{2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 420\,000}{31,5 \cdot 700 (29 - 5,1)^2}} \right) = 0,84 \text{ cm;}$$



dieses Mafs wird voraussichtlich gröfser auszuführen sein. Das Bruchmoment ist nach Gleichung 240:

$$M_1 = 1225000 - \frac{20000 \cdot 30}{2 \cdot \pi} - 0,84 \cdot 700 \cdot 31,5 \left( \frac{4 \cdot 29}{5} - \frac{0,84}{2} \right) = 708300 \text{ cmkg};$$

folglich nach Gleichung 221:

$$A = 2 \cdot 43 \cdot 5,1 \left( \frac{29}{5} - \frac{5,1}{2} \right) - \frac{3 \cdot 2,5 \cdot 29^2}{5} = 1425 - 1260 = 165$$

und nach Gleichung 222:

$$B = \frac{708300 \cdot 29}{750} - \frac{26}{75} 2,5 \cdot 29^3 - 2 \cdot 43 \cdot 5,1 \left( \frac{29}{5} - \frac{5,1}{2} \right)^2 - \frac{43 \cdot 5,1^3}{6} = 680.$$

Mit diesen Werten wird nach Gleichung 223:

$$b_2 = \frac{165^3}{4 \cdot 680 \left( \frac{4}{5} 165 \cdot 29 - 680 \right)} = 0,522 \text{ cm}$$

und nach Gleichung 223:

$$\delta_2 = \frac{165^2}{2 \cdot 0,522 \cdot 680} = 38 \text{ cm}.$$

Diese letzten Werte sind unbequem.  $b_2 \delta_2 = 38 \cdot 0,522 = 20 \text{ qcm}$ . Wird nun  $\delta_2 = \delta_4 = 2,5 \text{ cm}$  gemacht, so mufs  $b_2 = \frac{20}{2,5} = 8 \text{ cm}$  sein; der obere Rand des Plattenauffatzes wird also  $b_2 + \delta = 8 + 2,5 = 10,5 \text{ cm}$  breit und  $2,5 \text{ cm}$  dick.

Für Gleichung 236 ist nach Fig. 591

$$f = \frac{100 \cdot 100 - \frac{38,5^2 \cdot \pi}{4}}{12} = 736 \text{ qcm}$$

und der Schwerpunktsabstand nach zeichnerischer Ermittlung  $a = 27 \text{ cm}$ ; also wird nach Gleichung 236

$$\delta_3 = 0,012 \frac{12 \cdot 736 \cdot 27}{29^2} = 3,4 \text{ cm}.$$

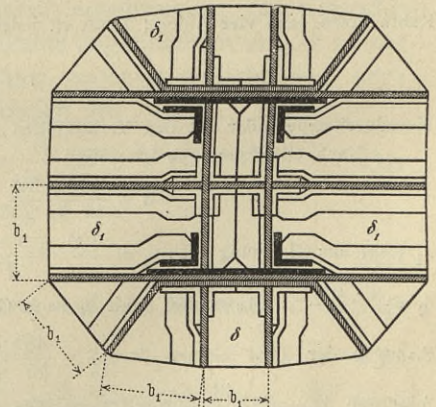
Da das Stützenende scharf in den Fufsauffatz paffen mufs, so empfiehlt es sich, die Berührungsflächen  $\delta_4$  in Fig. 587 u. 592 genau abzdrehen.

## 2) Füfse schweifseiserner Stützen.

Schweifseiserne Stützen werden jetzt wegen der einfacheren Knotenbildungen und der höheren Tragfähigkeit regelmäfsig da verwendet, wo die Stützen schwere Decken in mehreren Gefchoffen zu tragen haben, wie in Lagerhäufeln; auch dann, wenn die Last in der Schwerachse angreift. Besonders gebräuchlich ist die schweifseiserne Stütze auch, wenn aus schiefer oder schräger Belastung erhebliche Biegemomente wirken, da letztere durch gufseiserne Stützen namentlich in deren Füfsen, wie die obigen Berechnungen in Art. 303 zeigen, nur mit vergleichsweise grossem Aufwande aufgenommen werden können.

Bei Belastung in der Schwerachse befestigt man die Grundplatte, deren Grundfläche nach Gleichung 201 oder 205 zu berechnen ist, unmittelbar am unteren Stützenende, indem man zwischen die Ebenen — Platten, Schenkel, Stege — des Stützenquerschnittes und die Grundplatte Stehbleche als Rippen einfügt, welche die Grundplatte gegen die Stütze abzusteuern haben und daher von ihrem Rande nach den Stützteilen hin dreieckig verlaufen. Diese Stehbleche werden mit der Stütze, wenn möglich, unmittelbar vernietet oder durch Winkeleisen verbunden, und an die Grundplatte

Fig. 593.



304.  
Anwendung.

305.  
Belastung  
in der  
Schwerachse.



mittels Winkeleisen angegeschlossen. Ein solches Beispiel zeigt Fig. 593 für einen schweren Stützenquerschnitt.

Hier sind 14 Abteifungen der Grundplatte, für welche der Anschluss an die schwarz gekennzeichneten Stützteile bequem zu gewinnen war, in der schraffierten Anordnung so gestellt, dass die entstehenden Randlängen  $b_1$  der Platte thunlichst ringsum gleich sind.

Die Dicke der Platte ist nach

$$\delta_1 = 0,0213 b_1 \sqrt{\sigma_1} \dots \dots \dots 241.$$

zu bestimmen.

Für den Anschluss der Eckaussteifungsbleche ist der Druck zu ermitteln, welcher auf die zu jedem gehörige Grundfläche kommt; für sein Moment und seine

Fig. 594.

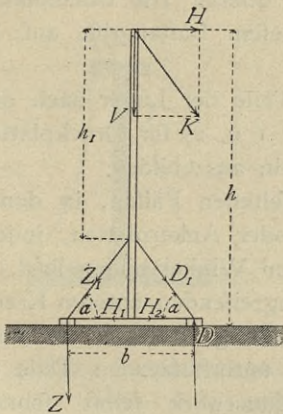


Fig. 595.

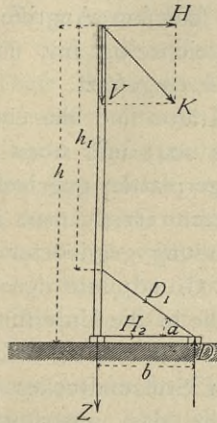
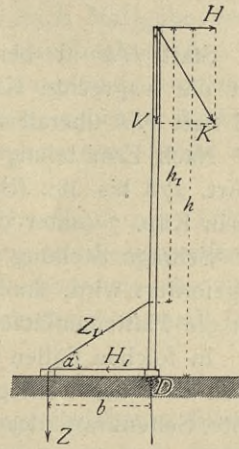


Fig. 596.



Abföcherungswirkung bezüglich der Befestigungsstelle an der Stütze ist dann die Vernietung mit der Stütze durchzuführen, und die Höhe der Stehbleche ist so zu bemessen, dass die erforderliche Anzahl der Anschlussniete darin untergebracht werden kann.

Uebrigens lassen sich diese FüÙe schweißeiserener Stützen nicht mit gleicher Allgemeinheit behandeln, wie diejenigen der gusseisernen, weil die vorkommenden Stützenformen eine viel gröÙere Verschiedenheit aufweisen und man auch die Grundform der Fußplatte den Verschiedenheiten der Einzelfälle mehr anpassen wird, als bei Gußstützen.

Bei großen Flächen der Grundplatte ist das Anbringen von über die Fläche gleichförmig verteilten Bohrlöchern zum Vergießen der Platte mit dünnem Zement zu empfehlen.

Bei Belastung durch wagrechte Kräfte oder bei so schiefer (exzentrischer) Angriffe der lotrechten Last, dass  $u > \xi$  wird<sup>124)</sup>, muss die schweißeiserne Stütze einen vollständig verankerten, dreieckig ausladenden Fuß erhalten. Ein Beispiel solcher Verankerung ist in Fig. 553 bis 555 (S. 203) dargestellt.

Die Freistütze ist in den durch Fig. 594 bis 596 veranschaulichten drei Fällen auf den Druck  $V$  und das Biegemoment  $Hh_1$  bei wagrechter, bzw.  $Vu$  bei schiefer Belastung, dann auch bei der hier meist notwendigen, vorwiegend in der

306.  
Schräge und  
exzentrische  
Belastung.

<sup>124)</sup> Siehe: Gleichung 51 auf S. 273 in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.  
Handbuch der Architektur, III. 1. (3. Aufl.)



Ebene des Moments feifen Ausbildung des Querschnittes auf Zerknicken unter  $V$  nach der schwächsten Seite des Querschnittes zu berechnen.

Weiter ist, wenn Zug mit  $+$  bezeichnet wird:

nach:	$Z$	$D$	$Z_1$	$D_1$	$H_1$	$H_2$
Fig. 594	$+\frac{Hh}{b} - \frac{V}{2}$	$-\left(\frac{Hh}{b} + \frac{V}{2}\right)$	$Z \frac{1}{\sin \alpha}$	$D \frac{1}{\sin \alpha}$	$Z \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$	$D \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$
Fig. 595	$+\frac{Hh}{b} - V$	$-\frac{Hh}{b}$	—	$D \frac{1}{\sin \alpha}$	—	$D \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$
Fig. 596	$+\frac{Hh}{b}$	$-\left(\frac{Hh}{b} + \frac{V}{2}\right)$	$Z \frac{1}{\sin \alpha}$	—	$Z \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$	—

Statt  $Hh$  ist bei um  $u$  schiefem Angriffe von  $V$  überall  $Vu$  einzuführen. Tritt die wagrechte Kraft  $H$  gleichzeitig mit um  $u$  schiefem Lastangriffe auf, so wird statt  $Hh$  überall  $Hh + Vu$  eingesetzt.

Nach Ermittlung dieser Kräfte sind die einzelnen Teile der Lager nach den in Art. 278 bis 282 (S. 198 bis 204) und oben (unter e, 1 u. 2) für Druckplatten und in Kap. 7 (unter c) für Lagerplatten gegebenen Regeln auszubilden.

307.  
Schräge  
Stützen.

Schräge Stellung der Stützen erzielt man in den seltenen Fällen, in denen sie gefordert wird, durch Anwendung gegliedeter Druck- oder Ankerplatten, indem man die Plattenauffätze mit der Grundplatte den verlangten Winkel bilden läßt.

In solchen Fällen werden die in die Unterstützung eingreifenden unteren Kreuzrippen oder das Festlegen durch Randrollen besonders wichtig, weil sie die wagrechte Seitenkraft des schrägen Stützendruckes auf die unterstützenden Teile zu übertragen haben, wenn nicht das unterstützende Mauerwerk selbst schräg, d. h. winkelrecht zur Stützenachse, gestellt ist. In diesem Falle werden die Grundplatten ganz regelmäsig und bedürfen der unteren Kreuzrippe nicht. Die Anlage des unterstützenden Mauerwerkes oder Quaders rechtwinkelig zur Stützenachse ist derjenigen eines schief entwickelten Fusses stets vorzuziehen.

## 7. Kapitel.

### T r ä g e r.

Die im Hochbauwesen vorkommenden Träger werden aus Gußeisen oder aus Schweifeseisen hergestellt. Vor Ausbildung des Walzverfahrens wurden gußeiserne Träger sehr häufig verwendet; gegenwärtig sind letztere von den schweifeseisernen fast ganz verdrängt.

Für die Ermittlung der Spannungen in den fog. Balkenträgern, welche hier allein in Frage kommen, aus den Momenten und Querkraften muß auf Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« verwiesen werden. In Abt. II, Abfchn. 2, Kap. 2<sup>125)</sup> wurde dort zunächst (Art. 355 bis 357, S. 315 bis 317<sup>126)</sup> Allgemeines

<sup>125)</sup> 2. u. 3. Aufl.: Abt. II, Abfchn. 3, Kap. 2.

<sup>126)</sup> 2. Aufl.: Art. 146 bis 148 (S. 124 bis 126); 3. Aufl.: Art. 148 bis 150 (S. 139 bis 142).

308.  
Vor-  
bemerkungen.



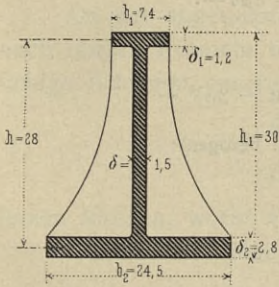
über äußere Kräfte und Einteilung der Träger überhaupt und alsdann (Art. 358 bis 372, S. 317 bis 338<sup>127)</sup> über die Bestimmung der Momente und Querkräfte für die verschiedenen Arten von Balkenträgern vorgeführt. Für ungegliederte Träger sind die Ermittlung der Spannungen und die daraus sich ergebenden Querschnittsbestimmungen nach Art. 295 bis 331 (S. 257 bis 293<sup>128)</sup> vorzunehmen; für gegliederte oder Gitterträger sind die Untersuchungen in Art. 373 bis 407 (S. 338 bis 374<sup>129)</sup> maßgebend.

a) Gufseiserne Träger.

Träger aus Gufseisen erhalten selten einen anderen Querschnitt, als den I-förmigen; doch muß der I-Querschnitt wegen der ungleichmäßigen Widerstandsfähigkeit gegen Zug und Druck nach Maßgabe des in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (Art. 302, 263<sup>130)</sup> Gefügten unsymmetrisch ausgebildet werden.

309.  
Form  
und  
Berechnung.

Fig. 597.



Diese Träger dürfen nur unter ruhender Last verwendet werden, da sie Erschütterungen und Stöße auch in geringem Maße nicht vertragen.

Im Gegenfatze zu den schweißeisernen Trägern macht das Anpassen des Trägers an die angreifenden Momente durch entsprechende Veränderung des Querschnittes nicht die geringste Schwierigkeit und sollte daher stets ausgeführt werden.

Unter Beibehaltung der an oben angeführter Stelle gemachten Annahmen und mit Bezug auf die in Fig. 597 eingeschriebenen Bezeichnungen lassen sich zwischen Spannung, Querschnittsabmessungen und Angriffsmoment  $M$ , wenn letzteres in der lotrechten Trägerachse wirkt, die Näherungsgleichungen für die Gurtungsquerschnitte aufstellen:

$$f_2 = \frac{5 M}{4 h s_g} + \frac{\delta h}{6} \quad \text{und} \quad f_1 = \frac{f_2}{3} - \frac{\delta h}{3}, \quad \dots \quad 242.$$

oder wenn etwa aus äußeren Gründen  $f_2$  angenommen werden muß:

$$h = \frac{3}{\delta} \left( f_2 - \sqrt{f_2^2 - \frac{5 M \delta}{6 s_g^2}} \right) \quad \text{und} \quad f_1 = \frac{f_2}{3} - \frac{\delta h}{3}, \quad \dots \quad 243.$$

worin  $s_g$  die zulässige Zugspannung,  $f_1$  den Querschnitt der oberen Gurtung und  $f_2$  den Querschnitt der unteren Gurtung bedeutet. Für  $\delta$  ist ein bequemes Gufsmas, nicht unter 1,2 cm, anzunehmen.

Es empfiehlt sich, die Flanche solcher gufseiserner Träger etwa in Abständen gleich der dreifachen Trägerhöhe, namentlich aber in den Angriffspunkten von Einzellasten und über den Auflagern, durch lotrechte Rippen gegen den Steg abzusteißen (Fig. 597).

Der rechteckige Kastenquerschnitt ist weniger gut als der I-förmige, weil man

<sup>127)</sup> 2. Aufl.: Art. 149 bis 163 (S. 126 bis 145); 3. Aufl.: Art. 151 bis 164 (S. 142 bis 165).  
<sup>128)</sup> 2. Aufl.: Art. 85 bis 108 (S. 59 bis 83); 3. Aufl.: Art. 94 bis 124 (S. 70 bis 109).  
<sup>129)</sup> 2. Aufl.: Art. 165 bis 200 (S. 147 bis 183); 3. Aufl.: Art. 179 bis 202 (S. 177 bis 203).  
<sup>130)</sup> 2. Aufl.: Art. 92 (S. 66); 3. Aufl.: Art. 99 (S. 78).



in der Abmessung der Gurtungsquerschnitte dabei weniger frei ist und die Schwierigkeiten des Gusses wesentlich grössere sind.

310.  
Beispiel.

Beispiel. Ein Träger von 4 m Länge hat auf 1 cm 17,2 kg zu tragen und ruht auf zwei Stützen. Für die Höhe  $h_1$  stehen nur 30 cm zur Verfügung;  $\delta$  soll 1,5 cm betragen. Für  $h$  ist  $h_1 - \frac{\delta_1}{2} - \frac{\delta_2}{2}$ , also vorläufig annähernd 28 cm einzuführen. Es wird nach den Gleichungen 242, wenn  $s_g = 250$  kg für 1 qcm zugelassen wird,

$$f_2 = \frac{5 \cdot 17,2 \cdot 400^2}{8 \cdot 28 \cdot 250} + \frac{1,5 \cdot 28}{6} = 68,7 \text{ qcm} \quad \text{und} \quad f_1 = \frac{68,7}{3} - \frac{1,5 \cdot 28}{3} = 8,9 \text{ qcm.}$$

Wird sonach  $\delta_1 = 1,2$  cm und  $\delta_2 = 2,8$  cm gemacht, so muß  $b_1 = \frac{8,9}{1,2} = 7,4$  cm und  $b_2 = \frac{68,7}{2,8} = 24,5$  cm werden, und die ganze Höhe beträgt  $28 + \frac{1,2 + 2,8}{2} = 30$  cm.

Da die Formel nur annähernd richtige Ergebnisse liefert, so muß nach Gleichung 34 in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte (S. 261<sup>131</sup>) geprüft werden, wie groß die größten Spannungen oben und unten werden.

Die Lage des Schwerpunktes über der Unterkante des Trägers wird bestimmt durch

$$s_o = \frac{7,4 \cdot 1,2 \cdot 29,4 + 26 \cdot 1,5 \cdot 15,8 + 24,5 \cdot 2,8 \cdot 1,4}{7,4 \cdot 1,2 + 26 \cdot 1,5 + 24,5 \cdot 2,8} = 8,35 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment für die Y-Achse beträgt<sup>132</sup>)

$$\mathcal{I}_y = \frac{1}{3} \left[ 24,5 \cdot 8,35^3 + 7,4 (30 - 8,35)^3 - (24,5 - 1,5) (8,35 - 2,8)^3 - (7,4 - 1,5) (30 - 8,35 - 1,2)^3 \right] = 11654 \text{ (auf Centim. bezogen);}$$

folglich die Spannung in der Unterkante

$$s' = \frac{17,2 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{8,35}{11654} = 247 \text{ kg für 1 qcm,}$$

in der Oberkante

$$\frac{17,2 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{30 - 8,35}{11654} = 640 \text{ kg für 1 qcm.}$$

Da die zulässige Druckspannung in der Unterkante 250 kg für 1 qcm war und die zulässige Druckspannung bis zum dreifachen der Zugspannung zugelassen wird, so ist die Spannung unten das  $\frac{247}{250} = 0,99$  fache, oben das  $\frac{640}{750} = 0,85$  fache der zulässigen, und die Gurtungen können also noch auf das  $\frac{0,99 + 0,85}{2} = 0,92$  fache verschwächt werden; doch wäre dies mit Rücksicht auf die Kleinheit der Masse der oberen Gurtung nicht zu empfehlen.

## b) Schweißeiserne Träger.

Unter den schweißeisernen Trägern können gewalzte und zusammengesetzte Träger unterschieden werden. Bei ersteren werden die Eisenbahnschienen von den sonstigen Walzeisen zu sondern fein; die zusammengesetzten Träger können vollwandig, Blechträger oder gegliedert, Gitterträger, fein.

### 1) Eisenbahnschienen als Träger.

Eisenbahnschienen werden bei Hochbauten vielfach als Träger benutzt, hauptsächlich wohl aus dem Grunde, weil sie oft leicht und billig zu haben sind; letzteres trifft hauptsächlich für gebrauchte alte Schienen zu. Insbesondere zur Ueberdeckung von Thor- und anderen Wandöffnungen, zur Unterstützung von Treppen, als Erkerträger u. f. w. werden Eisenbahnschienen häufig benutzt; bisweilen treten sie auch

<sup>131)</sup> 2. Aufl.: Gleichung 42 (S. 64); 3. Aufl.: Gleichung 56 (S. 75).

<sup>132)</sup> Nach: Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte (Art. 310, S. 268 dieses Handbuchs).



bei der Ueberwölbung von Keller- und anderen Räumen an die Stelle von I-förmigen Walzträgern (siehe unter 2).

Die einschlägigen statischen Ermittlungen werden in gleicher Weise, wie bei anderen gewalzten Trägern vorgenommen.

312.  
Berechnung.

Zieht man die gegenwärtig üblichen breitfüßigen Schienen in Betracht, so ist nach *Winkler*<sup>133)</sup> annähernd die Querschnittsfläche des Schienenquerschnittes

$$F = \begin{array}{ll} \text{für Eifenschienen:} & \text{für Stahlschienen:} \\ 0,285 h^2 & 0,274 h^2 \end{array} \text{ Quadr.-Centim.,}$$

wenn  $h$  die Schienenhöhe (in Centim.) bezeichnet.

Das Eigengewicht für 1 lauf. Meter beträgt nahezu

$$g = \begin{array}{ll} 0,22 h^2 & 0,21 h^2 \end{array} \text{ Kilogr.}$$

Das Trägheitsmoment des Schienenquerschnittes für die wagrechte Schwerachse des aufrecht gestellten Querschnittes ist ungefähr

$$\mathcal{I} = \begin{array}{ll} 0,0383 h^4 & 0,0364 h^4. \end{array}$$

Da nur abgenutzte Schienen in Frage kommen, kann man die Querschnitte nach obigen Formeln nicht voll ausnutzen; im Durchschnitt wird man für breitfüßige Schienen neuerer Querschnittsbildung

$$\text{das Trägheitsmoment } \mathcal{I} = 0,035 h^4, \dots \dots \dots 244.$$

$$\text{das Widerstandsmoment } \frac{\mathcal{I}}{e} = 0,07 h^3 \dots \dots \dots 245.$$

setzen können, worin  $h$  in Centim.

Demnach ist eine auf  $l$  Centim. Stützweite frei tragende Schiene im Stande:

$$\text{auf 1 cm ihrer Länge die Last } \dots \dots q = 392 \frac{h^3}{l^2} \text{ Kilogr., } \dots \dots 246.$$

$$\text{in der Mitte ihrer Länge die Einzellaft } P = 196 \frac{h^3}{l} \text{ » } \dots \dots 247.$$

zu tragen, wobei eine Beanspruchung des Eisens von 700 kg für 1 qcm entsteht.

Stärkere Träger durch Zusammennieten mehrerer alter Schienen zu bilden, ist nicht zu empfehlen, da das geringwertige Material die Kosten guter Nietung nicht mit Vorteil trägt; übrigens entstehen unvorteilhafte Materialverteilungen und durch die Nietlöcher in den ziemlich dicken Füßen beträchtliche Schwächungen.

Beispiel 1. Eine Schiene von 13 cm Höhe, welche zur Unterstützung von Kellerkappen dient, hat auf 1 lauf. Centim. ( $q =$ ) 7 kg zu tragen; wie weit darf sie frei liegen?

313.  
Beispiele.

Nach Gleichung 246 ist  $7 = 392 \frac{13^3}{l^2}$ , woraus

$$l = \sqrt{\frac{392}{7} 13^3} = \approx 350 \text{ cm.}$$

Beispiel 2. Ueber einer Oeffnung von 3 m Stützweite steht mitten ein Pfeiler von 5000 kg Gewicht; wie viele 13 cm hohe Schienen sind zu seiner Unterstützung notwendig?

Nach Gleichung 247 trägt eine Schiene

$$P = 196 \frac{13^3}{300} = 1435 \text{ kg;}$$

sonach müssen  $\frac{5000}{1435} = 4$  Schienen gelegt werden.

Beispiel 3<sup>134)</sup>. Ein Erkervorbau, welcher bei 1,0 m Ausladung und 2,5 m Breite in jedem Geschoße ein ausgekragtes Traggerippe aus Schienen erhält, hat an der Vorderseite ein 1,6 m breites, 2,6 m hohes und in jeder Seitenwand ein 0,5 m breites, 2,6 m hohes Fenster; die Geschoßhöhe beträgt 4,2 m, die Brüstungshöhe der Fenster 0,75 m; die Stärke der Eckpfeiler zwischen den Fenstern beträgt

133) In: Vorträge über Eisenbahnbau etc. I. Heft: Der Eisenbahn-Oberbau. 3. Aufl. Prag 1875. S. 77 u. 240.

134) Bezüglich der hier benutzten Formeln vergl. die in den Fußnoten 135 bis 138 angezogenen Gleichungen.



1½ Stein, die der Fensterbrüftungen und Fensterübermauerungen 1 Stein. Die Eisenkonstruktion besteht aus 2 vorgekragten Schienenlagen unter den Seitenwänden und einer auf deren freie Enden gelagerten Schienenlage unter der Vorderwand. Die Mitten der beiden vorgekragten Schienenlagen liegen 2,50 — 0,38 = 2,12 m auseinander und bestimmen die Stützweite der vorderen Schienenlage zu 2,12 m. Das Auflager der vorderen Schienenlage ist zu 1,00 —  $\frac{0,38}{2}$  = 0,81 m von der Wand anzunehmen.

α) Die vordere Schienenlage (Fig. 598) hat an beiden Enden auf  $\frac{2,12 - 1,60}{2}$  = 0,26 m Länge zuerst den vollen Pfeiler von

$$4,2 \cdot 0,38 \cdot 0,01 \cdot 1700 = 27 \text{ kg}$$

Gewicht für 1 lauf. Centim. zu tragen; dann folgt aus der Fensterübermauerung eine 26 cm vom Lager entfernte Einzellast von

$$\frac{1}{2} \cdot 0,25 \cdot 1,6 (4,2 - 0,75 - 2,60) 1700 = 289 \text{ kg};$$

endlich ruft die Brüftung unter dem Fenster auf 1,60 m Breite für 1 lauf. Centim. die Last von  $0,25 \cdot 0,75 \cdot 0,01 \cdot 1700 = 3,2 \text{ kg}$  hervor. Außerdem hat der Vorderträger aus dem Erkerfußboden noch 2 kg für 1 lauf. Centim. auf 2,50 — 2 · 0,38 = 1,74 m Länge in der Mitte zu tragen.

Die vom Vorderträger auf die ausgekragten Schienen ausgeübten Auflagerdrücke sind demnach

$$27 \cdot 26 + 289 + \frac{160}{2} 3,2 + \frac{174}{2} 2 = 1421 \text{ kg};$$

das Biegemoment in der Mitte ist

$$M = 1421 \frac{212}{2} - 27 \cdot 26 \left( \frac{212}{2} - \frac{26}{2} \right) - 289 \left( \frac{212}{2} - 26 \right) - \frac{160}{2} 3,2 \frac{160}{4} - \frac{174}{2} 2 \frac{174}{4} = 44411 \text{ cmkg}.$$

Werden  $n$  Schienen nebeneinander gelegt, so ist bei einer Beanspruchung von  $s = 700 \text{ kg}$  für 1 qcm nach Gleichung 245 bei 8 cm Schienenhöhe das  $s$ -fache Widerstandsmoment  $700 n \frac{f}{e} = n \cdot 700 \cdot 0,07 \cdot 8^3 = 25088 n$ . Somit folgt die erforderliche Anzahl Schienen aus  $25088 n = M = 44411$  mit  $n = 2$ .

β) Die ausgekragte Schienenlage von 81 cm theoretischer Länge trägt (Fig. 599) am freien Ende den Auflagerdruck des Vorderträgers mit 1421 kg, ferner den Rest der Vorderwand mit

$$0,38 \cdot 4,20 \frac{2,5 - 1,6 - 2 \cdot 0,26}{2} 1700 = 515 \text{ kg};$$

hierauf folgt aus dem auf dem Träger stehenden, 38 cm starken Pfeiler eine Last von 27 kg bis zum Fenster, d. h. auf  $\frac{1,00 - 0,38 - 0,50}{2} = 0,06 \text{ m}$  Länge;

weiter folgt in der Fensterkante aus der Fensterübermauerung eine Einzellast von  $\frac{0,50 \cdot 0,25}{2} (4,20 - 0,75 - 2,60) 1700 = 90 \text{ kg}$ ;

alsdann aus der Fensterbrüftung auf 50 cm Länge, wie oben, 3,2 kg Last auf 1 cm; hierauf in der Fensterkante die Einzellast der Fensterübermauerung mit 90 kg, und schließlich wieder aus der  $\frac{1,00 - 0,38 - 0,50}{2} = 0,06 \text{ m}$

breiten Vorlage im Anschlusse an die Wand eine Last von 27 kg für 1 cm.

Das Biegemoment in der Vorderkante der Wand ist somit

$$M = (1421 + 515) 81 + 27 \cdot 6 \left( 81 - \frac{38}{2} - \frac{6}{2} \right) + 90 (6 + 50) + 3,2 \cdot 50 \left( \frac{50}{2} + 6 \right) + 90 \cdot 6 + 27 \cdot 6 \frac{6}{2} = 177400 \text{ cmkg}.$$

Die Querkraft  $V$  in der Wandfläche beträgt

$$V = 1421 + 515 + 2 \cdot 6 \cdot 27 + 2 \cdot 90 + 50 \cdot 3,2 = 2600 \text{ kg}.$$

Dieser Wert wird später bei der Berechnung der Auflagerung solcher einseitig eingemauerter Träger zur Geltung kommen. (Vergl. Kap. 7, unter c.)

Fig. 598.

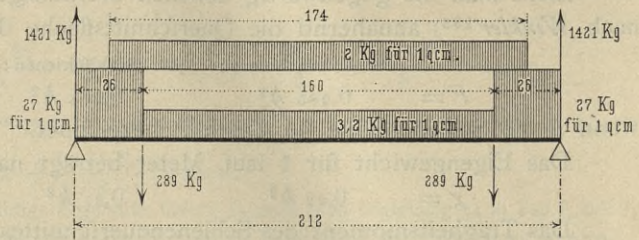
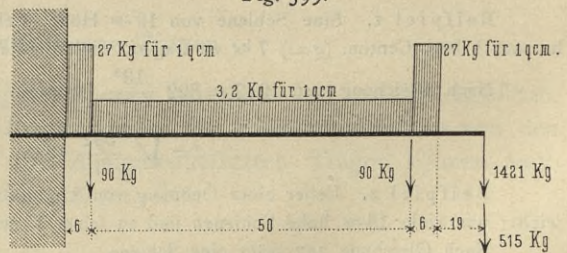


Fig. 599.





Werden hier je  $n$  Schienen von 13 cm Höhe ausgekragt, so ist das  $s$ -fache Widerstandsmoment bei einer Beanspruchung von  $s = 700$  kg für 1 qcm nach Gleichung 245:  $n \cdot 0,07 \cdot 13^3 \cdot 700 = 107653 n$ . Demnach folgt aus  $107653 n = M = 177400$  die Zahl der Schienen  $n = 2$ .

Somit hat der Eisenrahmen in den auskragenden Teilen aus je zwei 13 cm hohen Schienen, über deren Enden zwei 8 cm hohe Schienen zum Tragen der Vorderwand gestreckt sind, zu bestehen; erstere können, falls niedrigere Schienen vorhanden sind, etwas leichter gewählt werden. Die Lagerung der in die Wand gesteckten Schienenpaare wird später (in Kap. 7, unter c) erörtert werden.

## 2) Walzeisen als Träger.

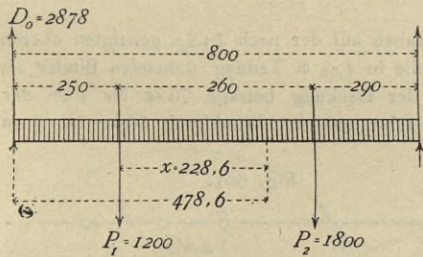
Solche Träger werden hauptsächlich als Belag-, **C**-, **Z**- und **I**-Eisen hergestellt; für die Querschnittsform dieser Formeisen sind die »Deutschen Normalprofile für Walzeisen« maßgebend, welche in Teil I, Bd. 1, erste Hälfte (Abt. I, Abschn. 1, Kap. 6) dieses »Handbuches« mitgeteilt sind; die betreffenden Tabellen enthalten neben den Querschnittsabmessungen auch die zur Berechnung notwendigen Angaben über die Lage des Schwerpunktes und die Größe der Widerstands- und der Trägheitsmomente.

Einige Beispiele mögen die Anwendung jener Tabellen unter Benutzung der früher entwickelten Formeln erläutern.

Beispiel 1. Ein **I**-Träger sei nach Fig. 600 durch die Einzellasten  $P_1$  und  $P_2$ , sowie durch die gleichförmig verteilte Last von  $3,5$  kg auf 1 cm der Länge belastet. Der Auflagerdruck beträgt<sup>135)</sup>

$$D_0 = \frac{3,5 \cdot 800}{2} + \frac{1200(260 + 290) + 1800 \cdot 290}{800} = 2878 \text{ kg.}$$

Fig. 600.



Das größte Angriffsmoment liegt da, wo die Summe der Querkräfte gleich Null ist. Man findet diese Stelle am einfachsten durch allmähliches Abziehen der Lasten vom Auflagerdrucke von links oder rechts her.

Zieht man zunächst von  $D_0 = 2878$  das Produkt  $250 \cdot 3,5 = 875$  ab, so bleibt ein Rest von 2003;  $P_1 = 1200$  hiervon abgezogen giebt als Rest 803. Das Produkt  $260 \cdot 3,5 = 910$  ist schon größer, als der letzte Rest, so daß die gefuchte Stelle zwischen  $P_1$  und  $P_2$  liegen muß, und zwar von  $P_1$  um eine Strecke  $x$  entfernt, welche aus der Beziehung  $x \cdot 3,5 = 803$  mit  $x = 228,6$  cm folgt.

Für diese Stelle, die also  $250 + 228,6 = 478,6$  cm vom linken Auflager entfernt liegt, ist das Moment<sup>136)</sup>

$$M_{max} = 2878 \cdot 478,6 - 478,6 \cdot 3,5 \cdot \frac{478,6}{2} - 1200 \cdot 228,6 = 702024 \text{ cmkg.}$$

Der Wert  $\frac{f}{e}$  oder das fog. Widerstandsmoment des Trägers ergibt sich<sup>137)</sup> bei einer zulässigen Spannung von 1000 kg für 1 qcm aus der Gleichung

$$\frac{M}{s} = \frac{702024}{1000} = \frac{f}{e} = 702 \text{ (auf Centim. bezogen),}$$

und es muß daher nach der Tabelle über die Normalprofile von **I**-Eisen<sup>138)</sup> mindestens Nr. 32 mit dem Widerstandsmoment  $\frac{f}{e} = 788,9$  gewählt werden.

Beispiel 2. Ein 5,1 m tiefer Kellerraum soll in der Weise eingedeckt werden, daß in  $3,25$  m Teilung **I**-Träger gestreckt und zwischen diesen Kappen von  $\frac{1}{2}$  Stein, in den Kämpfern 1 Stein Stärke mit Uebermauerung, Bettung, Lagerhölzern und Bretterfußboden eingewölbt werden. Das Gewicht, welches diese Kappen für 1 cm auf den Träger übertragen, beträgt  $20,5$  kg, einschl. des schätzungsweise festgelegten Eigengewichtes des Trägers. Wird eine der beiden anschließenden Kappen mit  $250$  kg für 1 qm belastet,

314.  
Grundlagen  
der  
Berechnung.

315.  
Beispiele.

<sup>135)</sup> Nach: Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte (Gleichung 162, S. 326).

<sup>136)</sup> Nach ebendaf. (S. 328; 2. Aufl.: S. 128; 3. Aufl.: S. 76).

<sup>137)</sup> Nach ebendaf. (Gleichung 36, S. 262; 2. Aufl.: Gleichung 44, S. 65; 3. Aufl.: Gleichung 58, S. 76).

<sup>138)</sup> In Teil I, Bd. 1, erste Hälfte dieses »Handbuches« (S. 198; 2. Aufl.: S. 251).



fo überträgt sie auf den Träger noch  $0,01 \cdot 3,25 \cdot 250 \cdot 0,5 = 4,1$  kg für 1 lauf. Centim.; außerdem erhält 1 cm des Trägers aber aus dem stärkeren Schube der belasteten Kappe gegenüber der unbelasteten eine wagrechte Belastung von  $1,2$  kg für 1 cm.

Der Träger wird an jedem Ende 35 cm lang in die Wand gesteckt, so dafs die Stützweite  $510 + 35 = 545$  cm beträgt.

In der Mitte ist fonach das Biegungsmoment

$$\text{in lotrechtem Sinne } (20,5 + 4,1) \frac{545^2}{8} = 916\,000 \text{ cmkg,}$$

$$\text{in wagrechtem Sinne } . . . 1,2 \frac{545^2}{8} = 44\,500 \text{ cmkg.}$$

Wird zunächst Nr. 36 der »Deutschen Normalprofile für I-Eisen« angenommen, fo ergeben sich für dieses die folgenden Spannungen.

Für die wagrechte Schwerachse ist nach der Normaltabelle über I-Eisen  $\frac{J}{c} = 1098 \text{ cm}^3$  und für die lotrechte  $\frac{J}{e} = \frac{956}{7,15} = 134$  (auf Centim. bezogen).

In den Flanschen ergibt sich aus beiden Beanspruchungen zusammen also die Spannung

$$\sigma = \frac{916\,000}{1098} + \frac{44\,500}{134} = 833 + 332 = 1165 \text{ kg für 1 cm.}$$

Sind beide anschließende Kappen voll belastet, fo verschwindet die wagrechte Beanspruchung wegen der beiderseits gleichen Schübe; die lotrechte erhöht sich dagegen auf  $20,5 + 4,1 + 4,1 = 28,7$  kg für 1 cm. Das lotrechte Biegungsmoment wird nun  $\frac{28,7 \cdot 545^2}{8} = 1\,065\,000$  cmkg, und daraus folgt eine Beanspruchung von

$$\frac{1\,065\,000}{1098} = 972 \text{ kg für 1 cm.}$$

Diese Spannungen können zugelassen werden, da die Last nicht stofsweise wirkt und die Lastannahmen sehr ungünstige sind.

Beispiel 3<sup>139)</sup>. Pfetten von Z-förmigem Querschnitte ruhen auf der nach 1:2,5 geneigten oberen Gurtung eines Dachstuhles in 1,50 m Teilung und sind über die in 4,50 m Teilung stehenden Binder als durchlaufende Gelenkträger hingestreckt. Das Eigengewicht der Deckung betrage 70 kg für 1 qm der Grundfläche, die Schneebelastung 75 kg für 1 qm der Grundfläche und der Winddruck 50 kg für 1 qm Dachfläche rechtwinkelig zu dieser. Der wagrecht gemessene Pfettenabstand beträgt

$$(1,5 \cdot 2,5) : \sqrt{1 + (2,5)^2} = 1,392 \text{ m.}$$

Damit die Momente an den drei Stellen 1, 2 und 3 des durchlaufenden Gelenkträgers (Fig. 601) gleich werden, ist

$$d = \frac{l(\sqrt{2}-1)}{2\sqrt{2}} = 0,1464 l = 0,1464 \cdot 450 = 66,2 \text{ cm}$$

zu machen; dann wird  $M_1 = M_2 = M_3 = \frac{q l^2}{16}$  bei der Last  $q$  auf 1 cm Länge.

Diese Einheitslast ist für Eigengewicht:  $0,01 \cdot 1,392 \cdot 70 = 0,973$  kg für 1 cm;

» » » » Schneelast:  $0,01 \cdot 1,392 \cdot 75 = 1,047$  » » » » ;

» » » » Wind:  $0,01 \cdot 1,5 \cdot 50 = 0,75$  » » » » ;

fomit beträgt 1) das lotrechte Moment aus Eigenlast:  $\frac{0,973 \cdot 450^2}{16} = 12\,300$  cmkg,

2) » » » » Schnee:  $\frac{1,047 \cdot 450^2}{16} = 13\,250$  cmkg,

3) » zur Dachfläche rechtwinkelige Moment aus Wind:  $\frac{0,75 \cdot 450^2}{16} = 9\,500$  cmkg.

Diese drei Momente sind in Fig. 602 fo durch Auftragen im Mafsstabe 1 cm = 7500 cmkg vereinigt, dafs man bilden kann aus 1 und 2 das größte lotrechte Moment  $I = 25\,550$  cmkg, aus 1 und 3 das am weitesten von der Lotrechten abweichende Moment  $III = 21\,300$  cmkg, und aus 1, 2 und 3 das größte Moment überhaupt  $II = 34\,600$  cmkg.

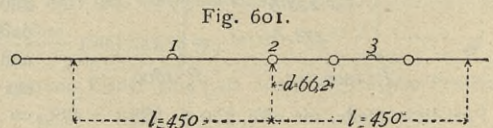


Fig. 601.

<sup>139)</sup> Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 447; 1895, S. 169.

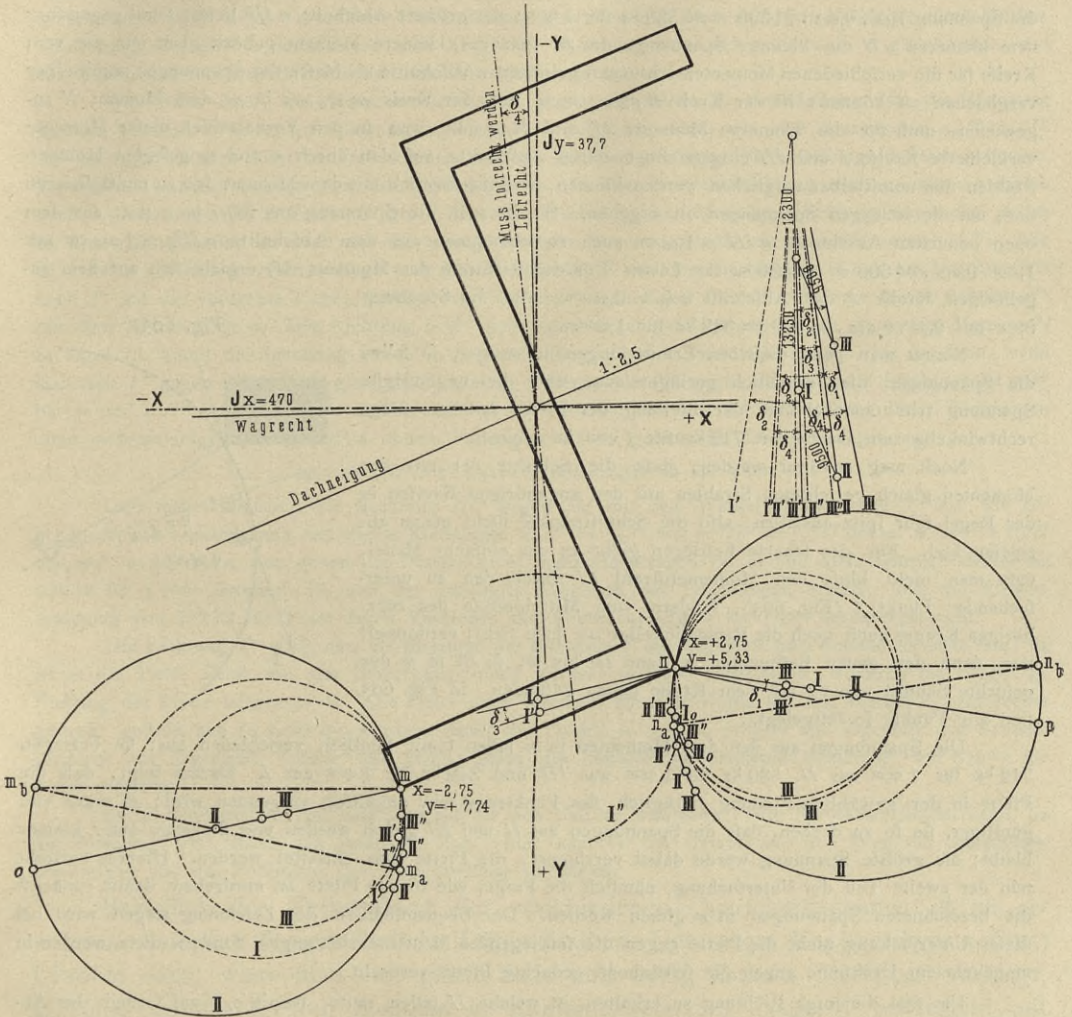


Nun soll untersucht werden, welche Spannungen diese Momente in einem mit dem Stege rechtwinkelig zur Dachfläche gestellten **Z**-Eisen Nr. 12 hervorrufen, dann auch, wie man die Pfette gegen diese Stellung etwa zu verdrehen hat, um sie am günstigsten auszunutzen, d. h. die entstehenden Spannungen möglichst niedrig zu halten.

Die Spannungsermittlung verläuft wie folgt.

Die **Z**-Pfette Nr. 12 ist in Fig. 602 zunächst rechtwinkelig zur Dachneigung gestellt, und die den Angaben der Normaltabelle entnommenen Hauptachsen **X** und **Y** sind eingetragen; die Hauptträgheits-

Fig. 602.



Mafsstab für die Momente: 1 cm = 7500 cm<sup>2</sup>/kg.

Mafsstab für die Größen *a* und *b*: 1 cm = 0,015 (auf Centim. bezogen).

momente sind  $\mathcal{J}_x = 470$  und  $\mathcal{J}_y = 37,7$  (beide auf Centim. bezogen). Eine der Ecken *m* oder *n* wird die gefährdetste sein. Für jede derselben ermittle man die Koordinaten *x* und *y*, welche in Fig. 602 beigefschrieben sind, und dann die Größen  $a = \frac{y}{\mathcal{J}_x}$  und  $b = \frac{x}{\mathcal{J}_y}$ . Es wird

$$a_m = \frac{7,74}{470} = 0,01645 \text{ (auf Centim. bezogen)}, \quad b_m = -\frac{2,75}{37,7} = -0,073 \text{ (auf Centim. bezogen)},$$

$$a_n = \frac{5,33}{470} = 0,01135 \text{ (auf Centim. bezogen)}, \quad b_n = \frac{2,75}{37,7} = +0,073 \text{ (auf Centim. bezogen)}.$$



Trägt man diese Werte  $a$  und  $b$  nach dem Vorzeichen im Sinne der Achsen  $X$  und  $Y$  in gleicher Richtung mit diesen vom Punkte  $n$  bis  $n_a$  und  $n_b$  und von  $m$  bis  $m_a$  und  $m_b$  auf, und legt durch die drei Punkte  $m$ ,  $m_a$ ,  $m_b$  und  $n$ ,  $n_a$ ,  $n_b$  je einen Kreis, was in Fig. 602 im Maßstabe  $1\text{ cm} = 0,015$  geschehen ist, so kann man die aus verschiedenen Momenten entstehenden Spannungen ablesen, wenn man von  $n$  und  $m$  aus die Richtung des Moments in den Kreis hineinzieht, z. B.  $nII$  für das größte Moment  $II$ , den vom Kreise hierauf gebildeten Abschnitt mißt; für  $nII$  ergibt sich  $1,375\text{ cm}$ , also  $1,375 \cdot 0,015 = 0,0206$ , und das Moment mit diesem Abschnitte multipliziert. Moment  $II$  erzeugt daher in  $n$  die Spannung  $0,0206 \cdot 34600\text{ cmkg} = 712\text{ kg}$  für  $1\text{ qcm}$ , womit der erste Teil der Aufgabe gelöst ist.

Das Moment  $III$  liefert auf seiner durch  $n$  gelegten Richtung den Abschnitt  $nIII = 1,66\text{ cm}$ , also die Spannung  $1,66 \cdot 0,015 \cdot 21300 = \infty 530\text{ kg}$  für  $1\text{ qcm}$ ; der größere Abschnitt  $nIII$  liefert somit gegenüber dem kleineren  $nII$  die kleinere Spannung, da zu ihm das kleinere Moment gehört. Um nun die vom Kreise für die verschiedenen Momentenrichtungen gelieferten Abschnitte als Maße der Spannungen unmittelbar vergleichen zu können, ist der Kreis  $n n_a n_b$  in  $n$  und der Kreis  $m m_a m_b$  in  $m$  dem Moment  $II$  zugewiesen, und für die kleineren Momente  $M_I$  und  $M_{III}$  sind dann in den Verhältnissen dieser Momente verkleinerte Kreise  $I$  und  $III$  eingezeichnet, deren Abschnitte auf den durch  $n$  und  $m$  gelegten Momentstrahlen nun unmittelbar verglichen werden können, weil sie sämtlich mit dem Moment  $M_{II}$  zu multiplizieren sind, um die richtigen Spannungen zu ergeben. So ist z. B. die Spannung aus  $M_{III}$  in  $n$  statt aus dem oben benutzten Abschnitte  $nIII = 1,66\text{ cm}$  auch zu entnehmen aus dem Abschnitte  $nIII_0 = 1,025\text{ cm}$  mit  $1,025 \cdot 0,015 \cdot 34600 = \infty 530\text{ kg}$  für  $1\text{ qcm}$ . Für die Richtung des Moments  $M_I$  ergibt sich auf dem zugehörigen Kreise  $I$  der Abschnitt  $nI_0 = 0,66\text{ cm}$ , also die Spannung in  $n$  mit  $0,66 \cdot 0,015 \cdot 34600 = 342\text{ kg}$  für  $1\text{ qcm}$ .

Nimmt man ganz dieselben Ermittlungen in  $m$  vor, so fallen die Spannungen hier erheblich geringer aus, und die ungünstigste Spannung tritt demnach bei der Stellung der Pfette mit dem Stege rechtwinkelig zum Dache mit  $712\text{ kg}$  für  $1\text{ qcm}$  in  $n$  ein.

Noch mag erwähnt werden, daß die Schnitte der mit den Momenten gleich gerichteten Strahlen mit den zugehörigen Kreisen in der Regel sehr spitz ausfallen, also die Schnittpunkte nicht genau abzulesen sind. Für das scharfe Feflegen giebt es das einfache Mittel, daß man nicht blofs den Momentenstrahl  $tI$  durch den zu untersuchenden Punkt  $t$  (Fig. 603), sondern vom Mittelpunkte des zugehörigen Kreises auch noch die Rechtwinkelige  $uv$  dazu zieht; verdoppelt man dann den genau bestimmten Abstand  $tv$  bis  $w$ , so ist in  $w$  der gefuchte Schnitt von  $tI$  mit dem Kreise genau gefunden. In Fig. 603 sind alle Punkte so festgelegt.

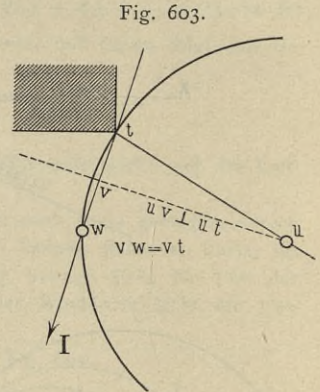


Fig. 603.

Die Spannungen aus den drei Momenten in  $n$  fallen somit sämtlich verschieden aus; sie betragen  $712\text{ kg}$  für  $1\text{ qcm}$  aus  $II$ ,  $530\text{ kg}$  für  $1\text{ qcm}$  aus  $III$  und  $342\text{ kg}$  für  $1\text{ qcm}$  aus  $I$ . Daraus folgt, daß die Pfette in der gewählten Stellung bezüglich des Punktes  $n$  sehr ungünstig ausgenutzt wird; es wäre viel günstiger, sie so zu drehen, daß die Spannungen aus  $II$  und  $III$  gleich werden und diejenige aus  $I$  kleiner bleibt; die größte Spannung würde dabei verringert, die Pfette also entlastet werden. Hieraus entsteht nun der zweite Teil der Untersuchung, nämlich die Frage, wie ist die Pfette zu verdröhen, damit zunächst die bezeichneten Spannungen in  $n$  gleich werden. Der Bequemlichkeit der Zeichnung wegen wird bei dieser Untersuchung nicht die Pfette gegen die festliegenden Momentenrichtungen, sondern diese werden in umgekehrtem Drehsinne gegen die feststehend gedachte Pfette verdröht.

Um nun diejenige Richtung zu erhalten, in welche  $II$  fallen muß, damit  $\sigma_n II$  auf Grund des Abschnittes in Kreis  $II = \sigma_n III$  auf Grund des Abschnittes in Kreis  $III$  wird, lege man den Winkel  $\delta_1$  zwischen  $II$  und  $III$  nach der Seite in  $n$  an den Durchmesser  $np$  an, auf der die Spannungsabschnitte in den Kreisen bisher abgelesen waren, verlege den Mittelpunkt  $III$  nach  $III'$  auf den anderen Schenkel dieses Winkels und bringe den um diesen neuen Mittelpunkt geschlagenen Kreis  $III'$  mit dem ursprünglichen Kreise  $II$  zum Schnitte, der in  $I' III'$  fällt. Das genaue Feflegen dieser meist spitzen Kreischnitte geschieht ähnlich, wie oben dasjenige der Spannungsstrecken. Die Verbindungslinie von  $n$  mit diesem Schnittpunkte giebt die Richtung  $I''$  an, in die das Moment  $II$  gebracht werden muß, damit  $II$  und  $III$  in  $n$  gleiche Spannungen erzeugen; denn verdröht man nun  $III$  um den so für  $II$  erhaltenen Winkel  $\delta_2$  in die Lage  $III'$ , so schneidet diese Richtung gemäß der Entföhung des Punktes  $I' III'$  im Kreise  $III$  die gleiche Länge ab, wie die Richtung  $I''$  im Kreise  $II$ , in diesem Falle  $0,567\text{ cm}$ , so daß die von  $II$  und  $III$  in  $n$  erzeugten Spannungen beide gleich  $0,567 \cdot 0,015 \cdot 34600 = 294\text{ kg}$  für  $1\text{ qcm}$  betragen, während die



Spannung, die von dem um den gleichen Winkel  $\delta_2$  nach  $I'$  verdrehten Moment  $I$  erzeugt wird, kleiner bleibt, in diesem Falle zufällig  $O$  ist, weil die Richtung  $I'$ , durch  $n$  gezogen, den Kreis in  $n$  gerade berührt. Hiermit ist also für den Punkt  $n$  für sich ein sehr günstiger Spannungsausgleich erzielt, indem man die Pfette gegen die gezeichnete Stellung um den Winkel  $\delta_2$  zwischen den Richtungen  $OII$  und  $OIII'$ , aber in umgekehrtem Sinne, mit dem Kopfe nach rechts, verdreht.

Unterfucht man nun aber durch Eintragen der drei neuen Richtungen  $I'$ ,  $II'$  und  $III'$  in die drei Kreise an  $m$  die Spannungen in diesem Punkte, so findet man, daß diese hier ganz wesentlich größer werden; insbesondere erhält man auf der Richtung  $I'$  den Abschnitt von 1,36 cm am Kreise  $I$ , also die Spannung  $1,36 \cdot 0,015 \cdot 34600 = 706$  kg für 1 qcm aus  $I'$  in  $m$ , woraus folgt, daß mit dem günstigen Ausgleich in  $n$  allein keine vorteilhafte Pfettenstellung gefunden ist. Man muß den Ausgleich durch Pfettenverdrehung vielmehr so vornehmen, daß die größte Spannung in  $m$  der größten in  $n$  gleich wird, und die beiden anderen sowohl in  $m$  als auch in  $n$  kleiner ausfallen.

Dies führt dazu, die Momentenrichtungen gegen die Pfette so einzustellen, daß die Spannung  $\sigma_{mI}$  aus Moment  $I$  in  $m$  der Spannung  $\sigma_{nII}$  aus  $II$  in  $n$  gleich wird; die vier Spannungen  $\sigma_{mII}$ ,  $\sigma_{mIII}$ ,  $\sigma_{nI}$  und  $\sigma_{nIII}$  bleiben dann sämtlich kleiner, und die denkbar günstigste Pfettenstellung ist damit gefunden. Zu diesem Zwecke übertrage man den Durchmesser  $mo$  in unveränderter Richtung nach  $n$ , oder  $np$  ebenso nach  $m$ , und trage den zwischen  $II$  und  $I$  liegenden Winkel  $\delta_3$  nach derjenigen Richtung von  $n$  oder  $m$  aus an diesen Durchmesser an, nach der die auszugleichenden Spannungsabschnitte gemessen waren; in Fig. 602 ist ersteres geschehen. Nun verlege man den Mittelpunkt  $I$  von der übertragenen Lage des Durchmessers nach  $I''$  auf die verdrehte Lage, schlage von hier aus einen Kreis  $I''$  und bestimme seinen Schnitt  $II''$  mit dem Kreise  $II$  in  $n$ . Die Richtung  $nII''$  giebt dann diejenige Richtung  $II''$  an, in welche Moment  $II$  zu legen ist, damit die Spannung aus  $II$  in  $n$  gerade so groß wird, wie diejenige aus  $I$  in  $m$ ; denn, wenn man nun  $I''$  gegen  $I$  mit dem gleichen Winkel  $\delta_4$  festlegt, wie  $II''$  gegen  $II$ , dann die Strahlstrecke  $mI''$  bei  $m$  und  $nII''$  bei  $n$  mißt, so müssen diese gleich ausfallen, wie aus der Ermittlung dieser Richtungen ohne weiteres folgt. Beide sind in diesem Falle gleich 1 cm, geben also die Spannungen an:

$$\sigma_{mI} = \sigma_{nII} = 1 \cdot 0,015 \cdot 34600 = 519 \text{ kg für 1 qcm.}$$

Legt man schliesslich die Richtung  $III''$  gegen  $III$  mit dem Winkel  $\delta_4$  auch ebenso fest wie  $II''$  gegen  $II$  und ermittelt nun mit diesen Richtungen  $mII'' = \sigma_{mII}$  und  $mIII'' = \sigma_{mIII}$  bei  $m$ ,  $nIII'' = \sigma_{nIII}$  und  $nI'' = \sigma_{nI}$  bei  $n$ , von denen die letztere nicht mehr eingetragen ist, so sind diese sämtlich kleiner als 519 kg für 1 qcm; demnach ist nun der günstigste Ausgleich der Spannungen erzielt, und die Pfetten-spannung von 712 kg für 1 qcm durch Verdrehen der Pfette auf 519 kg für 1 qcm heruntergebracht.

Die Richtung  $I''$  muß nun als diejenige des Moments  $I$  aus Eigenlast und Schnee lotrecht sein; sie ist in die Pfette selbst mit der Bemerkung »muß lotrecht werden« eingetragen, wodurch die endgültige Stellung der Pfette festgelegt ist. Die Pfette muß demnach mit dem Kopfe um den Winkel  $\delta_4$  nach rechts gedreht gestellt und so befestigt werden, damit die Punkte  $m$  und  $n$ , ersterer aus Eigenlast und Schnee, letzterer aus Eigenlast, Schnee und Wind, beide die höchste vorkommende Spannung von 519 kg für 1 qcm erhalten.

Es ist selbstverständlich, daß man die für den Fall zu wählende Pfette schwächer halten kann, da die Spannung weit unter der zulässigen liegt; hier kam es nur darauf an, den Weg der Spannungsermittlung und des Festlegens der Pfettenstellung zu zeigen.

Bezüglich der Verwendung der verschiedenen Querschnittsformen ist zu erwähnen, daß man für gewöhnliche Träger (Balken, Unterzüge, Kappenträger u. f. w.) I-Profile oder, wenn man eine glatte Seite und wenig seitliche Steifigkeit verlangt, C-Profile wählt. L-Eisen kommen in zusammengesetzten Trägern vorwiegend mit anderen Eisenforten vereinigt vor; J-Träger werden wohl aus zwei Winkeleisen gebildet; die ganz schwachen Sorten werden auch für sich allein zu Dachlatten für Ziegeldächer verwendet. Z-Eisen werden mit Vorliebe als Pfetten, namentlich für Wellblechdeckungen, benutzt, und kleine J-Eisen bilden die Träger für die Glas-tafeln kleinerer Decken- und Dachlichter, während die Tafeln großer Glasflächen auf Rinneneisen oder das kleinste Belageisen gelagert werden. Die Belageisen verwendet man auch vielfach zur Herstellung eiserner Decken mit Zement- oder Asphalt-estrich, indem man sie quer über die dann in weiter Teilung angeordneten Balken dicht oder doch nahe aneinander rückt.



Diese einfachen Walzprofile durch gegenseitige Vernietung oder Aufnieten von Kopf- und Fußplatten zu verstärken, ist nicht empfehlenswert, weil (vergl. Fig. 465, S. 181) durch die Nietlöcher fast ebenso viel verloren geht, wie man durch die Verstärkung gewinnt.

Die in den Tabellen enthaltenen Normalprofile müssen selbst unter Aufwendung überflüssigen Eisengewichtes durch Wahl zu starker Querschnitte stets beibehalten werden, da das Walzen neuer Profile für bestimmte Zwecke unverhältnismäßig teuer ist.

Die Verwendung der Walzträger ist durchzuführen, solange die Querschnitte für die geforderte Leistung irgend ausreichen, da ihr Preis nur wenig mehr, als die Hälfte desjenigen von zusammengewieteten Trägern beträgt. Ein Teil dieses Gewinnes geht allerdings dadurch wieder verloren, daß man, abgesehen von der meist nicht zu vermeidenden Wahl zu starker Querschnitte überhaupt, bei Walzträgern nicht in der Lage ist, sich der Abnahme der Biegemomente durch Verschwächung des Querschnittes anzuschmiegen.

Uebrigens mag bezüglich der Berechnung noch hervorgehoben werden, daß man sich für manche der hier erwähnten, aus einfachen Walzprofilen zusammengesetzten Querschnitte mit Vorteil der in der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211 angegebenen Steifigkeitsziffern  $c$  (siehe Gleichung 188, S. 205) und Schwerpunktsbestimmungen  $e$  bedienen kann.

Beispiel. Ein 3,0 m frei liegender Träger, welcher auf 1 cm Länge 8 kg zu tragen hat, soll, der Verbindung mit anderen Konstruktionsteilen wegen, aus zwei ungleichschenkeligen Normal-L-Eisen des Schenkelverhältnisses  $1 \times 1,5$  nach Nr. 12 der Zusammenstellung auf S. 207 gebildet werden.

Das Trägheitsmoment ist  $\mathcal{I} = 2fh^2c = 2fh^2 \cdot 0,231$  und der Abstand der entferntesten Fafer vom Schwerpunkte  $e = 1,5h - e_1 = (1,5 - 0,506)h = 0,994h$ . Die allgemeine Gleichung  $M = \frac{\sigma e}{\mathcal{I}}$  liefert in diesem Falle also, wenn die zulässige Beanspruchung 900 kg für 1 qcm beträgt,

$$\frac{8 \cdot 300^2}{8} = \frac{900 \cdot 0,994h}{2fh^2 \cdot 0,231} \quad \text{oder} \quad fh = \frac{2 \cdot 0,231 \cdot 8 \cdot 300^2}{900 \cdot 0,994 \cdot 8} = 46,5.$$

Dem genügt zuerst das Winkeleisen  $5 \times 7,5 \times 0,9$  mit  $fh = 10,44 \cdot 5 = 52,2$ ; aus zwei solchen ist sonach der Träger zusammenzusetzen.

### 3) Blechträger.

Blechträger werden aus Winkeleisen und vollen Blechplatten zusammengesetzt, und zwar fast ausschließlich in I-Form (Fig. 604) oder in Kastenform (Fig. 605); letztere erreicht bei thunlichster Höheneinschränkung eine breite Oberfläche, z. B. zum Tragen starker Mauern, macht aber die Unterhaltung der nur bei sehr großen Trägern zugänglichen Innenflächen in den meisten Fällen unmöglich.

Die Kopf- und Fußplatten läßt man nicht mehr, als um ihre 8fache Dicke über die Winkeleisen frei vorragen; sind mehrere da, so werden alle gleich breit gemacht. Die lotrechten Blechwände müssen über allen Auflagern und an den Angriffstellen von Einzellasten durch 1, 2 oder 4 angenietete Winkeleisen versteift werden, welche entweder gekröpft (Fig. 604 u. 605 rechts) oder beim Einlegen von Füllstreifen (Fig. 604 u. 605 links) gerade gelassen werden.

Fig. 604.

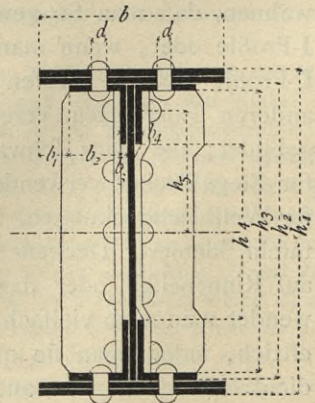
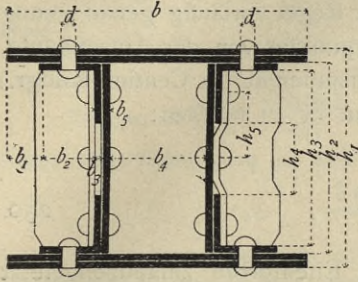




Fig. 605.



Die verwendeten Blechdicken steigen von 6 bis 20 mm; die GröÙe der einzelnen Tafeln richtet sich nach der HandelsgröÙe der Bleche, welche in den letzten Jahren durch Vervollkommnung des Walzverfahrens so gewachsen ist, daÙ man selbst vor BlechgröÙen von 8 m Länge und 1,50 m Breite nicht zurückzufrecken braucht; fehr dünne Bleche nimmt man kleiner, da sie sonst zu unhandlich werden. Bezüglich der Verbindung mehrerer Tafeln zu einer groÙen Blechwand vergl. Art. 236 (S. 177).

Von den »Deutschen Normalprofilen« für Winkelleisen werden vorwiegend die gleichschenkeligen mit Schenkelbreiten von 4 bis 12 cm verwendet; ungleichschenkelige benutzt man mit abtgehendem langen Schenkel dann, wenn man vom Träger groÙe Seitensteifigkeit verlangt; sonst werden sie wegen des höheren Preises vermieden.

Die Niete, deren Dicke sich nach der Stärke der verwendeten Eifen (siehe Art. 208, S. 152) richtet, sind in den Winkelleisen nach Fig. 432 bis 436 (S. 160 u. 161) anzuordnen. In den Gurtungsplatten hat man früher die Niete der verschiedenen (meist 2) Reihen wohl gegeneinander versetzt. Dies ist indes nach dem in Art. 240 (S. 180) geführten Nachweise verkehrt, weil die schiefe Lochung die Platten mehr schwächt, als die doppelte; dagegen werden die Niete in den beiden Schenkeln der Winkelleisen stets versetzt (Fig. 607). Die Kopf- und Fußplatten laufen nicht bis zu den Trägerenden, sondern hören da auf, wo der Querschnitt ohne sie für das gröÙste Moment dieser Stelle stark genug ist.

Wirken die Lasten in der lotrechten Mittelachse, so erfolgt die Spannungsermittlung nach Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (Art. 298, S. 262<sup>140</sup>), bei schiefer Beanspruchung nach Art. 324 (S. 282) und den obigen Beispielen 2 und 3 (S. 247 u. 248) für Walzträger. In allen Fällen wird das Trägheitsmoment für die wagrechte Schwerachse gebraucht. Dasselbe beträgt nach Fig. 604 für I-förmige Träger<sup>141</sup>)

$$J = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - 2b_1 \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_3 \frac{h_4^3}{12}; \quad . \quad . \quad 248.$$

fehlen die Kopf- und Fußplatten, so sind die Niete in den lotrechten Winkelschenkeln nach dem Ansatz  $- 2b_4 d h_5^2$  in Abzug zu bringen.

Für Kastenträger nach Fig. 605 beträgt das Trägheitsmoment

$$J = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - (2b_1 + b_4) \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_3 \frac{h_4^3}{12}; \quad . \quad 249.$$

fehlen hier die Platten, so ist der Nietabzug für die Niete in den Blechwänden  $- 2 \cdot 2 d b_5 h_5^2$ .

In die Formeln für die Spannungen sind die Trägheitsmomente einzuführen, zu deren Berechnung man den Querschnitt zunächst annehmen muß. Die Querschnitte müssen also durch Versuch festgestellt werden.

Auf diesem Wege ist die Querschnittsbestimmung zeitraubend. Es empfiehlt sich daher, zunächst Näherungsformeln zu verwenden und ihr Ergebnis dann in entsprechender Weise zu berichtigen. Solche Näherungsformeln sind die folgenden.

<sup>140</sup>) 2. Aufl.: Art. 88, S. 65; 3. Aufl.: Art. 97, S. 76.

<sup>141</sup>) Vergl. auch: ZIMMERMANN. Tabellen für Trägheitsmomente von Blechträgern. Berlin.



Es bezeichnen  $h$  die ganze Trägerhöhe (in Centim.),  $f$  den Querschnitt einer Gurtung ohne Blechwand (in Quadr.-Centim.),  $a$  (in der Regel vorläufig genau genug mit 3 cm anzunehmen) den Abstand des Gurtungsschwerpunktes von der Aufsenkante,  $s$  die zulässige Beanspruchung für 1 qcm,  $M$  das Angriffsmoment (in Centim.-Kilogr.) und  $\delta$  die Dicke der Blechwand (in Centim.). Alsdann ist zu machen:

1) wenn die Trägerhöhe  $h$  vorgeschrieben ist,

$$f = \frac{M}{s(h-2a)} - \frac{(h-2a)\delta}{6}, \quad \dots \quad 250.$$

2) oder wenn  $f$  aus bestimmt vorgeschriebenen Eifenforten zusammengesetzt werden soll, daher als gegeben zu betrachten ist,

$$h = \sqrt{\frac{6M}{s\delta} + \left(\frac{3f}{\delta} + a\right)^2} - \left(\frac{3f}{\delta} - a\right). \quad \dots \quad 251.$$

Nachdem der Trägerquerschnitt hiernach ausgebildet ist, berechne man sein Trägheitsmoment  $\mathcal{F}$  nach Gleichung 248 oder 249, daraus  $\frac{2\mathcal{F}}{h}$ ; und ebenso ermittle man die GröÙe  $\frac{M}{s}$ . Beide sollten gleich sein, werden aber in der Regel nicht gleich werden, weil die Gleichungen 248 u. 249 nur annähernd richtig sind.

Man bilde nun den Unterschied  $\Delta = \frac{M}{s} - \frac{2\mathcal{F}}{h}$ , wobei auf das Vorzeichen besonders acht zu geben ist, und führe nun eine der folgenden Berichtigungsrechnungen durch.

1) Kopfplatten sind nicht vorhanden. Die Berichtigung erfolgt dann durch Aenderung der Trägerhöhe  $h$  um

$$x_h = \left[ -\left(\frac{h}{2} - a\right) + \sqrt{\frac{3\Delta h}{2(6f + \delta h)} + \left(\frac{h}{2} - a\right)^2} \right] 2. \quad \dots \quad 252.$$

2) Kopfplatten der Gefamtdicke  $\delta_1$  sind auf jeder Gurtung vorhanden. Die Berichtigung erfolgt alsdann durch Aenderung der Kopfplattenbreite  $b$  um

$$x_b = \frac{\Delta h}{\delta_1(h - \delta_1)^2}. \quad \dots \quad 253.$$

319. Beispiele. Beispiel 1. Ein Träger von 10 m Länge trägt, außer 5 kg gleichmäÙig verteilter Last auf 1 cm, in der Mitte noch eine Einzellast von 30000 kg. Der Träger soll I-förmig, 80 cm hoch, für  $s = 900$  kg auf 1 qcm und mit  $d = 1$  cm starker Blechwand ausgebildet werden. Das Biegemoment ist

$$M = \frac{5 \cdot 1000^2}{8} + \frac{30000 \cdot 1000}{4} = 8125000 \text{ cmkg}.$$

Wird der Abstand  $a$  des Schwerpunktes einer Gurtung von ihrer Aufsenkante vorläufig schätzungsweise mit  $a = 3$  cm eingeführt, so ist nach Gleichung 250

$$f = \frac{8125000}{900(80 - 2 \cdot 3)} - \frac{(80 - 2 \cdot 3) 1}{6} = 122 - 12,4 = 109,6 = \infty 110 \text{ qcm}.$$

2 L-Eifen von  $10 \times 10 \times 1,2$  Querschnitt geben nach Abzug eines 2,5 cm-Nietloches

$$2(10 + 8,8 - 2,5) 1,2 = 39,2 \text{ qcm},$$

3 Kopfplatten von  $29 \times 1$  Querschnitt  $3 \cdot 1 (29 - 2 \cdot 2,5) = 72$  »

zusammen 111,2 qcm.

Für Gleichung 248 wird nunmehr bei diesem Querschnitte  $h_1 = 80$  cm;  $h_2 = 80 - 6 = 74$  cm;  $h_3 = 80 - 8,4 = 71,6$  cm;  $h_4 = 80 - 2 \cdot 13 = 54$  cm;  $b = 29$  cm;  $b_1 = \frac{29 - 21}{2} = 4$  cm;  $b_2 = 8,8$  cm;  $b_3 = 1,2$  cm,  $b_4 = 3,4$  cm, und  $d = 2,5$  cm; somit



$$\mathcal{F} = (29 - 2 \cdot 2,5) \frac{80^3}{12} - 2 \cdot 4 \frac{74^3}{12} - 2 (8,8 - 2,5) \frac{71,6^3}{12} - 2 \cdot 1,2 \frac{54^3}{12} = 336943;$$

daher

$$\frac{2 \mathcal{F}}{h} = \frac{2 \cdot 336943}{80} = 8423.$$

Dagegen ist  $\frac{M}{s} = \frac{8125000}{900} = 9028$ ; somit  $\Delta = 9028 - 8423 = + 605$ . Die Berichtigung

erfolgt durch Verbreiterung der Kopfplatten nach Gleichung 253 um

$$x_b = \frac{605 \cdot 80}{3(80 - 3)^2} = 2,7 \text{ cm},$$

so daß die Kopfplatten  $29 + 2,7 = 31,7$  cm breit zu machen sind. Rechnet man hierfür das Trägheitsmoment nochmals genau nach, so ergibt dies genau die Spannung von 900 kg für 1 cm.

Beispiel 2. Der vorstehend angegebene Träger soll in Kaftenquerschnitt mit Gurtungen aus 2 Platten von  $40 \times 1$  cm Querschnitt und 2 L-Eisen von  $11 \times 11 \times 1$  cm Querschnitt nach Fig. 605 ausgebildet werden; wie groß ist die Höhe zu machen? Der Nietdurchmesser ist  $d = 2$  cm.

$$2 \text{ Winkeleisen } 11 \times 11 \times 1 \text{ geben } 2 (11 + 10 - 2) 1 = 38,$$

$$2 \text{ Platten } \dots 40 \times 1 \quad \cdot \quad 2 (40 - 2 \cdot 2) \quad 1 = 72;$$

$$\text{also ist } f = 110 \text{ qcm.}$$

Nach Gleichung 251 folgt, wenn  $a$  wieder mit 3 cm eingeführt wird,

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 8125000}{900 \cdot 2} + \left(\frac{3 \cdot 110}{2} + 3\right)^2} - \left(\frac{3 \cdot 110}{2} - 3\right) = 73,2 = \infty 74 \text{ cm},$$

da für zwei Wände  $\delta = 2$  cm ist.

Für Benutzung der Gleichung 249 bestimmt sich in Bezug auf Fig. 605:  $b - 2d = 40 - 4 = 36$ ;  $2b_1 + b_4 = 40 - 2(11 + 1) = 16$  cm;  $b_2 - d = 10 - 2 = 8$  cm;  $b_3 = 1$  cm;  $h_1 = 74$  cm;  $h_2 = 70$  cm;  $h_3 = 68$  cm, und  $h_4 = 48$  cm; also nach Gleichung 249

$$\mathcal{F} = 36 \frac{74^3}{12} - 16 \frac{70^3}{12} - 2 \cdot 8 \frac{68^3}{12} - 2 \cdot 1 \frac{48^3}{12} = 320664 \text{ und}$$

$$\frac{2 \mathcal{F}}{h} = \frac{2 \cdot 320664}{74} = 8667 \text{ cm}; \quad \frac{M}{s} = \frac{8125000}{900} = 9028; \quad \Delta = 9028 - 8667 = + 361.$$

Die Berichtigung ist nach Gleichung 252 einzuführen mit

$$x_h = \left[ -\left(\frac{74}{2} - 3\right) + \sqrt{\frac{3 \cdot 361 \cdot 74}{2(6 \cdot 110 + 2 \cdot 74)} + \left(\frac{74}{2} - 3\right)^2} \right] 2 = \infty 1,5 \text{ cm}.$$

Der Träger ist also  $74 + 1,5 = 75,5$  cm hoch zu machen. Nochmaliges Nachrechnen von  $\mathcal{F}$  auf Grund dieser Höhe ergibt eine genaue Spannung von 913 kg; es empfiehlt sich also, die Höhe mit 76 cm auszuführen, was übrigens so wie so geschehen würde.

Ein wesentlicher Vorteil der zusammengesetzten Träger liegt in der Möglichkeit, den Querschnitt durch Weglassen einzelner Gurtungsteile der Abnahme des Biegemoments entsprechend verschwächen zu können.

Diese Verschwächung erfolgt regelmäÙig durch Weglassen der Kopfplatten, die übrigen Teile: Wand und Gurtungswinkel, laufen unverändert durch. Die Stelle, an welcher eine bestimmte Kopfplatte aufhören kann, ist folgendermaßen festzulegen.

Man berechne das Trägheitsmoment  $\mathcal{F}$ , welches der Träger nach Weglassen der fraglichen Platte noch behält, und daraus das zugehörige Widerstandsmoment  $\frac{\mathcal{F}}{e}$ . Dann stelle man die allgemeine Formel für das Angriffsmoment für den um  $x$  vom Lager entfernten Querschnitt  $M_x$  auf und setze  $\frac{M_x}{s} = \frac{\mathcal{F}}{e}$ , wodurch man eine Gleichung mit der einzigen Unbekannten  $x$  erhält. Die Platte muß dann über die so festgelegte Stelle hinaus nach dem Auflager zu noch um so viel verlängert werden, daß ein Befestigungsniet in der regelmäÙigen Teilung auÙerhalb des theoretischen Plattenanfanges Platz findet.



Beispiel. Um die Stelle für den im obigen Beispiele 1 (S. 254) festgelegten I-Träger zu berechnen, wo die innerste Gurtungsplatte aufhören darf, ist zunächst das Trägheitsmoment für den blofs aus Wand und Winkeleisen bestehenden Querschnitt wegen des nun veränderten Nietabzuges neu aufzustellen. Es beträgt (Fig. 606) nach Gleichung 248

$$J = 21 \frac{74^3}{12} - 2 \cdot 8,8 \frac{71,6^3}{12} - 2 \cdot 1,2 \frac{54^3}{12} - 2 \cdot 2,5 \cdot 3,4 \cdot 32^2 = 121892.$$

Der Auflagerdruck des fraglichen Trägers ist  $\frac{30000}{2} + \frac{5 \cdot 1000}{2} = 17500 \text{ kg}$ ;  
somit das Biegemoment an der um  $x$  vom Lager entfernten Stelle

$$M_x = 17500 x - \frac{5 x \cdot x}{2}.$$

Die Gleichung für die Abscisse des theoretischen Endes der letzten Platte ist also

$$17500 x - \frac{5 x^2}{2} = \frac{900 \cdot 121892 \cdot 2}{74}$$

und giebt  $x = 175 \text{ cm}$ . Ueber den Punkt, welcher  $175 \text{ cm}$  von Auflagermitte entfernt ist, mufs also die letzte Platte noch so weit nach dem Lager zu hinausgeführt werden, dafs sie auferhalb dieser Stelle noch von einer Nietreihe in der regelmäfsigen Teilung gefast wird.

Die Nietteilung der Winkeleisen ergibt sich nach Teil I, Band I, zweite Hälfte dieses »Handbuches«, Art. 329 (S. 289<sup>142</sup>) aus den von den lotrechten Querkräften hervorgerufenen Scherspannungen zwischen Winkeleisen und Blechwand, mufs jedoch nur bei niedrigen Trägern berechnet werden.

Bei gewöhnlichen Trägern wird man innerhalb der zuläffigen Grenzen bleiben, wenn man die Teilung etwa gleich  $6d$  macht. Die Teilung wird theoretisch in den lotrechten Winkelschenkeln und der Wand enger, als in den wagrechten und den Platten. Wenn man also die für die lotrechten Schenkel berechnete Teilung durch Verzetzen der Niete auf die wagrechten überträgt, so hat man jedenfalls stark genug konstruiert.

Soll die Wand für sehr hohe Träger aus zwei Blechtafeln übereinander zusammengefügt werden, so ergibt sich die Lafchung der wagrechten Fuge gleichfalls nach dem eben genannten Artikel und den im vorhergehenden (Art. 189 bis 218, S. 141 u. 159) gegebenen Regeln; diese Anordnung ist jedoch höchst selten.

Die Verlafchung von Gurtungsteilen ist zu berechnen, indem man ihren Querschnitt abzüglich der Nietlöcher als mit der in der obersten Faser zugelassenen Spannung voll beansprucht betrachtet und die Nietung auf die so ermittelte Kraftgröfse einrichtet. Bezüglich der Form dieser Lafchungen sind Fig. 432 bis 435, 466 u. 467 maßgebend.

Häufig kommen Stöße der Blechwand in lotrechter Fuge vor, deren genaue Berechnung für die oberen und unteren Teile enge, für die Mitte weite Teilung der Niete ergeben würde. In der Praxis berechnet und bemifst man diese Verlafchung mit unveränderlicher Nietteilung nach den in Art. 236 (S. 177) gegebenen Regeln, sowie nach den in Art. 217 u. 218 (S. 159) gegebenen über die Nietstellung in doppelten Verlafchungen.

Beispiel. Wäre in dem in den obigen Beispielen zweimal behandelten Träger in Fig. 606 eine doppelte Verlafchung der Wand auszuführen an einer Stelle, wo die Spannung wegen Abnahme des Moments

Fig. 606.

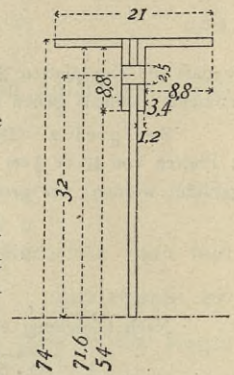
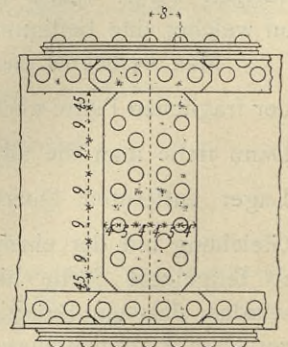


Fig. 607.



<sup>142</sup> 2. Aufl.: Art. 104 (S. 78); 3. Aufl.: Art. 120 (S. 104).



nur noch 700 kg für 1 qcm in der Kante der Wand beträgt, so wäre mit Bezug auf Gleichung 174 (S. 177) und Gleichung 175 (S. 178)  $s' = 700$ , die Tragfähigkeit eines Nietes von 2,5 cm Durchmesser auf Abfcherung  $2 \frac{2,5^2 \pi}{4} 700 = 6860$  kg, für  $t' = 700$  kg auf 1 qcm, und auf Laibungsdruck in der  $\delta = 1$  cm starken Wand  $2,5 \cdot 1 \cdot 1400 = 3500$  kg; fomit  $k = 3500$  kg,  $h = 74$  cm,  $h_1 = 74 - 2 \cdot 5 = 64$  cm, und es ergibt sich die Nietzahl zu

$$n = \frac{1}{2} \left[ \frac{700 \cdot 1 \cdot 74^2}{3500 \cdot 64} - 1 + \sqrt{\left( \frac{700 \cdot 1 \cdot 74^2}{3500 \cdot 64} - 1 \right)^2 - 8} \right] = \infty 16.$$

Somit ist eine zweireihige Nietung nötig, da die 16 Nieten nicht in einer Reihe Platz haben. Um die Reihen versetzen zu können, ist mit Rücksicht auf die vollständige Vernachlässigung der Reibung die Zahl auf 15 beschränkt, und die beiden Reihen von 8 und 7 Nieten sind dann etwa wie in Fig. 607 dargestellt anzuordnen. Dabei verbleiben überall die durch die Regeln über die zweireihige doppelte Verlaftung in Art. 217 (S. 159) verlangten Abstände.

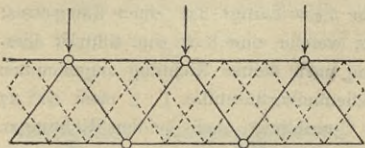
#### 4) Gitterträger.

Gitterträger kommen an Stelle der Blechträger in Anwendung, wenn der Trägerquerschnitt hoch wird, oder wenn das schwere Aussehen der vollen Wand vermieden werden soll. Man verwendet sie aber auch sehr häufig dann, wenn es sich um die Aufnahme einer regelmässigen Reihe von Einzellasten (Balken einer Balkenlage) handelt.

322.  
Anwendung  
und  
Gestaltung.

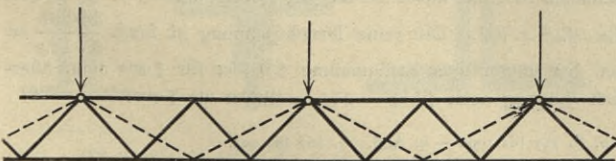
Die gedrückte Gurtung muss so steif sein, dass sie zwischen zwei Knotenpunkten nicht lotrecht und im Ganzen nicht wagrecht ausknickt; in letzterer Beziehung ist sie häufig durch anderweitige Bauteile versteift. Die Entfernung der Knotenpunkte ist demnach höchstens gleich der Länge  $l_1$  eines auf Zerknicken in Anspruch genommenen Stabes zu wählen, welche aus Gleichung 190 in Art. 283 (S. 205) bei  $m$ -facher Sicherheit ( $m = 5$ ) folgt, wenn darin  $E$  die Elastizitätsziffer bezeichnet und wenn  $P$  der Druckkraft in der Gurtung und  $\mathcal{I}$  dem kleinsten Trägheitsmoment des Gurtungsquerschnittes gleich gesetzt wird. Dabei sind die ganze Gurtungskraft und das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes einzuführen, wenn die Teile der Gurtung durch Nietung zu einem Ganzen verbunden sind. Sind sie voneinander getrennt (z. B. 2 Winkeleisen mit Schlitz), so ist für jeden einzelnen der auf ihn kommende Teil der Gurtungsdruckkraft und sein kleinstes Trägheitsmoment einzuführen.

Fig. 608.



Die Gitterstäbe sollen mindestens etwa 30 Grad gegen die Wagrechte geneigt sein. Ist also die Lastteilung mit Rücksicht auf Zerknicken als Knotenteilung zulässig, und bleiben die Stäbe dabei steiler als 30 Grad, so wird nur ein Dreiecksnetz von Gitterstäben eingefügt (Fig. 608); kommen dabei aber die Stäbe flacher zu liegen, als 30 Grad, so

Fig. 609.



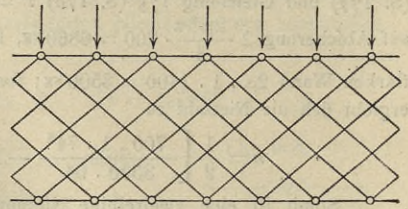
hat man noch Knotenpunkte zwischen die Lastpunkte einzulegen (Fig. 609). Liegen dagegen die Lastpunkte bei grosser Trägerhöhe eng, so reicht häufig ein Stab noch über den nächsten Lastpunkt hinaus, und man kommt dann zum mehrfachen Gitterwerke (Fig. 610).

Das Gitterwerk ist  $r$ -fach, wenn ein Wandglied  $\frac{r}{2}$  Knotenteilungen unterspannt. Sind die Gitterstäbe schwach ausgebildet (Bandeisen), so legt man



zu ihrer gegenseitigen Verflechtung auch dann mehrfaches Gitterwerk ein, wenn es nicht durch das Verhältnis der Lastknotenentfernung zur Trägerhöhe bedingt ist (in Fig. 608 geftrichelt).

Fig. 610.



323.  
Gurtungen.

Für die rechnerische, bzw. zeichnerische Ermittlung der Spankräfte in den Gurtungen und Gitterstäben der Parallelträger ist in Teil I, Band 1, zweite Hälfte (Abt. II, Abfchn. 2, Kap. 2, b: Innere Kräfte der Gitterträger, S. 338 bis 359<sup>143)</sup> dieses »Handbuches« das Erforderliche zu finden.

Der Querschnitt  $f$  der Gurtung ergibt sich aus dem Angriffsmoment an der unterfuchten Stelle, wenn  $h$  die Höhe zwischen den Gurtungsschwerpunkten und  $s'$  die zulässige Spannung bezeichnet, aus den Gleichungen 194 u. 195 (S. 343<sup>144)</sup> des eben genannten Halbbandes zu

$$f = \frac{M}{s' h} \dots \dots \dots 254.$$

Auch hier können häufig die in der Zusammenstellung auf S. 206 bis 211 angeführten Steifigkeitszahlen  $c$  (siehe Gleichung 188, S. 205) Verwendung finden, namentlich dann, wenn der Träger nicht bloß auf Biegung, sondern, wegen eines vorhandenen Längsdruckes, auch auf Zerknicken zu berechnen ist.

324.  
Beispiele.

Beispiel 1. Die Gurtungen eines Gitterträgers, welcher einem Biegemoment von 990000 cmkg ausgesetzt ist, sollen aus Winkeleifen von  $8 \times 8 \times 0,8$  cm Querschnitt gebildet werden; wie hoch ist der Träger zu machen?

Für Nr. 28 der Zusammenstellung auf S. 211 ist  $h = 8$ ,  $c = 0,177 + \frac{k}{4}(k - 1,148)$ , der Abstand der äußersten Fafer  $e = \frac{k h}{2}$  und das Trägheitsmoment  $\mathcal{J} = 4 f h^2 c$ ; somit

$$\mathcal{J} = 4 f h^2 \left[ 0,177 + \frac{k}{4}(k - 1,148) \right].$$

Darin ist  $f = (8 + 7,2) 0,8 = 12,2$  qcm. Die Gleichung  $M = \frac{s \mathcal{J}}{e}$  lautet hier, wenn die zulässige Spannung  $s = 700$  kg ist,

$$990000 = \frac{700 \cdot 4 \cdot 12,2 \cdot 8^2 \left[ 0,177 + \frac{k}{4}(k - 1,148) \right] 2}{k \cdot 8},$$

woraus  $k = 8,3$ . Die Trägerhöhe  $k h$  wird also  $8 \cdot 8,3 = 66,4$  cm.

Beispiel 2. Ein Feld einer geraden oberen Gurtung von 5,2 m Länge hat einen Längsdruck von 38000 kg aufzunehmen; außerdem ruht in der Mitte eine Pfette, welche eine Last von 4000 kg überträgt. Die Befestigung an beiden Enden ist derart, daß Einspannung nach keiner Richtung angenommen werden kann. Die Gurtung soll I-förmig aus 4 Winkeleifen des Schenkelverhältnisses 1 : 2 nach Nr. 27 der Zusammenstellung auf S. 211 so hergestellt werden, daß der Querschnitt nach beiden Richtungen voll ausgenutzt wird.

Mit Rücksicht auf seitliches Ausknicken ist der Querschnitt bezüglich der lotrechten Mittelachse nach Gleichung 189 (S. 212) auszubilden, welche bei ( $m =$ ) 5-facher Sicherheit und für  $k_1 = 0,34$ , also  $c = 1,2231$  lautet:

$$4 f h^2 = \frac{5 \cdot 38000 \cdot 520^2}{10 \cdot 2000000 \cdot 1,2231} \quad \text{und} \quad f h^2 = 522.$$

Das leichteste Winkeleifen der bezeichneten Art, das dieser Bedingung genügt hat  $6,5 \times 13 \times 1$  cm Querschnitt mit  $f = 18,5$ , also  $f h^2 = 18,5 \cdot 6,5^2 = 782$ . Die reine Druckspannung ist somit  $\frac{38000}{4 \cdot 18,5} = 514$  kg; soll also die höchste Spannung bei der ungünstigen Lastannahme 1000 kg für 1 qcm nicht überschreiten, so ist die zulässige Spannung durch Biegung noch  $1000 - 514 = 486$  kg für 1 qcm.

<sup>143)</sup> 2. Aufl.: Abt. II, Abfchn. 3, Kap. 2, b, S. 147 bis 170. — 3. Aufl.: S. 167 bis 203.

<sup>144)</sup> 2. Aufl.: Gleichungen 208 u. 209 (S. 156). — 3. Aufl.: Gleichungen 212 u. 213 (S. 175 u. 176).



Die Winkeleisen wiegen 14,4 kg für 1 m; daher ist das Trägergewicht für 1 cm, einschl. eines Zuschlages für die Wandausbildung, welche später allgemein besprochen wird,  $4 \frac{14,4}{100} + 0,024 = 0,6$  kg, somit das größte Biegemoment in der Mitte bei flacher Lage des Trägers

$$M = \frac{4000 \cdot 520}{4} + \frac{0,6 \cdot 520^2}{8} = 540280 \text{ cmkg.}$$

Für die wagrechte Mittelachse sind nun nach Nr. 27 der Zusammenstellung auf S. 212

$$f = 4 \cdot 18,5 \cdot 6,5^2 \left[ 0,124 + \frac{k}{4} (k - 0,928) \right] \text{ und } e = \frac{k \cdot 6,5}{2};$$

somit

$$540280 = \frac{486 \cdot 4 \cdot 18,5 \cdot 6,5^2 \left[ 0,124 + \frac{k}{4} (k - 0,928) \right] 2}{k \cdot 6,5},$$

woraus  $k = 5,457$ . Die Gurtungshöhe  $k \cdot h$  ist also  $5,457 \cdot 6,5 = 35,5$  cm zu wählen. Mit Rücksicht darauf, daß bei der Berechnung auf Biegung die Nietlöcher nicht abgezogen sind, soll die Höhe mit 36 cm ausgeführt werden. Die Schlitzweite zwischen den Winkeleisen ist  $0,34 \cdot 6,5 = 2,2$  cm oder rund 2,0 cm.

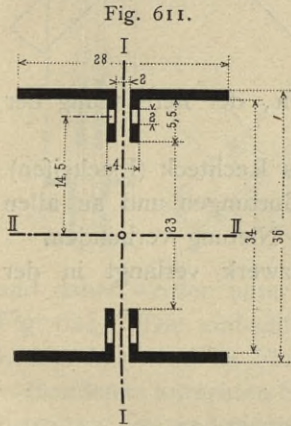


Fig. 611.

Wird hier, wegen Verwendung der Annäherungsformeln, eine Prüfungsrechnung durchgeführt, so ergeben sich mit Bezug auf Fig. 611

$$f_{II} = (28 - 2) \frac{36^3 - 34^3}{12} + 2 \frac{34^3 - 23^3}{12} - 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 14,5^2 = 18762,$$

$$\frac{f_{II}}{e} = \frac{18762}{18} = 1042,$$

$$f_I = 2 \frac{28^3 - 2^3}{12} + 2 \cdot 5,5 \frac{4^3 - 2^3}{12} = 3708.$$

Die Druckspannung ist ohne Abzug der Nietlöcher  $\frac{38000}{4 \cdot 18,5} = 514$  kg, die Biegespannung  $\frac{540280}{1042} = 518$  kg, zusammen 1032 kg für 1 qcm. Die Ueberschreitung über 1000 kg für 1 qcm erklärt sich aus den Nietabzügen; erscheint sie unzulässig, so ist der Querschnitt noch etwas höher zu machen.

Die mit Rücksicht auf seitliches Ausknicken zulässige Druckspannung ist nach Gleichung 187, bezw. 189 (S. 205, bezw. 212)

$$P = \frac{10 \cdot 2000000 \cdot 3708}{5 \cdot 520^2} = 54850 \text{ kg (statt 38000 kg).}$$

Die zu hohe Tragfähigkeit erklärt sich daraus, daß bei der Auswahl des Winkeleisens stark nach oben abgerundet werden mußte, weil die vorhandenen Querschnitte nicht paßten und alle schwächeren zu schwach waren.

Die Querschnittsform der Gurtungen ist in der Regel eine der in Fig. 612 bis 617 dargestellten; die Formen in Fig. 612 u. 613 können mit oder ohne

lotrechten Mittelschlitz angeordnet werden. Ist die Gurtung in Fig. 614 mit Schlitz versehen und kann Nässe den Träger erreichen, so muß die untere Gurtung die Gestalt von Fig. 617 erhalten, damit sich das Wasser im Schlitz nicht anfammelt.

Das Gitterwerk hat die lotrechten Querkräfte (siehe S. 317 u. ff. im eben genannten Halbbande <sup>145)</sup> aufzunehmen; hierbei

Fig. 612.



Fig. 613.



Fig. 614.



Fig. 615.



Fig. 616.



Fig. 617.

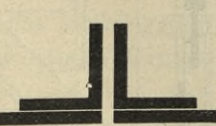




Fig. 618.

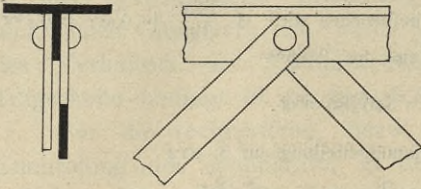
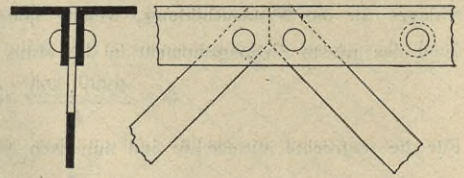
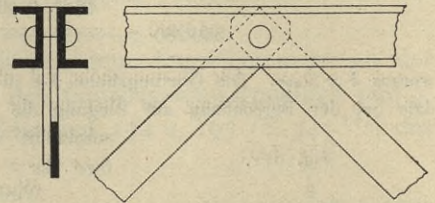


Fig. 619.



kann angenommen werden, daß sich die Querkraft gleichmäßig auf die vom lotrechten Schnitte getroffenen Gitterstäbe verteilt, d. h. bei  $r$ -fachem Gitterwerke muß die lotrechte Seitenkraft der Spannkraft eines Stabes dem  $r$ -ten Teile der Querkraft gleich sein. Hiernach lassen sich die Stabspannungen leicht berechnen, welche der Berechnung des Anschlusses an die Gurtungen, sowie, wenn sie Druck ergeben, der Berechnung der Stäbe auf Zerknicken zu Grunde zu legen sind.

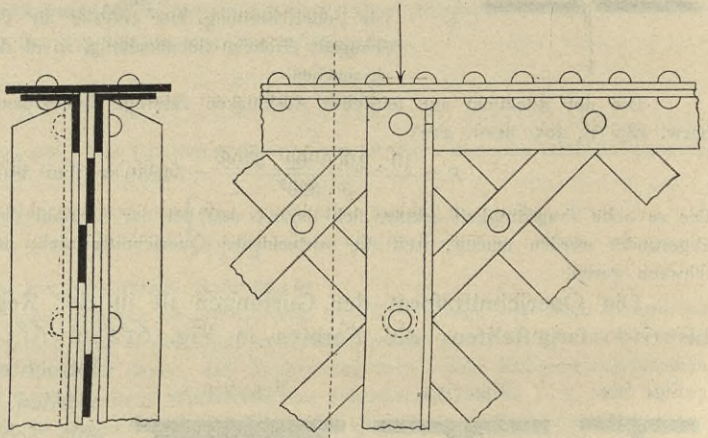
Fig. 620.



Der Querschnitt der Gitterstäbe ist bei sehr kurzen das Rechteck (Flacheisen), bei längeren das L-, das E- oder das T-Eisen. Mit den Gurtungen und an allen Kreuzungspunkten unter sich werden die Gitterstäbe durch Nietung verbunden.

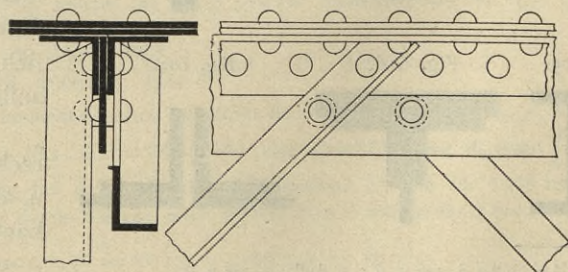
a) Der Gitterträger (Parallelträger) mit Flacheisennetzwerk verlangt in der Regel nur einen Niet im Anschlusse an die Gurtung und kann mit oder ohne Schlitz in der letzteren konstruiert sein. In Fig. 618 bis 621 sind Beispiele von Knotenpunktverbindungen solcher Träger dargestellt.

Fig. 621.



In Fig. 619 sind der enge Schlitz und das Aufgeben des strengen Dreiecksverbandes Mängel. Fig. 621 zeigt die Anordnung einer lotrechten Aussteifung, welche bei Flacheisennetzwerk größerer Träger unter jedem Lastpunkte, sowie über den Auflagern angebracht sein muß.

Fig. 622.



Die Querschnitts-abmessungen solcher Gitterstäbe gehen selten über 1 cm Dicke und 6 bis 8 cm Breite hinaus.



Fig. 623.

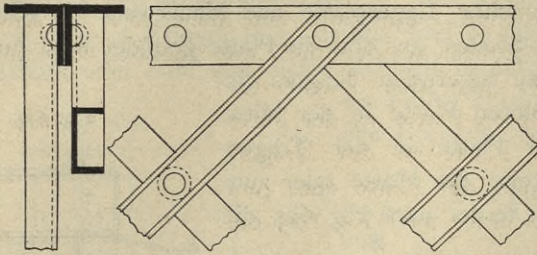
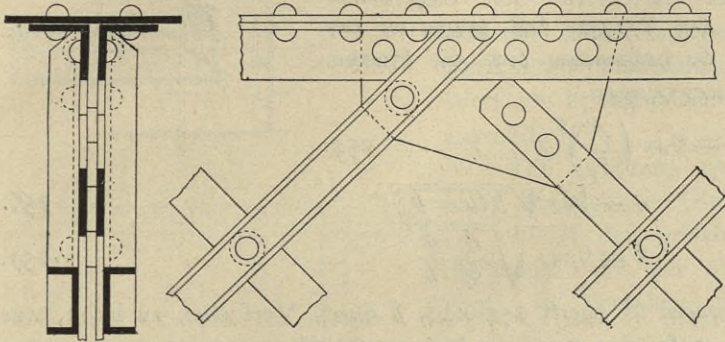


Fig. 624.



und daher werden unter Umständen Knotenbleche erforderlich (Fig. 511, S. 190 u. Fig. 624). Die einfachsten Formen lassen sich aus Fig. 618 bis 621 dadurch ableiten, dass man die Flacheisen durch L- oder C-Eisen ersetzt, dabei aber die etwa vorhandenen lotrechten Steifen weglässt. Anderweitige Anordnungen zeigen Fig. 622 bis 624. Die gedrückten, von einem gezogenen gekreuzten Gitterstäbe können als im Kreuzungspunkte gegen Zerknicken aussteift angesehen werden.

### c) Auflager der Träger.

Die Auflager der Träger erfordern in der Regel besondere Vorkehrungen. Die Auflagerflächen der Träger selbst sind gewöhnlich so schmal und, um an Trägerlänge zu sparen, so kurz, dass in der geringen Auflagerfläche der für Mauerwerk zulässige Druck überschritten wird. Die Träger zum Zwecke der Erzielung größerer Lagerflächen zu verlängern, hat keinen Zweck, da der hintere Teil dieser Flächen wegen der Durchbiegung der Träger wenig oder keine Pressung erhält, also nutzlos bleibt. Das nächste Verstärkungsmittel besteht in der Erhöhung der zulässigen Pressung auf die Untermauerung durch Herstellung eines Trägerlagers in Klinkern und Zement, besser in Haufstein. Aber auch dies genügt nur in der Minderzahl der Fälle; meist ist man gezwungen, zwischen Träger und Mauerwerk eine Druckverteilungsplatte aus Gusseisen einzulegen, deren Vorderkante mindestens 3 cm von der Mauerkante abstehen soll, um das höchst gefährliche Verkanten der durchgebogenen Träger und die daraus folgende überwiegende Uebertragung des Lagerdruckes auf die Mauerkante zu verhindern.

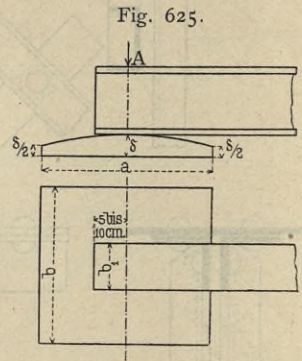
Um den Träger nicht zu lang zu erhalten und die Wand nicht zu sehr zu schwächen, macht man diese Lagerplatten kurz, aber breit. Für möglichst sparsame Ausbildung der Platten an sich ergeben sich die Abmessungen nach folgendem.

β) Der Gitterträger mit steifen Stäben aus L- oder C-Eisen wird bei großen Höhen, wo die Gitterstäbe erheblichen Druckkräften ausgesetzt sind, neuerdings aber überhaupt dem unter  $\alpha$  besprochenen vorgezogen; jedoch stellt man auch hier die Stäbe, die nur Zug erhalten können, wohl aus Flacheisen her.

Bei größeren derartigen Trägern genügt für den Anschluss eines Gitterstabes an die Gurtung ein Niet (Fig. 623) nicht mehr,



Bedeutet  $A$  (Fig. 625) den größtmöglichen Lagerdruck (in Kilogr.),  $\sigma_1$  die zulässige Pressung auf 1 qcm zwischen Lagerplatte und Mauerwerk (in Kilogr.<sup>146</sup>),  $\sigma_e$  die zulässige Zugspannung des Stoffes, aus dem die Platte gebildet wird (in Kilogr. für 1 qcm),  $b_1$  die Breite des zu lagernden Trägers (in Centim.),  $\delta$  die Dicke der gewölbten Platte in der Mitte (in Centim.),  $a$  die Länge der Platte in der Träger- richtung (in Centim.),  $b$  die Breite der Platte quer zum Träger (in Centim.); macht man ferner nach Fig. 625 die Randstärke der prismatischen Platte gleich  $\frac{\delta}{2}$ , um durch die entstehende gewölbte Plattenform den Lagerdruck auch bei Durchbiegung des Trägers fast genau in der Plattenmitte zu halten; so bestimmen sich die Platten- abmessungen nach den Gleichungen



$$b^3 (b - b_1) = 0,66 \left( \frac{A}{\sigma_1} \right)^2; \dots \dots \dots 255.$$

$$a = 1,23 \sqrt{b (b - b_1)}; \dots \dots \dots 256.$$

$$\delta = 0,775 \sqrt{\frac{A}{\sigma_e} \frac{a}{b}} \dots \dots \dots 257.$$

Von diesen Gleichungen ist zuerst 255 nach  $b$  durch Verfuchen zu lösen, was dadurch erleichtert wird, dafs man einen zu kleinen Annäherungswert aus

$$b > 0,9 \sqrt{\frac{A}{\sigma_1}} \dots \dots \dots 258.$$

finden kann. Ist  $b$  gefunden, so ergeben sich  $a$  und  $\delta$  nach den Gleichungen 256 u. 257.

Beispiel.  $A$  sei gleich 30000 kg,  $\sigma_1$  (für gutes Backsteinmauerwerk) = 8 kg auf 1 qcm,  $\sigma_e$  (für Gufseifen) = 250 kg auf 1 qcm und  $b_1 = 20$  cm. Alsdann ist zunächst nach Gleichung 258

$$b > 0,9 \sqrt{\frac{30000}{8}} > 55,2 \text{ cm};$$

die genaue Lösung für  $b$  ergibt sich nach Gleichung 255:  $b = 61$  cm. Nach Gleichung 256 ist dann

$$a = 1,23 \sqrt{61 (61 - 20)} = 61,5 \text{ cm}$$

und nach Gleichung 257

$$\delta = 0,775 \sqrt{\frac{30000}{250} \frac{61,5}{61}} = 8,5 \text{ cm}.$$

Die Randstärke der Platte ist mit  $\frac{\delta}{2} = \frac{8,5}{2} = 4,3$  cm auszuführen.

Ist diese im allgemeinen beste Ausbildung der Platten mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Platz, namentlich in Richtung der Mauerstärke, also der Trägerlänge, nicht durchführbar, so treten die folgenden Regeln ein.

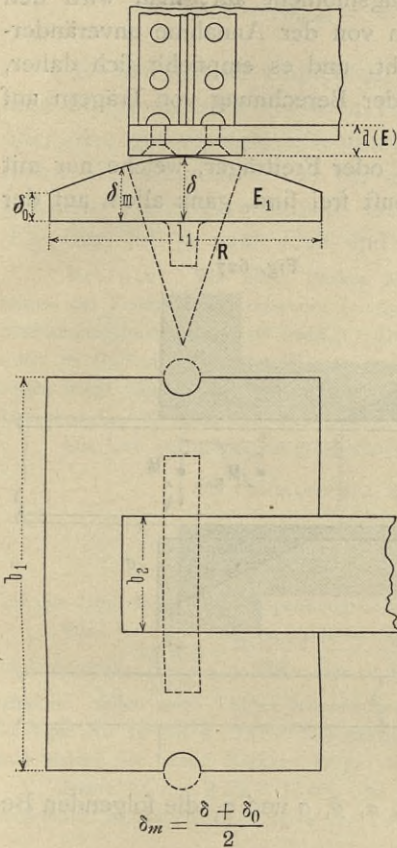
Die Länge  $l_1$  (Fig. 626) verhält sich zur Breite  $b_1$ , wie 1 : 2 bis 3 : 4, oder folgt mit einem feststehenden Werte aus dem in Richtung der Mauerstärke verfügbaren Mafse. In der Mitte der Länge macht man die Plattendicke wie bei der oben besprochenen Form größer, als am Vorder- und Hinterrande, um den Auflagerdruck auch bei Durchbiegungen der Träger annähernd in der Plattenmitte zu halten; der Scheitel der so entstehenden Gegenneigungen wird mit dem Halbmesser  $R$  abgerundet; die Randstärke beträgt mindestens 1,5 cm. Ist  $\sigma_1$  die zulässige Pressung für das Mauerwerk,  $b_2$  die Breite des zu unterstützenden Trägers,  $A$  der

<sup>146)</sup> Vergl. Fußnote 122, S. 229.



größte Auflagerdruck,  $\delta$  die Plattendicke in der Mitte,  $\delta_m$  die gemittelte Stärke der Lagerplatte aus Mitte und Rand,  $b_1$  ihre Breite,  $l_1$  ihre Länge, so muß zunächst  $\sigma_1 b_1 l_1 = A$  Kilogr. sein; daraus sind  $b_1$  und  $l_1$  zu bestimmen, wenn man ihr Verhältnis oder eine von diesen Größen so annimmt, wie es den Verhältnissen des Falles entspricht;  $\delta$  und  $\delta_1$  ergeben sich aus den Formeln (worin  $A$  in Kilogr.)

Fig. 626.



$$\delta = \left( 0,055 \sqrt{A \frac{l_1}{b_1}} \right) \text{ Centim.} \quad 259.$$

und

$$\delta_m = \left( 0,055 \sqrt{A \frac{b_1 - b_2}{l_1}} \right) \text{ Centim.}; \quad 260.$$

aus der angenommenen Randstärke und der gemittelten Plattendicke  $\delta_m$  folgt ein zweiter Wert für  $\delta$ ; der größere der beiden Werte  $\delta$  ist auszuführen.

Die Wölbung gusseiserner Platten kann nach der folgenden Gleichung festgelegt werden.

Ist  $A$  der größte Auflagerdruck und  $b_2$  die Breite, mit der der Träger auf der Platte liegt, so berechne man zuerst den Druck  $P = \frac{A}{b_2}$  für die Breiteinheit; läßt man dann für Gusseisenplatten eine höchste Pressung von  $s$  Kilogr. für 1 qcm im Scheitel der Wölbung zu, ist  $d$  die Dicke der auf dem Lager liegenden Platte, also gegebenenfalls die Dicke des Trägerflansches,  $E$  die Elastizitätszahl des aufzulagernden Körpers und  $E_1$  diejenige der Gufsplatte; so ist zu machen

$$R = \frac{9 \cdot P^2 \cdot E \cdot E_1}{32 (d E_1 + \delta E) s^3}; \quad 261.$$

darin kann  $s$  für Gusseisen mit 1200 kg für 1 qcm, für Schweißeseisen mit 2400 kg für 1 qcm und für Stahl mit 4000 kg für 1 qcm unbedenklich angenommen werden, da es sich nur um eine örtlich sehr beschränkte Spannung handelt.

Das Verlegen der Lagerplatten geschieht bei hohen Pressungen auf Walzblei, gewöhnlich auf Zementmörtel des Mischungsverhältnisses 1 : 2 bis 1 : 3. Um Verschiebungen durch wagrechte Kräfte zu verhindern, gießt man meist Rippen auf die Unterseite der Platte, wie in Fig. 626 angedeutet ist. Die für solche Rippen in die Unterstützung einzuhaueenden Nuten beeinträchtigen aber die Lagerfläche und sind schwer so zu schliessen, daß die Rippen ganz sicher festgelegt werden. Besser ist deshalb das Festlegen der Platten durch in die Plattenränder eingelassene kreisförmige Dollen, die gleichfalls in Fig. 626 angegeben sind. Im Einzelfalle verwendet man nur eines der beiden Mittel. Bei ausschließlich oder nahezu ausschließlich lotrecht belasteten Platten bleiben Rippen und Dollen am besten beide weg.

Die Einspannung der Träger in den Auflagern, d. h. das Erzwingen unverändert wagrechter Lage der Enden der Mittellinie auch bei Durchbiegungen, bietet bekanntlich ein Mittel, die Träger in den gefährlichen Mittelquerschnitten zu entlasten;

327.  
Festlegung  
der  
Lagerplatten.

328.  
Einspannung  
der  
Träger.



bei Trägern auf zwei oder mehr Stützen ist jedoch diese Endeinspannung nicht zu erreichen, weil die Nachgiebigkeit der Wände, wie diejenige des Trägers groß genug ist, um auch ganz eingemauerten Trägern das geringe Maß von Verdrehung zu gestatten, welches von der Durchbiegung bedingt wird. Selbstverständlich tritt beim eingemauerten Träger stets ein gewisses, von der Elastizitätsziffer der Stoffe der Wand und des Trägers abhängiges Einspannungsmoment auf; man wird den Träger aber stets zu schwach berechnen, wenn man von der Annahme unveränderlicher Lage der Mittellinie in den Auflagern ausgeht, und es empfiehlt sich daher, von der Berücksichtigung der Endeinspannung bei der Berechnung von Trägern auf mehreren Stützen ganz abzusehen<sup>147)</sup>.

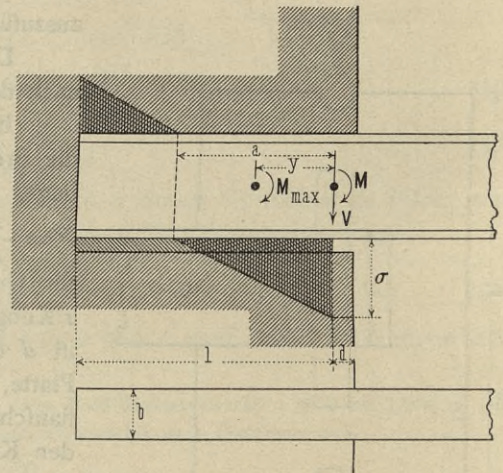
Dagegen beruht die Standfestigkeit der Krag- oder Freiträger, welche nur mit einem Ende in einer starken Mauer eingespannt, sonst frei sind, ganz allein auf der Einspannung, und die Verdrückungen der Lager, welche hier ebenso eintreten, haben dann das Durchhängen des Trägers zur Folge.

329.  
Eingemauerte  
Kragträger.

Die Einspannung solcher Kragträger kann durch einfaches Einmauern oder durch Einlagern zwischen Druckplatten erfolgen.

Ist die zulässige Belastung des umgebenden Mauerwerkes auf 1 qcm wieder  $\sigma_1$ , die Länge der Einmauerung  $l$ , die Trägerbreite  $b$ , die tatsächliche Pressung auf der Lagervorderkante  $\sigma$ , der Abstand des Pressungsnullpunktes von der Lagervorderkante  $a$ , das Biegemoment aller äußeren Kräfte in der Lagervorderkante  $M$  und die lotrechte Querkraft dafelbst  $V$ , so bestehen zwischen  $l$ ,  $a$ ,  $b$ ,  $\sigma$  und  $\sigma_1$  die folgenden Beziehungen (Fig. 627):

Fig. 627.



Die erforderliche Einmauerungslänge zur Erzielung der zulässigen Kantenpressung  $\sigma_1$  ist

$$l = \frac{2V + \sqrt{6M\sigma_1 b + 4V^2}}{\sigma_1 b} \dots \dots \dots 262.$$

Die Stelle, wo keine Pressung auftritt, liegt hinter Lagervorderkante um

$$a = l \frac{2Vl + 3M}{3Vl + 6M} \dots \dots \dots 263.$$

Die bei der Einmauerungslänge  $l$  zur Erzielung der zulässigen Kantenpressung  $\sigma_1$  erforderliche Träger- oder Plattenbreite ist

$$b = 2 \frac{2Vl + 3M}{\sigma_1 l^2} \dots \dots \dots 264.$$

Die bei der Einmauerungslänge  $l$  und der Druckflächenbreite  $b$  entstehende größte Kantenpressung beträgt

$$\sigma = 2 \frac{2Vl + 3M}{bl^2} \dots \dots \dots 265.$$

<sup>147)</sup> Vergl. hierüber: BRICK, J. E. Ueber die praktische Unzulässigkeit der Annahme »horizontaler Einspannung« der im Hochbaue verwendeten und an den Auflagern übermauerten Eisenträger. Wochschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 161.



Der Punkt, in welchem das grösste Biegemoment  $M_{max}$  auftritt, liegt hinter der Lagervorderkante um

$$y = \frac{Vl^2}{3Vl + 6M}, \quad \dots \quad 266.$$

und dieses grösste Moment ist dann

$$M_{max} = M + V \cdot y - \frac{b\sigma_1 y^2}{6} \left(3 - \frac{y}{a}\right). \quad \dots \quad 267.$$

Es ist nicht zu empfehlen, die Lagervorderkante in die Mauerkante zu legen; man bringe vielmehr zwischen Träger und Mauerwerk eine Lage von reinem Zement oder eine gut verlegte Eisenplatte an, welche nicht ganz bis zur Mauerkante reicht, damit die Mauerkante von der grössten Pressung befreit und die Möglichkeit einer gewissen Pressungsverteilung im Mauerwerke offen gehalten wird. Das Mass  $d$  (Fig. 627) soll je nach Last und Länge des Trägers etwa 4 bis 8 cm betragen.

Beispiel. Vor einer starken Mauer mit 5 m Fensterteilung soll ein auf Kragträgern in den Mitten der Fensterpfeiler ruhender Laufgang angebracht werden, dessen Breite bis Geländermitte von der Einspannungslinie an 150 cm beträgt. Der Fußboden soll in der ganzen Länge in die Wand und auf einen im Gelände über den Kragträgerenden untergebrachten Längsträger gelagert werden. Der Fußboden wiegt 250 kg für 1 qm und trägt 250 kg für 1 qm; das hölzerne Gelände ist 1,10 m hoch und durchschnittlich 0,15 cm stark.

Die Last auf einem Kragträgerende beträgt alsdann:

$$\text{aus Fußboden und Belastung } 5 \cdot 1,5 \cdot \frac{1}{2} (250 + 250) = 1875 \text{ kg,}$$

$$\text{aus dem Gelände } 5 \cdot 1,1 \cdot 0,15 \cdot 700 = 578 \text{ »}$$

$$\text{zusammen } V = 2453 \text{ kg;}$$

also das Moment an der Einspannungsstelle  $M = 150 \cdot 2453 = 367950$  cmkg.

Wird in den Trägern 1000 kg Spannung für 1 qcm zugelassen, so ist das erforderliche Widerstandsmoment  $\frac{367950}{1000} = 368$ . Um an Höhe zu sparen und gleichzeitig eine große Auflagerbreite  $b$  zu erhalten, sollen zwei Träger nebeneinander gelegt werden. Obigem Widerstandsmoment würden zwei I-Träger Nr. 19 mit  $2 \cdot 187 = 374$  entsprechen; wegen der Vergrößerung des Momentes in der Wand muß jedoch der nächst stärkere Träger Nr. 20 gewählt werden, dessen Breite 9 cm beträgt.

Somit ist  $b = 2 \cdot 9 = 18$  cm; das Mauerwerk am Träger wird in Klinkern und Zementmörtel ausgeführt; alsdann ist  $\sigma_1 = 14$  kg für 1 qcm, und nach Gleichung 260 wird

$$l = \frac{2 \cdot 2453 + \sqrt{6 \cdot 367950 \cdot 18 \cdot 14 + 4 \cdot 2453^2}}{18 \cdot 14} = 115 \text{ cm,}$$

Wird  $d = 6$  cm gemacht, so steckt der Träger hiernach 121 cm in der Wand, und die Geländermitte liegt  $15 - 6 = 144$  cm vor der Wand.

Die Stelle des grössten Biegemomentes liegt nach Gleichung 266 hinter der Lagervorderkante um

$$y = \frac{2453 \cdot 115^2}{3 \cdot 2453 \cdot 115 + 6 \cdot 367950} = 10,6 \text{ cm,}$$

die Stelle des Pressungnullpunktes nach Gleichung 263 um

$$a = 115 \frac{2 \cdot 2453 \cdot 115 + 3 \cdot 367950}{3 \cdot 2453 \cdot 115 + 6 \cdot 367950} = 62,9 \text{ cm,}$$

und das grösste Moment beträgt nach Gleichung 267

$$M_{max} = 367950 + 2453 \cdot 10,6 - \frac{18 \cdot 14 \cdot 10,6^2}{6} \left(3 - \frac{10,6}{62,9}\right) = 380650 \text{ cmkg.}$$

Die Spannung in zwei I-Eisen Nr. 20 ist somit  $\frac{380650}{2 \cdot 216} = 882$  kg für 1 qcm. Wären die beiden I-Träger Nr. 19 beibehalten, so wäre  $b = 2 \cdot 8,6 = 17,2$ , also nach Gleichung 262

$$l = \frac{2 \cdot 2453 + \sqrt{6 \cdot 367950 \cdot 14 \cdot 17,2 + 4 \cdot 2453^2}}{14 \cdot 17,2} = 118,5 \text{ cm;}$$



nach Gleichung 266

$$y = \frac{2453 \cdot 118,5^2}{3 \cdot 2453 \cdot 118,5 + 6 \cdot 367950} = 11,2 \text{ cm};$$

ferner nach Gleichung 263:

$$a = 118,5 \frac{2 \cdot 2453 \cdot 118,5 + 3 \cdot 367950}{3 \cdot 2453 \cdot 118,5 + 6 \cdot 367950} = 65 \text{ cm},$$

und nach Gleichung 267

$$M_{max} = 367950 + 2453 \cdot 11,2 - \frac{17,2 \cdot 14 \cdot 11,2^2}{6} \left( 3 - \frac{11,2}{65} \right) = 381150 \text{ cmkg}.$$

Die Spannung in zwei I-Trägern Nr. 19 wäre also  $\frac{381150}{2 \cdot 187} = 1019 \text{ kg}$  für  $1 \text{ qcm}$ , die auch gegenüber der Festsetzung von  $1000 \text{ kg}$  für  $1 \text{ qcm}$  noch als zulässig zu betrachten ist. Die beiden Trägerstücke sind somit aus I-Eisen Nr. 19, und zwar je  $118,5 + 150 + \frac{15}{2} = 276 \text{ cm}$  lang, zu schneiden.

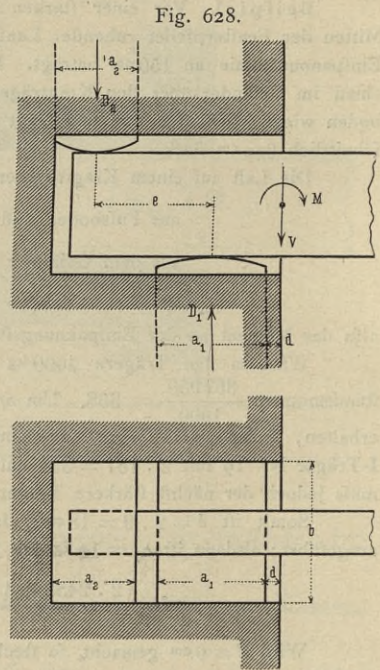
Dieses Beispiel eines allerdings schwer belasteten Freitragers zeigt, daß die Einmauerung nicht selten eine unbequeme Tiefe erreicht, welche nur in aufsergewöhnlich starken Mauern Platz findet.

330.  
Einspannung  
des  
Kragträgers  
zwischen  
Druckplatten.

Ein Mittel, den Trägereingriff in die Wand kürzer und zugleich die Verteilung der Kräfte auf das Mauerwerk besser zu machen, bietet die Einspannung des Kragträgers zwischen Druckplatten, da man hier durch Wahl einer großen Breite  $b$  der Platten das Maß  $e$  und die Plattenlängen  $a_1$  und  $a_2$  (Fig. 628) gering halten kann.  $b$  ist für beide Platten gleich zu machen, da die Wandnische jedenfalls rechteckig gebildet wird, und  $b$  ist so anzunehmen, daß es sich dem Mauerwerke bequem einfügt; auch  $e$  ist den Verhältnissen, namentlich der Mauerstärke, entsprechend zu wählen. Die erste Annahme über  $b$  und  $e$  ist durch eine zweite zu ersetzen, wenn die Rechnung die erste als unzweckmäßig erweisen sollte.

In die Mauer können unter und über den Druckplatten Auflagerquader eingesetzt werden.

Mit Rücksicht auf die Bezeichnungen in Fig. 628 sind, bei der zulässigen Pressung  $\sigma_1$  zwischen Platten und Mauerwerk,



$$a_2 = \frac{V \left( d + \frac{V}{2b\sigma_1} \right) + M}{be\sigma_1 - \frac{V}{2}} \quad \text{und} \quad a_1 = a_2 + \frac{V}{b\sigma_1}; \quad \dots \quad 268.$$

$$D_2 = ba_2\sigma_1 \quad \text{und} \quad D_1 = ba_1\sigma_1 \quad \dots \quad 269.$$

Das größte Moment, für welches der Träger einzurichten ist, beträgt

$$M_{max} = D_2 e \quad \dots \quad 270.$$

Die Druckplatten selbst sind nach Ermittlung von  $D_1$  und  $D_2$  aus Gufseisen genau nach den Regeln zu bilden, welche in Art. 326 (S. 261) zu Fig. 625 u. 626 gegeben wurden.

Beispiel. Wird für den Fall, welcher im letzten Beispiele behandelt wurde, bestimmt, daß  $b$  der Breite von  $1\frac{1}{2}$  Stein =  $38 \text{ cm}$  entsprechen und  $e = 30 \text{ cm}$  sein soll, daß ferner das Mauerwerk an den



Druckplatten in Klinkern und Zementmörtel mit  $\sigma_1 = 14 \text{ kg}$  für  $1 \text{ qcm}$  ausgeführt wird, so mache man nach Gleichung 268

$$a_2 = \frac{2453 \left( 6 + \frac{2453}{2 \cdot 38 \cdot 14} \right) + 367950}{38 \cdot 30 \cdot 14 - \frac{2453}{2}} = 26,4 \text{ cm},$$

$$a_1 = 26,4 + \frac{2453}{38 \cdot 14} = 31,0 \text{ cm}.$$

Die ganze Tiefe der Trägernische wird dann  $6 + \frac{31}{2} + 30 + \frac{26,4}{2} = 64,7 \text{ cm}$  gegen  $118,5 \text{ cm}$  im vorigen Falle. Nach Gleichung 269 ist  $D_2 = 26,4 \cdot 38 \cdot 14 = 14044 \text{ kg}$  und  $D_1 = 31 \cdot 38 \cdot 14 = 16492 \text{ kg}$ . Auf diese Drücke sind die beiden Druckplattendicken nach Gleichung 255 bis 261 (S. 262 und 263) einzurichten. Das größte im Träger vorkommende Biegemoment ist nach Gleichung 270:  $D_2 e = 14044 \cdot 30 = 421320 \text{ cmkg}$ . Bei  $1000 \text{ kg}$  Beanspruchung für  $1 \text{ qcm}$  ist also ein I-Träger Nr. 26, oder es sind zwei Nr. 20 erforderlich. Die Druckverteilung ist nun zwar eine sehr sichere und gute; das größte Moment ist aber durch die Verlegung des ersten Stützpunktes weit in die Mauer hinein wesentlich vergrößert.

Beim Aufstellen des Trägers wird die Platte auf kleinen Eisenkeilen mindestens  $1,5 \text{ cm}$  hohl gelegt und sorgfältig mit Zement vergossen, so dass sie voll aufruhet. Nur oben liegende Druckplatten, wie in Fig. 608, werden ohne weiteres in Zementmörtel fett übermauert. Die Druckplatte greift bei schweren Trägern mit einem Anfasse in ein in das Mauerwerk gestemmes Loch, welches sich beim Vergießen nach Art. 327 (S. 263) nur schwer füllt. (Vergl. auch das Trägerlager in Fig. 640, S. 275.) Namentlich bei Verwendung von Lagerquadern bildet das Einlegen dünner Walzbleiplatten ein gutes Mittel zur Erzielung gleichmäßiger Druckverteilung.

Ganz kleine Träger legt man ohne weiteres auf diese Platten. Bei größeren wird, wenn sie nicht zur Verankerung der Außenwände des Gebäudes dienen sollen, das eine Lager dadurch festgemacht, dass man durch die untere Gurtung in die Lagerplatte bohrt und in das Loch einen Eisenstift schlägt; das andere Lager bleibt frei beweglich.

Eiserne Träger zur Verankerung der Gebäudemauern zu benutzen, ist nicht ratsam, da die starken Längenänderungen bei Wärmeschwankungen das Mauerwerk hin und her rütteln.

Alle Lager, bei denen der Träger ohne weiteres auf der Platte ruht, haben den Nachteil, dass sich die volle Reibung solcher Lager, welche in günstigen Fällen das 0,2fache der Lagerbelastung, meist noch mehr beträgt, als wagrechte, umstürzende Kraft auf die Mauern überträgt. Da nun aber die Wände sehr oft für die Aufnahme erheblicher wagrechter Kräfte zu schwach sind, so kommt es bei schwer belasteten Trägern oft darauf an, die Reibung der Lager zu vermindern, damit kleinere wagrechte Kräfte entstehen. Das beste Mittel zur Erreichung dieser Reibungsverminderung besteht in der Verwandlung der gleitenden in rollende Reibung mittels Einlegens einer möglichst langen Rolle zwischen Träger und Lagerplatte.

Die Konstruktion eines solchen Lagers ist in Fig. 629 u. 630 dargestellt; die einzelnen Maße werden in folgender Weise bestimmt. Aus den Verhältnissen des zu lagernden Trägers folgen zunächst die Abmessungen  $l_1$  und  $b_1$  der unter den Träger zu nietenden Lagerplatte.  $l_1$  ist so klein zu wählen, wie es das Unterbringen genügender Niete in den Teilen des Trägers nur irgend zulässt;  $b_1$  soll dagegen so groß wie möglich gemacht werden; doch ist zu betonen, dass erhebliche Verbreiterung der Lagerplatte über die Breite der Trägerteile hinaus nicht viel Zweck hat, da sich die zu weit vorspringenden Ränder der dünnen Platte aufbiegen, also nicht mehr zur

331.  
Lagerung.

332.  
Rollenlager.



Druckverteilung beitragen. Zweck der Wahl eines möglichst großen  $b_1$  ist die Erzielung einer großen Rollenlänge  $b_2$ . Die untergenietete Lagerplatte wird 12 bis 15 mm dick gemacht. Besonders groß wird  $b_1$  bei zweiteiligen Gurtungen, z. B. bei Fig. 605 (S. 253),

Fig. 629.

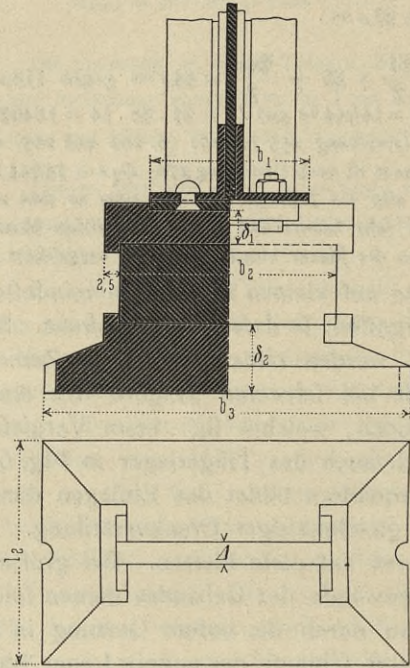
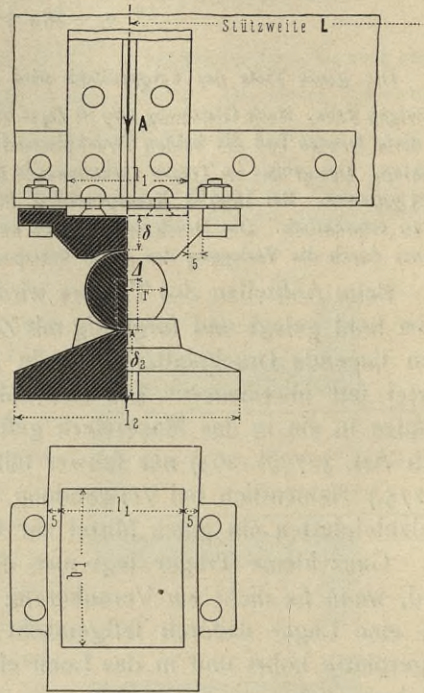


Fig. 630.



Die Lagerplatte legt sich in eine passende Vertiefung der Rollendeckplatte, deren vorspringende Ränder so niedrig zu halten sind, dass sie 2 bis 3 mm Spiel gegen die Trägerunterfläche behalten, damit sie keinesfalls Druck aufnehmen können.

Nach Festlegen dieser Masse folgt dasjenige der Rollenlänge  $b_2$  nach

$$b_2 = \frac{b_1 - 5}{2} + \sqrt{\left(\frac{b_1 + 5}{2}\right)^2 + l_1(l_1 + 10)}. \quad \dots \quad 271.$$

Wird nun noch die in den Platten zulässige Biegungsspannung mit  $s_g$  bezeichnet, so ist weiter

$$\delta_1 = 0,865 \sqrt{\frac{A l_1}{s_g (b_2 + 5)}}. \quad \dots \quad 272.$$

Hierauf erfolgt die Feststellung der Abmessungen der Rollengrundplatte für  $b_3$  nach

$$b_3^3 (b_3 - b_2) = 0,66 \frac{A^2}{\sigma_1^2}, \quad \dots \quad 273.$$

für deren Lösung ein vorläufiger Näherungswert aus

$$b_3 > 0,9 \sqrt{\frac{A}{\sigma_1}} \quad \dots \quad 274.$$

zu entnehmen ist, und für  $l_2$  nach

$$l_2 = \frac{A}{\sigma_1 b_3}; \quad \dots \quad 275.$$



weiter ist

$$\delta_2 = 0,866 \sqrt{\frac{A l_2}{s_g b_3}} \dots \dots \dots 276.$$

In den letzten Gleichungen bezeichnet  $\sigma_1$  die zulässige Pressung auf die Unterfützung der Rollenrundplatte; die entsprechenden Werte sind in Fußnote 122 (S. 229) angegeben. Wird nun noch die zulässige Pressung zwischen der Rolle und den Platten mit  $s_1$ , die Elastizitätszahl des Stoffes der Platten mit  $E$  und diejenige des Stoffes der Rolle mit  $E_1$  bezeichnet, so ist der Rollenhalmmesser  $r$  zu bestimmen nach

$$r = \sqrt{\left(\frac{\delta_1 E_1}{4 E}\right)^2 + \frac{9 A^2 E_1}{64 b_2^2 s_1^3} - \frac{\delta_1 E_1}{4 E}} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \text{und } r = \sqrt{\left(\frac{\delta_2 E_1}{4 E}\right)^2 + \frac{9 A^2 E_1}{64 b_2^2 s_1^3} - \frac{\delta_2 E_1}{4 E}} \end{array} \right\} \dots \dots \dots 277.$$

und zwar ist der grössere dieser beiden Werte auszuführen.

Die wagrechte Rollenbahn, welche beiderseits durch cylindrische Anschläge des Halbmessers  $r$  begrenzt wird, erhält die Breite

$$\Delta = 0,0000185 t \cdot L, \dots \dots \dots 278.$$

welche also nach der Stützweite  $L$  und der grössten zu berücksichtigenden Wärmeschwankung  $t$  bemessen wird.

Für gewöhnliche Fälle haben die in den Gleichungen vorkommenden Grössen die folgenden Werte:

bezüglich  $\sigma_1$  vergl. Art. 299 und Fußnote 122 (S. 229);

$s_g$	für Gufseisen	250 kg	für 1 qcm,	für Stahlgufs	1200 kg	für 1 qcm;
$s_1$	»	1500 kg	» 1 qcm,	» Stahl	4000 kg	» 1 qcm;
$E$ und $E_1$	»	1000000 kg	» 1 qcm,	»	2100000 kg	» 1 qcm;

$t = 40$  bis  $60$  Grad C.

Beispiel. Für einen Träger von  $L = 12$  m Stützweite ist ein Lager zu entwerfen, das im Stande ist, den Lagerdruck  $A = 20 t$  auf gewöhnliches Mauerwerk ( $\sigma_1 = 8$  kg für 1 qcm) zu verteilen. Die Gurtungsbreite  $b_1$  betrage 17 cm, und die Länge der Lagerplatte  $l_1$  wird mit Rücksicht auf die Nietung auf 12 cm Länge bemessen. Die Platten bestehen aus Gufseisen; also ist  $s_g = 250$  kg für 1 qcm; die Rolle ist aus Rundstahl;  $s_1$  ist nach dem schwächeren der beiden Stoffe mit 1200 kg für 1 qcm anzunehmen. Der vorzufehende Wärmewechsel beträgt 60 Grad.

Nach Gleichung 271 ist

$$b_2 = \frac{17 - 5}{2} + \sqrt{\left(\frac{17 + 5}{2}\right)^2 + 12(12 + 10)} = 25,6 \text{ cm,}$$

nach Gleichung 272:

$$\delta_1 = 0,866 \sqrt{\frac{20000 \cdot 12}{250(25,6 + 5)}} = 4,8 \text{ cm.}$$

Die Näherungslösung für Gleichung 273 aus Gleichung 274 ist

$$b_3 > 0,9 \sqrt{\frac{20000}{8}} = 45 \text{ cm;}$$

durch Versuchen ergibt sich die richtige Lösung mit  $b_3 = 53,2$  cm nach Gleichung 273, und  $l_2$  wird dann nach Gleichung 275 gleich  $\frac{20000}{8 \cdot 53,2} = 47$  cm; danach die Dicke nach Gleichung 276

$$\delta_2 = 0,866 \sqrt{\frac{20000 \cdot 47}{250 \cdot 53,2}} = 7,3 \text{ cm.}$$

Aus Gleichung 277 folgt

$$r = \sqrt{\left(\frac{4,8 \cdot 2100000}{4 \cdot 1000000}\right)^2 + \frac{9 \cdot 20000^2 \cdot 2100000}{64 \cdot 25,6^2 \cdot 1200^3} - \frac{4,8 \cdot 2100000}{4 \cdot 1000000}} = \infty 8 \text{ cm}$$



und

$$r = \sqrt{\left(\frac{7,3 \cdot 2100000}{4 \cdot 1000000}\right)^2 + \frac{9 \cdot 20000^2 \cdot 2100000}{64 \cdot 25,6^2 \cdot 1200^3}} - \frac{7,3 \cdot 2100000}{4 \cdot 1000000} = 7,1 \text{ cm};$$

also ist der erstere Wert  $r = 8,0 \text{ cm}$  auszuführen. Die Breite der Rollenbahn beträgt für  $L = 12 \text{ m}$  nach Gleichung 278:

$$\Delta = 0,000185 \cdot 60 \cdot 1200 = 1,33 \text{ cm}.$$

Zur Erzielung kleinerer Rollenhalfmesser empfiehlt sich die Verwendung von Gufstahl statt Gufseisen für die beiden die Rolle einschließenden Platten.

#### d) Beispiele.

Die Anwendung der im vorstehenden für Träger entwickelten Grundsätze und aufgestellten Gleichungen soll nachstehend durch zwei Beispiele erläutert werden.

**Beispiel 1.** Vor einem öffentlichen Gebäude soll der Bürgersteig so überdacht werden, daß die vor dem Bordsteine haltenden Wagen im Schutze gegen den Regen erreicht werden können. Die allgemeine Anordnung zeigt Fig. 631; die Säulen stehen je vor der zweiten Gebäudeachse in Teilungen von  $9,0 \text{ m}$ ; zwischen je 2 Säulen kommen in die Drittelteilpunkte 2 Pfettenträger aus geknickten I-Eisen zu liegen, welche gegen die Säulen durch thunlichst leichte Gitterträger abzufangen sind. Gleiche Pfettenträger liegen gerade über den Säulen (Fig. 632).

Die Eindeckung mit Glas wiegt für  $1 \text{ qm}$  Grundfläche  $50 \text{ kg}$ ; die Eisenteile wiegen  $20 \text{ kg}$ ; Schnee lastet auf  $1 \text{ qm}$  Grundfläche mit  $75 \text{ kg}$ , und der lotrechte Winddruck beträgt  $55 \text{ kg}$ ; die Lastsumme für  $1 \text{ qm}$  ist hiernach  $200 \text{ kg}$ .

$\alpha)$  Berechnung des Pfettenträgers. Ein solcher unterstützt  $3,00 \text{ m}$  Länge des Daches. Somit ist (Fig. 631)

$$P_2 = 3 \cdot 1,8 \cdot 200 = 1080 \text{ kg}$$

für volle Last, und das größte Moment über dem Längsträger  $1080 \frac{180}{2} = 97200 \text{ cmkg}$ .

Das größte Moment zwischen Wand und Träger tritt ein, wenn der überkragende Teil unbelastet ist. Alsdann ist

$$P_2 = 3 \cdot 1,8 (50 + 20) = 378 \text{ kg},$$

und

$$P_1 = 4,7 \cdot 3 \cdot 200 = 2820 \text{ kg};$$

folglich der Auflagerdruck  $B = \frac{2820 \cdot 470}{2 \cdot 470} - \frac{378 \cdot 180}{2 \cdot 470} = 1338 \text{ kg}$ . Im Abstände  $x$  von der Wand ist das Moment

$$M_x = 1338x - \frac{3 \cdot 0,01 \cdot 200 x^2}{2};$$

die Abseife des größten Momentes folgt also aus

$$0 = 1338 - 3 \cdot 0,01 \cdot 200 x \text{ mit } x = 223 \text{ cm},$$

und das größte Moment ist

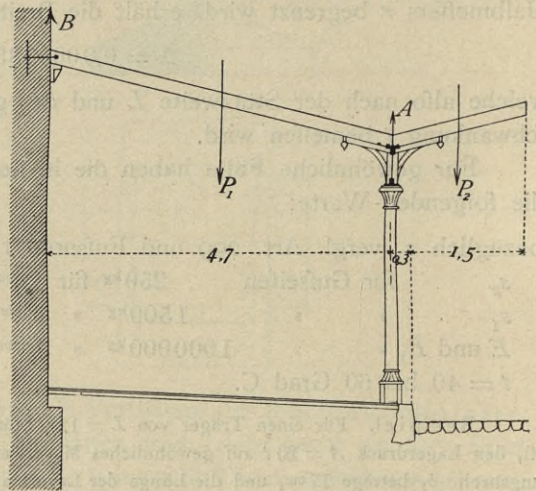
$$M_{max} = 1338 \cdot 223 - \frac{3 \cdot 0,01 \cdot 200 \cdot 223^2}{2} = 149187 \text{ cmkg}.$$

Nach letzterem Moment ist der Pfettenträger zu bemessen; seine zu große Stärke über dem Längsträger ist erwünscht, weil er hier durch das Biegen geschwächt wird. Bei  $1000 \text{ kg}$  Spannung für  $1 \text{ qm}$  muß das Widerstandsmoment  $\frac{149187}{1000} = \approx 150$  sein; somit ist das Normal-I-Eisen Nr. 18 zu wählen.

$\beta)$  Berechnung des Gitterträgers. Die Last, welche von einem Pfettenträger übertragen wird, ist bei ganz voller Belastung nach Fig. 631

$$A = \frac{3 \cdot 1,8 \cdot 200 \left(470 + \frac{180}{2}\right) + 3 \cdot 4,7 \cdot 200 \cdot \frac{470}{2}}{470} = 2700 \text{ kg}.$$

Fig. 631.



1/100 w. Gr.

Fig. 632.

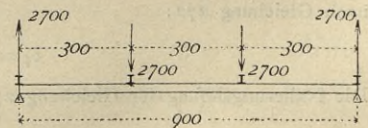
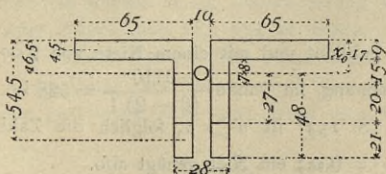




Fig. 633.



Aus dem in Fig. 632 dargestellten Lastzustande ergibt sich ein zwischen den beiden mittleren Pfettenträgern unveränderliches größtes Biegemoment von  $2700 \cdot 300 = 810000$  cmkg. Aeußerer Verhältnisse halber mag die Trägerhöhe auf ungefähr 50 cm festgesetzt werden; die Schwerpunkte der aus je 2 Winkel-eisen zu bildenden Gurtungen werden dann rund 44 cm voneinander liegen, und bei 1000 kg Beanspruchung ist nach Gleichung 254 (S. 258) der Gurtungsquerschnitt

$$f = \frac{M}{s'h} = \frac{810000}{1000 \cdot 44} = \infty 18 \text{ qcm.}$$

Für jedes der zwei Winkel-eisen kommen bei 2 cm Nietdurchmesser und rund 1 cm Schenkeldicke 2 qcm in Abzug (Fig. 633); jeder Winkel mufs also  $\frac{18}{2} + 2 = 11$  qcm Nettoquerschnitt haben, und daher wird das Winkel-eisen  $6,5 \times 6,5 \times 0,9$  mit  $f = 10,89$  qcm gewählt.

Die Niete in diesem Winkel-eisen sind behufs freier Ausbildung der Köpfe nach Fig. 633 anzuordnen; demnach ergibt sich der Abstand des Gurtungsschwerpunktes von der Aufsenkante nach Fig. 633 mit

$$x_0 = \frac{2 \cdot 65 \cdot 9 \cdot 4,5 + 2 \cdot 15 \cdot 9 \cdot 16,5 + 2 \cdot 21 \cdot 9 \cdot 54,5}{2 \cdot 65 \cdot 9 + 2 \cdot 15 \cdot 9 + 2 \cdot 21 \cdot 9} = 16,6 = \infty 17 \text{ mm.}$$

Die Trägerhöhe mufs also genauer auf  $44 + 2 \cdot 1,7 = 47,4$  cm oder rund 48 cm bemessen werden.

γ) Untersuchung der oberen Gurtung auf Zerknicken. Die auf die Gurtung wirkende Druckkraft  $D$  folgt aus der Division des Schwerpunktabstandes  $48 - 2 \cdot 1,7 = 44,6$  cm in das Moment mit  $D = \frac{810000}{44,6} = 18164$  kg.

Zu untersuchen ist:

a) Ob die Gurtung für ihre lotrechte Mittelachse zwischen zwei der I-Sparren steif genug ist? Nach Nr. 7 der Zusammenstellung auf S. 206 ergibt sich

$$\mathcal{F} = 2f \cdot 0,0946 \cdot 6,5^2 + 2f(0,5 + 0,287 \cdot 6,5)^2$$

und für  $f = 10,9$  qcm

$$\mathcal{F} = 209 \text{ (auf Centim. bezogen).}$$

Wird an den Enden Einspannung angenommen (Fall IV, S. 200;  $C = 40$ ) und 5fache Sicherheit verlangt, so ist bei 300 cm Länge die zulässige Zerknickungslast nach Gleichung 187 (S. 205)

$$P = \frac{40 \cdot 2000000 \cdot 209}{5 \cdot 300^2} = 37155 \text{ kg,}$$

also doppelt so grofs wie nötig.

b) Wie viele Gitterknoten zwischen zwei Sparren liegen müssen, damit die Gurtung nicht lotrecht einknickt?

Nach Nr. 8 der Zusammenstellung auf S. 206 ist

$$\mathcal{F}_{\min} = 2 \cdot 10,9 \cdot 6,5^2 \cdot 0,0946 = 87;$$

daher nach Gleichung 194 (S. 213)

$$N = \frac{300}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 18164}{1 \cdot 2000000 \cdot 87}} = 2,18 = \infty 3.$$

Hiernach brauchen also nur zwei Gitterknoten oder drei Felder zwischen zwei Sparren zu liegen.

c) Wie viele Gitterknoten zwischen zwei Sparren liegen müssen, damit das einzelne Winkel-eisen nicht unter der halben Last zerknickt?

Nach Nr. 7 der Zusammenstellung auf S. 206 ist

$$i = 10,9 \cdot 6,5^2 \cdot 0,0381 = 17,5;$$

daher nach Gleichung 194 (S. 213)

$$N = \frac{300}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 18164}{2 \cdot 2000000 \cdot 17,5}} = 3,14 = \infty 4.$$

Hiernach müfste der Gitterträger zwischen zwei Sparren je vier Felder erhalten; damit die Gitterstäbe nicht zu flach zu liegen kommen, sind in Fig. 634 deren sechs angeordnet.

δ) Berechnung der Gitterstäbe. Im Gitterträger ist die größte Querkraft in den beiden Endfeldern gleich 2700 kg und im Mittelfelde gleich Null; sie verteilt sich auf je 2 Gitterstäbe, von denen die vom Auflager nach der Mitte steigenden gedrückt, die anderen gezogen werden. Die theoretische Länge



des Stabes ist gleich  $\sqrt{41,6^2 + 50^2} = \approx 65,1$  cm. Für einen Gitterstab folgt die Spannung  $P$  demnach aus der Proportion  $P: \frac{2700}{2} = 65,1 : 41,6$  mit  $P = 2110$  kg.

Werden die gezogenen Stäbe aus Bandeifen von  $6 \times 1$  cm gebildet und mit einem Niete von 2 cm Durchmesser im Schlitz der Gurtungen befestigt, so ist die Spannung im Bande  $\frac{2110}{(6-2)1} = 528$  kg. Die Anschlusniete sind zweifach, und nach Gleichung 115 (S. 153) ist  $d > \delta$ , folglich die Zahl der Anschlusniete (bei  $s'' = 1100$  kg für 1 qcm)  $n = \frac{2110}{2 \cdot 1 \cdot 1100} = 0,96$ ; ein Niet genügt also.

Die gedrückten Stäbe sollen aus zwei derartigen Bandeifen hergestellt werden, welche seitlich an den Winkleifen der Gurtungen mit denselben Nietten wie die gezogenen Stäbe zu befestigen sind. Eine Ueberbeanspruchung der so verlängerten Nieten entsteht nicht, weil man die äußeren Schaftteile als be-

Fig. 634.

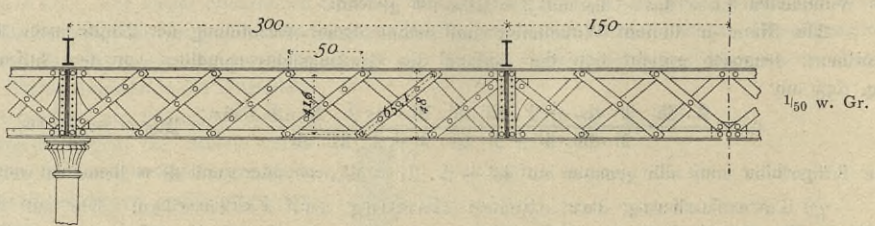


Fig. 636.

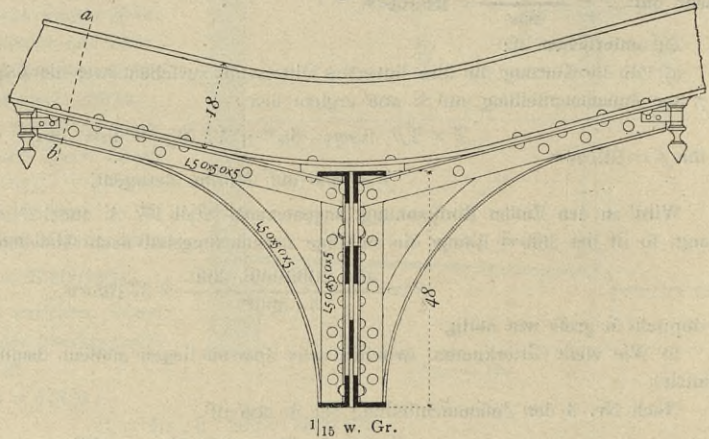


Fig. 635.



Schnitt  $a-b$   
in Fig. 636.  
1/7,5 w. Gr.

fundere Nieten auffassen kann und die größte Beanspruchung aus den gezogenen Stäben in der Lochwandung des Bandes, nicht in der Gurtung liegt. Diese doppelten Druckstäbe sind auf Zerknicken für die freie Länge von 65,1 cm zu berechnen; sie werden durch Stehniete abgesteift.

Nach Nr. 6 der Zusammenstellung auf S. 206 müßte der Abstand der Bandmitten voneinander  $6 \cdot 0,577 = 3,46$  cm betragen, wenn die beiden Hauptträgheitsmomente gleich werden sollten; tatsächlich beträgt  $b = 1 + 2 \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,5 = 3,8$  cm; somit ist das Trägheitsmoment der Achse  $I$  als das kleinere in Rechnung zu stellen. Nach Gleichung 189 und Nr. 6 der Zusammenstellung auf S. 206 ist die zulässige Zerknickungslast des ganzen Stabes

$$P = \frac{10 \cdot 2000000 \cdot 0,0833 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 6^2}{5 \cdot 65,1^2} = 34000 \text{ kg}$$

bei ( $m =$ ) 5facher Sicherheit und Verdrehbarkeit an beiden Enden (Fall II, S. 205;  $C = 10$ ). Die ganzen Stäbe sind also viel zu stark.

Für die einzelne Hälfte ist  $i = \frac{6 \cdot 1^3}{12} = 0,5$  und  $n = 2$ ; also nach Gleichung 194

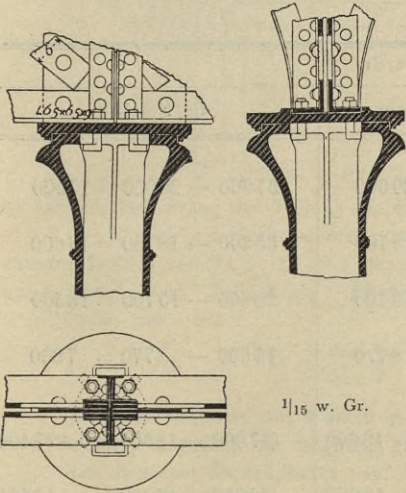
$$N = \frac{65,1}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 2110}{2 \cdot 2000000 \cdot 0,5}} = 1,504 = \approx 3,$$



Somit müßten<sup>148)</sup> 3 Stehriete in die ungeraden Sechstel der Länge gefetzt werden; da aber jedenfalls ein folcher in die Ueberkreuzung der Stäbe kommt, so sind noch zwei in die Mitten der Hälften jedes Stabes nach Fig. 634 zu setzen. Im Mittelfelde, wo Querkraft in geringem Mafse nur bei schiefer Laft auftritt, können diese Niete fehlen.

Unter den Sparren und über den Säulen erhält der Träger (Fig. 634) jedesmal zur Verteilung der Laft nach oben und unten eine kräftige lotrechte Steife aus Blechwand und 4 Winkeleisen von  $50 \times 50 \times 5$  cm. Ueber den Säulen sind die Träger voneinander getrennt; die einzige Verbindung besteht in der Vernietung oder Verschraubung der abstehenden Schenkel der zur Absteifung dienenden Winkeleisen, und diese ist nachgiebig genug, um die höchstens 3 mm betragende Längenänderung unter Wärmefchwankungen zuzulassen. In den Knotenpunkten unter dem Sparren schliesen die doppelten Stäbe an die Knotenbleche an, müßen also von 3,8 cm auf 1 cm Zwischenraum zusammengezogen werden.

Fig. 637.



Uebrigens ist in Fig. 634 und in Fig. 635 bis 637 dargestellt, wie die Sparren durch Kragstücke gegen den Gitterträger abgesteift werden, und wie letzterer auf den Säulen zu lagern und zu befestigen ist.

Beispiel 2. Im oberen Gefchoße eines langgestreckten Gebäudes soll ein Tanzsaal eingerichtet werden. Die Tiefe beträgt nahezu 8 m, so dafs der Tiefe nach keine Balken gelegt werden können; sie sollen vielmehr in 1,00 m Teilung der Länge nach liegen und in der 4,50 m betragenden Achsteilung des Gebäudes durch eiserne Netzwerkträger unterstützt werden.

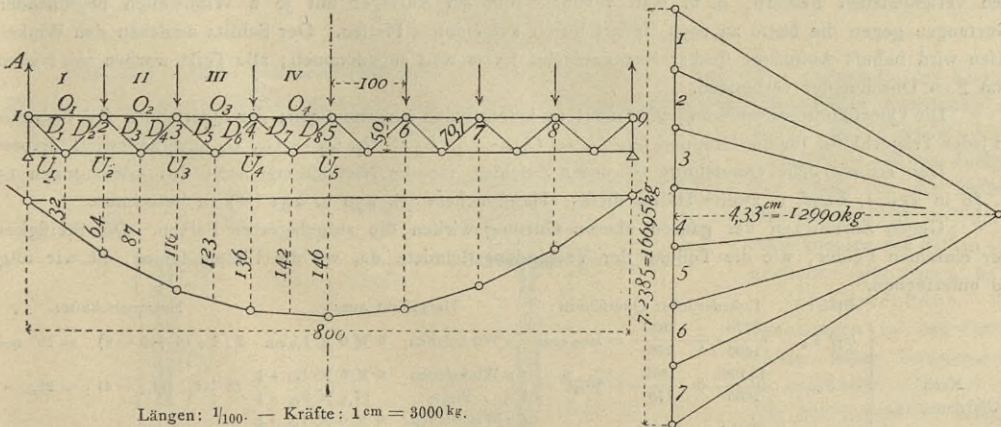
334-  
Netzwerk-  
träger  
als  
Unterzug.

Das Quadr.-Meter der Decke mit halbem Windelboden wiegt 280 kg und wird mit 250 kg belastet. Das lauf. Centimeter eines Balkens trägt fonach  $1 \cdot 0,01 (280 + 250) = 5,3$  kg; das gröfste Moment zwischen zwei Unterzügen ist

$$\frac{5,3 \cdot 450^2}{8} = \frac{80 b h^2}{6};$$

folglich muß die Balkenhöhe bei 80 kg Spannung und einer Balkenbreite  $b = 18$  cm  $h = 23,5$  cm fein.

Fig. 638.



Längen: 1/100. — Kräfte: 1 cm = 3000 kg.

Die ganze Belastung auf einem Knotenpunkte des Unterzuges beträgt:

an Eigengewicht	$1 \cdot 4,5 \cdot 280 = 1260$ kg,
» Nutzlaft	$1 \cdot 4,5 \cdot 250 = 1125$ »
	zusammen 2385 kg.

<sup>148)</sup> Nach Gleichung 110, S. 299 (2. Aufl.: Art. 120, S. 101; 3. Aufl.: Art. 136, S. 126) und Fig. 129 (2. Aufl.: Fig. 123; 3. Aufl.: Fig. 144) ebendaf.



a) Gurtungen. Die Momente, welche für volle Belastung am größten werden, sind in Fig. 638<sup>149)</sup> ermittelt. Es wird angenommen, daß die Gurtungsfchwerlinie in der Nietteilungsline liegt; da sie thatächlich etwas auferhalb liegen wird, so liefert die Rechnung etwas zu sichere Ergebnisse. Die Nietteilungsline werden um die theoretische Trägerhöhe gleich 50 cm voneinander entfernt gelegt, so daß die beiden Stäbe jedes Feldes unter 45 Grad zu stehen kommen.

Die vom Eigengewichte herrührenden Spannkkräfte verhalten sich zu den Gesamspannkkräften wie  $\frac{280}{530}$ . Die Spannkkräfte in den Gurtungen erhält man durch Division des Moments durch die Trägerhöhe; hiernach ergeben sich die in der folgenden Tabelle zusammengestellten Stabspannungen in der unteren, bezw. oberen Gurtung.

		Spannkkräfte durch		
		die Gesambelastung	das Eigengewicht	die Nutzlast
Untere Gurtung	$U_5 =$	$+\frac{12990 \cdot 146}{50} = +37900$	$37900 \frac{280}{530} = 20000$	$37900 - 20000 = 17900$
	$U_4 =$	$+\frac{12990 \cdot 136}{50} = +35300$	$35300 \frac{280}{530} = 18700$	$35300 - 18700 = 16600$
	$U_3 =$	$+\frac{12990 \cdot 110}{50} = +28600$	$28600 \frac{280}{530} = 15100$	$28600 - 15100 = 13500$
	$U_2 =$	$+\frac{12990 \cdot 64}{50} = +16600$	$16600 \frac{280}{530} = 8770$	$16600 - 8770 = 7830$
	$U_1 =$	0		
Obere Gurtung	$O_4 =$	$-\frac{12990 \cdot 142}{50} = -37000$	$-37000 \frac{280}{530} = -19600$	$-(37000 - 19600) = -17400$
	$O_3 =$	$-\frac{12990 \cdot 123}{50} = -32000$	$-32000 \frac{280}{530} = -16900$	$-(32000 - 16900) = -15100$
	$O_2 =$	$-\frac{12990 \cdot 87}{50} = -22700$	$-22700 \frac{280}{530} = -12000$	$-(22700 - 12000) = -10700$
	$O_1 =$	$-\frac{12990 \cdot 32}{50} = -8300$	$-8300 \frac{280}{530} = -4300$	$-(8300 - 4300) = -4000$

Kilogramm.

Bei diesen stark verschiedenen Spannungen empfiehlt sich eine Veränderung des Querschnittes in den verschiedenen Feldern, d. h. man verstärke die am Auflager mit je 2 Winkeleisen beginnenden Gurtungen gegen die Mitte zu nach Bedarf durch aufgenietete Platten. Der Schlitz zwischen den Winkeleisen wird behufs Aufnahme starker Knotenbleche 1,5 cm weit angenommen; alle Teile werden mit Nietten von 2 cm Durchmesser verbunden.

Die Querschnittsveränderung wird nicht in jedem Felde vorgenommen; der Querschnitt soll vielmehr in jeder Trägerhälfte für die Gruppen  $U_1, U_2 - U_3 - U_4, U_5 - O_1, O_2 - O_3, O_4$  unveränderlich bleiben.

Der erforderliche Querschnitt ist unter Zuzug für die Nietlochung nach den Gleichungen 15 u. 18 in Teil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (S. 250 u. 251<sup>150)</sup> zu berechnen.

Gegen Zerknicken der ganzen oberen Gurtung wirken die aufgelagerten Balken. Die Steifigkeit der einzelnen Felder, wie die Teilung der Verbindungsfehniete da, wo die Platten fehlen, ist wie folgt zu untersuchen.

		Stab:	Erforderlicher Querschnitt:	Hergestellt aus:	Nutzquerschnitt:	
Nach Gleichung 15:	$U_1, U_2$	$\frac{8770}{1400} + \frac{7830}{770} = 16,5$	qem	2 Winkeleisen	$6 \times 6 \times 1,0 \text{ cm}$	$2 \cdot 1,0 (6 + 5 - 2) = 18$ qem
	$U_3$	$\frac{15100}{1400} + \frac{1350}{770} = 28,4$	»	{ 2 Winkeleisen + 1 Platte	$\left. \begin{array}{l} 6 \times 6 \times 1,0 \text{ »} \\ 17,5 \times 0,8 \text{ »} \end{array} \right\}$	$18 + 0,8 (17,5 - 4) = 28,8$ »
	$U_4, U_5$	$\frac{20000}{1400} + \frac{17900}{770} = 37,5$	»	{ 2 Winkeleisen + 1 Platte	$\left. \begin{array}{l} 6 \times 6 \times 1,0 \text{ »} \\ 17,5 \times 0,8 \text{ »} \end{array} \right\}$	$28,8 + 0,6 (17,5 - 4) = 36,9$ »
				+ 1 Platte	$17,5 \times 0,6 \text{ »}$	
Nach Gleichung 18:	$O_1, O_2$	$\frac{12000}{1200} + \frac{10700}{720} = 25$	»	2 Winkeleisen	$7,5 \times 7,5 \times 1,0 \text{ »}$	$2 \cdot 1 (7,5 + 6,5 - 2) = 24$ »
	$O_3, O_4$	$\frac{19600}{1200} + \frac{17400}{720} = 49,5$	»	{ 2 Winkeleisen + 1 Platte	$\left. \begin{array}{l} 7,5 \times 7,5 \times 1,0 \text{ »} \\ 20,5 \times 1,0 \text{ »} \end{array} \right\}$	$24 + 1 (20,5 - 4) = 40,5$ »

<sup>149)</sup> Nach: Art. 361, S. 324 (2. Aufl.: Art. 152, S. 131; 3. Aufl.: Art. 154, S. 147).

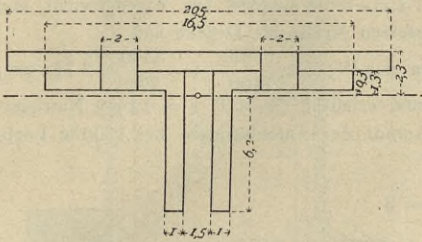
<sup>150)</sup> 2. Aufl.: Art. 77, S. 51; 3. Aufl.: Art. 83, S. 60.



Die ungünstigsten Felder sind  $O_4$  und  $O_2$ . In  $O_4$  (Fig. 639) liegt der Schwerpunkt  $2,3$  cm unter Oberkante, und das kleinste Trägheitsmoment ist

$$J_{min} = (20,5 - 4) \frac{2,3^3 - 1,3^3}{3} + (16,5 - 4 - 1,5) \frac{1,3^3 - 0,3^3}{3} + 2 \frac{0,3^3 + 6,2^3}{3} = 221.$$

Fig. 639.



Das notwendige Trägheitsmoment ist bei  $m = 5$ facher Sicherheit<sup>151)</sup> nach Gleichung 193 (S. 213)  $\mathcal{J} = \frac{5 Pl^2}{E \pi^2}$ . Nun ist

$$l = 100 \text{ cm und } P = 37000 \text{ kg,}$$

$$\text{also } \mathcal{J} = \frac{5 \cdot 37000 \cdot 100^2}{2000000 \cdot \pi^2} = 93,7.$$

Der Querschnitt, welcher auf Druck eben genügt, ist also gegen Zerknicken reichlich steif. Er kann als einheitlicher Querschnitt angesehen werden, da die Platte die Winkelisen verbindet; die Heftniete sind in einer Teilung von 5 Durchmessern gleich 10 cm angenommen,

so daß die Halbierung der Teilung für die Abschlußniete eben noch möglich ist.

In  $O_2$  muß untersucht werden, wie oft die einzelnen Winkelisen zu verbinden sind. Für das einzelne L-Eisen von  $7,5 \times 7,5 \times 1$  cm Querschnitt ist  $f = 14$  qcm und nach Nr. 7 der Zusammenstellung auf S. 206:  $i = 14 \cdot 7,5^2 \cdot 0,0381 = 30$  und, mit Bezug auf Gleichung 194 (S. 213),  $P = 22700$ ,  $n = 2$ ,  $L = 100$  cm, und  $s = 5$ ,

$$N = \frac{100}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 22700}{2 \cdot 2000000 \cdot 30}} = 0,98 \approx 1,0.$$

Demnach brauchen die Winkel im Felde überhaupt nicht verbunden zu werden; gleichwohl sind zwei Stehniete eingesetzt, um möglichst gute Verteilung der Spannung auf beide Winkel zu sichern.

Die in einem Knotenpunkte neu beginnende Platte muß über diesen Punkt hinaus nach dem Auflager nur so weit hinausragen, daß die ihrem Querschnitte entsprechende Zahl von Anschlußnieten außerhalb des Knotenpunktes Platz findet.

Die Spannkraft im Stabe  $O_3$  der oberen Gurtung ist gleich  $-32300$  kg und der ganze Querschnitt gleich  $40,5$  qcm; fonach hat 1 qcm:  $\frac{32300}{40,5} = 800$  kg zu tragen. Die von der Platte aufzunehmende Kraft ist  $(20,5 - 4) 1 \cdot 800 = 13200$  kg; die Anschlußniete sind einschnittig, der Nietdurchmesser  $d$  gleich der doppelten Blechdicke  $\delta$  ( $d = 2\delta$ ); fonach beträgt die Zahl der Nieten nach Art. 208 (S. 152, Gleichung 113), wenn 700 kg für 1 qcm als zulässige Scherbeanspruchung der Niete angenommen werden,

$$n = \frac{13200 \cdot 4}{2^2 \pi \cdot 700} = 6 \text{ Niete.}$$

Da stets 2 Nieten nebeneinander sitzen, so müssen hiernach 3 Nietreihen außerhalb des Knotenpunktes  $O_2 O_3$  in der Platte enthalten sein, woraus sich die in Fig. 622 dargestellte Anordnung ergibt.

Fig. 640.

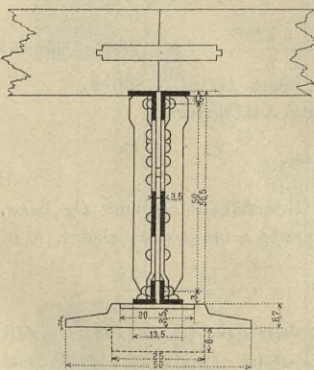
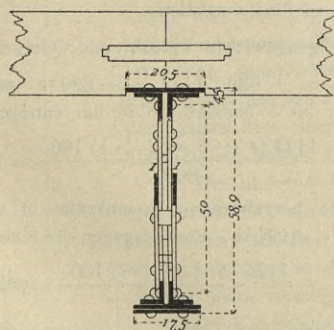


Fig. 641.



Die Ungleichmäßigkeit, welche aus dem Zufügen der Platte für die Balkenlagerung entsteht, wird durch Ausschneiden der Balken angeglichen (Fig. 640 u. 641).

β) Gitterstäbe. Die Spannungen in den Gitterstäben sollen beispielsweise für die Felder I und IV in Fig. 638 untersucht werden.

Im Felde I werden sie am ungünstigsten belastet, wenn alle Knotenpunkte 2 bis 8 Nutzlast tragen. Dann ist der Auflagerdruck für das

<sup>151)</sup> Nach Fig. 136, S. 302 (2. Aufl.: Fig. 129, S. 104; 3. Aufl.: Fig. 150, S. 130) in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses Handbuchs.



Eigengewicht

$$A = \frac{7 \cdot 1260}{2} = 4410 \text{ kg},$$

für die Nutzlast

$$A = \frac{7 \cdot 1125}{2} = 3940 \text{ kg}.$$

Somit entstehen im Gitterstabe  $D_1$  die Spannkraften  $4410 \cdot 1,414 = +6235 \text{ kg}$  aus Eigengewicht und  $3940 \cdot 1,414 = +5570 \text{ kg}$  aus der Nutzlast. In  $D_2$  treten dieselben Kräfte als Drücke auf.

Die erforderlichen Querschnitte im Stabe  $D_1$  ergeben sich<sup>152)</sup> zu  $\frac{6235}{1400} + \frac{5570}{770} = 11,8 \text{ qcm}$ ;  $D_1$  wird daher aus 2 Flachbändern von  $8 \times 1 \text{ cm}$  gebildet und erhält 2  $(8 - 2) 1 = 12 \text{ qcm}$  Nutzquerschnitt. Nach Art. 208 (Gleichung 115, S. 153) wird die Anzahl der Anflusfniete bei  $1300 \text{ kg}$  Lochlaibungsdruck im  $1,5 \text{ cm}$  starken Knotenbleche

$$n = \frac{6235 + 5570}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 3.$$

Für den Stab  $D_2$  ist der erforderliche Querschnitt<sup>153)</sup>  $\frac{6235}{1200} + \frac{5570}{720} = 13 \text{ qcm}$ ; die auf die Gurtungswinkel zu nietenden Flacheisenstäbe erhalten demnach  $8,5 \text{ cm}$  Breite. Die Länge beträgt  $50 \cdot 1,414 = 70,7 \text{ cm}$ .

Die Entfernung zwischen den Mitten der Bänder ist mit Rücksicht auf die auf die Knotenbleche gelegten Füllstücke von  $1 \text{ cm}$  Dicke  $b = 1,5 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0,5 = 4,5 \text{ cm}$ . Sollte der Stab nach beiden Richtungen gleich steif sein, so müßte nach Nr. 6 der Zusammenstellung auf S. 206:  $b = 0,577 \cdot 8,5 = 4,9 \text{ cm}$  sein; das kleinere Trägheitsmoment ist also dasjenige für Achse II, und zwar ist es

$$J = 2 \cdot 8,5 \cdot 4,5^2 \cdot 0,25 = 86.$$

Das erforderliche Trägheitsmoment ist nach Gleichung 193 (S. 213) für Verdrehbarkeit an beiden Enden (Fall II, S. 205:  $C = 10$ )

$$J = \frac{11805 \cdot 5 \cdot 70,7^2}{10 \cdot 2000000} = 14,8;$$

demnach reicht der doppelte Flacheisenstab aus.

Für das einzelne Flacheisen ist mit Bezug auf Gleichung 194 (S. 213):  $i = \frac{8,5 \cdot 1^3}{12} = 0,7$ ,  $n = 2$ ,  $m = 5$  und  $l = 70,7$ ; also

$$N = \frac{70,7}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 11805}{2 \cdot 2000000 \cdot 0,7}} = 3,27 \approx 2;$$

Somit sind 4 Stehniete in die ungeraden Achtel der Länge zu setzen, welche zum Teile in die Knotenbleche fallen.

Es ist jedoch zu betonen, daß diese Aussteifung zweier Flacheisen durch Stehniete immer unvollkommen bleibt, weil ein Stehnie bei leicht eintretenden Ausführungsfehlern gar nicht, sonst unvollkommen geeignet ist, die Bänder in der Verbindungsstelle in ihrer Richtung festzuhalten. Dies ist einer der wichtigsten Gründe, wegen deren man bei allen etwas größeren Trägern von der Bildung der Druckfchragen aus Flacheisen zurückgekommen ist, und vorzieht, sie aus L-Eisen oder C-Eisen zu bilden, wenn die Querschnitte dabei auch etwas zu stark ausfallen.

Im Felde IV ist die vom Eigengewichte herrührende Querkraft  $\frac{7 \cdot 1260}{2} = 3 \cdot 1260 = 630 \text{ kg}$ ; daher die Spannkraft im Stabe  $D_7 = +630 \cdot 1,414 = +890 \text{ kg}$  und im Stabe  $D_8 = -890 \text{ kg}$ .

Tragen die Knotenpunkte 5 bis 8 Nutzlast, so ist der entsprechende Auflagerdruck

$$A = \frac{1125 (4 + 3 + 2 + 1) 100}{800} = 1406 \text{ kg},$$

somit die aus der Nutzlast rechts herrührenden Spannkraften in den Gitterstäben  $D_7$  und  $D_8$  bzw.  $+1406 \cdot 1,414 = +1990 \text{ kg}$  und  $-1990 \text{ kg}$ . Sind dagegen die Knotenpunkte 2 bis 4 voll belastet, so ist

$$A = \frac{1125 (5 + 6 + 7) 100}{800} = 2530 \text{ kg}$$

und die Querkraft im Felde IV:  $2530 - 3 \cdot 1125 = -845 \text{ kg}$ ; sonach betragen die aus der Nutzlast links sich ergebenden Spannkraften in den Stäben  $D_7$  und  $D_8$  bzw.  $-845 \cdot 1,414 = -1195 \text{ kg}$  und  $+1195 \text{ kg}$ .

<sup>152)</sup> Nach: Gleichung 18 (S. 250) in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

<sup>153)</sup> Nach: Gleichung 18 (S. 251) ebendaf.







Gleichung 115)  $n = \frac{16700}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 5$  Niete, von denen der mittelfte  $D_2$  unmittelbar faßt, und von denen einer wegen des Zutammentreffens mit den Stäben von  $D_2$  mit zwei ganz verfenkten Köpfen herzustellen ist. Aus den Nietstellungen ergeben sich dann Gröfse und Form des Knotenbleches (Fig. 642).

Im Knotenpunkte  $O_1 O_2$  wird die gröfste Kraft übertragen, wenn dieser Knotenpunkt nebst allen rechts davon liegenden voll belastet ist. Die lotrechte Seitenkraft von  $D_2$  ist dann 8350 kg, die von  $D_3$  gleich  $8350 - 2385 = 5965$  kg, somit die Summe der wagrechten Seitenkräfte  $8350 + 5965 = 14315$  kg und die erforderliche Zahl der Anschlusniete des Knotenbleches an die Gurtung  $\frac{14315}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 4$  Niete.

Im Knotenpunkte  $U_2 U_3$  haben beide anschließende Gitterstäbe  $D_3$  und  $D_4$  die gröfsten lotrechten Seitenkräfte, wenn der Knotenpunkt  $O_2 O_3$  nebst allen rechts davon liegenden voll belastet ist. In beiden ist die lotrechte Seitenkraft dann

$$\frac{7 \cdot 1125}{2} + 1260 \frac{(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) 100}{800} - 1125 = 6100 \text{ kg};$$

folglich die Summe der aus dem Knotenbleche abzugebenden wagrechten Kräfte gleich  $2 \cdot 6100 = 12200$  kg, und die Zahl der Anschlusniete  $\frac{12200}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 4$ . In dieser Weise sind die in Fig. 642 eingetragenen Niete für die Knotenbleche für alle Knotenpunkte berechnet. Im Knotenpunkte  $O_4 O_5$  genügt 1 Niet; die Gitterstäbe sind daher hier nebeneinander unmittelbar auf die Gurtung genietet, und zu diesem Zwecke aus der theoretischen Lage etwas nach oben verdreht.

γ) Auflager. Es ist angenommen, daß der Träger auf gewöhnlichem Ziegelmauerwerke ruht, für das die zulässige Pressung 8 kg für 1 qcm beträgt. Der ganze Auflagerdruck für 8 volle Trägerfelder ist

$$\frac{8}{2} (1125 + 1260) = 9540 \text{ kg},$$

die erforderliche Lagergrundfläche also  $\frac{9540}{8} = 1200$  qcm. Da eine tiefe Einlagerung in die Wand in den meisten Fällen nicht zugänglich ist, so muß das Auflager gewöhnlich breit entwickelt werden.

Wäre der Raum, welcher von dem 8 m langen Träger überdeckt werden soll, z. B. 7,66 m weit, so blieben an jedem Ende  $\frac{800 - 766}{2} = 17$  cm von Wand bis Lagermitte verfügbar. Nun müssen aber die Lagerchuhe von der Mauerkante entfernt bleiben, und zwar für solche Träger etwa 5 cm; demnach ist die halbe Lagerlänge 12 cm und die Lagerbreite  $\frac{1200}{2 \cdot 12} = 50$  cm.

Nach den in Art. 326 (S. 261) für die Lager gegebenen Regeln wird die erforderliche Dicke der Lagerplatte, da hier in den Gleichungen 259 u. 260 (S. 263)  $A = 9540$  kg,  $l_1 = 24$  cm,  $b_1 = 50$  cm und nach Fig. 640:  $b_2 = 20$  cm zu setzen sind, gleich dem gröfseren Werte von

$$\delta = 0,055 \sqrt{9540 \frac{24}{50}} = 3,7 \text{ cm}$$

und

$$\delta_m = 0,055 \sqrt{9540 \frac{50 - 20}{24}} = 6,0 \text{ cm}, \quad \delta = \delta_m + 2 = 8 \text{ cm} \text{ oder}$$

abgerundet gleich 8,5 cm zu machen sein; die Randstärke könnte theoretisch gleich Null sein, wird des Guffes wegen aber gleich 2 cm (Fig. 640) gemacht.

Im Lager wird unter den Träger eine 1,5 cm starke, vorher abgehobelte Platte genietet, um dem Träger, dessen Unterfläche an sich meist nicht sehr eben ist, eine gute Lagerfläche zu geben. Diese meist etwas verbreiterte Platte wird beiderseits von Nafen der Grundplatte gehalten (Fig. 640). Die Befestigungsniete der Lagerplatte sind unten sorgfältig zu verfenken und eben zu feilen.

Die Grundplatte greift mit einem Ansatze in das entsprechend ausgestemte Mauerwerk ein oder erhält die in Art. 327 (S. 263) erörterte Befestigung mit Dollen. Der Träger wird auf Eisenkeilen so verlegt, daß zwischen Grundplatte und Mauerwerk eine 1,5 cm weite offene Fuge bleibt, welche dann mit Zement vergossen wird. Unter Wärmeveränderungen ist dann der so gelagerte Träger in der Richtung seiner Länge verschiebbar. Soll er aber in Räumen mit ziemlich unveränderlicher Wärme zur Verankerung der Wände benutzt werden, so bohrt man in jedem Auflager zwei bis vier Löcher von etwa 2 cm Durchmesser durch die Gurtung in die Grundplatte und treibt in diese Eifendorne. Bei starken Wärmewechseln ist diese Anordnung, sobald sie in beiden Lagern ausgeführt wird, indes bedenklich, weil dadurch die Wände hin und her gerüttelt werden. Diese Festlegung ist aber an einem Ende stets nötig, da der Träger sonst von den Lagern wandern kann.



Um zu vermeiden, daß der Träger sich bei Durchbiegungen auf die Vorderkante der Lagerplatte setzt, wölbt man letztere nach Art. 326 (S. 261) in der Lagerfläche, damit der Träger vorwiegend in der Mitte aufrucht, nähert sich damit dann der in Fig. 625 u. 626 (S. 262 u. 263) dargestellten Form.

Ueber dem Lager muß der Träger eine dem ganzen Auflagerdrucke genügende Endsteife, hier 2 Winkeleisen, haben, welche durch ein eingestecktes Knotenblech unten auf die volle Lagerlänge behufs Erzielung guter Druckverteilung ausgeweitet wird (Fig. 642).

### Litteratur.

Bücher über »Eisenkonstruktionen im allgemeinen« und »Konstruktionselemente in Eisen«, sowie über »Baufchloßerei« und »Schmiedewerkskunde«.

- ZIPPER'S, J. Anweisung zu Schloßerarbeiten. Augsburg 1795. — 3. Aufl.: Vollständiges Handbuch der Schloßer-Kunst etc. Herausg. v. C. HARTMANN. 1841.
- GRANDPRÉ, M. J. *Manuel théorique et pratique du ferrurier etc.* Paris 1827. — Deutsch von J. G. PETRI. Ilmenau 1830. — 8. Aufl. von A. W. HERTEL. 1865.
- KÖNIG, J. Grundriß der Schloßerkunst etc. Weimar 1848. — 4. Aufl.: Die Arbeiten des Schloßers etc. 1876.
- FAIRBAIRN, W. *On the application of cast and wrought iron to building purposes.* London 1854. — 4. Aufl. 1870. — Deutsch von D. BRAUNS. Braunschweig 1859.
- GUILLAUME. *Tableaux de la résistance des fers à double T etc.* Paris 1858.
- COHEN, L. P. Tabellen zur Bestimmung der Dimensionen gußeiserner Träger. Leipzig 1861.
- GUETTIER, A. *De l'emploi pratique et raisonné de la fonte de fer dans les constructions.* Paris 1861.
- MONGÉ. *Constructions en fer etc.* Paris 1861.
- SHIELDS, F. W. *Strains on structures of ironwork etc.* London 1861. — 2. Aufl. 1867. — Deutsch von B. BEHR. Berlin 1861.
- FINK, F. Die Schule des Bauchloßers. Leipzig 1861. — 3. Aufl. 1880.
- HÄNEL, A. Abhandlung über die Constructionsverhältnisse eiserner Gitterbalken. Stuttgart 1864.
- BRANDT, E. Lehrbuch der Eisen-Konstruktionen mit besonderer Anwendung auf den Hochbau. Berlin 1864. — 3. Aufl. 1876.
- LAVEDAN, P. *Guide pratique de ferrurerie usuelle et artistique etc.* Paris 1867.
- BOILEAU, L. A. *Le fer principal élément constructif de la nouvelle architecture.* Paris 1871.
- BARRÉ, L. A. *Éléments des charpenterie métallique.* Paris 1872.
- LIGER, L. *La ferronnerie ancienne et moderne etc.* Bd. I u. II. Paris 1873 u. 1876.
- DES BIARS, G. *De l'emploi du fer dans les constructions. Planchers, poitrails et linteaux en fer laminé, supports en piliers en fonte ou en fer forgé.* Paris 1874.
- KLASEN, L. Handbuch der Hochbau-Construktionen in Eisen. Leipzig 1876.
- DEMONT. *Nouveau traité de ferrurerie, ou Vignole à l'usage des ouvriers etc.* Paris 1876.
- HEINZERLING, F. Der Eisenhochbau der Gegenwart. Aachen 1876—78.
- JEEP, W. Die Verwendung des Eisens beim Hochbau. Leipzig 1876—79.
- INTZE, O. Tabellen und Beispiele für eine rationelle Verwendung des Eisens zu einfachen Baukonstruktionen. Berlin 1878.
- LÜDICKE, A. Praktisches Handbuch für Kunst-, Bau- und Maschinen-Schloßer. Weimar 1878. — 2. Aufl. 1890.
- CORNU, L. *Guide pratique pour l'étude et l'exécution des constructions en fer.* Levallois-Perret 1878.
- THIOULET. *Serrurerie et fonte de fer.* Paris 1879.
- LOEWE, F. Ueber Nietverbindungen. Erster Bericht des Professor W. C. UNWIN an die Sub-Commission der »Institution of Mechanical Engineers« etc. Wien 1880.
- BOILEAU, L. A. *Principes et exemples d'architecture ferronnière; les grandes constructions édificitaires en fer; la halle-basilique.* Paris 1880.
- ZIMMERMANN, H. Ueber Eisenkonstruktionen und Walzprofile. Berlin 1881.
- ZIMMERMANN, H. Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Gewichte genieteteter Blechträger. Berlin 1881. — 2. Aufl. 1885.
- FERRAND, J. *Le charpentier-ferrurier au XIX<sup>e</sup> siècle. Constructions en fer et en bois. Charpentes mixtes en fer, fonte et bois.* Paris 1881.



- NOWAK, E. Der Metallbau. Leipzig 1882.
- UHLAND, W. H. Handbuch für den praktischen Maschinen-Constructeur. Bd. I. Leipzig 1883. S. 1.
- KOULLE, H. Hülftabellen für die Berechnung schmiedeeiserner Stützen etc. Berlin 1884.
- LAUTER, W. H. & H. RITTER. Façoneisen und deren praktische Verwendung. Frankfurt a. M. 1885.
- L'architettura del ferro. Raccolta dei motivi per costruzioni civile, ferroviarie et artificiali.* Mailand 1885.
- CORNU, L. *Guide pratique pour l'étude et l'exécution des constructions en fer etc.* Neue Aufl. Paris 1886.
- PINZGER, L. Die Berechnung und Construction der Maschinen-Elemente. Heft 3: Einige Notizen über die Construction der Gitterträger. Die Keilverbindungen und die Schraubenverbindungen. Leipzig 1886.
- SCHAROWSKY, C. Musterbuch für Eisen-Constructionen. Leipzig und Berlin 1887.
- BARBEROT, E. *Traité pratique de ferrurerie. Constructions en fer. Serrurerie d'art.* Paris 1888.
- Fach-Bibliothek für Bau-, Kunst- und Maschinen Schlosser, für Mechaniker, Maschinenbauer und Schmiede. Berlin. Erscheint seit 1890.
- PFLEGER, R. Tabellen über die berechnete Tragfähigkeit der beim Hochbau zu verwendenden eisernen Träger. Leipzig 1891.
- KRAUTH, TH. & F. S. MEYER. Das Schlosserbuch etc. Leipzig 1891. — 2. Aufl.: 1897.
- PFLEGER, L. Tabellen über die berechnete Tragfähigkeit der beim Hochbau zu verwendenden eisernen Stützen. Leipzig 1892.
- BAKER, W. L. *The beam, or technical elements of girder construction.* London 1892.
- LAUENSTEIN, R. & A. HANSEN. Die Eisenkonstruktionen des einfachen Hochbaues. Stuttgart 1895. — 2. Aufl.: 1900.
- Das Handbuch des Bautechnikers. Herausg. von H. ISSL. Heft IX: Die Eisenkonstruktionen des Hochbaues. Von R. SCHÖLER. Leipzig 1900.



Handbuch der Architektur.

III. Teil:

DIE HOCHBAUKONSTRUKTIONEN.

---

ZWEITE ABTEILUNG.

FUNDAMENTE.

Von Dr. EDUARD SCHMITT.

---







I. Abschnitt.

Fundament und Baugrund.

Der unterste Teil des Bauwerkes, welcher den von letzterem ausgeübten Druck unmittelbar auf den darunter liegenden natürlichen Erdboden — den Baugrund — zu übertragen hat, wird Fundament<sup>154)</sup> genannt, und die Konstruktion des Fundaments heißt Gründung oder Fundierung.

335-  
Vor-  
bemerkungen.

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

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

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

---

Litteratur

über »Fundamente im allgemeinen«.

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

---

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



Allgemeine Ueberficht der Fundirungen mit befonderer Bertückfichtigung der Anwendung des Eifens.

HAARMANN'S Zeitschr. f. Bauhdw. 1862, S. 172.

SCHWARZ, F. Der Grundbau. Berlin 1865.

CHIOLOCH-LÖWENSEBERG, H. v. Anleitung zum Wafferbau. Abth. 3: Entwässerungen und Bewässerungen, Kanal- und Kammerfchleufenbau, Fundirungen, Seebau. Stuttgart 1865. S. 100.

FOY, J. *Étude générale sur les fondations. Nouv. annales de la const.* 1865, S. 168, 174; 1866, S. 4.

DEBAUVE, A. *Procédés et matériaux de construction. Tome II: Fondations.* Paris 1865.

MENZEL, C. A. Die Gründungsarten der Gebäude und die Behandlung des Baugrundes. Herausg. u. verb. von C. SCHWATLO. Halle 1866.

KNAPP'S großes Vorlagwerk aus dem Gefammtgebiete der Bau-, Ingenieur-Wiffenschaft und Gewerbskunde. Heft I: Gründungen. Halle 1871.

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

MORANDIÈRE. *Traité de la construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal. 1er fasc.* Paris 1874. S. 57.

FRAUENHOLZ, W. Bau-Constructions-Lehre für Ingenieure. Band 3: Eifen- und Fundations-Constructions. München 1877. S. 275.

KLASEN, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden im Hochbau, Brückenbau und Wafferbau. Leipzig 1879. — 2. Aufl. 1894.

FELDEGG, E. v. Allgemeine Constructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von R. BAUMEISTER. Carlsruhe 1879. Theil II: Fundirungen.

POWELL, G. T. *Foundations and foundation walls for all classes of buildings.* New-York 1879. — Neue Ausg. 1885.

Handbuch der Ingenieurwiffenschaften. Band I. Leipzig 1880. S. 695: Grundbau. — 3. Aufl. Band I, Abth. 3, S. 1: Der Grundbau. Von L. v. WILLMANN. Leipzig 1900.

BROWN, C. *Healthy foundations for houses.* New-York 1885.

LYMAN, J. F. *Building foundations.* Building, Bd. 4, S. 45, 87, 140, 183, 283.

KIDDER, F. E. *Building construction and superintendence. Foundations. Architecture and building.* Bd. 18, S. 208, 231, 255.

Handbuch der Baukunde. Abth. III, Heft 1: Der Grundbau. Von L. BRENNER. Berlin 1887. — Ergänzungen zum Grundbau. Berlin 1895.

STRUCKEL, M. Der Grundbau etc. Helsingfors 1895.

## I. Kapitel.

### B a u g r u n d.

#### a) Beschaffenheit des Baugrundes.

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

338.  
Mächtigkeit  
der  
Schichten.

339.  
Neigung  
der  
Schichten.

340.  
Wasser.

341.  
Ver-  
änderungen.

342.  
Einteilung  
und  
Verschieden-  
heit.



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

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

2) Ziemlich guter Baugrund, der zwar preßbarer als der gute Baugrund ist, dessen Nachgiebigkeit jedoch für den Bestand des Bauwerkes meist unschädlich ist, wie fester Lehm und grober Sand, ersterer jedoch nur, wenn er vom Wasser nicht erweicht werden kann, letzterer nur, wenn er fest gelagert ist, keine thonigen und humosen Teile enthält und wenn er nicht künstlich (durch Wafferschöpfen) oder natürlich (durch Aufheben des Gleichgewichtes im Wasser) in Triebfand verwandelt werden kann<sup>155)</sup>.

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

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

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

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

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

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

<sup>155)</sup> Aller Sand kann Triebfand werden, der feine am leichtesten.



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

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

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

Zu den technischen Bedingungen, welche ein guter Baugrund zu erfüllen hat, treten bei zum Bewohnen bestimmten Gebäuden noch die Anforderungen der Hygiene hinzu. Diese beziehen sich im wesentlichen darauf, daß die von Menschen und Tieren zu benutzenden Räume durch den Baugrund nicht »feucht« gemacht werden sollen und daß der Baugrund an diese Räume auch keine gesundheitschädlichen, von der Verwesung organischer Stoffe hauptsächlich herrührenden Gase abgeben darf<sup>156</sup>). In unseren Städten ist es hauptsächlich das Grundwasser, welches Kellerwohnungen und andere unterirdische Räume feucht macht, und im wesentlichen ist es der Inhalt von Abortgruben, Unratskanälen, Stall- und Kehrtrichtgruben, welcher bei schlechter Konstruktion dieser Anlagen in den umgebenden Boden sickert und denselben dadurch verpestet. Auf dem flachen Lande treten diese Uebelstände infolge der daselbst herrschenden Bauweise weniger stark auf; dort ist namentlich der sumpfige Boden, welchem die bekannten schädlichen Sumpfgase ihre Entstehung verdanken, nachteilig. (Siehe auch Teil III, Band 4 u. 5 dieses »Handbuches«, S. I u. ff.<sup>157</sup>).

344.  
Gefundheits-  
liche  
Anforderungen.

Ohne den Wert und die Bedeutung dieser gesundheitlichen Anforderungen zu verkennen, haben dieselben für den Architekten, sobald er die Beschaffenheit eines Baugrundes als gut oder schlecht zu bezeichnen hat, doch im allgemeinen nur einen akademischen Charakter. In unseren Städten und auch an anderen Orten ist die Baustelle in der Regel so scharf oder doch innerhalb so enger Grenzen gegeben, daß das Gebäude, unbekümmert ob der Baugrund in gesundheitlicher Beziehung entspricht oder nicht, daselbst ausgeführt werden muß. Die Hauptaufgabe des Architekten besteht alsdann nur darin, durch zweckmäßige Konstruktion der Fundamente des Gebäudes und seiner sonstigen Teile den gesundheitschädlichen Einfluß des Baugrundes möglichst unwirksam zu machen<sup>158</sup>).

Gegen das Eindringen der Grundluft in die Kellerräume sichert eine unter dem ganzen Gebäude durchgehende Betonplatte; eine Lage von fettem Thon ist nicht so wirksam. Soll auch die das Gebäude umgebende Bodenschicht keine Grundluft an daselbe abgeben, so muß man die Kellermauern nach außen freilegen, was durch Anordnung eines ringsum laufenden Luft- oder Isoliergrabens<sup>159</sup> erreicht wird.

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

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

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

<sup>158</sup>) Vergl. HASELBERG, E. v. Ueber den Baugrund der Wohnhäuser. Deutsche Viert. f. öff. Gesundheitspf. 1870, S. 35.

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



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

### b) Unterfuchung des Baugrundes.

345.  
Allgemeines.

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

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

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

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

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

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



bis 10<sup>m</sup> gehen und nur ausnahmsweise die Untersuchungen auf noch grössere Tiefen ausdehnen; doch dürfte man auch dann nicht leicht über 20<sup>m</sup> gehen.

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

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

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

2) Sondieren<sup>160)</sup>. Das Sondier- oder Visitiereisen, auch Sondiernadel genannt, ist eine Eisenstange von 2,00 bis 3,50<sup>m</sup> Länge und 25 bis 45<sup>mm</sup> Dicke, welche unten mit einer langen Spitze versehen ist und in den Boden eingestossen, eingedreht oder eingerammt wird. Unten, nahe an der Spitze, ist eine Vertiefung angebracht, die mit Talg ausgefüllt wird; am oberen Ende ist das Eisen behufs Handhabung mit einem Knopf (Fig. 643), einem Bügel (Fig. 645) oder einem Drehhebel (Fig. 644) versehen. Bei grösserer Tiefe setzt man das Sondiereisen aus zwei oder drei Stücken zusammen, die miteinander verschraubt werden (Fig. 645).

Aus dem geringeren oder grösseren Widerstand beim Eindringen des Sondiereisens in den Boden, ferner aus dem Gefühle beim Hineinstossen desselben, endlich aus den Bodenteilchen, die nach dem Herausziehen des

Eisens daran hängen, bei einiger Erfahrung und Uebung, auf die Beschaffenheit der durchstossenen Bodenschichten schliessen.

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

Die Bodenuntersuchung mit dem Sondiereisen wird in vielen Fällen als einziges Untersuchungsverfahren benutzt; sie kann aber auch mit grossem Vorteil Verwen-

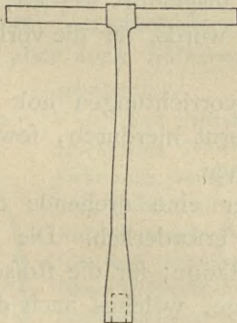
346.  
Aufgraben  
des  
Bodens.

347.  
Sondieren.

Fig. 643.

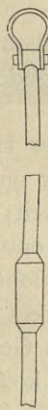


Fig. 644.



Sondiereisen.

Fig. 645.



<sup>160)</sup> Unter Sondierungen versteht man häufig nicht nur Bodenuntersuchungen mit dem Sondier- oder Visitiereisen, sondern jede Art von Bodenuntersuchung.



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

348.  
Einschlagen  
von  
Probepfählen.

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

349.  
Erd-  
bohrungen.

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

Die Bohrlöcher, die mittels der fog. Erdbohrer ausgeführt werden, erhalten 7 bis 15 cm Weite und übersteigen, wie schon angedeutet wurde, für die vorliegenden Zwecke selten 20 m Tiefe <sup>161)</sup>.

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

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

Die Erdbohrtechnik hat sich in so mannigfaltiger Gestalt entwickelt und eine so große Bedeutung im Bergbau und im Bauwesen erreicht, dass sie sich zu einem selbständigen Fache ausgebildet hat. Im vorliegenden »Handbuch« können nur einige Grundzüge derselben wiedergegeben werden; im übrigen muss auf die einschlägige Literatur <sup>162)</sup> verwiesen werden.

<sup>161)</sup> Für andere Zwecke, wie z. B. für artefische Brunnen, bergmännische Zwecke etc., werden viel weitere (50 cm und darüber) Bohrlöcher angewendet und sehr bedeutende Tiefen (1200 m und mehr) erreicht.

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

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

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

BEER, A. H. Erdbohrkunde. Prag 1858.

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

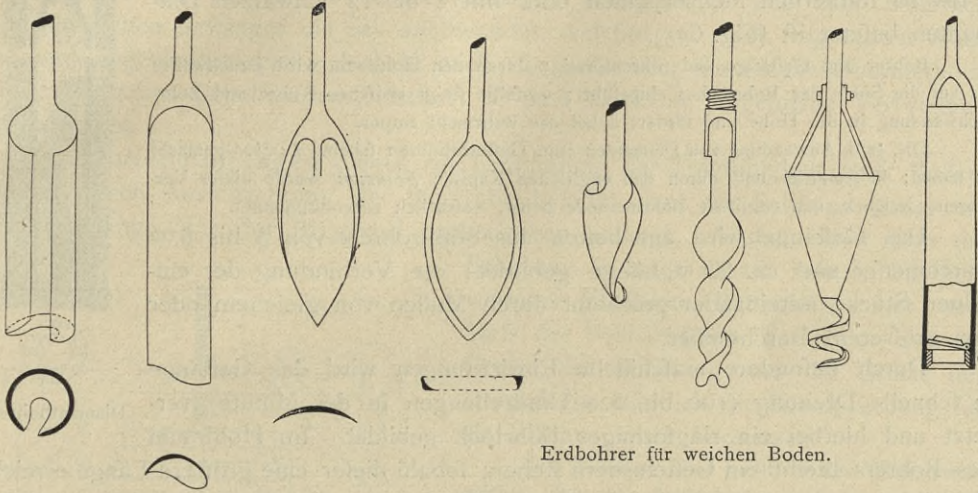
GÄTZSCHMANN. Die Auffuchung und Untersuchung von Lagerstätten nutzbarer Materialien. 2. Aufl. Leipzig 1866.  
SERLO, A. Bergbaukunde. 2. Aufl. Bd. 1. Berlin 1873. S. 50.



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

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

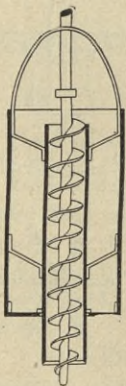
Fig. 646. Fig. 647. Fig. 648. Fig. 649. Fig. 650. Fig. 651. Fig. 652. Fig. 653.



Erdbohrer für weichen Boden.

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

Fig. 654.



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

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

Stoz, W. Bohrrapparat für jedes Gebirge, jede Tiefe und Weite der Bohrversuche bei Gewinnung von fortlaufenden Gebirgskernen. Stuttgart 1876.

Fauck, A. Anleitung zum Gebrauche des Erdbohrers. Leipzig 1877.

Strippelmann, L. Die Tiefbohrtechnik im Dienste des Bergbaus und der Eisenbahntechnik. Halle 1877.

Geisendorfer, Appareils de sondage. Paris 1881.

Romain, A. Nouveau manuel du fondeur etc. Paris 1881.

Fauck, A. Fortschritte in der Erdbohrtechnik. Leipzig 1885.

Tecklenburg, Th. Handbuch der Tiefbohrkunde. Leipzig. 1886 ff.



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

351.  
Drehbohren  
in feinigem  
Boden.

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

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

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

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

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

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

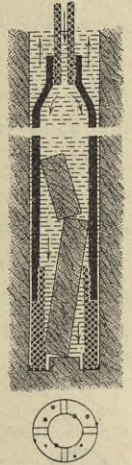
352.  
Stofsbohren.

γ) Stofsbohren. In felsigem und anderem feinigem Boden können Bohrlöcher auch in der Weise hergestellt werden, dass man meißelartig gefaltete Bohrer stofsweise auf das Gestein einwirken läst; die losgelösten Stein splitter, der fog. Bohrschmand, wird mittels besonderer Vorrichtungen (Bohrlöffel) hervorgeholt.

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

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

Fig. 655.



Diamantbohrer.

Fig. 656.

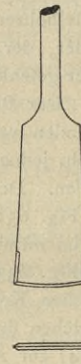


Fig. 657.

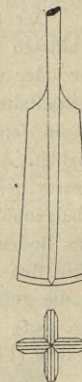
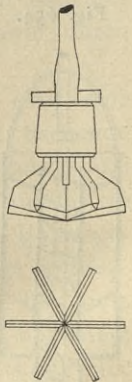


Fig. 658.



Stofsbohrer.



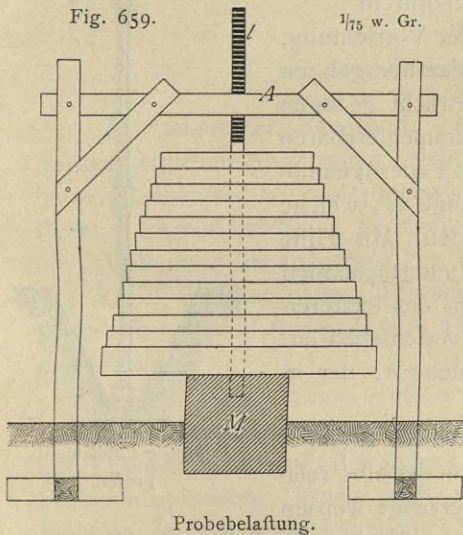
Zu diesem Ende muß über Tag ein besonderes Bohrgerüst errichtet werden, welches das Hervorholen und Hinablassen des Gefäßes, sowie das Ausführen der Schläge gestattet; letzteres kann durch Menschenhand oder durch Maschinen geschehen.

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

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

5) Probelastungen dienen zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer Bodenschicht. Nach Ausschachtung der Baugrube belastet man die Sohle in geeigneter Weise so lange, bis der Baugrund nachzugeben anfängt. Alsdann läßt man die Belastung so lange darauf ruhen, bis kein weiteres Einsinken stattfindet. Aus dem Maß des beobachteten Einsinkens, aus der Größe der Belastung und der Größe der Druckfläche läßt sich die Beanspruchung für die Flächeneinheit berechnen.

353-  
Probe-  
belastungen.



Die Belastung wird meist in der Weise durchgeführt, daß man Bohlen oder größere, regelmäßig bearbeitete Steine auf die Sohle der Baugrube legt und darauf schwere Gegenstände, wie Baumaterial, Eisenbahnschienen, Bleibarren etc., aufbringt. *Lehmann* empfiehlt<sup>163)</sup>, um sichere Ergebnisse zu erzielen, nachstehendes Verfahren. Man schachte auf der den Baugrund voraussichtlich bildenden Bodenschicht eine quadratische Grube von etwa 1 m Seitenlänge und 40 bis 50 cm Tiefe aus, ebne die Grube sorgfältig ein und stelle darin einen Mauerklotz *M* (Fig. 659) von Klinkern oder lagerhaften, möglichst großen Bruchsteinen in Zementmörtel her mit thunlichst ebenen Flächen und so hoch, daß derselbe etwa 40 bis 50 cm aus der mit fest zu stampfendem Boden wieder gefüllten Grube hervorragt. In der obersten Schicht mauere man eine im oberen Teile mit einer Skala versehene Latte *l* ein und errichte über dem Mauerkörper ein Gerüst nach Fig. 659, an dessen wagrechten Querstück *A* man das Maß des Einsinkens beobachten kann. Ueber den Mauerkörper strecke man Bahnschienen oder starke Bauhölzer, auf welche die Belastung vorsichtig aufgebracht wird. Durch das Hinabgehen der Lattenkala wird das Einsinken in den Boden deutlich ersichtlich.

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

Indes sind solche Untersuchungen niemals ganz zuverlässig, am allerwenigsten

<sup>163)</sup> In: Deutsche Bauz. 1881, S. 403.



bei elastischem Boden. Nimmt man noch hinzu, daß ein derartiges Verfahren auch zeitraubend und kostspielig ist, so ist Grund genug vorhanden, diese Untersuchungsweise nur wenig in Anwendung zu bringen<sup>164</sup>).

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

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

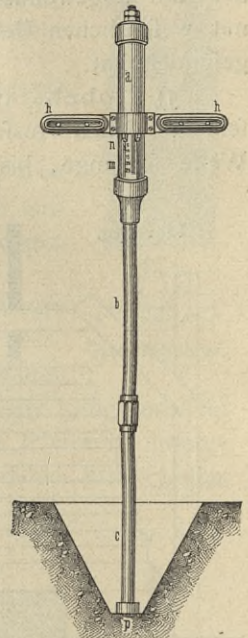
Wenn die ursprüngliche Konstruktion dieser Vorrichtung, die sich als nicht zweckmäßig erwiesen hat, hier übergangen und nur die neuere Anordnung derselben in Betracht gezogen wird, so besteht sie nach Fig. 660 aus 3 zusammensetzbaren Hauptteilen: aus dem Pressstempel  $p$ , aus einem Federdynamometer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

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

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

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

Fig. 660.



Mayer's Fundamentprüfer.

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



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

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

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

Da die Pressstempel eine verhältnismäfsig kleine Auftandfläche besitzen, ist unter Umständen das seitliche Ausweichen des Baugrundes und dadurch die Beeinträchtigung der Messungsergebnisse zu befürchten. Es ist auch nicht ganz leicht, von Menschenhand aus den Druck stets genau gleichmäfsig und stetig zunehmend, ferner denselben völlig lotrecht auszuüben. Aus diesen Gründen hat der Gebrauch des Fundamentprüfers in feiner gegenwärtigen Gestalt in durchaus vorsichtiger Weise von fachkundiger Hand zu geschehen<sup>165)</sup>.

### c) Verbefferung schlechten Baugrundes.

Ein schlechter Baugrund, der infolge zu grofser Pressbarkeit oder infolge starken seitlichen Ausweichens nicht geeignet ist, dem Druck eines darauf zu errichtenden Gebäudes zu widerstehen, kann unter Umständen und innerhalb gewisser Grenzen verbessert<sup>166)</sup>, d. h. weniger nachgiebig gemacht werden.

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

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

354-  
Tote Last.

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

355-  
Rammen.

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

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



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

356.  
Begießen  
mit  
Wasser.

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

357.  
Einrammen  
von  
Schutt etc.

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

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

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

358.  
Einrammen  
von  
Steinen.

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

359.  
Anderweitiges  
Ramm-  
verfahren.

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

Daselbe kam u. a. auch beim Bau des Verwaltungsgebäudes für die Weltausstellung daselbst 1900 zur Anwendung. Man ließ einen 1000 kg schweren Rammklotz von 70 cm Durchmesser aus einer Höhe von 10 cm unmittelbar auf den zu verbessernden Boden so lange herabfallen, bis die Rammtiefe (oder die Zusammendrückung des sehr weichen und stark pressbaren Bodens) das Maß von ca. 3 m erreicht hatte. In die so entstandene Vertiefung wurde eine Mischung von Kalkmilch und Eisenschlacke gebracht, die nun ebenfalls abgerammt wurde. Man setzte dieses Verfahren so lange fort, bis die Sohle der Baugrube wieder auf die frühere Tiefe gebracht war. Der so verbesserte Baugrund hatte eine solche Festigkeit erreicht, daß man das Bauwerk, welches einen Druck von 4 kg für 1 qcm ausübte, darauf gründen konnte<sup>167)</sup>.

360.  
Einrammen  
von  
Pfählen.

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

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

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



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

361.  
Sandpfähle.

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

Ueber eine hier einschlägige Ausführung aus der letzten Zeit siehe in der unten genannten Quelle<sup>168)</sup>.

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

362.  
Verfeinerung.

Nach *Neukirch's* patentiertem Verfahren<sup>169)</sup> wird Zement in Staubform durch einen starken Luftstrom in den Sand hineingebblasen. Zum Einführen des Luftstromes in den Sandboden dient ein eisernes Rohr, welches so lang ist, daß damit die Sohle des beabsichtigten Fundaments erreicht wird. Durch das Einblasen des Zements entsteht eine kochende Bewegung des Wassers und Sandes, wodurch eine innige Vermischung zwischen Zement und Sand stattfindet; das vollständige Erhärten des ersteren unter Wasser dauert, wie beim Beton, mehrere Wochen<sup>170)</sup>.

Bei der Gründung einer steinernen Brücke bei Ehingen auf lockerem Kiesgrund wurde dünnflüssiger Zement durch 4 cm weite *Mannesmann*-Rohre eingepumpt. Durch allmähliches Hochziehen der Rohre wurde der Zement in verschiedenen Höhen eingeführt, so daß sich ein großer Betonklotz bildete<sup>171)</sup>.

Nach *Lauter's* Mitteilungen<sup>172)</sup> ist der Erfolg der Zementeinspritzung nicht immer ein guter. Bei einem besonders bezeichneten Versuche zeigte es sich, daß das Eindringen des flüssigen Zementmörtels in das umliegende Erdreich nur in ganz geringem Maße stattfand und daß sich sehr schnell über der Einspritzöffnung ein kurzer, kegelförmiger Zementkörper mit stumpfer Spitze bildete, der das weitere Eindringen der Einspritzungen verhinderte. *Lauter* ist der Ansicht, daß bei festgelagertem und insbesondere bei feinem sandigen Boden ein guter Erfolg nicht erwartet werden darf.

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

Man könnte in den Triebfand durchlöchernde Eisenrohre einsenken und die betreffende Flüssigkeit einpressen; man könnte in solcher Weise unbrauchbaren Baugrund mittels Einspritzens einer erhärtenden Flüssigkeit in Stein verwandeln<sup>173)</sup>.

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

363.  
Entwässerung.

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

<sup>169)</sup> D. R.-P. Nr. 46842.

<sup>170)</sup> Näheres: *Gefundh.-Ing.* 1890, S. 609.

<sup>171)</sup> Siehe auch: BRAUN. Befestigung von sandigem und kiesigem Untergrund durch Einführen von flüssigem Cement. *Zeitschr. f. Arch. u. Ing., Wochausg.*, 1898, S. 445.

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

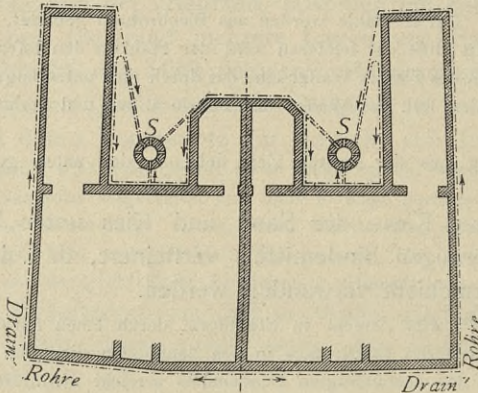
<sup>173)</sup> Siehe hierüber: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 344.



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

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

Fig. 661.



Grundplan. —  $\frac{1}{500}$  w. Gr.

Entwässerung des Baugrundes beim Bau zweier Häuser zu Paffy<sup>174)</sup>.

Arch.: Lethorel.

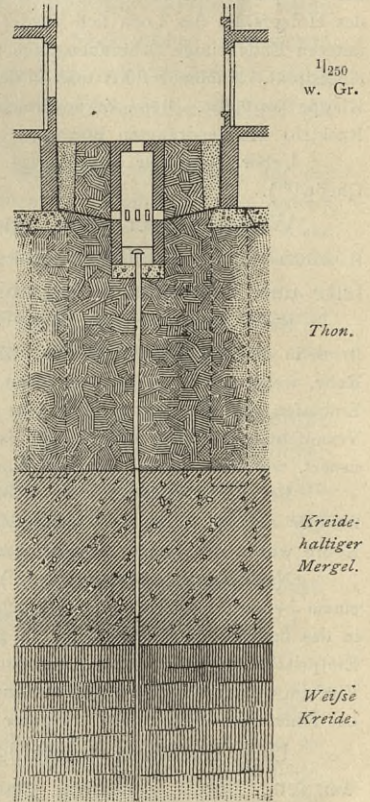
erhalten, je enger sie sind; daselbe ist mit 1 : 200 bis 1 : 50 zu wählen. Die Weite der Drainrohre, die sich gleichfalls nach der abzuführenden Wassermenge richtet, beträgt 2,5 bis 10 cm; doch genügt meist eine Weite von 5 cm.

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

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

Das durch die Drainrohre gefammelte und nach einem passend gewählten, tiefgelegenen Punkte geleitete Wasser wird, wenn ein geeigneter natürlicher Sammler vorhanden ist, nach diesem geführt; sonst muß man Brunnen anlegen, welche das gefammelte Wasser aufnehmen<sup>175)</sup>.

Fig. 662.



Schnitt durch einen Entwässerungsschacht.

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

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



Zur Erläuterung des Gefagten sei<sup>174)</sup> hier die von *Lethorel* bei der Gründung von zwei Häusern in Paffy angewendete, durch Fig. 661 u. 662 veranschaulichte Entwässerungsanlage vorgeführt.

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

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

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

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

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

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

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

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

365.  
Beispiel.

366.  
Städtische  
Kanalisation.

367.  
Quellen.

368.  
Ersatz  
durch besseren  
Boden.

369.  
Mittel  
gegen  
Ausweichen.



## 2. Kapitel.

## Konstruktionsbedingungen.

Ein richtig konstruiertes Fundament hat folgende Bedingungen zu erfüllen:

370.  
Bedingungen.

1) Lage, Form und Gröfse der Fundamentbasis müffen den herrschenden Druckverhältniffen entsprechen.

2) Das Fundament müfs gegen Einsinken, d. i. gegen Bewegung im lotrechten Sinne gefichert fein.

3) Das Fundament müfs gegen seitliches Verschieben oder Abgleiten, d. i. gegen Bewegung im wagrechten Sinne gefichert fein.

4) Das Fundament müfs fo angeordnet und ausgeführt fein, dafs fein Bestand durch äufsere Einflüsse nicht gefährdet werden kann; insbesondere darf das Fundament nicht vom Wasser in schädlicher Weise beeinflusst werden.

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

So z. B. wird in Gebäuden, worin feine physikalische, astronomische etc. Beobachtungen vorgenommen werden sollen, die Herstellung vollständig standfester und erschütterungsfreier Arbeitsplätze ein wesentliches Erfordernis fein; liegen solche Gebäude in verkehrsreichen Stadtteilen, fo handelt es sich hierbei um die Erreichung eines ganz besonderen Widerstandes gegen die durch den Strafsenverkehr hervorgerufenen Erschütterungen<sup>176)</sup>.

## a) Lage, Form und Gröfse der Fundamentbasis.

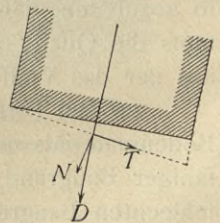
371.  
Lage.

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

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

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

Fig. 663.



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



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

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

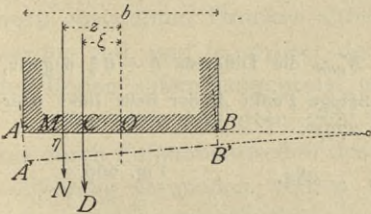
2) Die Fundamentbasis soll so gestaltet sein, daß der daselbst herrschende Druck durch ihren Schwerpunkt geht. Denn nur in diesem Falle wird sich der Druck gleichmäßig über die ganze Aufständerfläche verteilen; gleichartiger, preßbarer Baugrund wird alsdann durchweg um gleich viel zusammengepreßt, und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

372-  
Form.

Es sei (Fig. 664)  $AB = b$  die Breite einer Fundamentbasis, welche den Druck  $D$  aufzunehmen hat, der im Abstände  $OC = \xi$  vom Schwerpunkte  $O$  die Basis trifft. Einen gleichartigen preßbaren Baugrund vorausgesetzt, wird das Zusammenpressen des letzteren

und das Einsinken des Fundaments derart eintreten, daß die Aufständerfläche  $AB$  dieselben in die Lage  $A'B'$  übergeht. In einem beliebigen Punkte  $M$ , der um  $OM = z$  vom Schwerpunkte  $O$  absteht, ist der auf den Baugrund ausgeübte Druck<sup>177)</sup>

Fig. 664.



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

so bald  $F$  den Flächeninhalt und  $\mathcal{I}$  das Trägheitsmoment der Fundamentbasis bezeichnen.

Setzt man eine rechteckige Form der letzteren voraus, so wird der Schwerpunkt  $O$  in die Mitte zwischen  $A$  und  $B$  fallen; nimmt man ferner die Abmessung winkelrecht zur Bildfläche gleich der Einheit an, so werden  $F = b$  und  $\mathcal{I} = \frac{b^3}{12}$ , folglich<sup>178)</sup>

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

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

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

Der kleinste Druck  $N_{min}$  ergibt sich für den Punkt  $B$ , bzw.  $B'$ , für den  $z$  seinen kleinsten Wert  $\left( = - \frac{b}{2} \right)$  hat; es wird<sup>179)</sup>

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

Die Druckverteilung in der Fundamentbasis läßt sich durch die sog. Druckfigur graphisch darstellen, über deren Konstruktion in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte (Art. 320 u. 321, S. 274 u. 275<sup>180)</sup> dieses »Handbuches« das Erforderliche zu finden ist.

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

$$\eta = \mu N.$$

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

<sup>178)</sup> Siehe Gleichung 364 (S. 448) ebendaf.

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

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



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

Nunmehr sind folgende 3 Fälle zu betrachten:

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

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

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

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

$$N_{min} = 0,$$

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

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

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

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

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

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

ist, wird dieser Druck sich negativ ergeben, so lange

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

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

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

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

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

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

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

Fig. 665.

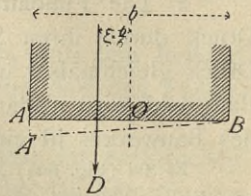
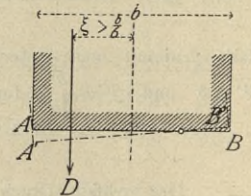


Fig. 666.





## b) Sicherheit gegen Einfinken.

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

Das Einfinken des Fundaments kann eintreten:

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

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

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

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

374.  
Zusammen-  
pressen  
des  
Baugrundes.

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

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

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

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

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

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

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

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

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



nur wenig abweicht. In einem solchen Falle ist blofs die Vorsicht zu gebrauchen, dafs man das Bauwerk langsam ausführt und das Einsinken deselben abwartet, erforderlichenfalls das Mauerwerk um das Mafs des Einsinkens höher macht.

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

375.  
Drehen  
des  
Fundaments.

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

376.  
Gleichmäfsig-  
keit und Mafs  
des  
Einsinkens.

Man wird demnach bei Konstruktion und Ausführung der Fundamente das Hauptaugenmerk darauf zu richten haben, dafs das Einsinken nicht zu grofs wird und dafs es vor allem gleichmäfsig geschieht. Wo letzteres nicht erreicht werden kann, mufs man darauf bedacht sein, das Mafs des Einsinkens möglichst herabzumindern.

Der Reibungswiderstand, den ein Fundament im Boden erfährt und der von seinem lotrechten Druck abzuziehen ist, ist sehr verschieden. Derselbe hängt von der Form der Fundamentbasis, von der Beschaffenheit der Fundamentaufenfläche, von der Gründungstiefe und von der Beschaffenheit der betreffenden Bodenschichten ab; er beträgt je nach örtlichen Verhältnissen (nach *Schmoll*) 0,19 bis 0,30 kg für 1 qcm (1900 bis 3000 kg für 1 qm).

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

377.  
Ausweichen  
des  
Baugrundes.

Das seitliche Ausweichen des Baugrundes kommt in gröfserem Mafse nur bei ganz weichem Baugrunde vor oder dann, wenn das Bauwerk auf einen Erdabhang zu stehen kommt. Mooriger, schlammiger etc. Boden steigt an allen Seiten einer aufgebrachten Last empor und läfst die letztere immer tiefer einsinken<sup>184)</sup>.

378.  
Mittel  
gegen das  
Einsinken.

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

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

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

<sup>183)</sup> 2. Aufl.: S. 53. — 3. Aufl.: S. 64.

<sup>184)</sup> Siehe die Fußnote 182.



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

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

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

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

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

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

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

worin  $t$  die Gründungstiefe,  $\gamma$  das Gewicht der Raumeinheit Erde und  $\varphi$  den Reibungswinkel der letzteren bezeichnet. Von Jankowski rührt der Ausdruck her:

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

Aus beiden Gleichungen geht hervor, daß die Tragfähigkeit mit der Gründungstiefe zunimmt<sup>185)</sup>.

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

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

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

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

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

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

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

379-  
Belastung  
des  
Baugrundes.

<sup>185)</sup> Siehe auch: ENGESSER, F. Zur Theorie des Baugrundes. Centralbl. d. Bauverw. 1893, S. 306.



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Fig. 667.

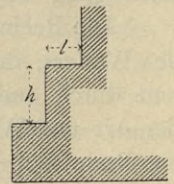


Fig. 668.

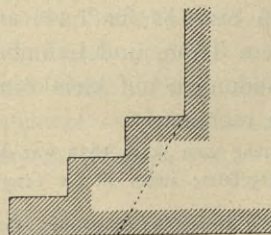
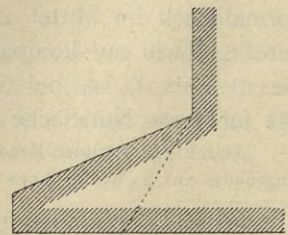


Fig. 669.

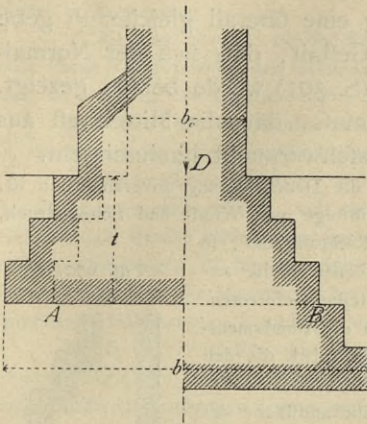




man das Verhältnis 1:1 nur in besonders günstigen Fällen erreichen, während das Verhältnis 1:2 unter allen Umständen genügt. Bringt man ferner die stetige Fundamentverbreiterung an, so sind die Begrenzungslinien auf Grundlage der eben angeführten Ziffern zu wählen. Werden Fundamentabfälle angeordnet, so soll die Breite  $l$  die Höhe  $h$  derselben wenn möglich nicht erreichen; auch die Breite braucht aber nicht kleiner als die halbe Höhe zu sein (Fig. 667). Fundamentverbreiterungen, die nach einem größeren als dem angegebenen Verhältnis angeordnet werden, bedingen einerseits eine Mauerwerksverschwendung; andererseits können sie auch schädlich wirken, da sie unter Umständen Trennungen im Fundamentkörper herbeiführen (Fig. 668 u. 669<sup>186</sup>).

Fig. 670.

Fig. 671.



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

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

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

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

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

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

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

<sup>186</sup> Francke hat in neuerer Zeit (in: Schweiz. Bauz., Bd. 35, S. 145) wieder solche theoretische Untersuchungen angestellt, auf Grund deren er für die erforderliche Stärke (Mächtigkeit)  $t$  eines Fundamentkörpers zur Formel

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

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

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

hiernach können die Begrenzungslinien der Fundamentabfälle eingezeichnet werden.

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

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

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



für die Flächeneinheit erreicht werden kann. Indes ist die Vermehrung der Gründungstiefe noch in anderer Weise wirksam, da hierdurch der vom Erdreich auf den Fundamentkörper ausgeübte Druck größer wird; infolgedessen ist auch der Reibungswiderstand größer, und der Normaldruck, den das Fundament auf den Baugrund zu übertragen hat, wird geringer<sup>187)</sup>.

380.  
Gleichmäßiges  
Setzen.

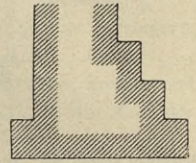
Um das möglichst gleichmäßige Einsinken des Fundaments zu erzielen, beobachte man die folgenden Regeln.

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

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

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

Fig. 672.



2) Ist der Baugrund zwar gleichartig, die Belastung dagegen an verschiedenen Stellen des Bauwerkes verschieden, so muß man durch ungleichartige Anordnung und Konstruktion der einzelnen Fundamenteile die thunlichst gleichmäßige Beanspruchung des Baugrundes zu erzielen trachten. Wo die Belastung größer ist, verbreitert man die Aufstangfläche des Fundaments oder vergrößert die Gründungstiefe<sup>188)</sup>, oder aber man konzentriert in den weniger belasteten Teilen des Bauwerkes den Normaldruck an einzelnen Stellen, ordne Erdbogen an etc.

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

Indes findet man bei den hohen Häusern nordamerikanischer Großstädte auch entgegengesetzte Verhältnisse. *Leithof* hat in Chicago beobachtet, daß die Fundamentmauern von im Inneren der hohen Häuser gelegenen Freitützen, welche bloß durch die Deckengewichte mit zusätzlicher Last belastet sind, wegen teilweisen Fehlens der letzteren, in der Regel eine geringere Belastung für die Flächeneinheit erfahren, als die durch das Eigengewicht stark belasteten Fundamentmauern der massiven Frontwandpfeiler. Hieraus erklärt sich die merkwürdige Neigung der Decken nach der Frontwand hin, die bei Gebäuden früherer Zeit mit 6 bis 9 Gefchoßen und massiven tragenden Frontwänden nicht selten auftritt<sup>189)</sup>.

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

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

<sup>188)</sup> Für die Gründung des Reichstagshauses in Berlin war, nach Maßgabe der im Herbst 1883 vorgenommenen Bohrungen, bestimmt, daß die Sohlen der minder belasteten Teile auf + 31,2 bis + 31,8<sup>m</sup> über Normal-Null, diejenige der 4 Ecktürme und der Kuppel auf + 30,0<sup>m</sup> über Normal-Null anzulegen seien.

<sup>189)</sup> Siehe: *Zeitschr. f. Bauw.* 1895, S. 223.



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

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

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

β) Man wählt eine Fundamentkonstruktion, welche biegender Kräfte besser zu widerstehen geeignet ist als Mauerwerk, wie: Sandfüllungen, Betonschichten ohne oder mit Eiseneinlagen und Schwellroste.

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

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

Diesen Verschiedenheiten entsprechend wurden folgende Gründungsarten in Anwendung gebracht: mittlerer Teil des Mittelbaues vom physiologischen Institut — gemauertes Fundament in einer Tiefe von 1 m unter Grundwasser, ausgeführt bei Wasser schöpfen; übrige Teile des Mittelbaues und der südliche Flügel des physiologischen Instituts — Boden unter Wasser ausgebaggert, dann betoniert und das Wasser ausgepumpt; nördlicher Teil des Ostflügels und die um das große Auditorium nordöstlich und östlich gruppierten Bauteile — hölzerne Senkröhren; übriger Teil der Bauanlage — Pfahlrost (mit Pfählen bis 16 m Länge); Präzisionsarbeitsstätte — Senkbrunnen<sup>190)</sup>.

β) Auch beim Bau des neuen Reichstagshauses zu Berlin wurden in den einzelnen Teilen, der verschiedenartigen Beschaffenheit des Baugrundes und den verschiedenen Belastungen der einzelnen Gebäudeteile entsprechend, verschiedene Gründungsverfahren in Anwendung gebracht, und zwar: gewöhnliche gemauerte Fundamente, Fundamentmauerwerk mit Gegenbogen, Betongründung und Betonpfahlrost<sup>191)</sup>.

### c) Sicherheit gegen seitliches Verschieben.

Das seitliche Verschieben oder das Abgleiten des Fundaments kann eintreten:

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

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

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

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

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

38r.  
Mittel gegen  
Verschieben.

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

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



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

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

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

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

Derlei Vorkehrungen sind:

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

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

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

γ) Man vergrößert die Gründungstiefe. Hierdurch wird einerseits gleichfalls in dem schon unter α gedachten Sinne das Gewicht des Bauwerkes vermehrt; andererseits wirkt der Erdkörper, welcher vor der herrschenden Druckrichtung gelegen ist, durch den sog. passiven Erddruck gegen das Abgleiten des Fundamentkörpers<sup>192)</sup>.

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

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

Fig. 673.

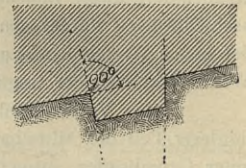
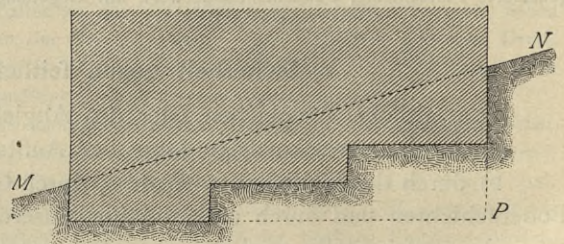


Fig. 674.



<sup>192)</sup> Nach *Ott's Baumechanik* (Teil I., 2. Aufl. Prag 1877) läßt sich die in diesem Falle erforderliche Gründungstiefe  $t$  berechnen aus der Gleichung

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

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



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

#### d) Sicherheit gegen äußere Einflüsse.

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

382.  
Einfluss  
des  
Wassers.

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

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

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

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

In geschichteten, sonst widerstandsfähigen Felsarten können Wasseradern auch dann einen schädlichen Einfluss ausüben, wenn sie von geneigten Thon- oder Lehmschichten durchsetzt sind. Die letzteren werden durch das Wasser schlüpfrig, und im Laufe der Zeit kann das Abrutschen des Fundaments eintreten<sup>193)</sup>.

Quellen und anderes den Boden durchfließendes Wasser<sup>194)</sup> können auch das Unterpülen des Fundaments und dieses wieder eine beträchtliche Senkung des letzteren zur Folge haben<sup>195)</sup>.

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

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

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

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

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

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



Ein Baugrund mit ungleichem Wassergehalt, welcher nicht gleichmäsig entwässert wird, kann die ungleiche Senkung oder — bei eintretendem Frost — selbst die ungleiche Hebung von Gebäudeteilen veranlassen, wodurch das Reißen des Mauerwerkes eintritt<sup>196)</sup>.

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

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

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

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

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

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

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

Das Fundamentmauerwerk soll ferner möglichst wasserdicht nach den Seiten hin abschliessen, damit kein Wasser in die Keller oder sonstigen unterirdischen Räume eindringe; dies kann durch möglichst wasserdichte Mauerung, noch besser durch Anlage von Luftgräben und durch zweckmäßige Entwässerungsanlagen ausserhalb des Fundamentmauerwerkes erzielt werden. Das Grundwasser darf auch nicht durch die Kellersohle emporsteigen, was durch Lehmschlag- und Betonschichten<sup>197)</sup>, durch umgekehrte und entsprechend gedichtete Gewölbe, besser durch die oben erwähnten Entwässerungsanlagen (vergl. Art. 363 u. ff., S. 297 u. ff.) zu geschehen hat. Auch solche Konstruktionen werden später noch zu besprechen sein.

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

Steinschüttungen oder Steinwürfe müssen aus so grossen Steinen gebildet werden, dass sie vom Wasser nicht fortbewegt werden<sup>198</sup>). Die Steinschüttungen kommen entweder allein oder in Verbindung mit Spundwänden zur Verwendung. Im letzteren Falle haben sie die Standfestigkeit der Spundwände zu erhöhen und das Wegspülen des Bodenmaterials um dieselben herum zu verhüten.

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

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

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

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

berechnen, wenn  $t$  die Höhe der drückenden Wasserfülle (die Wassertiefe) und  $\gamma$  das Gewicht der Raumeinheit des betreffenden Baukörpers bezeichnet. Indes erhält man auf diese Weise stets eine zu grosse

<sup>198</sup>) Stellt man sich die Steine als Würfel von der Kantenlänge  $a$  vor, so muss

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

sein, wenn  $\gamma$  das Gewicht der Raumeinheit Wasser,  $\gamma_0$  das Gewicht der Raumeinheit Stein,  $v$  die Geschwindigkeit des Wassers,  $g$  die Beschleunigung der Schwere und  $f$  den betreffenden Widerstandskoeffizienten bezeichnen. Der Koeffizient von  $v$  kann im Mittel zu 10 angenommen werden.



Dicke, weil das Wasser zwischen den Bodenteilchen einen Widerstand erfährt und deshalb seine Bewegungsgeschwindigkeit kleiner ist, als jene, welche der wirklichen Druckhöhe entsprechen würde. Bei grobem Kiesboden wird infolgedessen die nach aufwärts wirkende Kraft auf etwa die Hälfte, bei sandigem Baugrund auf etwa ein Drittel des theoretischen Auftriebes herabgemindert. Meistens wird deshalb schon die Hälfte der nach obiger Formel berechneten Dicke genügen<sup>199)</sup>.

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

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

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

β) Durch Wasseranammlung in den tieferen Teilen der Erdrinde; hierdurch wird nicht selten ein Angriff und eine Lösung der zu Tage liegenden Erdschicht hervorgerufen, welche das Nachsinken höher gelegener Schichten und der darauf gegründeten Bauwerke zur Folge haben kann<sup>200)</sup>.

3) Gleichgewichtstörungen in den tieferen Bodenschichten. Die hier in Frage kommenden Gleichgewichtstörungen sind hauptsächlich diejenigen, welche durch unterirdische Baue, wie Bergwerks- und Wasserfollen, Tunnel etc., sowie durch die damit verbundenen Wasserentziehungen und Einbrüche hervorgebracht werden<sup>201)</sup>.

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

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

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

#### e) Gründungstiefe.

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

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

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

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



nicht überflüssig fein, die hierbei zu beobachtenden Regeln nochmals zusammenzufassen und durch die noch nicht erwähnten Gesichtspunkte zu ergänzen<sup>202)</sup>.

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

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

3) Man wähle eine über das geringste zulässige Mafz hinausgehende Gründungstiefe<sup>203)</sup>, wenn man:

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

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

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

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

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

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

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

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

385.  
Einfluss  
der  
Gründungs-  
tiefe.

## f) Gründungsverfahren.

Die Wahl des Gründungsverfahrens hängt ab:

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

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

3) von der Beschaffenheit des Baugrundes;

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

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

6) von der verfügbaren Bauzeit, und

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

386.  
Wahl des  
Gründungs-  
verfahrens.

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

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



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

387.  
Einfluss  
des  
Baugrundes.

Bezüglich des Baugrundes ist hierbei entscheidend:

1) ob die feste Bodenschicht, worauf das Fundamentmauerwerk unmittelbar gesetzt werden kann, bereits in geringerer Tiefe sich vorfindet, oder

2) ob der tragfähige Baugrund erst in größerer Tiefe (innerhalb ziemlich weiter Grenzen, 3 bis 15 m) unter der Erdoberfläche zu finden ist, so dass er mittels Fundamentpfählen, Pfählen, Senkbrunnen oder Senkröhren erreichbar ist, oder

3) ob die tragfähige Bodenschicht sich in noch größerer Tiefe befindet, so dass sie mit den eben angedeuteten Mitteln nicht erreicht werden kann.

388.  
Einfluss  
des  
Wassers.

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

1) gar kein Wasser vorhanden ist, oder

2) Wasser sich zwar vorfindet — sei es Grundwasser oder offenes Wasser (letzteres ein im Hochbauwesen verhältnismässig sehr feltener Fall) — welches sich aus der Baugrube ausschöpfen lässt, oder

3) das vorhandene Wasser nicht ausgeschöpft werden kann.

389.  
Gruppierung  
und  
Einteilung  
der  
Gründungen.

Vereinigt man die eben angeführten sechs Gesichtspunkte untereinander, so kann man die verschiedenen Gründungsweisen nach Art des nebenstehenden Schemas<sup>204)</sup> gruppieren.

Für die nachfolgenden Betrachtungen erscheint es am zweckmässigsten, die Grundbauten einzuteilen in<sup>205)</sup>:

1) aufgebaute Fundamente, welche von unten nach oben hergestellt werden, und

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

390.  
Kosten.

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

So z. B. wurde bei der Gründung gewisser Teile des neuen Reichstagshauses in Berlin durch eingehende Kostenberechnung das zweckmässigste Verfahren ermittelt. 1 Quadr.-Meter Betongründung unmittelbar auf dem 4,5 bis 5,0 m unter N. W. lagernden festen Kies berechnete sich zu rund 86 Mark, die Herstellung eines Betonpfahlrostes, einschl. der Kosten für die Wasserhaltung, zu rund 58 Mark; bei ersterer wäre noch hinzugekommen, dass ein Erdkörper von etwa 2000 qm Grundfläche und 4,5 bis 5,0 m Tiefe im Wasser auszuheben gewesen wäre, was einen bedeutenden Aufwand an Zeit und Geldmitteln erfordert haben würde. Die Gründung mittels Betonpfahlrost wurde deshalb vorgezogen<sup>206)</sup>.

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

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

<sup>204)</sup> Daselbe ist zum Teile dem im »Deutschen Bauhandbuch« (III. Teil. Berlin 1879. S. 26) von *Franzius* aufgestellten Schema nachgebildet.

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

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



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



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

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

---

<sup>207)</sup> In: *Zeitschr. f. Bauw.* (Auch als Sonderabdruck erscheinend.)



## 2. Abschnitt.

### Aufgebaute Fundamente.

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

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

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

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

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



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

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

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

## 1. Kapitel.

### Baugrube.

#### a) Baugrube im Trockenem.

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

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

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

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

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

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

392.  
Fundament-  
gräben  
und  
Baugrube.

393.  
Abmessungen  
und  
Querschnitt.



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

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

### 1) Baugruben ohne Zimmerung.

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

394.  
Baugruben  
ohne  
Zimmerung.

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

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

Grabenwände ge-

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

hang und ist die Tiefe keine zu große, so genügt in der Regel eine halbmalige<sup>208)</sup> Böschung (Fig. 676); sehr tiefe Baugruben und Fundamentgräben in leicht beweg-

lichem Erdreich erhalten ein-, anderthalbmilige, selbst noch flachere Böschungen (Fig. 677). Die geböschten Wände tiefer Baugruben erhalten in lotrechten Abständen von 1,50 bis 2,00 m wagrechte Abfälle *A* (Fig. 677), welche Bermen, Bänke oder Bankette heißen; dieselben

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

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

Fig. 675.

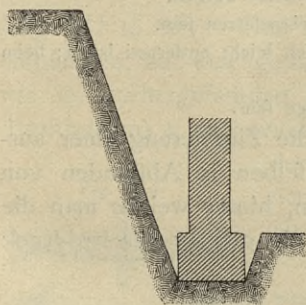


Fig. 676.

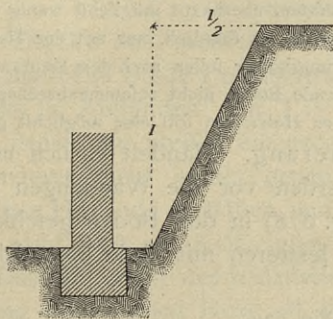
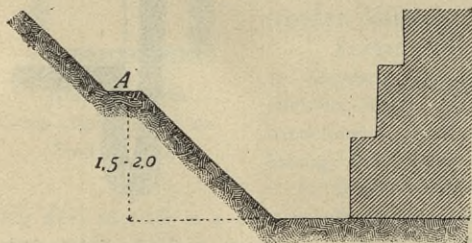


Fig. 677.





## 2) Baugruben mit Zimmerung.

395.  
Baugruben  
mit  
Zimmerung.

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

Eine gute Baugrubenzimmerung soll folgende Bedingungen erfüllen:

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

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

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

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

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

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

396.  
Wagrechte  
Zimmerung.

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

Fig. 678.

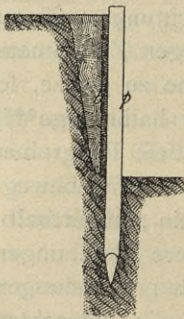


Fig. 679.

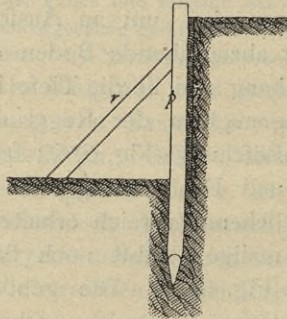
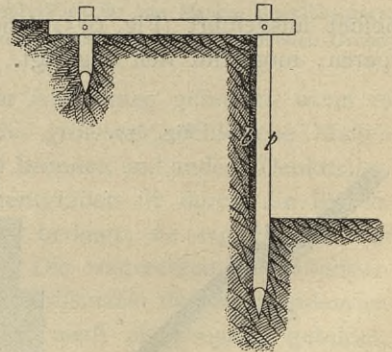


Fig. 680.



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



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

Fig. 681.

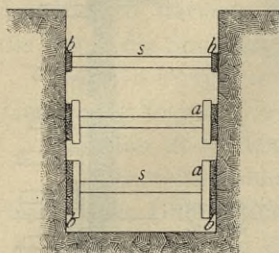


Fig. 682.

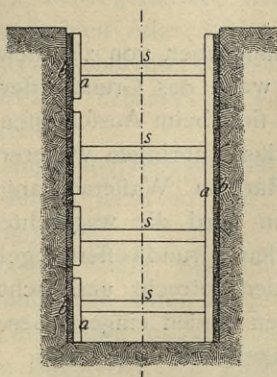
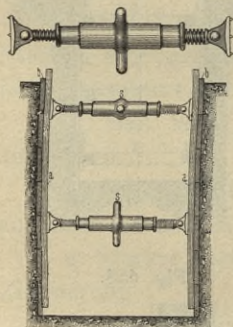


Fig. 683.

Bisweilen ist der Boden so haltbar, dass es genügt, nur an einzelnen Stellen Schalbohlen  $b$  (Fig. 681) an das Erdreich anzulegen und durch Steifen oder Spreizen  $s$  an dasselbe anzudrücken; hierbei wird man, dem wachsenden Erddruck entsprechend, die Zahl der Bohlen und Steifen nach unten zunehmen lassen. Bei lockerem Boden müssen beide Grubenwände vollständig verschalt werden

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

Fig. 684.



Abspriefswinde  
von Karl Birmel zu  
Freiburg i. B.

Das Eintreiben der Holzsteifen  $s$ , bzw. der etwa in Anwendung kommenden Keile ist für größere Baugrubentiefen nicht ganz gefahrlos; noch größer ist die Gefahr beim Entsteifen der Baugrube, also beim Heraus schlagen jener Steifen. Man hat deshalb auch schon Steifen in Anwendung gebracht, die ganz oder zum größten Teile aus Metall hergestellt sind und die mit Hilfe von Schrauben verlängert oder verkürzt werden können. Fig. 684 zeigt eine solche Vorrichtung<sup>209)</sup>.

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

Fig. 685.

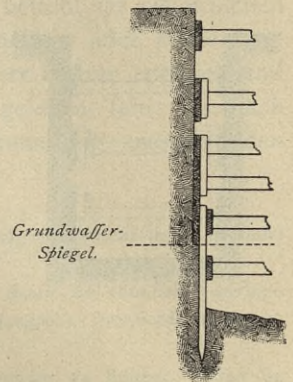


Fig. 686.

Fig. 687.

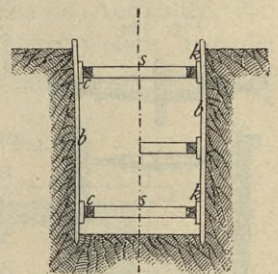
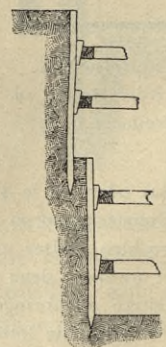


Fig. 688.





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

Handelt es sich um die Zimmerung enger und sehr tiefer Baugruben, so übergeht die vorstehend beschriebene Grubenzimmerung in die im Berg- und Tunnelbau übliche Schachtzimmerung<sup>211)</sup>.

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

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

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

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

Dagegen zeigt die lotrechte Zimmerung nachstehende Vorteile:

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

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

### 3) Ausfachtung und Trockenlegung.

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

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

<sup>211)</sup> Ueber den bergmännischen Ausbau von Schächten vergl.:

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

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

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

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



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

400.  
Trockenlegung  
etc.

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

Das Trockenlegen der Baugrube geschieht in folgender Weise:

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

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

Man hat zum gleichen Zwecke auch schon eine größere Zahl von Rohrbrunnen zur Ausführung gebracht<sup>212)</sup>.

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

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

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

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

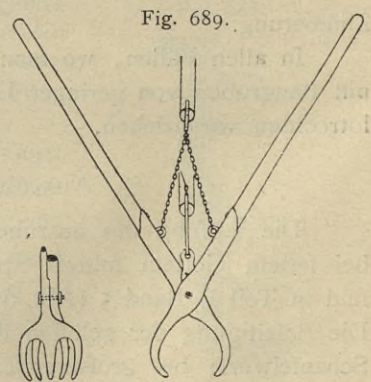


Fig. 689.

Greifzange.

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



Fig. 690.

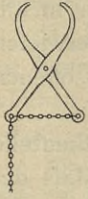
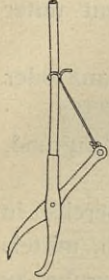


Fig. 691.



den Schalbohlen der Grubenzimmerung ist mit Erfolg in Anwendung gekommen.

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

Mittel hierzu sind:

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

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

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

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

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

Grundzangen.

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

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

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

## b) Baugrube am und im Wasser.

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

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

Daß Hochbauten unmittelbar an einem Flusse, See etc. auszuführen sind, ist ein verhältnismäßig feltener Fall; noch viel feltener kommt es vor, daß Hochbauten

401.  
Baugrube  
am  
Wasser.

402.  
Baugrube  
im Wasser.



im offenen Wasser selbst errichtet werden sollen. Deshalb wird es gerechtfertigt sein, wenn im nachstehenden die Herstellung der Baugrube im Wasser nur in allgemeinen Umrissen behandelt, im übrigen jedoch auf jene Litteratur<sup>213)</sup> verwiesen wird, die sich mit der Gründung der Strombrückenpfeiler und anderer im offenen Wasser zu errichtender Ingenieurbauwerke beschäftigt.

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

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

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

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

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

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

Fig. 692.

Fig. 693.

Fig. 694.



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

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

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

<sup>213)</sup> SCHWARZ, F. Der Grundbau. Berlin 1865. S. 13.

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

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

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

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

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



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

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

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

Fig. 695.

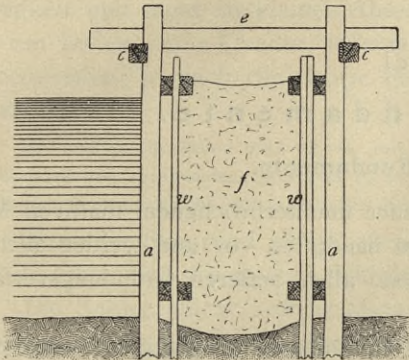
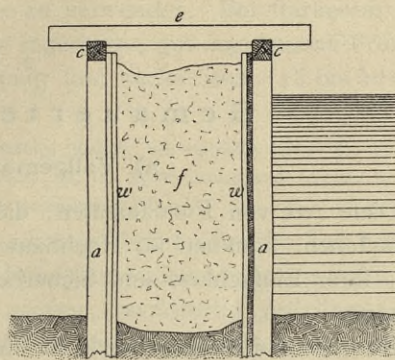


Fig. 696.

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

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

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

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

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

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

### c) Gefriergründung.

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



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

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

## 2. Kapitel.

### Gemauerte Fundamente.

#### a) Vollgemauerte Fundamente.

404.  
Allgemeines.

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

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

405.  
Fundament-  
mauerung.

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

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

Fig. 697.

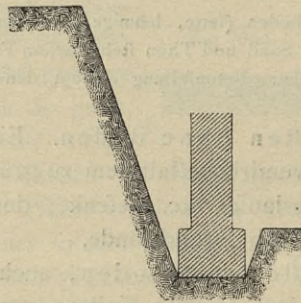
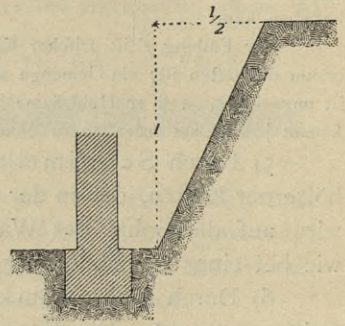


Fig. 698.





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

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

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

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

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

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

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

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

406.  
Material.407.  
Ausführung.



Es ist von Wichtigkeit, daß das Fundamentmauerwerk entsprechend austrockne, weil es nur so gehörig »abbinden« kann. Deshalb sollte es möglichst vermieden werden, den Zwischenraum zwischen Grundmauer und Baugrubenwandung sofort nach der Ausführung der ersteren mit Erde auszufüllen. Allerdings läßt sich dieses Verfahren kaum umgehen, wenn der Fundamentgraben mit lotrechten Wandungen ausgefachtet wurde und seine Breite die Dicke der Fundamentmauerung nur um wenig übersteigt<sup>214)</sup>.

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

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

408.  
Asphalt-  
mauerwerk.

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

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

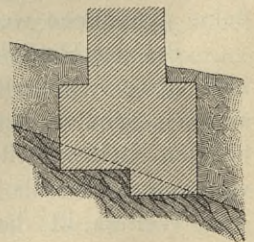
Man kann die Kosten des Asphaltmauerwerkes verringern, ohne seine Vorzüge beträchtlich zu vermindern, wenn man den inneren Kern des Fundamentkörpers aus gewöhnlichem Mörtelmauerwerk herstellt; nur der freie Raum zwischen diesem Kern und den Wänden der Gufsform wird alsdann mit Asphaltmauerwerk ausgefüllt<sup>215)</sup>.

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

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

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

Fig. 699.



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

<sup>215)</sup> Siehe auch: DORBIGNY, L. *L'asphalte employé pour fondation des machines. La semaine de const.* 1886—87, S. 250.

409.  
Mauerwerk  
mit  
Abtreppungen  
und  
Oeffnungen,  
Verankerungen.



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

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

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

Diese Konstruktion, welche vom Ausführenden »Mauerrost« genannt wird, besteht darin, daß das aus Backsteinen in verlängertem Zementmörtel ausgeführte Fundamentmauerwerk durch Bandeiseneinlagen versteift und verankert wurde; zu größerer Sicherheit wurden noch von Außen- zu Außenmauer durchgreifende Längs- und Queranker eingezogen. Die Bandeisen hatten  $3 \times 25$  mm Querschnitt und wurden in zwei Lagen, eine untere und eine obere, in etwa 10 cm Abstand verlegt<sup>216</sup>.

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

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

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

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

Bei den Verstärkungsarbeiten am Turme des Ulmer Münsters wurde u. a. zwischen der nördlichen und südlichen Fundamentmauer ein Bodengewölbe aus Quadern eingezogen, um die bereits vorhandene große und bei den Vollendungsarbeiten noch zu vermehrende Belastung des Baugrundes auf eine größere Fläche zu verteilen. Obwohl die Gesamtlast um 1343200 kg (584 cbm Quadermauerwerk) vergrößert worden ist, wurde doch der Druck auf den Baugrund von 9,47 auf 9,15 kg für 1 qcm herabgemindert<sup>217</sup>.

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

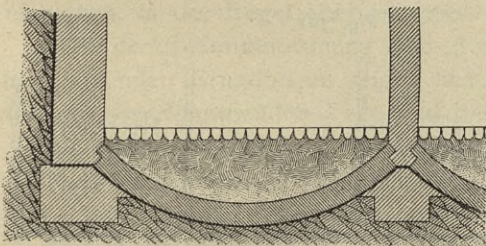


Fig. 700.

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

410.  
Umgekehrte  
Fundament-  
gewölbe.

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

<sup>217</sup>) Näheres: Deutsche Bauz. 1882, S. 231.



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

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

## b) Pfeilerfundamente.

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

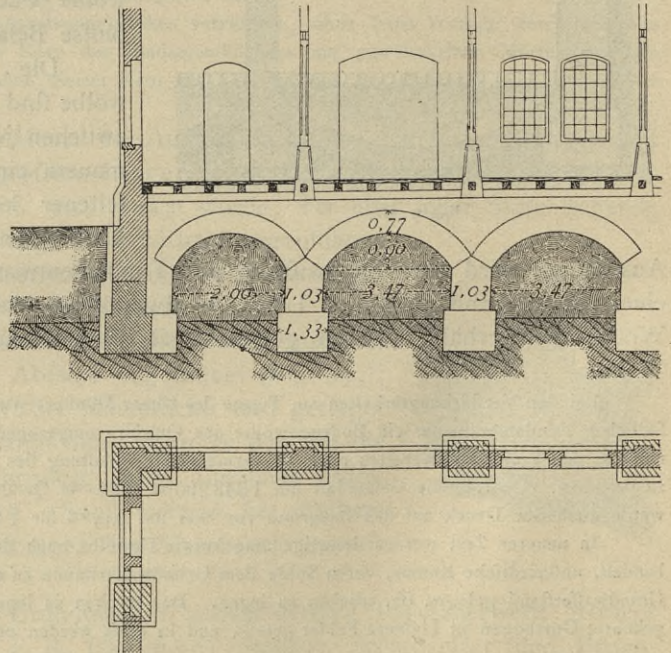
### 1) Pfeilerfundamente für durchgehendes Tagmauerwerk.

411.  
Wefen.

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

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

Fig. 701.



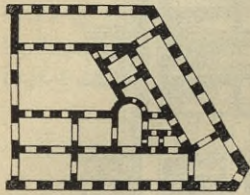
Vom Güterchuppen auf dem Bahnhofe zu Göttingen.

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



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

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



Fundamentplan zu Fig. 703<sup>218)</sup>.  
1/1000 w. Gr.

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

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

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

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

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

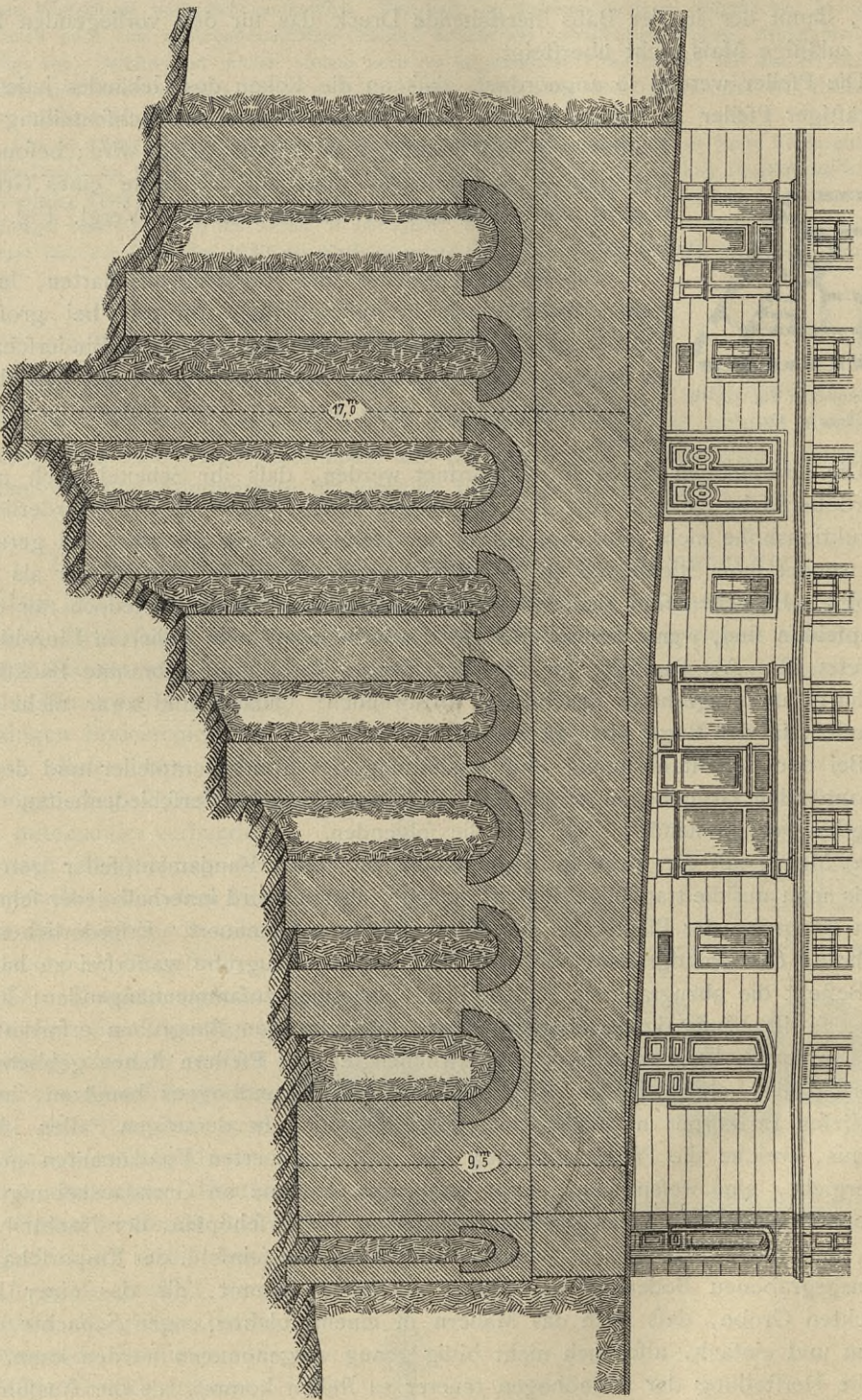
412.  
Grundbogen.

413.  
Gesamt-  
anordnung  
und  
Ausführung.

<sup>218)</sup> Nach: *Novv. annales de la const.* 1876, Pl. 26.



Fig. 703.



Von einem Wohn- und Geschäftshaus zu Madrid<sup>218</sup>). —  $\frac{1}{200}$  W. Gr.



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

*Brennecke* giebt auf Grund einer umfangreichen Statistik an, daß, wenn der feste Baugrund 4<sup>m</sup> oder mehr unter dem Grundwasserspiegel gelegen ist, Pfeilerfundamente sich billiger stellen, als durchgehendes Grundmauerwerk<sup>219)</sup>.

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

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

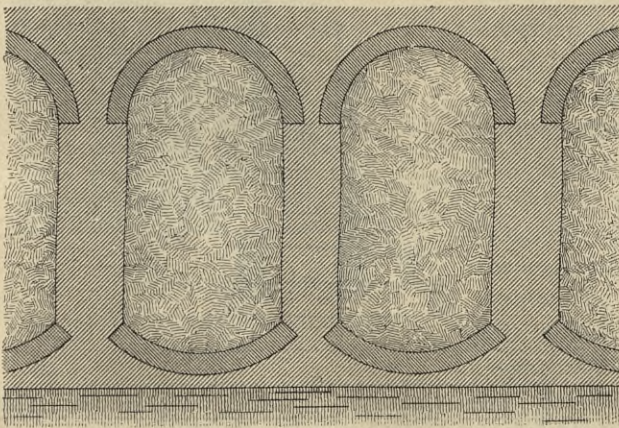
a) Man hebt keine Baugruben aus und ersetzt die von unten nach oben zu mauernden Fundamentpfeiler durch Senkbrunnen oder Senkröhren, die von oben nach unten in den Boden eingefenkt werden. Von diesem Verfahren, welches hauptsächlich bei großer Gründungstiefe und starkem Wasserandrang zu empfehlen ist,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

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

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

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

Fig. 704.



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

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

414.  
Erfatz durch  
Brunnenpfeiler  
etc.

415.  
Durchgehendes  
Bankett.

416.  
Erdbogen.

<sup>219)</sup> Siehe: BRENNER, L. Wann soll man durchgehende, und wann soll man sog. aufgelöste Grundmauern anwenden? Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 434.



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

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

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

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

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

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

Fig. 705.

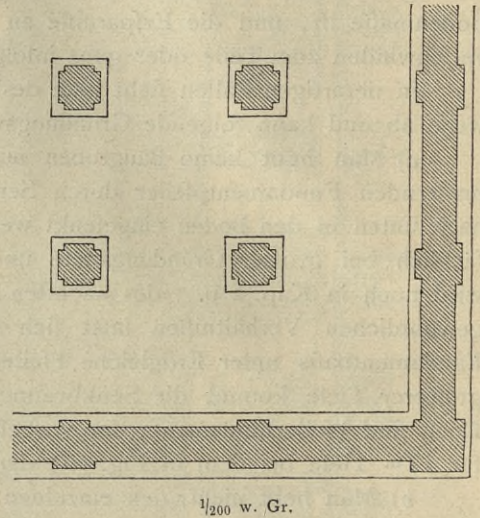
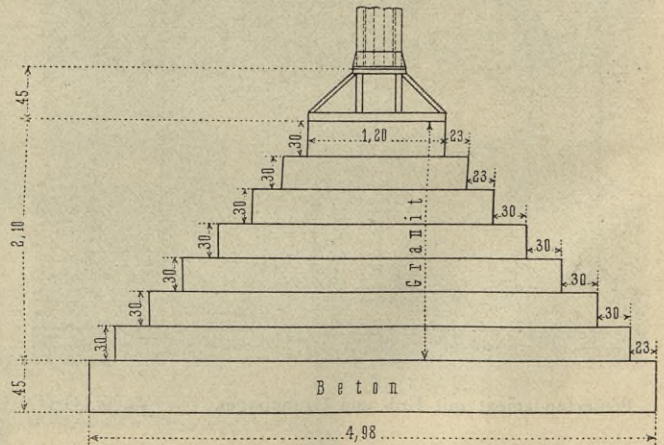


Fig. 706<sup>221)</sup>.



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

221) Nach: Zeitfchr. d. öft. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 425.

417.  
Pfeiler-  
fundamente  
in  
aufgeschüttetem  
Boden.



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

## 2) Fundamente für einzelne Pfeiler.

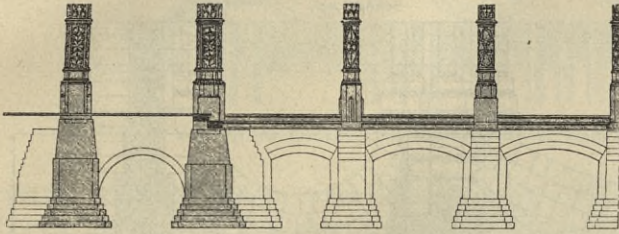
Nicht selten werden die Decken- und Dachkonstruktionen grösserer Räume von einzelnen steinernen, hölzernen oder eisernen Säulen, von gemauerten Pfeilern oder sonstigen Freistützen getragen, so daß der von der gewölbten oder von der Balkendecke, bezw. vom Dache ausgeübte lotrechte Druck von diesen Stützen,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

418.  
Anordnung.

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

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

Fig. 707.



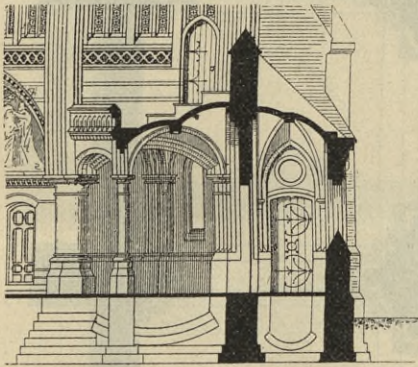
Von der Börse zu Antwerpen<sup>222</sup>). —  $\frac{1}{200}$  w. Gr.

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

α) Jede Freistütze erhält ein gemauertes Pfeilerfundament für sich, das, mit den entsprechenden Fundamentabätzen versehen, eine so große Aufstanzfläche erhält,

daß der Baugrund dem herrschenden Drucke mit Sicherheit widerstehen kann. Diese Anordnung ist zu empfehlen, wenn der Baugrund ein sehr guter ist, wenn die Freistützen weit voneinander abstehen und wenn die Last, die sie zu tragen haben, nicht groß ist.

Fig. 708.



Von der St. Johannis-Kirche zu Altona<sup>223</sup>).

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

fest; die unterste Schicht wurde aus einer Betonschicht gebildet.

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

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

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

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



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

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

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

Bisweilen erscheint es zur Sicherung des ganzen Baues angezeigt, Verbindungen, bezw. Abteifungen durch Grund- und Gegenbogen vorzunehmen.

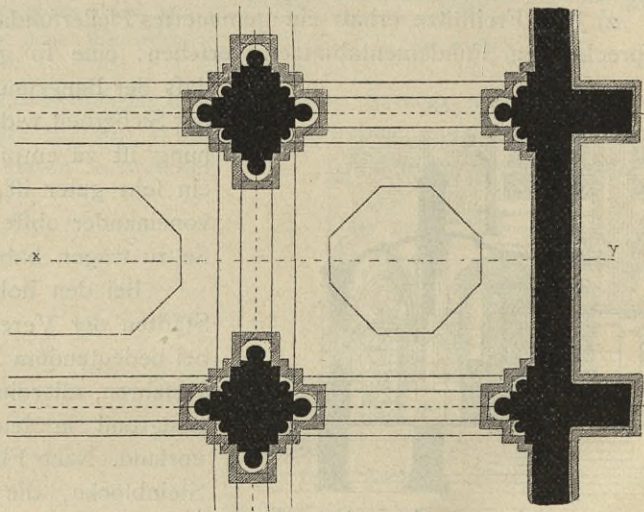
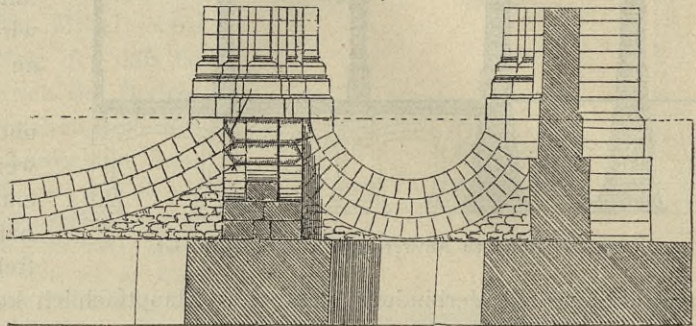
Auch wird die Anordnung von Gegenbogen mit der Pfahlrostgründung zugleich angewandt (Fig. 710), wovon noch bei der letzteren die Rede sein wird.

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

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

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

Fig. 709.

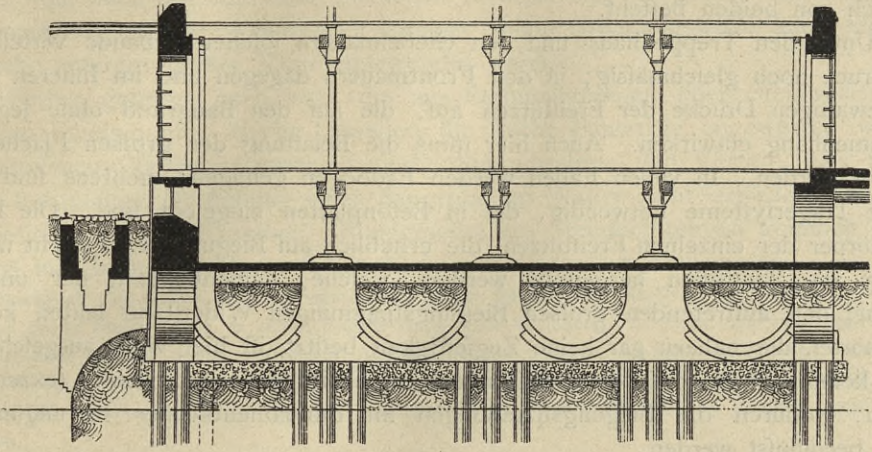
Schnitt *xy*.Von der Kirche *de la Bastide* zu Bordeaux<sup>224)</sup>.

1/200 w. Gr.

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

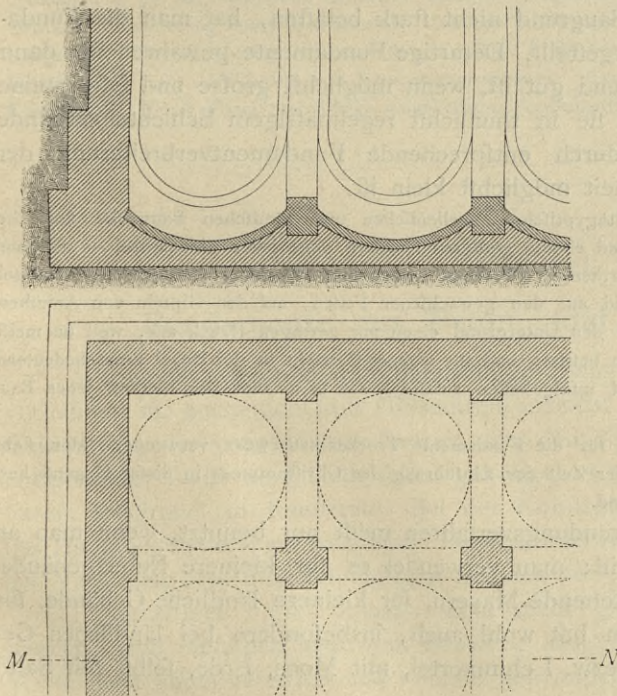


Fig. 710.

Vom Warenspeicher am Kaiser-Quai zu Hamburg<sup>225)</sup>. —  $\frac{1}{200}$  w. Gr.

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

Fig. 711.

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

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

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

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



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

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

Ein Weg zur Berechnung solcher Fundamentkonstruktionen wäre der, daß man die Fundamentflächen für die großen Einzellasten um die Fläche der eingelegten Querverbindungen vermehrt und die so erhaltene Gesamtfläche durch die Summe der Einzellasten dividiert. Der auf diese Weise erhaltene Einheitsdruck wäre der Berechnung der Erdbogen, bezw. der eisernen Träger zu Grunde zu legen. Durch eine solche Berechnungsweise würde man dem Gedanken gerecht werden, daß die Einzeldrücke zwar verschieden sind, aber doch durch symmetrische Lastverteilungen entstehen, was in den meisten Fällen zutreffen dürfte<sup>226</sup>).

### c) Fundamente aus Trockenmauerwerk, Steinpackungen und Steinschüttungen.

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

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

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

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

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



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

420.  
Stein-  
packungen.

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

421.  
Stein-  
schüttungen.

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

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

### Litteratur

über »Gemauerte Fundamente«.

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

### 3. Kapitel.

## Fundamente aus Beton- und Sandschüttungen.

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

422.  
Geschüttete  
und  
Schwellroft-  
fundamente.

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



## a) Betonfundamente.

423.  
Allgemeines.

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

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

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

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

424.  
Material.

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

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

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



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

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

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

Fig. 712.

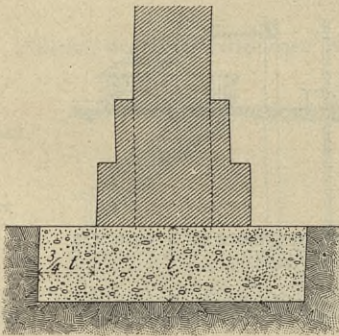
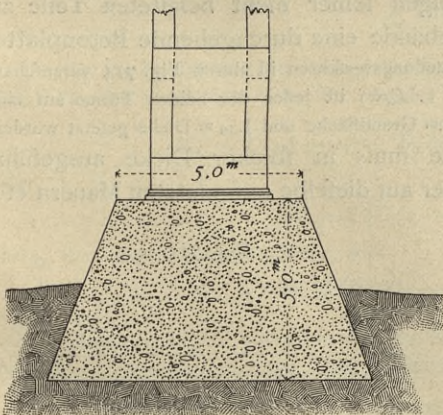


Fig. 713.



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

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

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

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

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

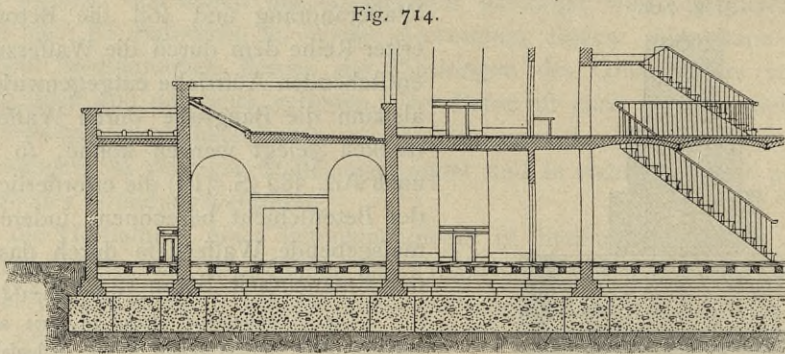


des Betonfundaments vor der Grundfläche des darauf gefetzten Baukörpers an allen Seiten um etwa  $\frac{3}{4}$  feiner Stärke vorspringt (Fig. 712). Meist werden parallel epipedisch gestaltete Betonplatten zur Ausführung gebracht (Fig. 712); indes kommen auch Betonklötze vor, deren wagrechter Querschnitt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

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

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

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



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

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

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

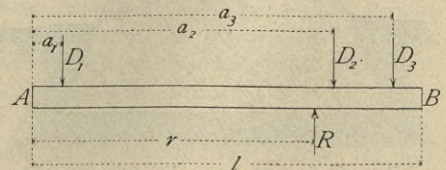
Eine derartige durchgehende Betonplatte muß in solcher Dicke ausgeführt werden, damit sie unter den isolierten Drücken der auf dieselbe aufgesetzten Mauern etc. nicht bricht.

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

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

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

Fig. 715.



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



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

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

oder

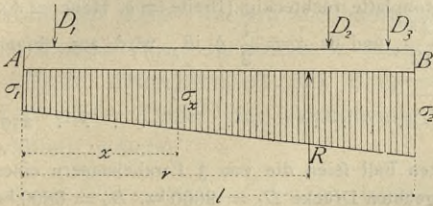
$$\Sigma(D a) = R r$$

zu

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

Nimmt man den Beton als ganz unelastisch an, was nach vollständigem Erhärten desselben sehr nahe der Fall ist, so findet, gleichartigen Baugrund vorausgesetzt, die Verteilung der herrschenden Drücke nach einer geraden Linie statt, und es ergibt sich, wegen der im allgemeinen exzentrischen Beanspruchung, als Druckfigur ein Trapez<sup>228)</sup>. Alsdann ist nach Fig. 716, wenn man die Spannungen an den Kanten  $A$  und  $B$  bzw. mit  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  bezeichnet,

Fig. 716.



woraus

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

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

Ferner ist

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

oder

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

woraus

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

Hiermit den oben gefundenen Wert von  $\sigma_1$  verglichen, giebt

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

woraus

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

daher

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

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

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

zu bestimmen, ergibt sich also zu

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

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

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

oder

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

für  $\sigma_x$  den obigen Wert eingesetzt, wird

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

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

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

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



woraus sich ergibt

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

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

Für die Beanspruchung auf Biegung ist nun <sup>229)</sup>

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

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

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

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

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

Alsdann ist

$$R = 9600 + 6800 + 9600 = 26\,000 \text{ kg},$$

$$r = \frac{9600 \cdot 1,42 + 6800 \cdot 8,12 + 9600 \cdot 11,12}{26\,000} = 6,75 \text{ m},$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot 26\,000}{12,55} \left( \frac{3 \cdot 6,75}{12,55} - 1 \right) = 2544 \text{ kg}$$

und

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot 26\,000}{12,55} \left( 2 - \frac{3 \cdot 6,75}{12,55} \right) = 1599 \text{ kg}.$$

Der Gesamtdruck auf den Baugrund beträgt hiernach

$$12,55 \frac{2544 + 1599}{2} + \text{Gewicht der Betonplatte} = 26\,000 \text{ kg} + \text{Gewicht der Betonplatte}.$$

Das Biegemoment für einen beliebigen Punkt war

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

daher wird für den Angriffspunkt des Druckes  $D_2$

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

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

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

zu

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

daher das größte Moment

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

$$M_{max} = 12\,990 \text{ mkg}.$$

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

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

d. h. daselbe fällt mit dem Moment  $M$  zusammen, und das berechnete  $M_{max} = \infty 13\,000$  mkg ist wirklich das größte Biegemoment, welches in der fraglichen Betonplatte auftritt.

<sup>229)</sup> Nach Gleichung 36, S. 262 (2. Aufl.: Gleichung 44, S. 65. — 3. Aufl.: Gleichung 59, S. 77) in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses Handbuchs.



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

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

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

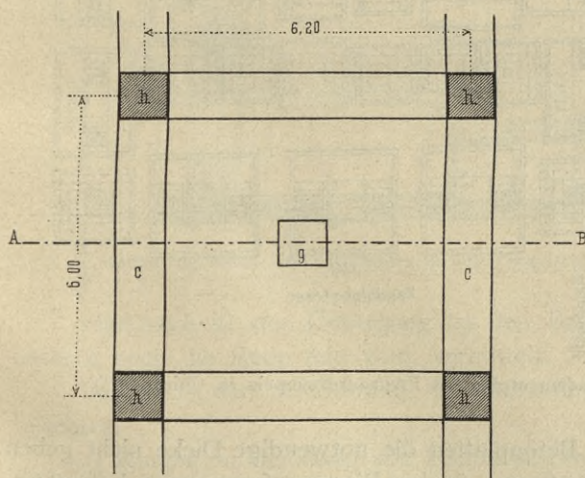
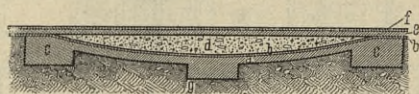
$$h' = \alpha h$$

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

Durchgehende Betonfundamente sind auch dann mit Vorteil anzuwenden, wenn der Baugrund Rutschungen befürchten läßt. Treten letztere ungeachtet aller sonst noch getroffenen Vorkehrungen ein, so bewegt sich die Betonplatte mit dem ganzen darauf stehenden Gebäude, nicht einzelne Teile des letzteren; unter Umständen bleibt dabei das Gebäude unverfehrt, wie die letzten Berg-rutsche in Aachen gezeigt haben.

428.  
Weitere  
Anwendung  
durchgehender  
Betonplatten.

Fig. 717.



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

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

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

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



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

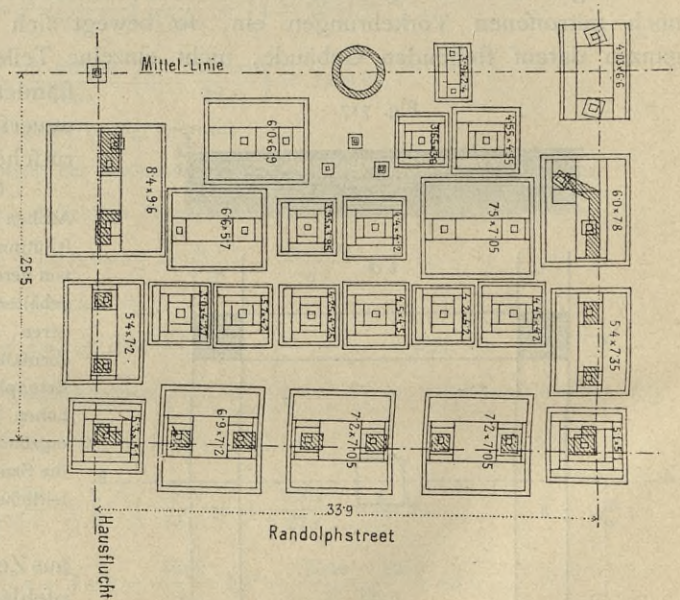
Eine Anlage letzterer Art wurde mit besonderer Sorgfalt in der Markthalle IV zu Berlin (Dorotheenstraße) ausgeführt, wo es sich um die Dichtung von etwa 5000 qm Kellerfußböden gegen starken Grundwasserandrang handelte. Der Fußboden des Kellers liegt 94 cm unter dem höchsten Grundwasserstand und erforderte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

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

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

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

Fig. 718.

Fundamentplan des Freimaurertempels zu Chicago<sup>231)</sup>.

429.  
Verankerung  
der  
durchgehenden  
Betonplatten.

Wenn man den durchgehenden Betonplatten die notwendige Dicke nicht geben kann oder will, wenn man also das Auftreten solcher Biegungs- und Spannungen befürchtet, daß Trennungen eintreten werden, oder wenn der unter der Betonplatte befindliche

<sup>231)</sup> Fakf.-Repr. nach: Zeitfchr. d. öft. Ing.- u. Arch.-Ver. 1893, S. 424.

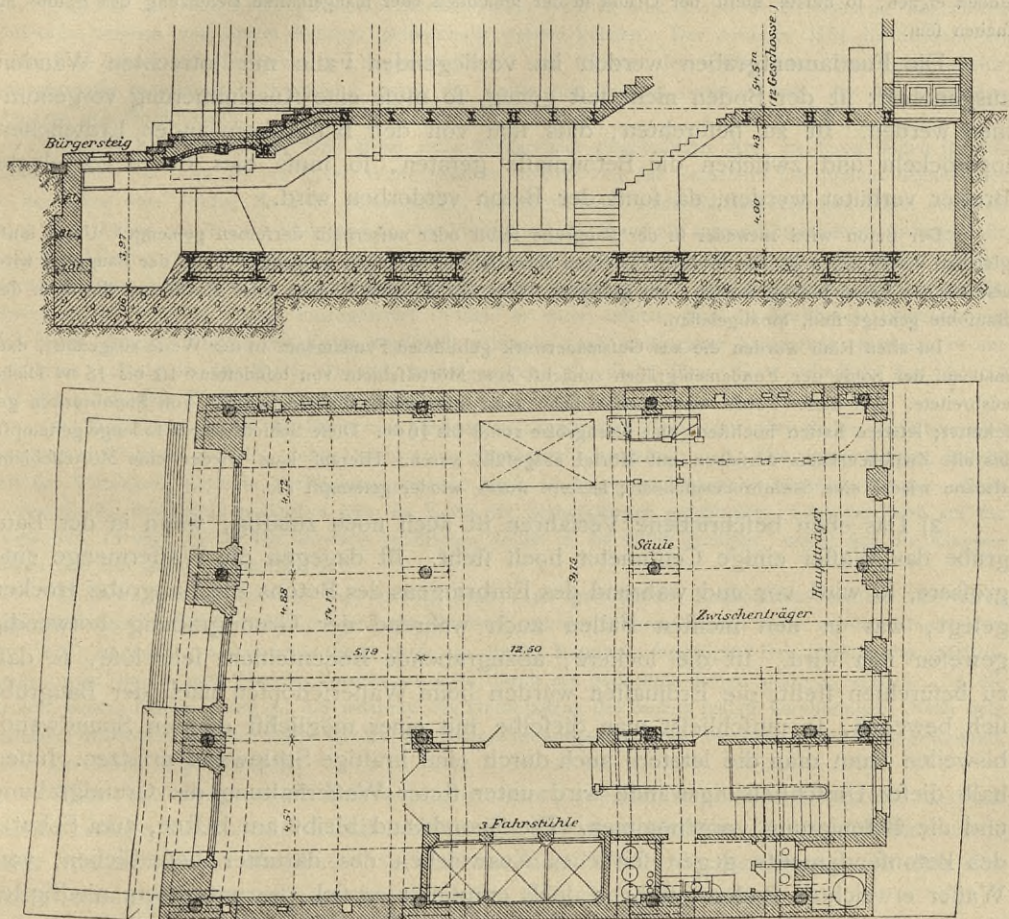


Baugrund so ungleichmäÙig ist, daÙ gleiche Erscheinungen zu erwarten sind, so hat man in solche Platten auch schon eiserne Verankerungen eingelegt.

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

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

Fig. 719.



Gründung eines Geschäftshauses in der Pine-Street zu New-York<sup>232)</sup>. — 1/150 w. Gr.

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

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

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

430.  
Ausführung.

<sup>232)</sup> Fakf.-Repr. nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1895, Bl. 28.



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

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

δ) Säcke werden seltener angewendet. Man kann gewöhnliche Kaffeesäcke benutzen, die durch aufgenähte Gurte widerstandsfähiger gemacht werden. An der unteren offenen Seite werden Ringe (etwa 1 cm weit) eingenäht; am anderen Ende wird ein steifes Rundholz befestigt. Der Schluß des gefüllten Sackes wird durch zwei Nadeln bewirkt, welche durch die gedachten Ringe gesteckt werden. An die Nadeln werden Leinen befestigt, die während des Herablassens des Sackes schlaff herabhängen. Nach dem Aufsitzen des Sackes auf der Sohle werden die Nadeln herausgezogen und der Sack in die Höhe gewunden, wobei der Beton herausfällt<sup>233)</sup>.

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

3) Hat man ein Betonfundament im offenen (stehenden oder fließenden) Wasser herzustellen, so muß zunächst die Umschließung der Baugrube, sei es mittels dichter Spund- oder Pfahlwand, sei es mittels Fangdamm oder Schwimmkasten, vorgenommen werden. In den im Hochbau verhältnismäßig selten vorkommenden Fällen dieser Art wird alsdann die Baugrube in der Regel wasserfrei gemacht und die Betonierung in der bereits gedachten Weise ausgeführt; indes ist nicht ausgeschlossen, daß die Betonierung unter Wasser geschieht, indem man den Beton in Trichtern oder in allseitig geschlossenen Kästen (von 0,06 bis 0,15 cbm Inhalt<sup>234)</sup>) verfenkt.

<sup>233)</sup> Näheres in: Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 17.

<sup>234)</sup> Ueber Einrichtung und Gebrauch solcher Betonrichter und -Kästen ist Näheres zu erfahren aus: *Caisnes à couler le béton. Nouv. annales de la const.* 1855, S. 37.



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

Auch bei Betongründungen im Wasser muß das Fundament durch eine Spundwand gegen Unterpülung geschützt werden; unter Umständen wird zu gleichem Zwecke auch noch eine Steinschüttung angeordnet.

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

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

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

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

Die Gründung des Kirchturmes in Liebschütz (Sachsen) liefert ein interessantes, hier einschlägiges Beispiel. Der zuerst dort erbaute Turm stürzte bald nach der Vollendung ein; der zweite mußte, nachdem er einige Jahre gestanden hatte, wegen Baufälligkeit abgetragen werden. Die Ursache dieser Katastrophen lag darin, daß man gemauerte Fundamente auf eine sumpfige, weiche und mit Lehmteilchen gemischte Erdschicht gesetzt hatte. Bei der dritten Aufführung des Turmes wurde ein Betonfundament (1 Teil Sternzement, 1 Teil gelöschter Kalk, 2 Teile scharfer Flußsand und 6 Teile Granitbrocken mit Schmiedeschlacken) von 1 m Stärke ausgeführt, welches sich vollständig bewährt hat<sup>235)</sup>.

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

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

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

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

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

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

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

<sup>235)</sup> Näheres hierüber: Deutsche Bauz. 1874, S. 190.



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

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

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

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

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

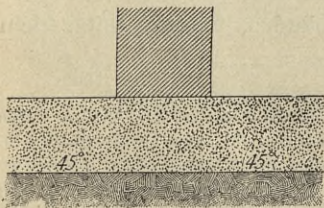
### b) Fundamente aus Sandfüllungen.

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

433-  
Eigenschaften,  
des  
Sandes.

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

Fig. 720.



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

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

2) Wenn der Sand durch seitliche Umschließung gegen das Auseinanderquellen geschützt ist, so zeigt er bei aufgebrachtener Belastung zwar eine ziemlich bedeutende Preßbarkeit; sobald jedoch die Zusammendrückung ein gewisses größtes Maß erreicht hat, verwandelt sich der Sand in eine kaum preßbare Schicht<sup>236)</sup>.

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



3) Sinkt bei der anfänglichen Zusammendrückung der Sandschicht die aufgebraachte Luft in dieselbe ein, so erhebt sich um die letztere herum der Sand nicht; das Zusammenpressen wird demnach bloß durch das innigere Aneinanderrücken der einzelnen Sandkörner hervorgerufen<sup>237)</sup>.

4) Befinden sich in der Unterlage der Sandschicht einzelne besonders nachgiebige Stellen, so zeigt die letztere, hinreichende Mächtigkeit vorausgesetzt, an diesen Stellen keine partiellen Senkungen; die Druckverteilung findet vielmehr in so günstiger Weise statt, daß die nachgiebigen Stellen gleichsam überbrückt und dadurch unschädlich gemacht werden<sup>238)</sup>.

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

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

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

Letzteres Verhältnis ergibt sich aus der schon erwähnten Thatsache, daß sich der Druck nahezu unter 45 Grad nach unten verteilt. Kennt man ferner die Tragfähigkeit des vorhandenen Baugrundes und die Grundfläche des auf das Sandfundament zu setzenden Mauerkörpers, so läßt sich die Größe der Aufstandfläche des Sandfundaments berechnen.

Da indes die Tragfähigkeit des Baugrundes nicht immer mit genügender Sicherheit bekannt ist, so empfiehlt es sich, bei vorkommenden stärkeren Belastungen unmittelbare Versuche anzustellen, indem man auf dem gegebenen Boden Sandschichten von verschiedener Mächtigkeit herstellt und dieselben einer Probelastung unterzieht<sup>239)</sup>.

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

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

<sup>237)</sup> Vergl. die *Hagen'schen* Versuche in Fußnote 182 (S. 303).

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

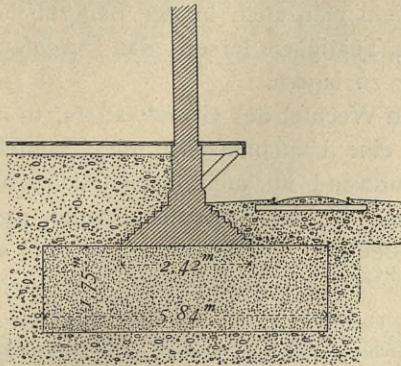
<sup>239)</sup> Solche Versuche wurden in sehr genauer Weise für die Hochbauten auf dem Bahnhofe zu Emden gemacht, welche ausführlich dargelegt sind in: *Zeitfchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1864, S. 153. Man hat dort gefunden, daß Sandschichten von 2,35 und 2,90 m Höhe keine größere Tragfähigkeit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

434.  
Sand-  
schüttungen.

435.  
Abmessungen.

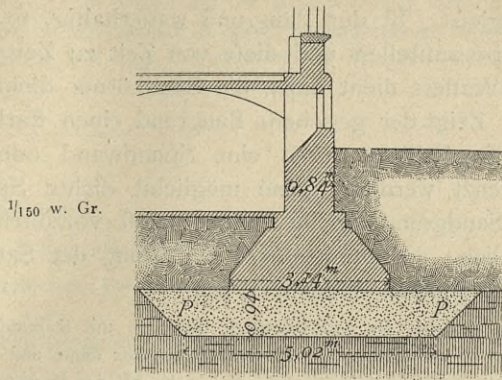


Fig. 721.



Vom Güterschuppen auf dem Bahnhofe  
zu Emden<sup>240)</sup>.

Fig. 722.



Von der Kaferne an der Esplanade  
zu Wefel<sup>241)</sup>.

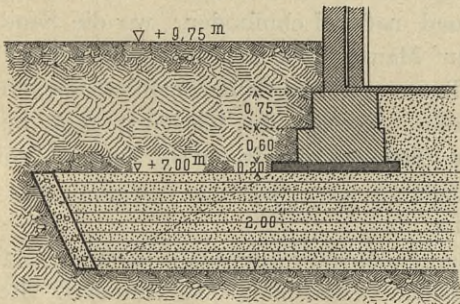
So z. B. wurde beim Bau des *Kapf*chen Haufes am Sielwall in Bremen Sand aus der Wefer baggert und die Baugrube unter dem ganzen Haufe damit ausgefüllt. Der Sand wurde in 50 cm dicken Schichten aufgebracht, reichlich mit Wasser begossen und dabei mittels eiserner Stangen die Sandkörner in Bewegung gebracht;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

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

Als Material empfiehlt sich für derlei Fundamente ganz reiner, scharfer und grobkörniger Quarzsand; bei diesem verschieben sich die einzelnen Körner infolge grosser Reibung viel weniger, als bei einem Sand, der aus kleinen, rundlichen Körnern besteht, oder gar solchem, der erdige und lehmige Teile enthält. Bei reinem, scharfem und grobkörnigem Sande ist deshalb auch die anfängliche Zusammendrückung geringer als bei anderem Material.

436.  
Material  
und  
Ausführung.

Fig. 723.



Vom Regierungsgebäude zu Breslau<sup>242)</sup>.

1/150 w. Gr.

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

<sup>240)</sup> Nach: Zeitchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 163.

<sup>241)</sup> Nach: Zeitchr. f. Bauw. 1863, Bl. U.

<sup>242)</sup> Nach: ebendaf. 1890, S. 8—11.



man die Sandfchüttung einige Zeit nach der Ausführung regelmäfsig mit Waffer übergiefst. Ift der Baugrund wasserhaltig, fo kann man auch in der Baugrube eine Pumpe aufstellen und diefe von Zeit zu Zeit in Thätigkeit fetzen; das Durchfaugen des Waffers dient dazu, die Sandkörner dichter zu lagern.

Zeigt der gegebene Baugrund einen ftarken Wechsel des Grundwassers, fo mufs die Sandfchicht durch eine Spundwand oder eine Umschließung mit Thonfchlag begrenzt werden. Eine möglichft dichte Spundwand ift auch erforderlich, wenn die Sandgründung im Waffer felbft vorzunehmen ift; man vermeide, wenn irgend thunlich, die unmittelbare Berührung der Sandbettung mit fließendem, felbft auch mit ftehemdem offenem Waffer.

Man hat die Sandfchüttung bisweilen mit Kalkmilch übergoffen; indes ift diefes Verfahren nicht gerade zu empfehlen. Ift die Kalkmilch fehr dünn und gefchieht das Uebergiefen in fpärlichem Mafse, fo nutzt diefes Verfahren nicht viel mehr als das Begiefen mit reinem Waffer; verwendet man dagegen dicke Kalkmilch in reichlichem Mafse, fo wird die Gründung fehr teuer und ift beffer durch eine Betonfchicht zu erfetzen.

Der auf die Sandbettung aufzufetzende Mauerkörper ift erft einige Zeit nach Vollendung der erfteren auszuführen; das Mauerwerk ift nur langfam zu erhöhen und rafch trocknender Mörtel dafür zu verwenden. Mehrfach hat man für die Sohlfchicht des Mauerkörpers grofse Platten aus hartem Steinmaterial (Granit etc.) verwendet.

Bei der vorhin erwähnten Gründung des Regierungsgebäudes zu Breslau wurde nach Herstellung der fchützenden Betonmauer der aus der Oder durch Baggerung gewonnene Sand in die Baugrube eingebracht, jede Schicht durch Einpumpen von Waffer gleichmäfsig gut eingenäfst und feft eingestampft, fo dafs ein Sondiereifen mit äußerfter Anftrengung nur 25 bis 30 cm tief eingestofsen werden konnte. Auf der fo gebildeten Sandfchicht (Fig. 723) wurde die aus lagerhaften, 20 cm ftarken, 1,50 bis 3,00 m langen und 1,00 m breiten Granitplatten beftehende Sohlfchicht verlegt; die Breite der letzteren ift fo bemeffen, dafs 1 qcm mit 2,5 kg belaftet wird. Auf die Granitplatten wurden die Grundmauern aus Granitbruchfteinen aufgefetzt<sup>242</sup>).

437.  
Anwendung.

Aus dem Gefagten geht hervor, dafs fich die Sandgründung vor allem für weichere Bodenarten empfiehlt, die eine energifche und gleichmäfsige Druckverteilung erfordern; infondere ift es Torf-, Moor- und naffer Lehm Boden, wo die Sandfundamente gute Dienste leiften; allein auch auf Mauerfchutt etc. haben fie fich gut bewährt. Sie haben vor den gemauerten, den Beton- und den Schwellroftfundamenten auch noch den Vorteil grofser Billigkeit voraus, weshalb fie bisweilen auch bei weniger prefsbarem Baugrund ftatt gemauerter Fundamente Anwendung finden. Vor den Schwellroften zeichnen fie fich ferner dadurch aus, dafs fie bezüglich ihrer Tiefenlage keinerlei Befchränkungen unterworfen find.

Befchränkt wird die Anwendung der Sandfundamente allerdings dadurch, dafs die Belaftung, die fie mit Sicherheit tragen können, keine zu grofse fein darf. Bei 1,50 bis 2,00 m Mächtigkeit der Sandbettung follte das darauf geftellte Bauwerk keinen gröfseren Druck als höchstens 2 bis 3 kg für 1 qcm ausüben.

438.  
Vereinigung  
mit der  
Beton-  
gründung.

In einigen geeigneten Fällen hat man Sand- und Betongründung in der Weife vereinigt, dafs man auf die Sandbettung eine Betonplatte gelagert hat.

Beim Bau des Dienstgebäudes für die Wafferbauinfpektion zu Tapiau fand fich ein Baugrund vor, der aus einer Aufschüttung von 3,15 bis 5,95 m Höhe beftand, die auf gewachsenem Boden aufruhete. Der Füllboden, eine Mifchung von Sand, Thon und Teilen von Moor, wurde teils bei der Ausbaggerung des Hafenbeckens, teils durch Baggerung im Pregelbett gewonnen. Vorgenommene Belastungsversuche ergaben, dafs die anfangs vorgesehene Gründung auf verbreiterem Betonbett nicht als genügend zuverlässig erachtet werden konnte. Deshalb wurde eine noch weitergehende Verbreiterung der für den Untergrund in Betracht kommenden Druckfläche durch eine 1 m hohe, in Lagen von 25 cm Dicke eingebrachte Sand-



schüttung ausgeführt. Auf dieser Schüttung wurden alsdann zwei 30<sup>cm</sup> starke Betonbankette unter den Umfassungswänden 1,90 und 1,40 m breit hergestellt. Zur Verfestigung der Betonschüttung und zur Vergrößerung der Zugfestigkeit der letzteren sind im unteren Bankett in den Umfassungswänden alte Eisenbahnschienen eingestampft, während durchschnittlich 3 m lange Schienen in die Scheidewände hineinreichen <sup>243)</sup>.

## Litteratur

über »Fundamente aus Beton- und Sandschüttungen«.

- EXNER. Ueber die Anwendung des Béton-Mörtels zum Fundamentiren unter Wasser. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 1, S. 236.
- BRAUN. Ueber Anwendung des Trafs-Bétons zur Fundamentirung der Gebäude. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 3, S. 112.
- Ueber die Fundamentirung der Gebäude auf Sand. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 15, S. 67, 107.
- Des Herrn Brücken- und Wege-Ingenieurs OLIVIER kurze Nachricht von Fundamentirungen auf Sand. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 12, S. 275.
- WITZECK. Die Gründung der Gebäude des Thüringischen Bahnhofes bei Leipzig. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 213.
- GOLDMANN. Verschiedene Gründungen in Betreff der Tragfähigkeit. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.
- BOLENIUS. Der Bahnhof zu Emden. Zeitschr. d. Arch.- und Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 154.
- PLATH. Die Fundirung des neuen Maschinen- und Kesselhauses auf Rothenburgsort etc. Deutsche Bauz. 1871, S. 165.
- SCHMIDT, H. Ueber den eisernen Centralbau für die Weltausstellung in Wien. Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 139.
- ALTENDORFF, H. Fundirung eines Kirchthurms auf Beton. Deutsche Bauz. 1874, S. 190.
- TERRIER, CH. *Des devis et des fondations du nouvel opéra. Gaz. des arch. et du bât.* 1875, S. 141.
- BAUDE. *Sur les fondations du nouvel opéra de Paris. Bulletin de la soc. d'encourag.* 1875, S. 498.
- Einbringung des Betons. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 152.
- Ueber Fundirungen auf zusammendrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 448, 467, 481.
- ASTFALCK. Ueber Betonfundirungen. Centralbl. d. Bauverw. 1899, S. 225.

## 4. Kapitel.

### Fundamente aus liegenden Roften.

In Fällen, in denen zu befürchten ist, daß ein Bauwerk infolge stark pressbaren Baugrundes, infolge ungleichmäßiger Beschaffenheit des letzteren oder infolge ungleich verteilter Lasten nachteilige Veränderungen erfahren könnte, ist vielfach ein hölzerner Boden oder Rost, der auf die Baufohle gelegt wird, als Fundament benutzt worden. Diefes schon seit langer Zeit übliche Konstruktionsmittel hat den Zweck, die vorhandenen Ungleichheiten im Baugrund oder in der Lastenverteilung auszugleichen; sie soll auch innerhalb gewisser Grenzen die Drücke, die auf sie wirken, über eine größere Fläche verteilen und unter Umständen eine Längsverankerung der Fundamentkonstruktion anstreben.

Hierdurch entstanden die sog. liegenden Rofte, auch gestreckte, fliegende oder schwimmende Rofte genannt, die in sehr verschiedener Weise konstruiert worden sind.

439.  
Allgemeines.

<sup>243)</sup> Siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1865, S. 395.



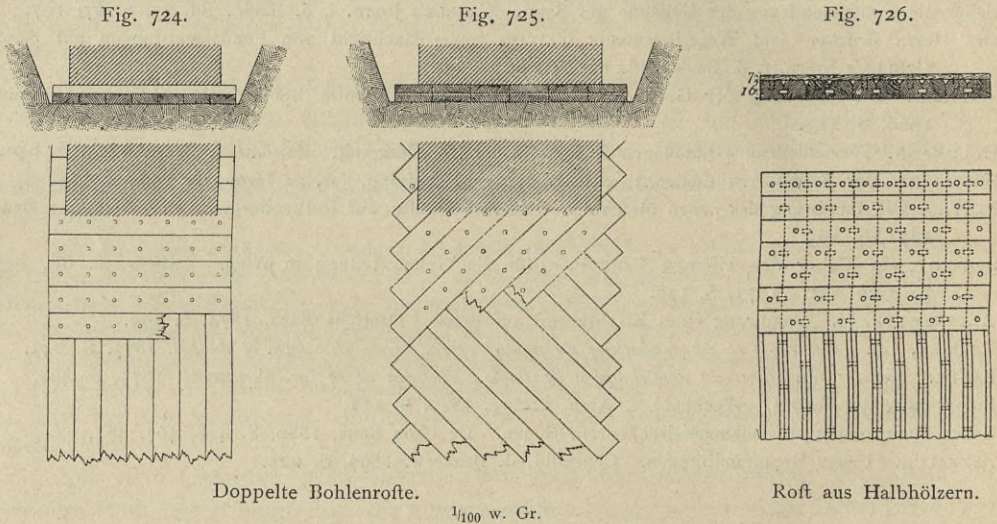
## a) Einfachere liegende Rofte.

440.  
Einfacher  
Bohlenroft.

1) Der liegende Rofst gefaltet sich am einfachften, wenn er aus einer einzigen Lage von flach und dicht nebeneinander gelegten, 7 bis 10 cm starken Bohlen besteht, die erforderlichenfalls durch Dübel miteinander verbunden werden. Die Wirkfamkeit eines folchen einfachen Bohlenrofstes ift nur gering, weshalb er auch nur für untergeordnete, den Baugrund wenig belastende Bauwerke in Anwendung gebracht werden kann.

441.  
Doppelter  
Bohlenroft.

2) Die Roftkonstruktion kommt dem damit beabfichtigten Zwecke näher, wenn man fie aus zwei derartigen übereinander gelegten Bohlenfchichten zusammenfetzt. Die beiden Lagen durchkreuzen sich unter einem rechten Winkel; meift liegt die eine parallel zur Längsrichtung der Mauer (Fig. 724) und bringt nicht nur eine



Druckverteilung in diefem Sinne hervor, fondern erzeugt auch die Längsverankerung des auf dem Rofte ftehenden Mauerwerkes. In England werden die beiden Bohlenlagen wohl auch unter 45 Grad zur Mauervorderfläche gelegt (Fig. 725), wodurch zwar unter Umftänden eine bessere Druckverteilung erzielt werden kann, die Längsverankerung des Mauerwerkes jedoch nicht erreicht wird.

Der doppelte Bohlenroft ift zwar wirkfamere, als der einfache; indes kann erfterer gleichfalls nur geringen Belastungen — 1,0, höchstens 1,5 kg für 1 qcm — ausgesetzt werden und nur bei gleichartigem Boden Verwendung finden.

442.  
Rofst aus  
Halbhölzern.

3) Die unter 1 und 2 vorgeführten Roftkonstruktionen werden tragfähiger, wenn man die eine oder die beiden Bohlenlagen durch ftärkere Hölzer, fog. Halbhölzer, von 12 bis 15 cm Dicke, erfetzt; man kann alsdann mit der Belastung felbst bis zu 2 kg für 1 qcm gehen. Bei der in Fig. 726 dargestellten, in Oefterreich vorkommenden Anordnung find die unteren, 16 cm ftarken Hölzer durch Dübel miteinander verbunden.

443.  
Amerikanifcher  
Rofst.

4) Die Tragfähigkeit des liegenden Rofstes läfst sich weiter erhöhen, wenn man noch ftärkere Balken in Anwendung bringt, bezw. wenn man mehr als zwei Lagen übereinander anordnet; letzteres kommt namentlich im holzreichen Nordamerika und auch in Norwegen vor.



Die in Bergen am Fjord gelegenen Kauf- und Lagerhäuser wurden in der Weise gegründet, daß man eine grössere Anzahl von Holzrosten übereinander verfenkte, wobei die Hölzer des zweiten Rostes senkrecht zu denjenigen des ersten liegen, die des dritten wieder parallel u. f. f. Auf diesen über den Wasserspiegel aufgeführten Fundamente wurden die Holzbauten errichtet<sup>244</sup>).

Durch die große Holzmasse, welche solche Fundamente erfordern, werden sie bei uns sehr teuer und kommen deshalb nur sehr selten oder gar nicht in Anwendung.

### b) Schwellroste.

Schwellroste, die wohl auch kurzweg liegende Roste genannt werden, bestehen aus Lang- und Querschwellen, die in entsprechendem Abstände voneinander in zwei sich kreuzenden Lagen angeordnet und mit einem Bohlenbelag überdeckt sind. Die Langschwellen haben den Druck in der Längsrichtung, die Querschwellen in dem dazu winkelrechten Sinne zu verteilen. Die viereckigen Felder oder

444.  
Schwellrost.

Fig. 727.

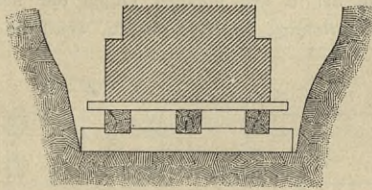
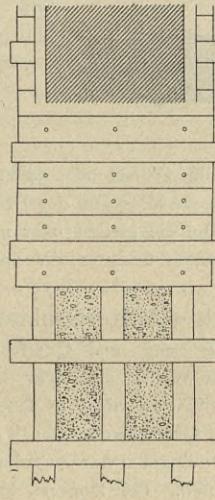
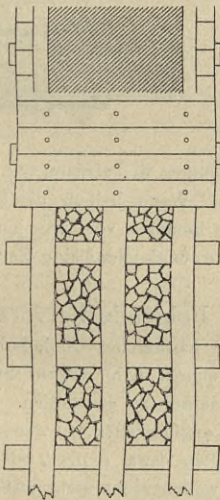
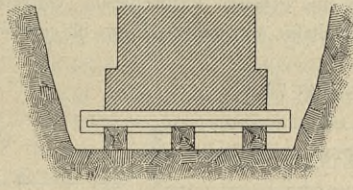


Fig. 728.



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

Fache, welche durch die beiden Schwellenlagen entstehen, werden bis zur Höhe des Bohlenbelages ausgefüllt; auf den letzteren wird das Mauerwerk aufgesetzt (Fig. 727 u. 728).

Obwohl man in der Regel (besonders in Deutschland) die Langschwellen über die Querschwellen legt und diese Anordnung auch meistens empfohlen wird, so ist es doch in den häufigsten, d. i. in jenen Fällen des Hochbauwesens, wo im wesentlichen nur lotrechte Drücke auf den Baugrund zu übertragen sind, gleichgültig, welche der beiden Schwellenlagen nach unten gelegt wird. Nur wenn eine Mauer

<sup>244</sup>) Siehe: Deutsche Bauz. 1889, S. 183.



starken Seitenschüben zu widerstehen hat, so wird der Verschiebung längs des Baugrundes besser entgegengewirkt, wenn die Langschwellen nach unten zu liegen kommen.

Der Bohlenbelag wird stets auf die Langschwellen gelegt; bilden diese die obere Schwellenlage, so ergeben die Bohlen einen ununterbrochenen Holzboden (Fig. 727). Werden die Querschwellen nach oben gelegt, so ragt ein Teil derselben über dem Bohlenbelag hervor und greift in das Mauerwerk ein (französische Konstruktion, Fig. 728).

Der Schwellrost überragt die Begrenzungen des darauf zu setzenden Mauerwerkes um 20 bis 40 cm; doch ordnet man die Außenflächen des letzteren in der Regel bündig mit der äußersten Langschwelle an.

Der in Art. 382 (S. 312) aufgestellten Konstruktionsbedingung entsprechend, muß die Oberkante des Schwellrostes mindestens 30, besser 50 cm unter dem niedrigen Wasserstande angeordnet werden.

Von vielen Seiten wird empfohlen, bei Fundamenten aus Sand, Beton und Schwellrost an den Gebäudeecken eine größere Verbreiterung eintreten zu lassen, als in den übrigen Teilen der betreffenden Mauern. In dieser allgemeinen Form ist eine solche Regel unrichtig; sie trifft nur zu, wenn die Belastung

Fig. 729.

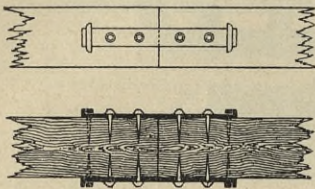


Fig. 730.

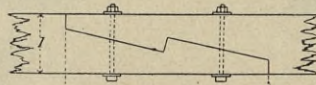
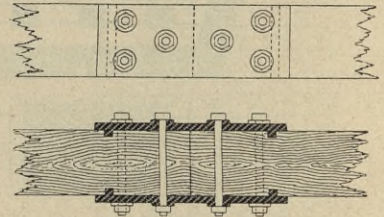


Fig. 731.



an der Ecke wirklich größer oder wenn der Baugrund dort nachgiebiger ist; alsdann hat die Verbreiterung des Fundaments nach Maßgabe der Druckverhältnisse stattzufinden. Wenn jedoch die Baugrundbelastung an der Gebäudeecke die gleiche oder noch kleiner ist (beide Fälle kommen vor) wie jene in den übrigen Teilen der Mauern, so bringt die Vermehrung der Fundamentbreite ungleichmäßige Setzungen und Risse hervor<sup>245</sup>).

Bezüglich der Konstruktionseinzelheiten ist das Folgende hervorzuheben.

1) Für die Lang- und Querschwellen ist Eichenholz oder harzreiches Nadelholz zu empfehlen; ersteres hat unter Wasser eine sehr lange Dauer. Nadelhölzer eignen sich wegen ihres regelmäßigen Wuchses besser, sind aber nicht so dauerhaft; Kiefernholz ist am meisten zu empfehlen.

Liegen die Querschwellen (auch Zangen genannt) über den Langschwellen, so werden sie auf letztere aufgekämmt; bei umgekehrter Anordnung werden die Langschwellen etwa 5 bis 7 cm tief in die Querschwellen eingelassen. Bei längeren Mauern können die Langschwellen nicht mehr aus einem Stücke bestehen; der Stofs wird entweder stumpf angeordnet und eine Verbindung mittels eiserner Schienen, Krammen und Nägel (Fig. 729), mittels eiserner Verlaschung (Fig. 731) vorgenommen, oder es wird die Vereinigung mittels schrägen Hakenblattes (Fig. 730) angewendet. Die Längsverbindung in der einen oder anderen Weise sollte niemals unterlassen werden, weil sonst der Vorteil der Längsverankerung verloren geht. Die Stöße der Langschwellen sind gegeneinander zu versetzen, so daß auf eine Querschwelle immer nur ein Stofs zu liegen kommt.

Bei manchen englischen Schwellrosten sind Lang- und Querschwellen voll überschritten, so daß die Oberkanten beider in gleicher Höhe gelegen sind; auch wird vor dem Aufbringen des Rostes auf die geebnete Baufohle eine Schicht aus flachen, lagerhaften Steinen verlegt.

Die Entfernung der Langschwellen (von Mitte zu Mitte) soll so groß gewählt werden, daß die darauf liegenden Bohlen das Mauerwerk mit Sicherheit tragen können; dieselbe beträgt 0,60 bis 1,52 m, in

<sup>245</sup> Vergl.: SCHMÖLCKE, J. Ueber Fundirungen auf zusammendrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 448 — ferner: MALCOMES. Ueber Fundirungen auf zusammendrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 467.

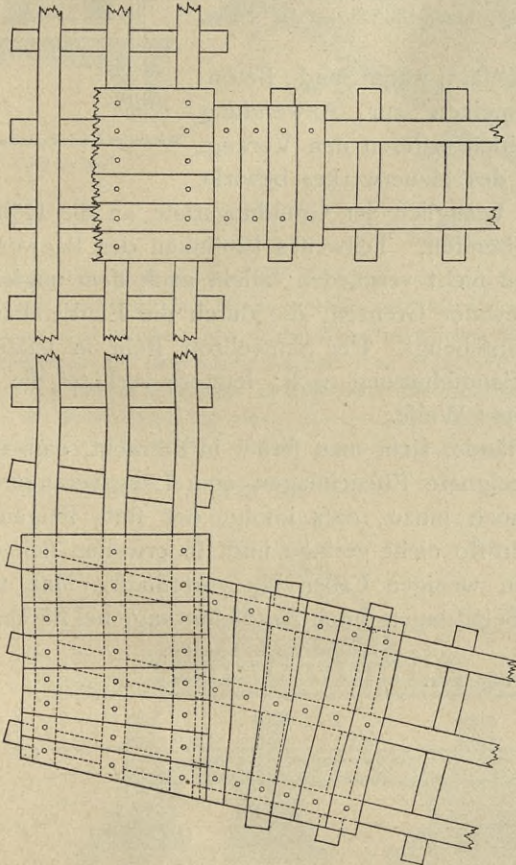
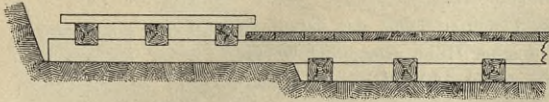


der Regel jedoch zwischen 0,75 und 1,00 m. Die Querschwellen stehen etwas weiter voneinander ab, 1,00 bis 1,80 m, meist zwischen 1,25 und 1,50 m.

Lang- und Querschwellen erhalten in der Regel einen quadratischen Querschnitt; die Querschnitts-abmessung der ersteren schwankt zwischen 25 und 33 cm; die letzteren erhalten etwa das 0,9fache davon, also 22 bis 30 cm Stärke. Bei geringerer Belastung werden die Schwellen wohl auch durch stärkere Bohlen oder Halbhölzer (15 bis 18 cm dick) ersetzt.

An Mauerecken, Mauerdurchkreuzungen etc. wechseln Lang- und Querschwellen in den zusammen-

Fig. 732.



Schwellenrostecken und Durchkreuzungen.

1/100 w. Gr.

Die Bohlen müssen stärker (12 bis 15 cm) gewählt werden, wenn die eine Schwellenlage weggelassen wird und der Bohlenbelag ihre Aufgabe mit zu erfüllen hat.

Die Bohlen werden auf den Langschwellen mittels hölzerner Nägel oder auch gar nicht befestigt. Es ist gut, wenn die Bohlen möglichst breit sind; sie sind meist rechteckig gestaltet; nur in der Nähe schräger Ecken nehmen sie Trapezform an (Fig. 732).

Ein derartig konstruierter Schwellenrost kann bei nicht zu preßbarem und nicht zu ungleichartigem Boden einer Belastung von 2,5 bis 3,0 kg für 1 qcm ausgesetzt werden.

Lang- und Querschwellen in den zusammenstoßenden Schenkeln ihre Rolle; dadurch erhält der Bohlenbelag eine verschiedene Höhenlage (Fig. 732). Wollte man erzielen, daß dieser in einer Ebene gelegen ist, so müßte an der Ecke, an der Kreuzung etc. die vollständige Ueberkreuzung der sich kreuzenden Schwellen stattfinden, was eine Schwächung derselben mit sich bringen würde; letztere ist namentlich an Gebäudeecken zu vermeiden.

Wenn die auf Schwellenroste zu gründende Ecke schräg ist, so werden in der unmittelbaren Nähe derselben die Querschwellen nicht winkelrecht zu den Langschwellen, sondern schräg gelegt; man läßt sie allmählich aus der schrägen (zur anderen Mauer parallelen) Richtung in die winkelrechte Lage übergehen (Fig. 732).

2) Die Ausfüllung der Rostfelder, wohl auch Bettung genannt, besteht aus Kies, aus festgestampftem Bauschutt, aus Lehm und Thon, aus Lehm mit Sand vermisch, aus Bruchsteinmauerwerk, aus Sand, aus Beton etc. Wenn Lehm verwendet wird, so schlage man denselben fest ein; Sand dichte man durch reichliches Uebergießen mit Wasser; eine Betonierung ist meist zu teuer, und es ist besser, statt eines Schwellenrostes mit ausbetonierten Fachen ein nur aus Beton bestehendes Fundament anzuwenden.

Die Bettung soll stets in der Höhe der Langschwellenoberkante sorgfältig abgeglichen werden, damit sie den Bohlenbelag mitträgt; sonst ist ihr konstruktiver Wert ein geringer. Bisweilen hat man sie auch ganz weggelassen.

3) Der Bohlenbelag wird in der Regel 1/3 so stark wie die Querschwellen, mithin 7 bis 10 cm stark gemacht. Seine Dicke ist von der Größe der Belastung und vom Abstand der Langschwellen abhängig; bei gegebener Bohlenstärke muß die Entfernung der Langschwellen danach berechnet werden.

446.  
Bettung.447.  
Bohlenbelag.448.  
Ausführung.



Bei Gründungen im Wasser muß der Schwellrost mit einer Spundwand umgeben werden (Fig. 733), die das Auspülen des Bodenmaterials, unter Umständen auch der Bettung, zu verhüten hat. Auch bei sonstigen Schwellrostgründungen kann sich das Anbringen einer Spundwand empfehlen, wenn man dadurch das seitliche Ausweichen des Baugrundes verhüten will.

Die Spundwand darf niemals unter den Schwellrost gelegt, muß vielmehr unabhängig davon angeordnet werden; in ersterem Falle würde ungleichmäßiges Setzen des Rostes hervorgerufen werden. Kann die Spundwand seitlich ausweichen, so schütze man sie dagegen durch Verankerung mit dem auf dem Roste ruhenden Mauerwerk.

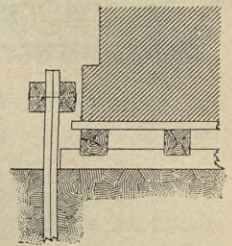
Bei jeder Schwellrostgründung ist auch zu beachten, daß das darauf zu setzende Mauerwerk an allen Stellen in möglichst gleicher Höhe ausgeführt werde, damit die Belastung denselben eine thunlichst gleichmäßige sei. Wird das Mauerwerk nur an einigen Stellen bis zu einer gewissen Höhe aufgeführt, an anderen Stellen der Schwellrost aber gar nicht belastet, so tritt ungleichmäßiges Einsinken des Rostes, eine schädliche Durchbiegung, unter Umständen das Schiefstellen desselben ein.

449.  
Anwendung.

In Art. 422 (S. 343) wurde bereits gesagt, wann Sand-, Beton- und Schwellrostfundamente im allgemeinen zur Anwendung kommen. Letztere haben vor den beiden ersteren den Vorzug, daß durch sie eine Längsverankerung des Mauerwerkes bewirkt wird; indes ist man bei Schwellrosten bezüglich der Gründungstiefe an die Höhenlage des niedrigsten Wasserstandes gebunden. Teilweises Einsinken des Bauwerkes wird durch den Schwellrost selbstredend nicht vermieden; allein auch dem ungleichmäßigen Setzen wird nur innerhalb gewisser Grenzen, die durch die Elastizitätsverhältnisse des Holzes gegeben sind, vorgebeugt. Der Schwellrost steht in letzterer Beziehung dem Beton und auch der Sandfüllung nach; letztere verhütet die ungleichmäßige Senkung in vollkommenerer Weise.

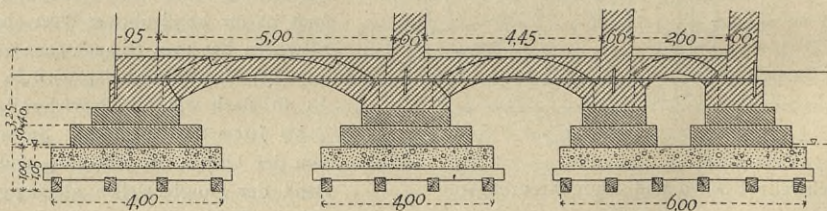
Erwägt man die erwähnten Mißstände, zieht man ferner in Betracht, daß man auch bei Betonfundamenten durch geeignete Eifeneinlagen eine Längsverankerung erzielen kann, nimmt man endlich noch hinzu, daß infolge der stets steigenden Holzpreise auch die Kosten der Schwellroste nicht geringe sind, so erweisen sich derartige Fundamentkonstruktionen nur in wenigen Fällen als vorteilhaft. Man wird meistens den Schwellrost bei geringen Belastungen durch Sandfüllung, bei stärkerem

Fig. 733.



Schwellrost mit Spundwand.  
1/100 w. Gr.

Fig. 734.



Vom Administrationsgebäude des österreichisch-ungarischen Lloyd zu Triest<sup>246)</sup>.

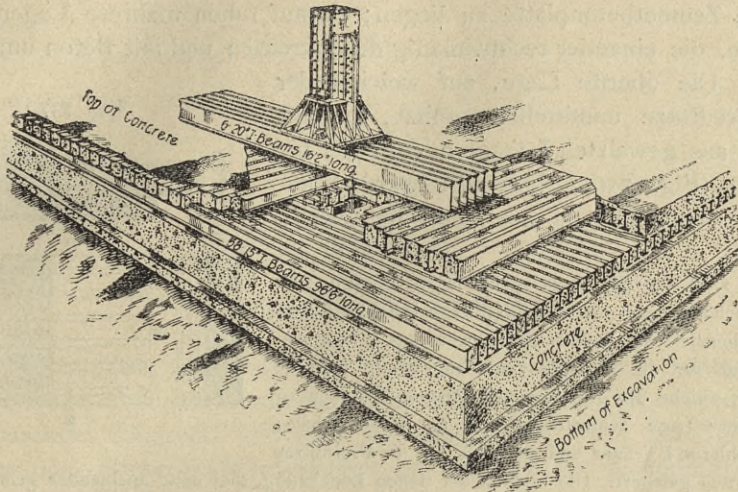
1/175 w. Gr.

Drucke durch Beton mit Erfolg ersetzt. Es entspricht auch dem heutigen Stande der Technik nur wenig, wenn man zwischen den Baugrund und das Mauerwerk ohne zwingende Gründe eine Holzkonstruktion legt.

<sup>246)</sup> Näheres in: Allg. Bauz. 1883, S. 38 — ferner: Wochschr. d. öft. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 5 — endlich: Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.

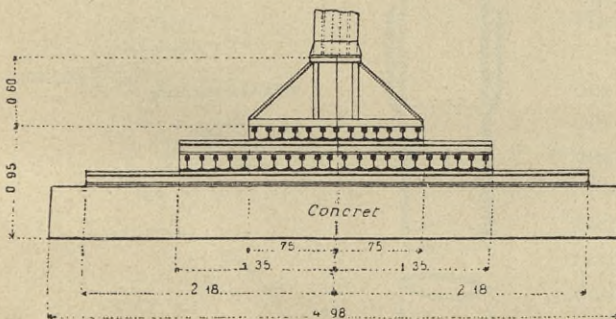


Beispiele von Schwellrostgründungen aus älterer Zeit liegen ziemlich zahlreich vor<sup>247)</sup>. Aus neuerer Zeit ist wohl nur die Gründung des von *v. Ferstel* herrührenden Verwaltungsgebäudes des österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest, eines viergeschossigen Baues mit nahezu quadratischer Grundfläche von 63 m Seitenlänge, erwähnenswert (Fig. 734). Die Bodenverhältnisse waren die denkbar ungünstigsten, da der

Fig. 735<sup>248)</sup>.

Betoneisenrost.

See zugekehrte Teil, an dem sich die Hauptfront befindet, noch vor 30 Jahren, der rückseitige Teil noch vor etwa 100 Jahren dem Meere angehörte und der Grund bis auf die Tiefe von 29 m aus aufgeweichtem Schlamm Boden besteht. Alle in der Nähe befindlichen Gebäude zeigen denn auch, namentlich durch die Verbiegungen der wagrechten Bauteile, den Einfluss dieses schlechten Baugrundes, der besonders auffallend am Triester Stadthause zu Tage tritt. Um derartigen Uebelständen zu begegnen, hat das Fundament unter der Fußbodengleiche eine Tiefe von 3,25 m und setzt sich aus 4 Schichten zusammen. Die unterste, ungefähr 1 m hohe Schicht besteht aus einem starken, liegenden Roste aus Lärchenholz, der mit Beton übermauert ist. Hierauf kommen,

Fig. 736<sup>249)</sup>.

Betoneisenrost.

zwei Schichten aus Maffegno-Blöcken, einem vortrefflichen, besonders zu Gründungen geeigneten Material, das in der Nähe von Triest, und zwar in Platten bis zu 2 m Länge und 50 cm Dicke, gebrochen wird. Auf die obere, etwa 40 cm starke Lage ist das Bruchsteinmauerwerk aufgesetzt. Blofs die wichtigsten Mauern wurden in dieser Art gegründet, während die Scheidewauern auf Gurte gesetzt sind, welche die Hauptfundamente miteinander verbinden.

Ferner wurde, um ein möglichst gleichmäßiges Setzen zu erzielen, die Gründungsfläche der in den einzelnen Abschnitten der Baufläche verschiedenen Bodendichtigkeit entsprechend bemessen. Der Erfolg dieser Anordnungen war im wesentlichen ein günstiger, da das im ganzen etwa 15 cm betragende Setzen ziemlich gleichmäßig erfolgt ist und der größte Unterschied in demselben anfänglich nur 6 cm, nach dem Einfügen der Steinverkleidung etwas mehr betragen hat. Die gröfsere Senkung fand an der Seeseite statt, trotzdem dort breitere Fundamente vorhanden sind<sup>246)</sup>.

<sup>247)</sup> Siehe u. a. die von *Stapel* ausgeführte Gründung des Packhofes in Halle a. d. S.: *ROMBERG's Zeitschr. f. pract. Bauk.* 1858, S. 34.

<sup>248)</sup> Fakf.-Repr. nach: *Architecture and building*, Bd. 29, S. 28.

<sup>249)</sup> Fakf.-Repr. nach: *Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1893, S. 423.



## c) Betoneisenroste.

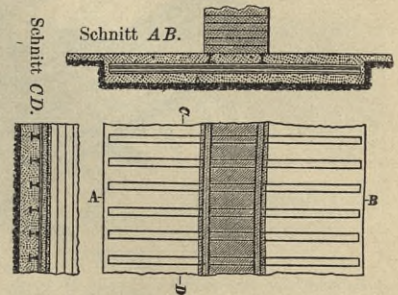
450.  
Konstruktion.

Zu den liegenden Rosten find auch die in den amerikanischen Grofsstädten üblichen Betoneisenroste zu zählen, welche bei stark nachgiebigem Baugrunde und namentlich für schwer belastete Freistützen zur Anwendung kommen. Zu unterst kommt eine Zementbetonplatte zu liegen; darauf ruhen mehrere Lagen von Eisenbahnschienen, die einander rechtwinkelig durchkreuzen und mit Beton umstampft sind (Fig. 735). Die oberste Lage, auf welcher der Fuß der Freistütze unmittelbar aufsitzt, besteht nicht selten aus gewalzten I-Trägern von 0,50 bis 1,00 m Höhe (Fig. 736); bisweilen werden nur Walzbalken, hier und da aus Stahl hergestellt, verwendet.

So sind z. B. für das Tacomagebäude zu Chicago, welches  $12\frac{1}{2}$  Geschosse hoch ist und durchwegs Geschäftsstuben enthält, ausschließlich Stahlbalken zur Anwendung gekommen. Die Fundamente für die massiven Umfassungswände und für die Freistützen, welche die Zwischenwände tragen, bestehen zu unterst aus einer Lage Zementbeton von ca. 60 cm Dicke; darauf sind stählerne I-Träger und auf diese für die Freistützen gufseiserne Platten gelagert. Die Stahlbalken stehen hochkantig, sind nahe aneinander gelegt und so lang, dafs sie ca. 1,8 bis 2,2 m über die Freistützen hinausragen<sup>251)</sup>.

Von einer mit den amerikanischen Betoneisenrosten verwandten Konstruktion berichtet *Tieffenbach*<sup>252)</sup>.

Beim Umbau eines alten Hauses für die Zwecke der Weferstrom-Baudirektion zu Hannover (1897) wurde der Baugrund zunächst abgerammt; alsdann wurde eine ziemlich feste Betonmaffe eingestampft und in letztere ein liegender Rost aus alten Gruben- oder sonstigen Eisenschienen verlegt und eingestampft (Fig. 737).

Fig. 737<sup>250)</sup>.

<sup>250)</sup> Fakt.-Repr. nach ebendaf.

<sup>251)</sup> Vergl.: *Techniker*, Jahrg. 10, S. 113.

<sup>252)</sup> In: *Centralbl. d. Bauverw.* 1899, S. 41.



3. Abschnitt.

Verfenkte Fundamente.

451.  
 Vor-  
 bemerkungen.

Liegt die tragfähige Bodenschicht in so bedeutender Tiefe, daß sie mit den im vorhergehenden Abschnitt bezeichneten Mitteln nicht erreicht werden kann, oder ist der vorhandene Baugrund so locker und nachgiebig, daß man mit Hilfe von Sand-, Beton- oder Schwellrothfundamenten ein Bauwerk mit Sicherheit darauf nicht errichten kann, so wendet man verfenkte Fundamente an.

Wie schon in Art. 389 (S. 316) gefagt wurde, unterscheiden sich die verfenkten Fundamente von den aufgebauten wesentlich dadurch, daß sie nicht von unten nach oben, sondern von oben nach unten hergestellt werden. Bei diesem Gründungsverfahren wird die lockere, nicht tragfähige Bodenschicht gar nicht oder nur zum geringen Teile abgegraben und die Gründung durch diese Schicht hindurch vorgenommen.

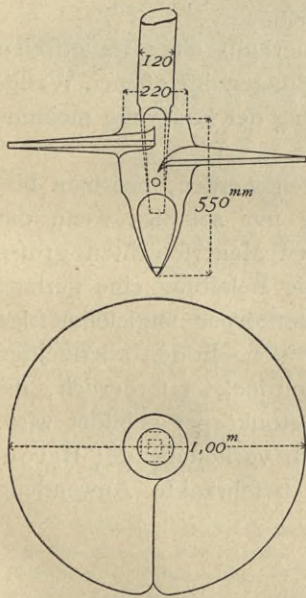
Hierbei werden entweder:

1) die Hauptkonstruktionsteile des Fundaments (die Pfähle) durch die lockere Schicht eingetrieben, bzw. eingedreht, oder

2) unter dem fertigen Fundamentkörper wird das lockere Bodenmaterial weggenommen und dieser dadurch allmählich in den Boden eingefenkt.

Im ersteren Falle handelt es sich um Pfahlgründungen, im letzteren um Gründungen auf Senkbrunnen, auf Senkröhren und auf Caiffons. Bezüglich der Pfahlgründungen kommen hauptsächlich die sog. Pfahlroste in Betracht, bei denen hölzerne Rundpfähle die Fundamentstützen des Bauwerkes bilden.

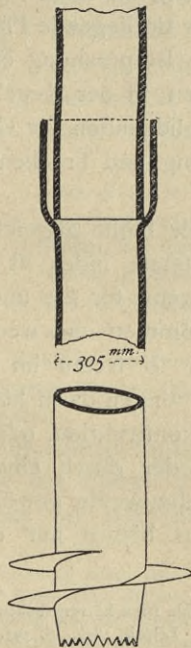
Fig. 738.



Schraubenpfahl  
 von einem Kranzuschuppen  
 zu Bremen (System *Neukirch*).

1/25 w. Gr.

Fig. 739.



Schraubenpfahl  
 vom *Promenade-Pier*  
 zu Skegness.



452.  
Gründung  
auf eisernen  
Pfählen.

Indes werden bei manchen Bauten am und im offenen Wasser, wie z. B. bei Badehäusern, Schwimmanstalten, *Promenade-Piers*, Leuchttürmen, Landungsbrücken etc. auch eiserne Pfähle angewendet, welche in der Regel in den Boden eingeschraubt, feltener eingetrieben werden.

Im vorliegenden Falle sind es meist geschmiedete Eisenstangen von 10 bis 15 cm (felten mehr) Durchmesser, welche unten mit einer sog. Pfahlschraube (Fig. 738) versehen sind; die letztere ist aus Gusseisen hergestellt, hat etwa 1 m Durchmesser und dient nicht nur zum Eindrehen der Pfähle in den Boden, sondern giebt denselben auch eine grössere Aufstandfläche, wodurch sie der Belastung besser widerstehen. Die Tragfähigkeit derartiger Schraubenpfähle kann zu 45 kg für 1 qcm Pfahlkopffläche oder zu 12 kg für 1 qcm Stützfläche angenommen werden. Noch feltener kommen bei den im Gebiete der Architektur in Betracht zu ziehenden Bauwerken gusseiserne Röhrenpfähle (Fig. 739) zur Verwendung.

Von den Gründungen auf eisernen Pfählen<sup>253</sup> wird, in Rücksicht auf die geringe Anwendung derselben im Hochbauwesen, im folgenden weiter nicht die Rede sein.

## 1. Kapitel.

### Pfahlroftfundamente.

453.  
Allgemeines.

Den wesentlichsten Konstruktions teil eines Pfahlroftfundaments bilden die hölzernen Pfähle, welche ähnlich wie Säulen oder andere Freistützen den betreffenden Baukörper zu tragen haben. Diese Pfähle ragen entweder gar nicht, bezw. nur mit einem sehr geringen Teile ihrer Länge aus dem Boden hervor, sind also Grundpfähle, und der Pfahlroft wird tiefliegend genannt; oder ein bedeutender Teil der Pfahllänge tritt über dem Boden hervor, es sind demnach Langpfähle vorhanden, und man hat es mit einem hochliegenden Pfahlroft, auch hoher Pfahlroft oder Stelzenfundament genannt, zu thun. (Siehe auch Art. 149, S. 110.)

Im Hochbauwesen kommen fast nur tiefliegende Pfahlrofte vor, und im folgenden werden auch nur diese eine eingehende Besprechung erfahren.

Die tiefliegenden Pfahlrofte werden in der Regel innerhalb einer wasserfreien Baugrube hergestellt, während die hochliegenden für Gründungen im offenen Wasser Anwendung finden, wobei die Herstellung und Trockenlegung der Baugrube meistens entfällt.

Auf die Pfähle, welche in gleicher Höhe abgechnitten werden, hat man bisweilen unmittelbar das Mauerwerk gesetzt; indes ist dies nur zulässig, wenn die Pfähle sehr nahe aneinander stehen, wenn für die untersten Mauerschichten große Steine oder Platten zur Verwendung kommen und wenn die Belastung eine geringe ist. Liegen andere Bedingungen vor, so treten im Mauerkörper ungleichmäßige Senkungen ein, welche schädliche Trennungen darin hervorrufen. In den allermeisten Fällen ist deshalb noch eine Zwischenkonstruktion oder Rostdecke erforderlich, die entweder durch einen liegenden Rost oder durch einen Betonkörper gebildet wird. Die erstere Anordnung ist die im Hochbauwesen gewöhnlich vorkommende; Betonpfahlrofte haben im Hochbauwesen bisher nur eine beschränkte Anwendung gefunden.

<sup>253</sup> Aus der Litteratur über eiserne Schraubenpfähle seien hervorgehoben:

HEINZERLING, F. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870. S. 393.

MORANDIÈRE, R. *Traité de la construction des ponts et viaducs. 1er fasc.* Paris 1874. S. 141.

KLASEN, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden. Leipzig 1879. S. 120.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Band 1. Herausgegeben von E. HEUSINGER v. WALDEGG. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 330.

GRANGE, C. *Étude sur l'emploi des pieux métalliques dans les fondations d'ouvrages d'art.* Paris 1892.



## a) Roftpfähle.

Für die Roftpfähle ist vor allem das in Abt. I, Abschn. 2, Kap. 2, b (Art. 149 bis 153, S. 110 bis 112) über Pfähle Gefagte maßgebend; an dieser Stelle mögen noch die folgenden Betrachtungen Platz finden.

1) Die Pfähle können den betreffenden Baukörper in zweifacher Weise tragen: entweder stehen sie mit ihrer Spitze auf, bezw. zum Teile in der festen, tragfähigen Bodenschicht, übertragen sonach den aufgenommenen Druck unmittelbar auf die letztere; oder sie erhalten in der lockeren Bodenschicht die erforderliche Standfestigkeit im wesentlichen nur durch die Reibung zwischen der Pfahloberfläche und dem sie umgebenden Bodenmaterial<sup>254</sup>).

Dem in Art. 376 (S. 304) aufgestellten Grundsätze entsprechend, wird die erstgedachte Anordnung der letztangeführten stets vorzuziehen sein; die erstere ist dann mit der im vorhergehenden Abschnitt (Kap. 2, b, 1) vorgeführten Pfeilergründung sehr nahe verwandt, wird auch bisweilen mit derselben vereinigt. Bei größerer

Mächtigkeit der lockeren Bodenschicht kann sich indes eine so bedeutende Pfahllänge ergeben, daß die Gründung viel zu teuer zu stehen käme, wollte man die Pfähle bis auf die tragfähige Schicht einrammen; ja die letztere kann unter Umständen mittels Pfählen gar nicht erreichbar sein.

Dem Tiefbaugeschäft *Max Kühn* in Berlin ist ein Gründungsverfahren<sup>255</sup> geschützt, bei dem durch gusseiserne, glockenförmig gestaltete »Druckplatten«, welche über die Pfahlköpfe gesetzt

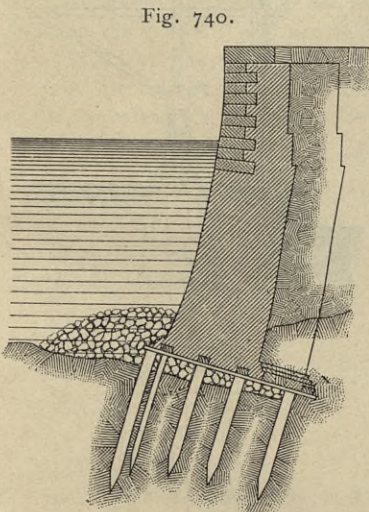


Fig. 740.

Vom Verbindungsdock zu Hull.

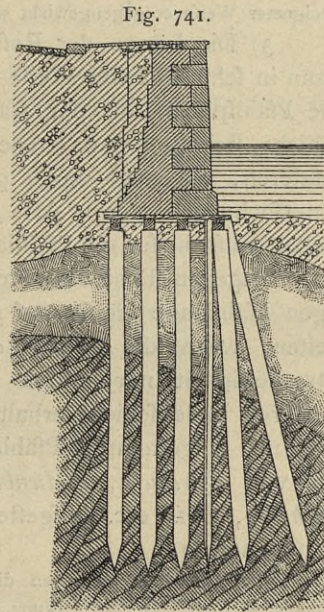
 $\frac{1}{200}$  w. Gr.

Fig. 741.

Reefendamm-Quaimauer zu Hamburg. —  $\frac{1}{200}$  w. Gr.

werden, das möglichst gleichmäßige Einlinken des Fundaments erzielt werden soll. Da aber die Voraussetzungen, unter denen letzteres eintreten könnte, sehr schwer zu erreichen sind, wird das betreffende Verfahren nur sehr selten anwendbar sein.

2) Die Pfähle werden auf Knickfestigkeit beansprucht; deshalb ist es am vorteilhaftesten, wenn die Achse der Pfähle in der Richtung des auf sie wirkenden Druckes gelegen ist. Da nun bei den meisten Hochbauten im wesentlichen nur

<sup>254</sup> Wenn man diese Reibung in Rechnung ziehen will, ist zu beachten, daß sie meist im Anfang (unmittelbar nach dem Einrammen der Pfähle) größer ist und später etwas abnimmt. Infolge der Zusammenpressung, welche der Boden beim Einschlagen der Pfähle erfährt, ist die Reibung zunächst ziemlich bedeutend; indes ist dieses Maß nur bei sandigem und ähnlichem Boden von Dauer. Bei anderem Material pflanzt sich der Druck allmählich nach außen fort, wodurch nach und nach ein Ausgleich in den Druckverhältnissen der betreffenden Bodenschicht eintritt, sonach die Reibung zwischen Pfählen und Erde vermindert wird. Das Schlagen einer Spundwand kann innerhalb gewisser Grenzen einem solchen Ausgleich entgegenwirken; allein bei besonders lockerem Boden kann auch eine solche Wand in schädlicher Weise beeinflusst werden; es kann ein Schiefstellen derselben eintreten.

<sup>255</sup> Siehe: Deutsches Bauwksbl. 1897, S. 549. — Bauwks.-Ztg. 1898, S. 42.



lotrechte Drücke vorkommen, so werden die Pfähle in der Regel lotrecht in den Boden eingetrieben. Indes wird es bei Widerlagern weit gefpannter und flacher Gewölbe, bei Stützmauern, bei Mauern und Freistützen, welche Dachkonstruktionen zu tragen haben, überhaupt bei Bauteilen, die einen starken Seitenschub erfahren, vorzuziehen sein, die Pfähle in die Richtung des herrschenden Druckes zu stellen (Fig. 740).

Bisweilen genügt es, nur eine oder nur einige Pfahlreihen schräg zu stellen, die übrigen aber lotrecht anzuordnen (Fig. 741). In manchen Fällen ist der Seitenschub veränderlich, nicht nur was seine GröÙe und Richtung betrifft, sondern auch in dem Sinne, daß er bald von der einen, bald von der anderen Seite wirksam sein kann. Bei Mittelstützen größerer Gewölbkonstruktionen, bei denen die Belastung veränderlich ist, bei den Stützen größerer Decken und Dächer etc. kann dieser Fall eintreten. Alsdann werden einzelne Pfähle, bezw. Pfahlreihen gleichfalls schräg gestellt, jedoch nach verschiedenen Richtungen derart, daß den am häufigsten vorkommenden Druckverhältnissen in geeigneter Weise entgegengewirkt wird (Fig. 742).

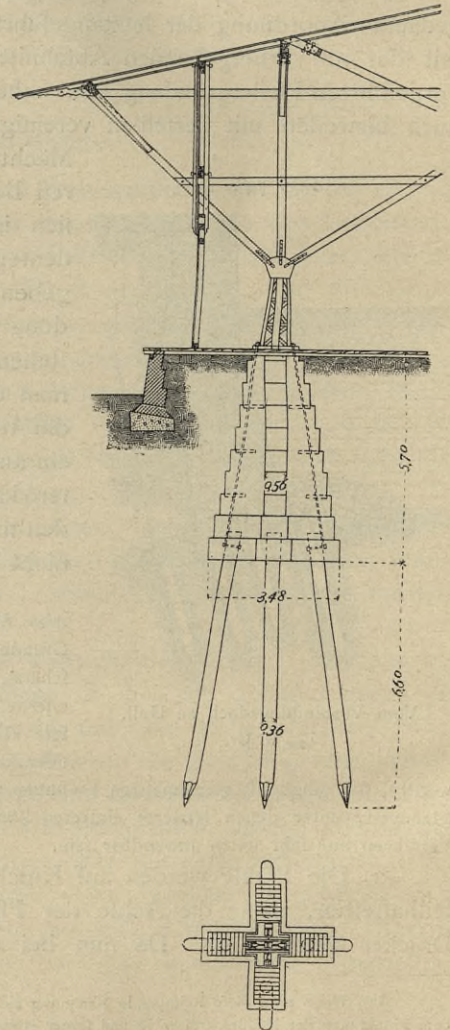
3) Die Länge der Roßtpfähle läßt sich dann in sehr einfacher Weise bestimmen, wenn die Pfahlspitzen auf der tragfähigen Bodenschicht stehen sollen. Die Tiefenlage der letzteren, die man durch geeignete Bodenuntersuchungen (vergl. Art. 349, S. 290) feststellen muß, ist für die Pfahllänge maßgebend.

Dagegen stößt die Ermittlung der richtigen Pfahllänge häufig auf große Schwierigkeiten, wenn die Pfähle die erforderliche Standfestigkeit nur mittels Reibung in der lockeren Bodenschicht erhalten. Handelt es sich um eingerammte Pfähle, so kann man die von *Eytelwein*, *Redtenbacher*<sup>256)</sup>, *Weisbach*<sup>257)</sup>, *Brix* etc. aufgestellten Rammtheorien benutzen.

Die Rammtheorien haben die Aufgabe, eine Beziehung zwischen der Stosswirkung, die eine Ramme auf den einzutreibenden Pfahl ausübt, und der ruhenden Last, die er mit Sicherheit zu tragen im Stande ist, aufzustellen. Die gedachte Stosswirkung läßt sich nach jeder Hitze (von etwa 20 unmittelbar aufeinander folgenden Schlägen) insofern unmittelbar ermitteln, als man das Eindringen des Pfahles jedesmal messen kann. Je geringer dieses Eindringen in der letzten Hitze war, desto größer wird im allgemeinen die Tragfähigkeit des Pfahles sein. In solchen Theorien spielen deshalb die Größen: Gewicht des Pfahles, Gewicht des Rammhärens, Fallhöhe des letzteren und Tiefe des Eindringens, die Hauptrolle.

Die meisten Rammtheorien liefern nur wenig zuverlässige Ergebnisse, da sie auf die Beschaffenheit der betreffenden Bodenschicht

Fig. 742.



Vom Quaischuppen am Grasbrookhafen zu Hamburg. —  $\frac{1}{200}$  w. Gr.

<sup>256)</sup> In: REDTENBACHER, F. Principien der Mechanik und des Maschinenbaues. Mannheim 1852. S. 102.

<sup>257)</sup> In: WEISBACH, J. Lehrbuch der Ingenieur- und Maschinen-Mechanik. Theil I. 5. Aufl. Bearbeitet von G. HERRMANN. Braunschweig 1874. S. 824.



keine genügende Rücksicht nehmen. Für Rostpfähle, die in anderer Weise, wie z. B. durch Wasserspülung, in den Boden getrieben werden, fehlen theoretische Anhaltspunkte gänzlich.

Da auch die empirischen Formeln, die von verschiedenen Verfassern angegeben worden sind, unbrauchbar sind, so ist man in den häufigsten Fällen darauf angewiesen, die notwendige Pfahllänge durch Versuche zu ermitteln. Man treibt Probepfähle von verschiedener Länge und nach verschiedenen Rammverfahren ein, bringt alsdann tote Lasten auf und beobachtet sorgfältig das Verhalten der Pfähle. Bei kleineren Bauwerken sind solche Versuche allerdings zu umständlich und kostspielig, und man fusst häufig auf sonstigen Erfahrungsergebnissen, namentlich auf solchen, die unter ähnlichen Verhältnissen gewonnen wurden.

In Frankreich nimmt man an, daß in mittelfestem Boden ein Pfahl, der eine dauernde Belastung von 25 t tragen soll, in der letzten Hitze höchstens 10 mm tief eindringen dürfe. — In Holland wird bei Belastungen von 5 bis 10 t die zulässige Eindringungstiefe bis zu 10 mm angenommen. — Im Sand- und Kiesboden der Rheinebene (Hessens und Badens) darf ein Pfahl, wenn er eine Last von 20 t mit Sicherheit tragen soll, in der letzten Hitze höchstens 4 bis 10 mm einsinken.

*Alpine* glaubt aus seinen Rammversuchen folgende Regeln gefunden zu haben:

α) Wächst die Fallhöhe des Rammbaren, so nimmt die Tragfähigkeit des eingerammten Pfahles im Verhältnis der Quadratwurzel der Fallhöhe zu.

β) Wächst das Bärgewicht, so nimmt die Tragfähigkeit um ca. 0,8 des vermehrten Gewichtes zu.

γ) Die Tragfähigkeiten von Pfählen, die mit gleichem Bärgewicht bei gleicher Fallhöhe eingerammt wurden, verhalten sich wie die Quadrate der Reibungsflächen der Pfähle.

4) Die Größe der Pfahlkopffläche hängt ab von der mittleren Dicke der Pfähle und vom Verjüngungsverhältnis der Baumstämme, die zu den Pfählen benutzt wurden. Die mittlere Pfahldicke ist wieder von der Pfahllänge abhängig. Zu dem in Art. 149 (S. 110) in dieser Richtung bereits Gefagten sei hier noch hinzugefügt, daß man für die Pfähle tiefliegender Roste einen mittleren Durchmesser

$$d = 12 + 3 \text{ l Centim.} \dots \dots \dots 240.$$

zu wählen hat, wenn *l* die Pfahllänge (in Met.) bezeichnet.

*Prudhomme* giebt allgemein

$$d = \frac{l}{24} \text{ Centim.}$$

an. Andere Verfasser wählen bis 5 m Pfahllänge 25 cm Pfahldicke, für jedes Meter Mehrlänge 10 bis 15 mm Mehrdicke.

Die statische Ermittlung der Dicke von Grundpfählen ist mit Hilfe der Gleichung 27 (S. 111) möglich. Für Langpfähle ist die Gleichung 28 (S. 111) in Anwendung zu bringen; für annähernde Rechnungen kann man auch die Relation benutzen:

$$d = 15 + 2,75 \text{ l Centim.}$$

5) Die erforderliche Zahl von Rostpfählen ist gleich der Gesamtbelastung des Pfahlrostes, dividiert durch die Tragfähigkeit eines Pfahles<sup>258)</sup>. Letztere muß nach den in Art. 456 gemachten Angaben ermittelt werden; als weitere Anhaltspunkte mögen die nachstehenden Erfahrungszahlen dienen.

Die Tragfähigkeit für 1 qcm Pfahlkopffläche schwankt zwischen 15 und 45 kg, bleibt aber meist zwischen 20 und 40 kg; eine Belastung von 20 kg ist bei langen Pfählen und lockerem Boden, eine Belastung von 40 kg bei kurzen Pfählen und weniger lockerem Boden zulässig<sup>259)</sup>.

457.  
Dicke der  
Pfähle.

458.  
Zahl der  
Pfähle.

459.  
Tragfähigkeit  
der Pfähle.

<sup>258)</sup> Siehe auch: BUBENDEY. Die Tragfähigkeit gerammter Pfähle. Centralbl. d. Bauverw. 1896, S. 533. 545.

<sup>259)</sup> Siehe auch: *Calcul du nombre des pieux pouvant supporter une maçonnerie donnée. Les annales des travaux publics*, Jahrg. 12, S. 29.



Heinslerling giebt als zulässige Belastung für 1 qcm Nutzfläche des Pfahlrostes an: bei Moorboden 0,8 bis 1,2 kg, bei besserer Bodenart 3 bis 5 kg, bei festerem, durch Pfähle gedichteten Lehm-, Thon- und Sandboden bis 7 kg.

Ist die Tragfähigkeit für 1 qcm Pfahlkopffläche  $k$  (in Kilogr.) und misst die letztere  $f$  (in Quadr.-Centim.), so ist die Tragfähigkeit des Pfahles  $kf$  Kilogr. Beträgt der Druck, den das künftige Bauwerk auf den Pfahlrost ausüben wird,  $D$  (in Tonnen), so ist die erforderliche Zahl  $n$  der Pfähle

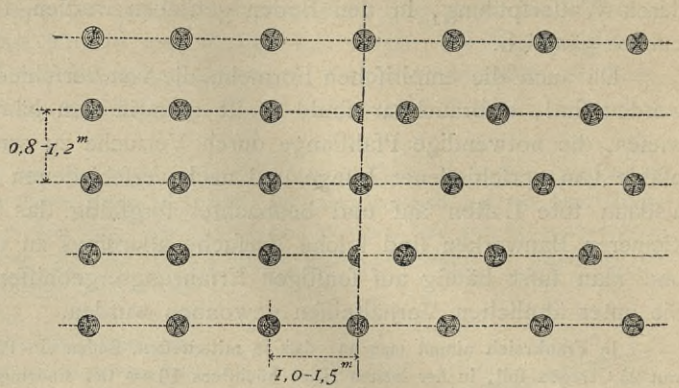
$$n = \frac{1000 D}{kf}$$

6) Die Verteilung der Pfähle im Grundriss soll derart geschehen, dass jeder Pfahl eine gleich grosse Belastung erfährt und dass an jede Ecke ein Pfahl zu stehen kommt. Bei regelmässiger (rechteckiger) Grundrissform lässt sich diese Bedingung am einfachsten dadurch erfüllen, dass man die Pfähle reihenweise schlägt (Fig. 743 u. 744). Die einzelnen Pfahlreihen erhalten alsdann einen Abstand von 0,70 bis 1,25 m, meist zwischen 0,80 und 1,20 m. Die Pfähle einer Reihe sind etwas weiter voneinander entfernt, so dass der Abstand ca. um  $\frac{1}{6}$  grösser ist; man findet 0,90 bis 1,80 m, doch ist 1,00 bis 1,50 m Abstand zu empfehlen. Die statische Berechnung, welche auf Grundlage der in Art. 456 bis 459 gemachten Angaben anzustellen ist, muss für die Wahl des Pfahlabstandes massgebend sein.

Soll die Rostdecke aus Lang- und Querschwellen gebildet werden, so muss unter jedem Kreuzungspunkte der beiden Schwellenlagen ein Pfahl gelegen sein; hierdurch ergibt sich die netzförmige, in Fig. 743, 746 u. 747 dargestellte Anordnung. Wenn jedoch die Pfähle einen Betonkörper oder das Mauerwerk unmittelbar zu tragen haben, so empfiehlt es sich, die Pfähle in den einzelnen Pfahlreihen gegeneinander zu versetzen (Fig. 744). Die äusserste

Fig. 743.

Fig. 744.



460.  
Anordnung  
der Pfähle.

Fig. 746.

Fig. 747.

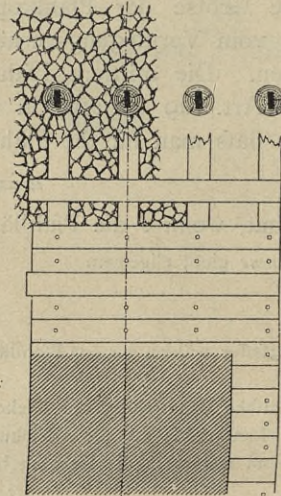
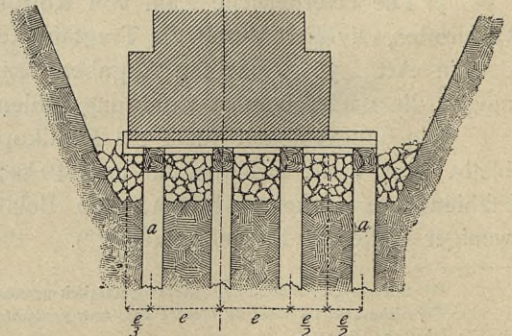
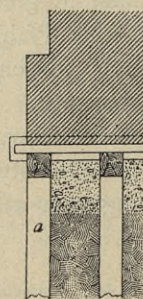


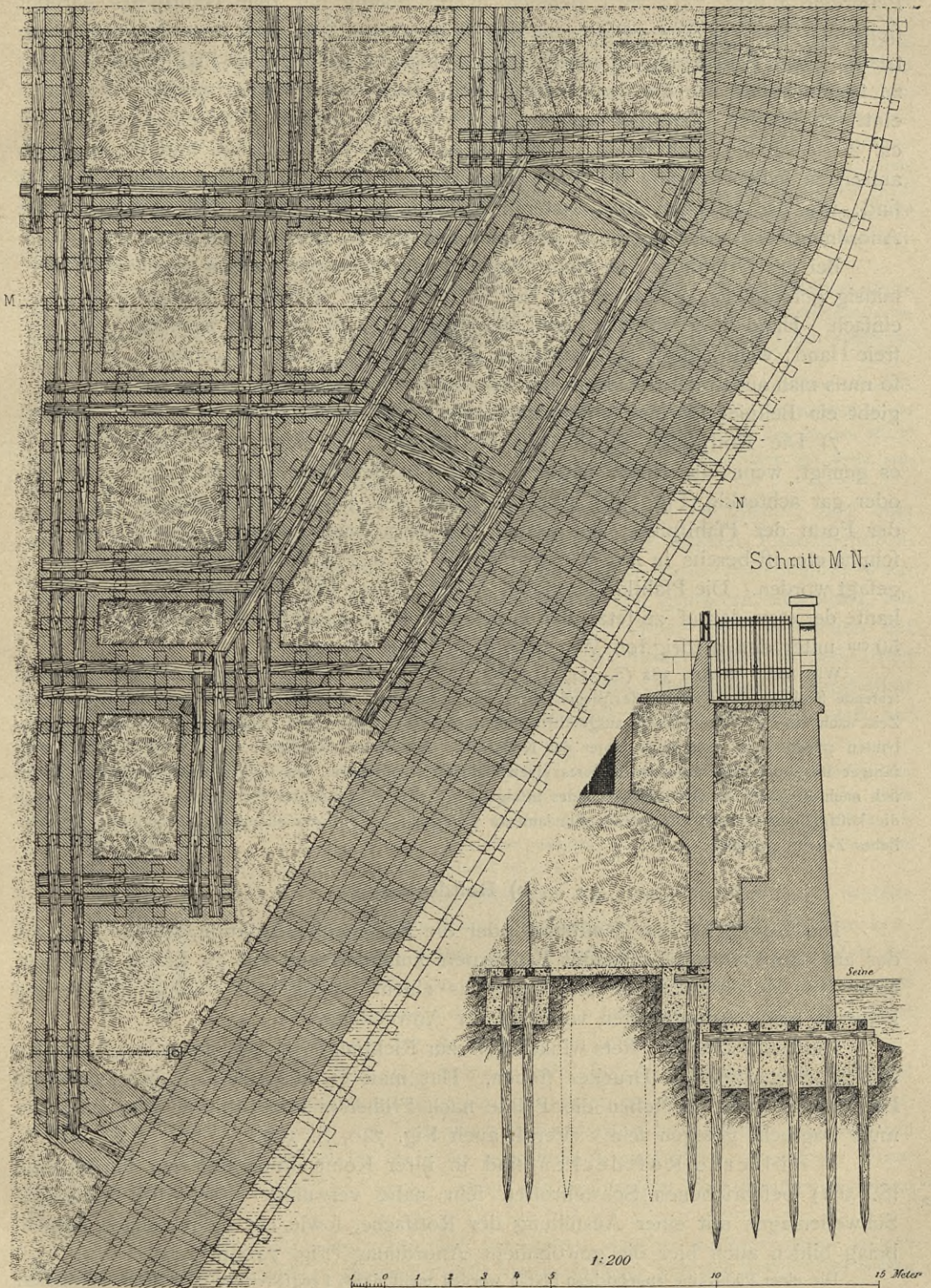
Fig. 745.



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



Fig. 748.



Fundamentplan des Leichenschauhauses zu Paris. — Südliche Hälfte <sup>260)</sup>.

<sup>260)</sup> Nach: *Revue gén. de l'arch.* 1864, Pl. 39.



Pfahlreihe *a* (Fig. 745) wird ziemlich häufig bündig mit dem Haupt des darüber stehenden Mauerwerkes gelegt; nur den Bohlenbelag läßt man bisweilen etwas vortreten. Diese Anordnung ist unrichtig, weil alsdann die äußeren Pfahlreihen weniger zu tragen haben wie die zwischenliegenden, daher leicht ungleichmäßige Setzungen eintreten können. Deshalb müssen entweder die äußeren Pfahlreihen etwas (um ca. 20 bis 30 cm) nach innen gerückt werden (Fig. 746), oder sie sind so weit nach außen zu schieben, daß die ihnen zunächst gelegenen Pfahlreihen ebenso belastet sind, wie die zwischen den letzteren befindlichen (Fig. 747). Die zweitgedachte Anordnung ist kostspieliger und empfiehlt sich nur für große Belastungen.

Bei der Gründung von Bauwerken, deren Grundriß weniger regelmäßig geformt ist, gestaltet sich die Verteilung der Rostpfähle weniger einfach. Handelt es sich um einen Betonpfahlrost, so hat man ziemlich freie Hand; wenn jedoch Holzschwellen auf die Pfähle zu liegen kommen, so muß man auf thunlichste Reihenanzahl der letzteren sehen. Fig. 748 gibt ein Beispiel für eine unregelmäßigere Grundrißanordnung.

7) Die Rostpfähle regelmäßig zu behauen, ist nicht notwendig; es genügt, wenn die Rinde abgelöst wird. In der That kommen vier- oder gar achteckig (Fig. 749) behauene Pfähle sehr selten vor. Bezüglich der Form der Pfahlspitze, der Gestalt der etwa anzuwendenden Pfahlschuhe etc. ist bereits in Art. 150 bis 152 (S. 111 u. 112) das Erforderliche gefagt worden. Die Pfahlköpfe müssen so tief gelegen sein, daß die Oberkante der etwa darauf zu setzenden Holzkonstruktion mindestens 30, besser 50 cm unter den niedrigsten Wasserstand zu liegen kommt.

Wie schon in Art. 382 (S. 311) bemerkt wurde, ist hierbei auf eine möglicherweise später eintretende Senkung des Grundwasserspiegels Rückficht zu nehmen. In Hamburg hat man bei den um die Zeit nach dem großen Brande ausgeführten Häusern diese Regel nicht befolgt. Bei den meisten Neubauten pflegte man etwa 60 cm unter der Kellersole den Boden auszuheben und, wenn sich kein tragfähiger Baugrund vorfand, ohne weiteres einen Pfahlrost auszuführen. Die Folgen dieses Verfahrens haben sich nach Senkung des Grundwasserstandes infolge des Sielbaues in übelster Weise geltend gemacht, wovon die kostspieligen Unterfahrungen der Fundamente vieler Häuser auf der ehemaligen Brandstätte ein deutliches Zeugnis geben.

## b) Rostdecke.

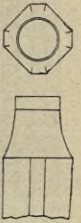
Die Rostdecke, der Rostbelag oder die Zwischenkonstruktion, welche die Last des auf dem Pfahlrost ruhenden Baukörpers aufnimmt und auf die Pfähle überträgt, kann eine Holzkonstruktion sein oder aus einem Betonkörper bestehen; bisweilen kommen beide Anordnungen vereinigt zur Anwendung.

Die Rostdecke soll stets winkelrecht zur Richtung des vom darauf zu setzenden Baukörpers ausgeübten Druckes stehen. Hat man es hauptsächlich mit lotrechten Drücken zu thun, so stehen die Pfähle nach Früherem lotrecht, und die Rostdecke muß wagrecht gelegen sein. (Vergl. auch Fig. 740, S. 369.)

1) Hölzerne Rostdecken sind in ihrer Konstruktion mit den in Art. 444 (S. 361) beschriebenen Schwellrosten sehr nahe verwandt. Zwei sich kreuzende Schwellenlagen mit einer Ausfüllung der Rostfache, sowie ein aufgebrachter Bohlenbelag bilden auch hier die gewöhnliche Anordnung (Fig. 746 u. 747).

Die einer Pfahlreihe angehörigen Pfähle werden meist durch Langschwellen oder Holme miteinander verbunden. Stehen seitliche Verschiebungen nicht zu befürchten, so kann man diese Schwellen nur stumpf auf die in gleicher Höhe abgechnittenen Pfähle aufsetzen (Fig. 747); meistens wird indes eine Verbindung beider vorgenommen. Dieselbe geschieht am einfachsten mittels ca. 40 cm langer und 3 cm dicker Holz-

Fig. 749.



Vom  
Leichen-  
schauhaus  
zu  
Paris<sup>260</sup>).  
1/50 w. Gr.

461.  
Pfähle.

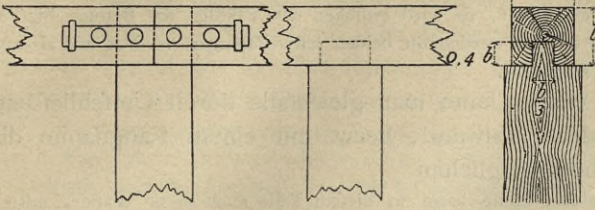
462.  
Hölzerne  
Rostdecken.

463.  
Lang- und  
Querschwellen.



Fig. 750.

Fig. 751.



schrauben oder auch nur mittels ebenfo langer Nägel. Die Verbindung wird am widerstandsfähigsten, wenn man an die Pfahlköpfe kurze Zapfen (ca. 15 cm lang, 6 bis 8 cm breit, 8 bis 12 cm hoch) anschneidet und die Langschwellen mit entsprechenden Zapfenlöchern verzieht (Fig. 750 u. 751). Man läßt wohl auch die Pfahlzapfen durch die ganze Schwellenhöhe hindurchgehen und treibt

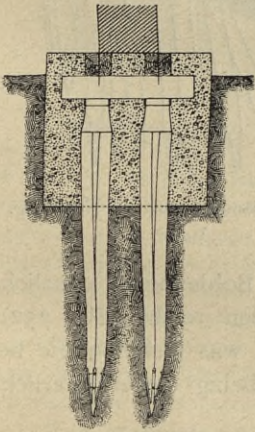
alsdann von oben Keile in die Hirnenden der Zapfen ein; eine solche Anordnung ist zwecklos und kostspielig, daher nicht zu empfehlen.

Längere Schwellen bestehen aus einzelnen Stücken, deren Stöße jedesmal auf einen Pfahl zu liegen kommen; die Stofsverbindung geschieht ebenso, wie bereits in Art. 445 (S. 362) für die Schwellenroste angegeben wurde; bei stumpfen Stößen (Fig. 750) werden die Zapfen am besten in der vollen Breite der Pfähle angefnitten, damit die beiden Schwellenenden sicher gefast werden.

Die Querschwellen oder Zangen, welche der Quere nach auf die Langschwellen zu liegen kommen, werden entweder blofs mittels eiserner, 40 bis 45 cm langer Nägel (Fig. 752), bezw. Holzschrauben auf letzteren befestigt oder auf die Langschwellen aufgekämmt. Wenn indes, wie dies bei den meisten Hochbauten der Fall ist, die Langschwellen die wichtigere Rolle spielen, so werden diese gar nicht ausgefnitten, sondern nur die Querschwellen.

Bei Hochbauten liegen die Langschwellen gewöhnlich zu unterst, und eine solche Anordnung, durch die eine Längsverankerung der ganzen Fundamentkonstruktion erzielt wird, ist ganz entsprechend. Wenn indes starke Seitenschübe wirksam sind, wie bei Widerlagern von grösseren Gewölben; bei Stützmauern etc., wenn infolge dieser das Ausweichen der Pfähle in der Querrichtung des Mauerwerkes zu befürchten wäre, so ist es vorzuziehen, die Querschwellen unmittelbar auf die Pfähle aufzuzapfen und die Langschwellen erst auf diese zu legen.

Fig. 752.



Vom Leichenschauhaus zu Paris<sup>260</sup>). —  $\frac{1}{50}$  w. Gr.

Man hat in letzterem Falle wohl auch das unmittelbare Aufsetzen der Langschwellen auf die Pfahlköpfe beibehalten, jedoch die Rostzangen unter die letzteren gelegt; sie wurden doppelt (aus Halbhölzern) angeordnet, so das die in einer Querreihe gelegenen Pfähle zwischen je zwei Halbzangen gefast und damit verbolzt wurden.

Die Bettung oder die Ausfüllung der Rostfache, welche auch hier aus Sand, Mauerzuschutt, Steinpackung, Trockenmauerwerk, selbst aus Mörtelmauerwerk und aus Beton besteht, reicht bei Pfahlrosten meist ziemlich tief (50 cm und darüber) unter die untere Schwellenlage hinab, was zum Teile mit der Ausführung zusammenhängt.

464.  
Bettung.

Für die letztere wird bei Hochbauten fast stets die Ausfnachtung einer Baugrube erforderlich; die Tiefe derselben hängt zum Teile von der Tiefenlage der unterirdischen Räume und anderen örtlichen Verhältnissen ab; doch muß sie jedenfalls so groß sein, damit die Oberkante der Holzkonstruktion tief genug unter den niedrigsten Grundwasserspiegel zu liegen kommt.

465.  
Ausführung.

Nachdem die Pfähle eingerammt worden sind, wird zwischen denselben das Bodenmaterial auf eine Tiefe von 30 bis 50 cm, bisweilen auf eine noch grössere Tiefe ausgehoben; hierdurch wird das Abschneiden der Pfähle in gleicher Höhe, erforderlichenfalls das Anschneiden der Zapfen erleichtert.

Bei letzteren Arbeiten muß Wasserschöpfen stattfinden. Man kann jedoch das Grundwasser benutzen, wenn die Pfähle in gleicher wagrechter Ebene abzuschneiden sind; man läßt in die anfangs trocken ge-



haltene Baugrube das Grundwasser bis in Pfahlkopfhöhe eintreten und reißt in der Höhe des Grundwasserspiegels an den Pfählen die betreffenden Marken ein.

Sind die Pfahlköpfe entsprechend vorbereitet, so wird zwischen den Pfählen die Bettung bis zur Höhe der Schwellenunterkante eingebracht; hierauf werden die beiden Schwellenlagen veretzt und alsdann die von ihnen gebildeten Fache gleichfalls ausgefüllt.

Bei Gründungen im offenen Wasser kann man gleichfalls durch Umschließung der Baustelle mit einer Spund- oder Pfahlwand, bezw. mit einem Fangdamm die Bildung einer wasserfreien Baugrube ermöglichen.

Das Abschneiden der Pfähle in gleicher Höhe kann in diesem Falle auch unter Wasser, mittels sog. Grundfägen, geschehen.

466.  
Hochliegende  
Pfahlroste.

Die Herstellung und Trockenlegung einer Baugrube kann im offenen Wasser umgangen werden, wenn man statt des tiefliegenden den schon erwähnten hochliegenden oder hohen Pfahlrost anwendet. Die aus dem Grunde hervorragenden Langpfähle reichen bis an das Niederwasser und erhalten in dieser Höhe den Schwellenbelag (Fig. 753). Der Raum zwischen den Pfählen wird häufig mit Steinschüttungen ausgefüllt; bei grösserer Höhe trachtet man die Standfestigkeit des Fundaments durch ein zwischen die Pfähle gelegtes Strebenwerk zu erhöhen.

Beim Bau der neuen Börse in Königsberg (1871—73, Arch.: *H. Müller*) ist der dem Wasser zugekehrte Teil des Gebäudes auf Langpfählen gegründet. Um diese abzusteißen, bezw. gegen Ausknicken zu schützen, wurde zwischen die Pfähle, nachdem sie durch Spundwände umschlossen waren, eine Betonfüllung eingebracht. Schliesslich wurde auf die Pfahlköpfe ein Bohlenbelag gelegt und auf diesen das Mauerwerk gesetzt.

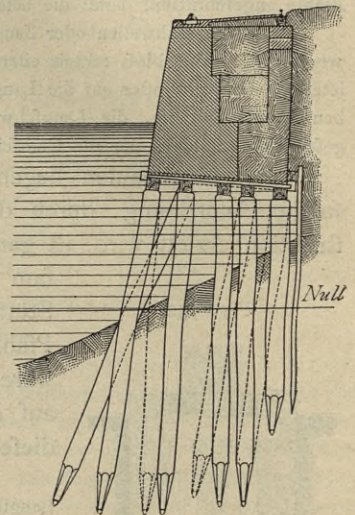
467.  
Bohlenbelag.

Der Bohlenbelag wird hier ebenso wie beim Schwellrost ausgeführt; seine Dicke, sowie auch die Abmessungen der Schwellen sind wie bei letzterem zu wählen. Die Anordnung der Schwellenlagen und des Bohlenbelages an Mauerecken und Mauerdurchkreuzungen findet gleichfalls wie bei den Schwellrosten statt (vergl. auch Fig. 748, S. 373). Bisweilen fehlt der Bohlenbelag gänzlich; dies ist um so zulässiger, je tiefer die Bettung in den Boden reicht (Fig. 752); auch läßt man die eine oder die andere Schwellenlage weg, was insbesondere bezüglich der Querschwellen geschehen kann, sobald der Bohlenbelag die erforderliche Querverbindung hervorbringt.

468.  
Spundwände.

Sobald durch Wasser das Unterwaschen der Rostdecke oder das Erweichen der darunter befindlichen Bodenmassen eintreten kann oder wenn man starkes seitliches Ausweichen

Fig. 753.



Vom Sandthorquai zu Hamburg.  
 $\frac{1}{100}$  w. Gr.

Fig. 754.

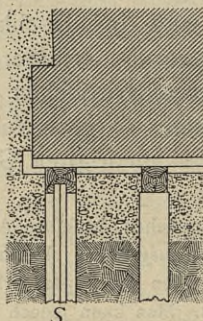


Fig. 755.

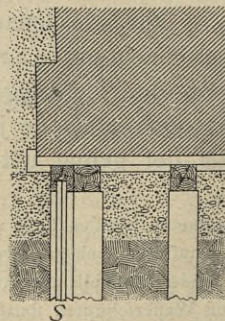
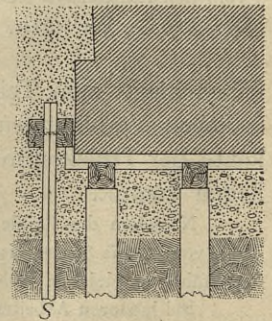


Fig. 756.



Anordnung von Spundwänden bei Pfahlrosten. —  $\frac{1}{100}$  w. Gr.

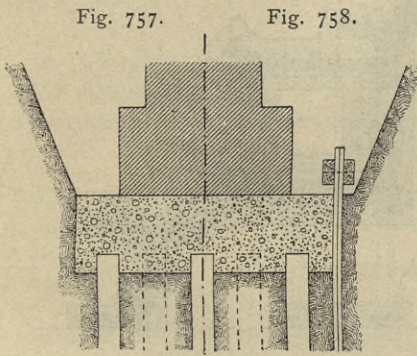


der lockeren Bodenschicht und der darin stehenden Pfähle befürchtet, so ist der Pfahlrost durch eine Spundwand dagegen zu schützen. Dieselbe umschließt entweder das ganze Fundament, oder sie wird nur an jener Seite geschlagen, von wo aus der Angriff des Wassers stattfindet. Bei Gründungen im offenen Wasser dürfen Spundwände nur dann fehlen, wenn sie durch Steinschüttungen ersetzt werden.

Es ist am vorteilhaftesten, die Spundwand *S* unabhängig von der Pfahlrostkonstruktion anzuordnen, wie in Fig. 756. Die Spundwand zwischen die äußersten Pfahlreihen oder unmittelbar neben dieselben so zu legen, daß die Rostdecke oder der Bohlenbelag darüber hinwegreicht, ist nur dann zulässig, wenn die Pfahlreihenordnung nach Fig. 747 geschehen ist. Sonst bewirkt die Spundwand ungleichmäßige Senkungen, da sie unter der Belastung sich weniger setzt, als die dazu parallelen Pfahlreihen (Fig. 754 u. 755). Befürchtet man das seitliche Ausweichen der geforderte angebrachten Spundwand, so verbinde man sie durch eiserne Anker mit den Querschwellen der Rostdecke.

2) Betonpfahlroste werden in der Weise gebildet, daß man auf die eingerammten und in gleicher Höhe abgechnittenen Pfähle eine Betonschicht von entsprechender Mächtigkeit aufbringt (Fig. 757 u. 758). Die Pfahlköpfe sollen nicht weniger als 15 cm in den Betonkörper reichen, und dieser sollte über den Pfahlköpfen keine geringere Mächtigkeit als etwa 50 cm, besser 75 cm haben. Für die Herstellung dieser Betonschicht gilt das über Betonfundamente bereits Gefagte. Spundwände, welche den Betonkörper umschließen und gegen Unterwäscherung schützen, sollen hier niemals fehlen (Fig. 758).

469.  
Beton-  
pfahlroste.



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

Für die Gründung des neuen Reichstagshauses in Berlin<sup>261)</sup> ist an einzelnen Stellen (nördliche Türme und Kuppel), wo der Baugrund besonders ungünstig befunden wurde, Betonpfahlrost-Gründung in Anwendung gekommen. Die mittels Dampfrahmen *Siffon & White*'schen Systems in der Zeit vom 1. September bis 14. Oktober 1884 und zur Beschleunigung der Arbeit mit Hilfe der elektrischen Be-

leuchtung in den Abendstunden geschlagenen 2232 Stück Rundpfähle der Kuppel hatten bei einem mittleren Durchmesser von 25 cm eine Länge von 5,00 m, wurden in einer Tiefe von 1,10 m unter Niederwasser abgechnitten und mit einem Betonkörper von 1,40 m Stärke bedeckt. Die Pfähle wurden nach einem gleichseitigen Dreieck in 1 m Entfernung von Mitte zu Mitte in schiefer Reihen, deren normaler Abstand 86,6 cm betrug, eingerammt. Vorher war die ganze Baugrube durch eine Spundwand von 5,25 m Tiefe umschlossen worden. Nach Beendigung der Rammarbeiten wurde der Boden zwischen den Pfahlköpfen bis auf 15 cm unterhalb dieser ausgehoben, so daß die Pfahlköpfe um dieses Maß in die Betondecke eingreifen<sup>262)</sup>. — Ueber die Kosten dieser Gründung, insbesondere auch im Vergleich zur gewöhnlichen Betongründung siehe den unten<sup>261)</sup> angezogenen Artikel.

Eine interessante Gründung dieser Art wurde auch von *Durm* bei dem in den neunziger Jahren ausgeführten Bau der neuen protestantischen Kirche zu Badenweiler vollzogen (Fig. 759). Die Pfahlköpfe sind 75 cm unter dem niedrigsten Wasserstand gelegen; die Pfähle sind 6,00 m lang und 25 cm dick; sie greifen 15 cm in die Betondecke ein. Letztere ist 1,75 m stark und wurde durch Bandeiseneinlagen verstärkt<sup>263)</sup>.

Die Stärke, welche die Betondecke unter den ungünstigsten Verhältnissen erhalten mußte, läßt sich ermitteln, wenn man von der Voraussetzung ausgeht, daß diese Platte die ganze Last auf zwei benachbarte Pfahlreihen wie ein wagrecht eingespannter Balken vermöge seiner Biegungs- und Scherfestigkeit zu übertragen hat.

470.  
Stärke  
der  
Betondecke.

<sup>261)</sup> Siehe Art. 380 (S. 309).

<sup>262)</sup> Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.

<sup>263)</sup> Siehe: DURM, J. Die neue protestantische Kirche in Badenweiler. Deutsche Bauz. 1899, S. 137.



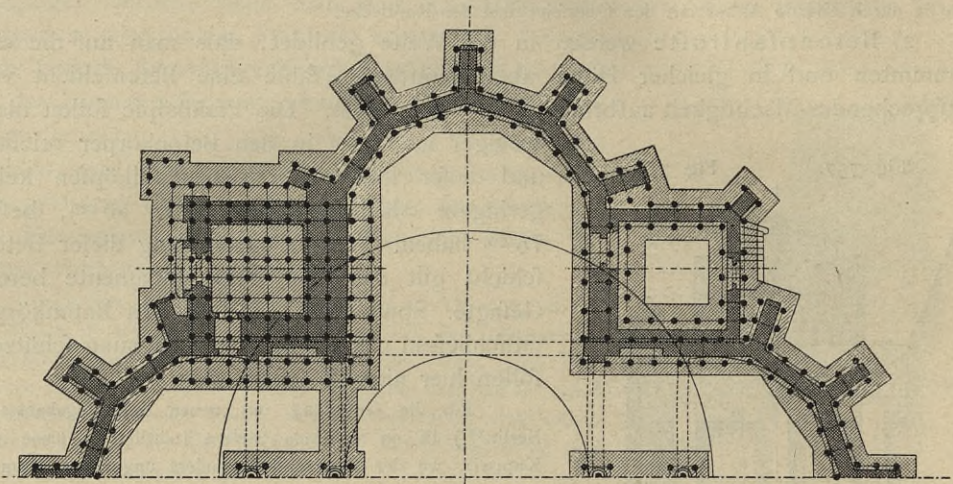
Allerdings liegt ein solcher Zustand nur dann vor, wenn etwa durch Wafferadern an der Betonunterfläche die Berührung zwischen Beton und Erde unterbrochen werden oder letztere dem Zusammenpressen viel weniger Widerstand entgegenzusetzen sollte, als die Pfähle selbst.

Für Beanspruchung auf Biegung ist die Gleichung<sup>264)</sup>

$$\frac{\mathcal{F}}{a} = \frac{M}{K}$$

in Anwendung zu bringen, worin  $\frac{\mathcal{F}}{a}$  das sog. Widerstandsmoment ist,  $\mathcal{F}$  das Trägheitsmoment des Querschnittes,  $a$  den Abstand der am meisten gezogenen Faser von der Nulllinie,  $M$  das größte Biegemoment und  $K$  die größte zulässige Zugbeanspruchung des Betons bezeichnet.

Fig. 759.



Von der neuen protestantischen Kirche zu Badenweiler<sup>265)</sup>.

Für einen beiderseits eingespannten Balken ist das größte Angriffsmoment, wenn  $p$  die Belastung für die Flächeneinheit und  $l$  die freie Länge des Balkens bezeichnen,

$$M = \frac{1}{12} p l.$$

Ist  $h$  die Stärke der Betondecke, so ist  $a = \frac{h}{2}$  und für einen Streifen von  $b = 1$  m Breite<sup>265)</sup>

$$\mathcal{F} = \frac{1}{12} h^3.$$

Sonach wird, auf Grundlage der obigen Bedingungsgleichung,

$$\frac{1 \cdot h^3 \cdot 2}{12 h} = \frac{p l}{12 K},$$

woraus

$$h = \sqrt{\frac{p l}{2 K}} \dots \dots \dots 241.$$

Nimmt man  $K$  zu 1,3 kg für 1 qcm<sup>266)</sup> an, so wird für Beanspruchung auf Biegung

$$h = 0,0062 \sqrt{p l} \dots \dots \dots 242.$$

Für die Beanspruchung auf Abscheren dicht neben den Pfählen ist die Schubspannung für die Flächeneinheit<sup>267)</sup>

$$\mathcal{S} = \frac{3}{2} \frac{Q}{h},$$

<sup>264)</sup> Siehe Gleichung 36, S. 262 in Teil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (2. Aufl.: Gleichung 44, S. 65. — 3. Aufl.: Gleichung 59, S. 77).

<sup>265)</sup> Siehe Gleichung 43, S. 266 (2. Aufl.: Gleichung 19, S. 33. — 3. Aufl.: Art. 51, S. 35) ebendaf.

<sup>266)</sup> Siehe Tabelle auf S. 247 (2. Aufl.: S. 53. — 3. Aufl.: S. 64) ebendaf.

<sup>267)</sup> Siehe Art. 326, S. 287 u. Art. 329, S. 289 (2. Aufl.: Art. 102, S. 77 u. Art. 105, S. 78. — 3. Aufl.: Art. 92, S. 68) ebendaf.



wobei wieder ein  $b = 1$  m breiter Streifen angenommen wird und  $Q$  die Querkraft bezeichnet. Im vorliegenden Falle ist  $Q = \frac{pl}{2}$ , fonach

$$\mathfrak{S} = \frac{3}{4} \frac{ql}{h}$$

Die für Schubfestigkeit erforderliche Querschnittsgröße  $F$  ergibt sich aus der Relation<sup>268)</sup>

$$F = \frac{\mathfrak{S}}{T}$$

worin  $T$  die größte zulässige Schubbeanspruchung bezeichnet. Im vorliegenden Falle ist (für den 1 m breiten Streifen)  $F = h$ , fonach

$$h = \frac{\mathfrak{S}}{T} = \frac{3pl}{4hT}$$

woraus

$$h = \sqrt{\frac{3pl}{4T}} = 0,866 \sqrt{\frac{pl}{T}} \dots \dots \dots 243.$$

Nimmt man die Schubfestigkeit eines guten Zementmörtels zu 16 kg für 1 qcm und 10fache Sicherheit an, so wird

$$h = 0,866 \sqrt{\frac{pl}{16000}} = 0,0068 \sqrt{pl} \dots \dots \dots 244.$$

Beispiel. Beim Bau des neuen Reichstagshauses in Berlin betrug die größte Belastung der Betondecke stellenweise 60 t für 1 qm und der Abstand der Pfahlreihen, wie im vorhergehenden Artikel gesagt, 87 cm; fonach ergibt sich für Beanspruchung auf Biegung

$$h = 0,0062 \sqrt{60000 \cdot 0,87} = 1,42 \text{ m.}$$

Die mit 1,40 m gewählte Stärke der Betondecke ist fonach ausreichend.

Für die Beanspruchung auf Abscheren ist die größte Schubspannung bei der gewählten Stärke  $b = 1,40$  m

$$\mathfrak{S} = \frac{3}{4} \cdot \frac{60000 \cdot 0,87}{1,4} = 28000 \text{ kg für 1 qm}$$

oder 2,8 kg für 1 qcm. Die Querschnittsfläche  $F = 1,4$  qm, fonach die Beanspruchung auf Abscheren

$$T = 2,0 \text{ kg für 1 qcm.}$$

Auch die Durchführung einer unter dem ganzen Gebäude durchgehenden Betonplatte (siehe Art. 427, S. 346) ist auf den Betonpfahlrost übertragen worden. Es empfiehlt sich alsdann, unter denjenigen Teilen der Betonierung, auf welche die Mauern oder andere stark belastete Gegenstände zu stehen kommen, die Pfähle dichter zu stellen, als in den übrigen Teilen.

471.  
Durchgehende  
Betondecke.

Das neue pharmakologische Institut in Berlin (Ecke der Dorotheenstraße und Schlachtgasse) wurde im Jahre 1879 auf einen derartigen durchgehenden Betonpfahlrost gestellt (Fig. 760 u. 761).

Die Betonplatte ist 2 m dick. Die Baugrube wurde, nachdem das Einrammen der Pfähle beendet war, zwischen den letzteren ausgebaggert, die Pfähle unter Wasser, 90 cm unter dem niedrigsten Wasserstande, abgeschnitten und dann der Beton eingebracht. Eine vergleichende Kostenberechnung fiel zu Gunsten dieser Konstruktion aus.

Die das Gebäude umgebende Futtermauer soll die vom Straßenverkehre herrührenden Erschütterungen fernhalten; deshalb durfte ihr Fundament mit dem des Gebäudes in keinem Zusammenhange stehen (siehe die Fußnote 176 auf S. 300). Diese Mauer erhielt eine gewöhnliche Pfahlrostgründung; ein Betonpfahlrost wäre, der doppelten Spundwände wegen, erheblich teurer zu stehen gekommen.

3) Eine Vereinigung der beiden unter 1 u. 2 vorgeführten Rostkonstruktionen kommt wohl auch zur Anwendung, wie dies aus Fig. 752 ersichtlich ist; indes ist das Hinzufügen der Holzschwelen zum Betonkörper nur dann gerechtfertigt, wenn der letztere nicht fest genug ist, um die erforderliche Längs- und Querverankerung der Pfähle hervorzubringen.

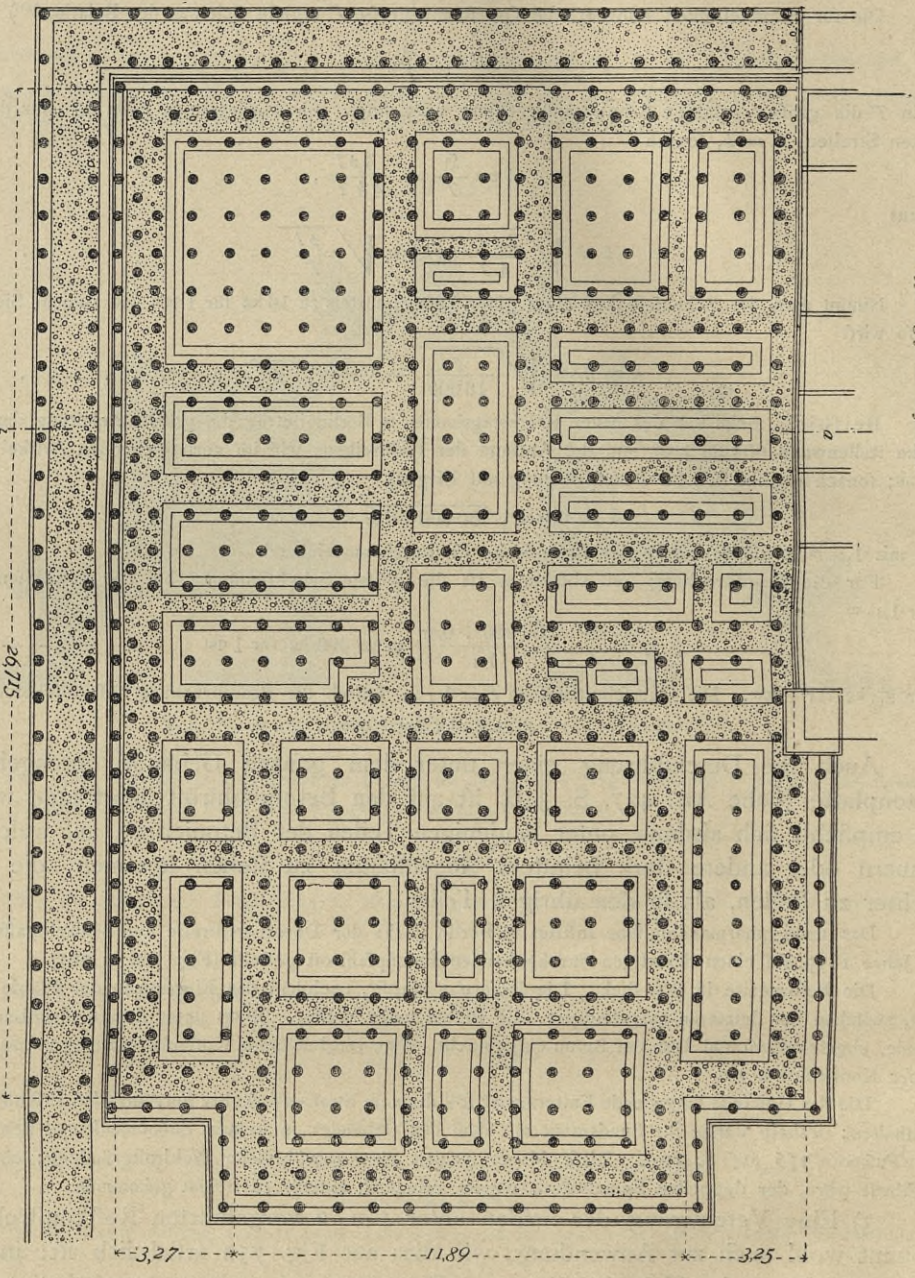
472.  
Sonstige  
Anordnungen.

Eine eigentümliche Art von Pfahlrost wandten schon die Römer an. Vitruv sagt darüber: Es wurden zunächst angekohlte Spitzpfähle aus dem Holz des Erlen-, Eichen- oder Oelbaumes ziemlich dicht

<sup>268)</sup> Siehe Gleichung 27, S. 255 (2. Aufl.: Gleichung 39, S. 57. — 3. Aufl.: Gleichung 50, S. 68) ebendaf.



Fig. 760.



1900 W. Gr.

Fundamentplan des neuen pharmakologischen Instituts zu Berlin <sup>269</sup>).

Siehe den Querschnitt in Fig. 761.







Gründungsverfahren ist<sup>270)</sup>. Um so erfreulicher ist es, das in der neuesten Zeit, wie die Beispiele in Art. 469 u. 471 zeigen, ausgiebigere Anwendung von dieser Fundamentkonstruktion gemacht wird.

Schließlich soll nicht unerwähnt bleiben, das Pfahlrostgründungen stets kostspielige Gründungsverfahren sind. Sie kommen um so teurer zu stehen, je länger die Rostpfähle sind. Man ist in letzterer Beziehung bis zu 20<sup>m</sup> und mehr Pfahllänge gegangen; indes sollte man 12, höchstens 15<sup>m</sup> nicht leicht überschreiten; bei größerer Gründungstiefe kommt in vielen Fällen die Gründung mit anderweitigen verfenkten Fundamenten billiger zu stehen<sup>271)</sup>. Die Pfahlrostgründung stellt sich dagegen in jenen Fällen am billigsten heraus, wo über dem tief anstehenden tragfähigen Sandboden eine mächtige, weiche Alluvial-, Moor- oder Dargfschicht lagert, wie dies z. B. in den deutschen und holländischen Nordseemarschen vorkommt.

Roste mit eingerammten Pfählen dürfen nicht angewendet werden, wenn durch die beim Einrammen der Pfähle erzeugten Erschütterungen nahe stehende Gebäude, unterirdische Rohrleitungen etc. Schaden leiden könnten, ein Fall, der in unseren Städten nicht selten vorkommt.

Die Pfahlrostgründung wird wohl auch mit anderen Gründungsverfahren vereint angewendet. Fig. 710 (S. 341) zeigt eine Pfeilergründung mit Pfahlrost; in diesem Falle sind die Mauern des betreffenden Speichers auf einzelnen Pfeilern gegründet; zwischen letzteren sind Erdbogen eingeschaltet; Mauern und Pfeiler ruhen auf einem Pfahlrost.

#### Litteratur

über »Pfahlgründungen«.

Neue Art der Pfahlgründung und Verankerung. *Civiling*, 1855, S. 124.

VAN RONZELEN. Ueber die Anwendung von Schrägpfählen bei Fundamenten von Futtermauern. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1858, S. 462.

Beobachtungen über Pfahlgründungen durch Einschrauben. HAARMANN's *Zeitschr. f. Bauhdw.* 1862, S. 162. Fundirungen auf Pfahlrost nach Compression des Bodens. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1865, S. 276.

Eine Erfahrung bei Fundaments-Bauten in Treibland. *Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1867, S. 41.

BÜCKING, H. Foundation einer Lokomotiv-Drehscheibe auf dem Bahnhofe Bremen. *Deutsche Bauz.* 1878, S. 178.

*Promenade pier, Aldborough, Suffolk. Engineer*, Bd. 46, S. 182, 183.

*Iron promenade pier, Skegness. Engineer*, Bd. 49, S. 42, 44, 66, 72.

PFEIFER. Der Pfahlrost des Gerichtsgebäudes in Braunschweig und das Einspülen von Pfählen. *Centralbl. d. Bauverw.* 1882, S. 467.

HAGN. Ueber Untersuchungen bez. der Zusammenpressung von Langhölzern bei Gründungen. *Deutsche Bauz.* 1887, S. 583.

*The foundations for the U. S. government post office and custom house building at Chicago. Architecture and building*, Bd. 29, S. 211.

<sup>270)</sup> Für Brückenpfeiler in größeren Wassertiefen kommt der gewöhnliche Pfahlrost nur mehr selten zur Anwendung. Mittels Betonpfahlrost sind in neuerer Zeit die Pfeiler sehr großer Strombrücken gegründet worden. Rostpfähle mit Beton-schichten von 6 bis 8<sup>m</sup> Mächtigkeit haben sich vorzüglich bewährt.

<sup>271)</sup> Nach einer von *Funk* gemachten Zusammenstellung, welche sich auf ca. 50 neuere Brückengründungen erstreckt, ergeben sich die durchschnittlichen Kosten von 1<sup>cbm</sup> Brückenpfeiler bis zum Niederwasserstand bei Gründung auf Betonpfahlrost zu 97, bei Gründung auf Senkbrunnen zu 71 Mark. — Bei 19 Pfeilern, welche in neuerer Zeit für 6 fächrische Elbbrücken ausgeführt worden sind, stellen sich die Kosten des Pfeilermauerwerkes bis zur Wasserhöhe

	bei Pfahlrostgründung:	bei Senkbrunnengründung:
für 1 <sup>cbm</sup> . . . . .	zwischen 105 u. 197 Mark;	zwischen 82 u. 125 Mark;
» 1 <sup>qm</sup> Sohlenfläche . . . . .	zwischen 327 u. 480 Mark;	zwischen 254 u. 859 Mark;
» 1 <sup>qm</sup> des reinen Mauerwerkes	zwischen 447 u. 685 Mark;	zwischen 308 u. 1002 Mark.

(Siehe auch: BRENNER, L. Ueber die Beurtheilung des Werthes und die Wahl der Gründungsart. *Deutsche Bauz.*



## 2. Kapitel.

## Senkbrunnengründung.

Die Gründung auf Senkbrunnen ist grundfätzlich nichts anderes, als die Gründung auf einzelnen Fundamentpfeilern, wie solche in Art. 411 bis 416 (S. 334 bis 338) vorgeführt wurde. Auch hier werden Pfeiler auf die tragfähige Bodenschicht gesetzt und im oberen Teile durch geeignete Konstruktionen miteinander verbunden; auf dem so gebildeten Unterbau kann alsdann das aufgehende oder Tagmauerwerk aufgeführt werden.

Der einzige Unterschied zwischen der Pfeiler- und Brunnengründung liegt in der Art und Weise der Pfeilerherstellung. Bei der früher beschriebenen Pfeilergründung mußte die nicht tragfähige Bodenschicht abgegraben werden, und auf der Sohle der so gebildeten Baugrube wurde der Pfeiler massiv aufgemauert. Im vorliegenden Falle jedoch sind die Fundamentpfeiler durch die lockere Bodenschicht hinabzusenken und werden infolgedessen zunächst hohl oder brunnenartig ausgeführt. Im Hohlraume des Pfeilers wird mittels Handarbeit oder mit Hilfe mechanischer Vorrichtungen unter dem Brunnenmantel allmählich das lockere Bodenmaterial entfernt und auf diese Weise der Brunnen zum Sinken gebracht. Ist die Senkung bis auf die erforderliche Tiefe vollzogen, so wird der Brunnen mit geeignetem Material ausgefüllt und hierdurch in einen massiven Fundamentpfeiler verwandelt.

Die innige Verwandtschaft zwischen der gewöhnlichen Pfeiler- und der Senkbrunnengründung zeigt sich auch in der Thatfache, daß nicht selten bei einem und demselben Gebäude ein Teil der Fundamentpfeiler innerhalb ausgeschachteter Baugruben massiv aufgemauert, ein anderer aber brunnenartig verfenkt wird; in der Regel sind hierbei die Gründungstiefe und der geringere oder stärkere Wasserandrang maßgebend. — An der Baustelle der neuen Lokomotiv-Reparaturwerkstätte auf dem Bahnhofe zu Genthin fand sich eine nach Süden ausgehende Torfschicht, welche an der nordöstlichen Ecke des Gebäudes am mächtigsten war und dort 6 m Tiefe besaß; die Werkstätte wurde auf Pfeilern aufgeführt, welche durch Grundbogen verbunden waren; 16 Pfeiler konnten in gewöhnlicher Weise auf dem unter dem Torf anstehenden Sande hergestellt werden; bei den übrigen 24 Pfeilern war die zu durchdringende Torfschicht zu mächtig und der Wasserzudrang zu stark, so daß Brunnenpfeiler verfenkt wurden.

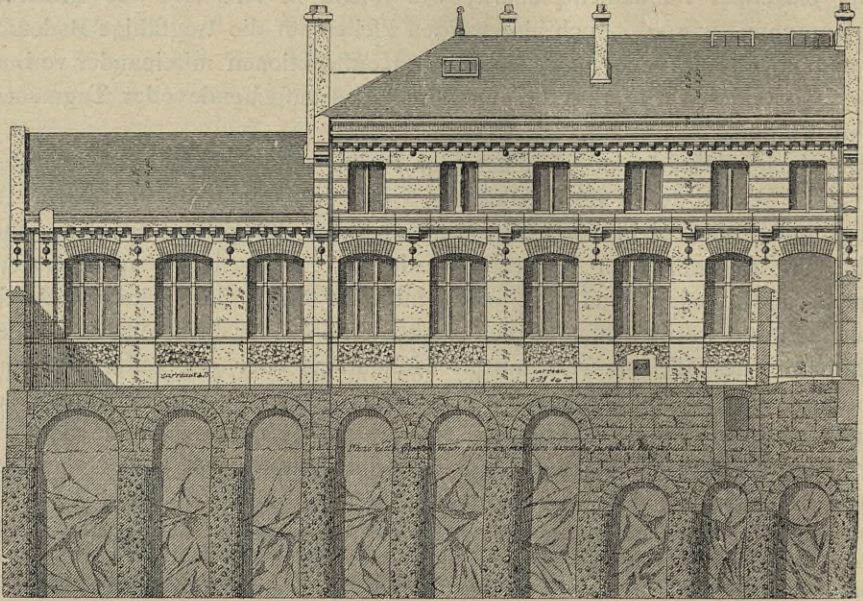
In Art. 414 (S. 337) wurde bereits gesagt, daß unter gewöhnlichen Verhältnissen Senkbrunnen, die wohl auch Fundamentbrunnen, Senkschächte, Brunnenpfeiler etc. genannt werden, bei etwa 5 bis 6 m Tiefe billiger, als gewöhnliche Fundamentpfeiler zu stehen kommen. Bei noch größerer Gründungstiefe verursacht die Ausschachtung, erforderlichenfalls auch die Zimmerung der Baugrube, sowie die Wasserhaltung derselben zu bedeutende Kosten. Die Verhältnisse gestalten sich für die Brunnengründung noch günstiger, wenn der Wasserzudrang ein besonders starker oder die zu durchdringende, nicht tragfähige Bodenschicht besonders locker ist, so daß die Baugrubenzimmerung sehr kräftig ausgeführt werden mußte.

Die Gründung auf Senkbrunnen tritt auch nicht selten an die Stelle der Pfahlrostgründung; dies wird besonders dann geschehen, wenn sehr leicht beweglicher Boden vorhanden ist, worin die Pfähle keinen genügend sicheren Halt bekommen. Allein auch in anderen Fällen wird man Senkbrunnen vorziehen, weil sie häufig billiger sind als Pfahlroste (vergl. die Kostenangaben in der Fußnote 271, S. 382), weil man von der Höhenlage des Wasserspiegels unabhängig ist und weil schädliche Erschütterungen, die durch das Einrammen von Pfählen erzeugt werden, vermieden sind.

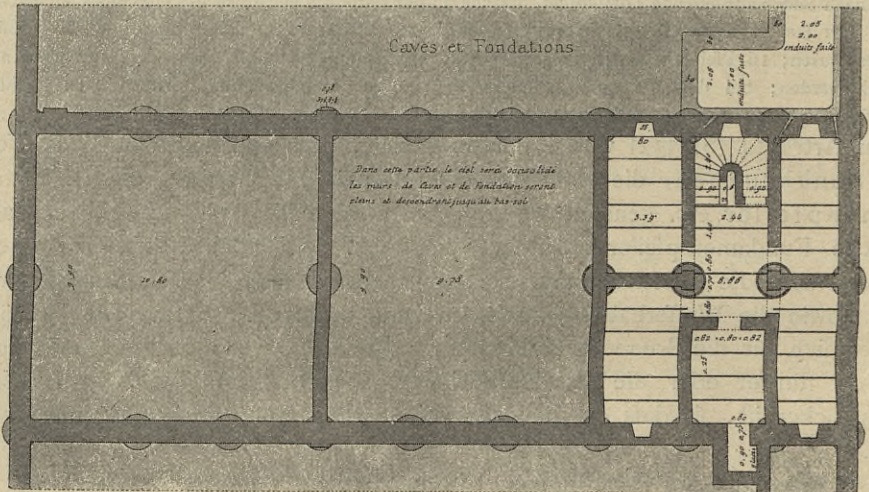


Die Gründung auf Brunnenpfählen ist seit vielen Jahrhunderten im Orient, insbesondere in Indien, im Gebrauche. Ein arabischer Schriftsteller, der Aegypten im Jahre 1161 durchreiste, beschreibt schon diese Gründungsweise. Der Sand- und Thonboden Indiens ist so beweglich, daß Pfahlroste ohne Wirksamkeit sind; auch ist die Ramme für Indien eine zu verwickelte Maschine. Dagegen ist die Brunnengründung

Fig. 762.



Anficht.



Fundamentplan.

Schulhäufergruppe für Knaben zu Paris, *Rue Baudricourt*<sup>272)</sup>. —  $\frac{1}{250}$  w. Gr.

für die dortigen Baugrundverhältnisse und die Baustoffe, die zur Verfügung stehen, ganz geeignet. Dazu kommt eine Religion, welche die großen Ströme vergöttert, die Erbauung von Tempeln an ihren Ufern begünstigt, und deren Zeremonien zum Teil im Flussbett selbst gehalten werden; man war daher genötigt, ein Mittel zu finden, um auf beweglichem Boden sichere Fundamente zu errichten.

<sup>272)</sup> Fakf.-Repr. nach: *Moniteur des arch.* 1875, Pl. 21.



Die Hindus führen die Brunnengründungen ganz ähnlich aus, wie dies im folgenden für unsere Gründungen dieser Art noch beschrieben werden wird. Die Engländer haben das Gründungsverfahren der Indier beibehalten und bei den Eisenbahnbauten in Indien vielfach in Anwendung gebracht<sup>273)</sup>.

Nach Gilly's Mitteilungen soll im Jahre 1798 in Berlin die erste Brunnengründung, und zwar unabhängig vom indischen Verfahren, zur Ausführung gekommen sein. Indes scheint es, daß ihre Anwendung erst seit dem Jahre 1846, seit beim Bau des Stationsgebäudes der Berlin-Hamburger Eisenbahn zu Berlin in größerem Maßstabe Gebrauch davon gemacht wurde, eine allgemeinere geworden ist.

Fig. 763.

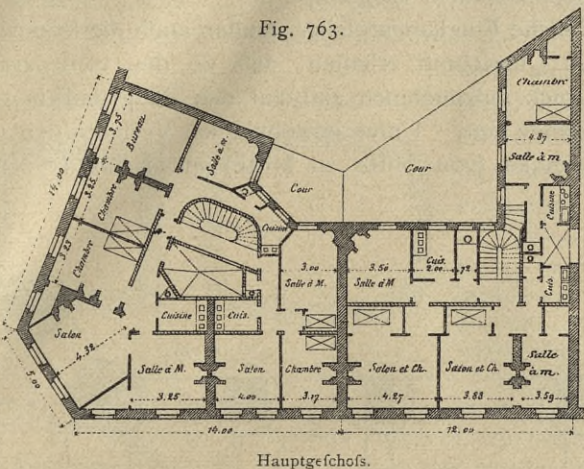
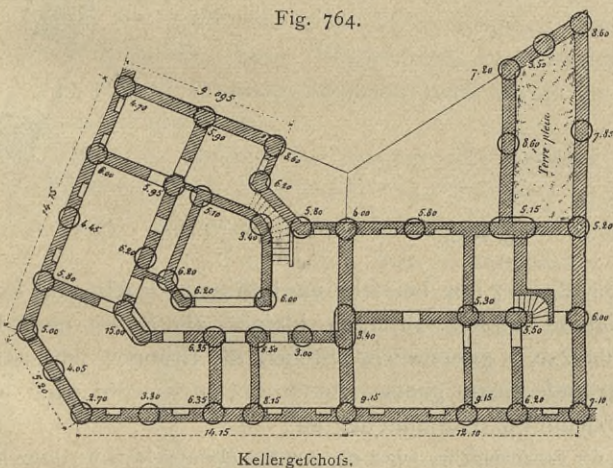


Fig. 764.



Kellergeschloß.

Wohn- und Geschäftshäuser in Paris, Rue Rochecouart<sup>275)</sup>.  
1/500 w. Gr.

Die Fundamentbrunnen werden meistens, insbesondere im Hochbauwesen, bis auf die tragfähige Bodenschicht gefenkt; in sehr seltenen Fällen wird die Senkung bloß auf eine solche Tiefe bewirkt, daß die Brunnenpfeiler in lockerem Boden nur vermöge der Reibung an den Außenwandungen die erforderliche Standfestigkeit erhalten.

Will man im letzteren Falle die Tiefe, bis zu welcher die Senkung auszuführen ist, annähernd berechnen, so hat man das Bodenmaterial als zerfließbare Masse anzusehen und den Brunnenpfeiler als schwimmenden Körper zu betrachten, außerdem aber die Reibung zwischen Erdrich und Mauerwerk in Rechnung zu ziehen<sup>274)</sup>.

Wenn irgend thunlich, trachte man die Brunnenpfeiler auf tragfähigen Baugrund zu setzen; dies ist hier im allgemeinen von noch größerer Wichtigkeit, als bei massiv ausgeführten Fundamentpfeilern, da die Verbreiterung des Fundaments, die Absteifung durch Erdbogen oder durch umgekehrte Gewölbe etc. ausgeschlossen ist.

a) Anordnung und Konstruktion der Senkbrunnen.

Die Zahl und Verteilung der Senkbrunnen, auf welche ein Gebäude zu gründen ist, hängt vom Querschnitt derselben und von der Grundrissanordnung des betreffenden Bauwerkes ab. Man legt zunächst an jede Mauerecke, an jede Mauerdurchkreuzung und an jede sonstige Stelle, wo eine Mauer gegen die andere stößt, einen Brunnen;

475-  
Zahl und  
Verteilung.

<sup>273)</sup> Vergl.: Geschichtliche Notiz über Fundirungen auf Röhren. Notizbl. d. Allg. Bauz. 1860, S. 450.

<sup>274)</sup> Siehe hierüber auch Art. 376 (S. 304).

<sup>275)</sup> Fakf.-Repr. nach: *Nouv. annales de la const.* 1871, Pl. 39.



alsdann werden auf Grundlage der Fenster- und Thüreinteilung weitere Zwischenbrunnen eingeschaltet, wobei namentlich darauf zu sehen ist, daß die Hauptfensterschäfte, sowie Konstruktionsteile, die eine besonders starke Belastung erfahren, auf einen Brunnen zu stehen kommen.

Fig. 762 zeigt die Anordnung von Brunnenpfeilern für einen regelmäsig gestalteten Grundrifs; in Fig. 763 u. 764 ist der Fundamentplan eines auf unregelmäsig geformter Baufläche ausgeführten Doppelhauses dargestellt.

476.  
Querschnitt.

In gleicher Weise, wie gewöhnliche Fundamentpfeiler, müssen auch die Brunnenpfeiler einen so großen wagrechten Querschnitt erhalten, daß sie den vom darauf ruhenden Baukörper ausgeübten Druck aufzunehmen und auf den Baugrund in geeigneter Weise zu übertragen im stande sind. Unter gewöhnlichen Verhältnissen ergibt sich die Entfernung der Brunnen (von Mitte zu Mitte) mit 3 bis 4 m, ihr

Fig. 765.

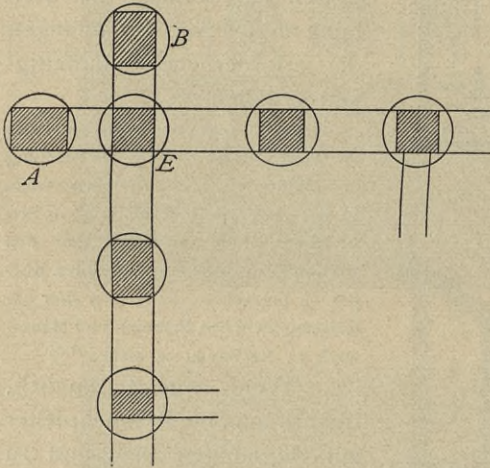
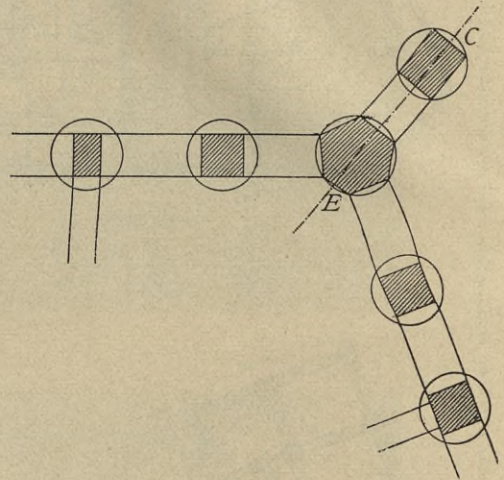


Fig. 766.



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

äußerer Durchmesser mit 1,60 bis 2,00 m; nur bei sehr ungünstigen Druck- und Baugrundverhältnissen wird der Abstand zweier Brunnen kleiner als 3,00 m und der Durchmesser derselben größer als 2,25 m genommen. Stehen die Brunnen sehr nahe aneinander und ist die Gründungstiefe keine große, so wendet man wohl auch nur Brunnen von 1,50 m oder noch kleinerem Durchmesser an.

Mit den Querschnittsabmessungen der Brunnenpfeiler unter ein gewisses kleinstes Maß herabzugehen, ist nicht statthaft, weil einerseits die Dicke des auf die Brunnen zu setzenden Mauerwerkes in dieser Beziehung eine Grenze setzt; andererseits muß der lichte Durchmesser des Brunnens so groß sein, daß die zu feiner Senkung erforderlichen Handhabungen im Hohlraum desselben vorgenommen werden können. Sollen die letzteren durch Menschenhand bewirkt werden, so ist ein lichter Durchmesser von mindestens 0,90 bis 1,00 m erforderlich.

477.  
Eckbrunnen.

An die Ecken der Gebäude legt man häufig etwas stärkere Brunnenpfeiler. Wenn jedoch die Gebäudeecken besonders gefährdet sind, wenn die unter dieselben gesetzten Brunnen von den Gurtbögen, welche sie mit den benachbarten Brunnen verbinden, oder von Gewölbkonstruktionen über den Fundamenten einen sehr starken Seitenschub erfahren, und wenn der mit den Brunnen durchfahrene Boden leicht zur Seite ausweicht, so werden die Eckbrunnen noch durch Hilfsbrunnen abgesteift. Man ordnet entweder in der Verlängerung beider die Ecke E (Fig. 765)



bildenden Mauern je einen solchen Hilfsbrunnen *A*, *B* an, oder man fenkt in der Halbierungslinie des Winkels, den die beiden Mauern bei *E* (Fig. 766) bilden, einen einzigen Hilfsbrunnen *C* ab. Von diesen Hilfsbrunnen werden alsdann Strebebogen gegen den abzusteienden Eckbrunnen *E* gelegt. Wenn erforderlich, werden auch eiserne Anker im oberen Teile der Brunnen oder zwischen den Gurtbogen eingezogen.

Man giebt bei Hochbauten den Senkbrunnen in der Regel einen kreisförmigen Querschnitt; dies ist mit Rücksicht auf die Senkung und den während derselben auf den Brunnen einwirkenden Erddruck die vorteilhafteste Grundriffsform. Indes ist

478.  
Grundrifs.

Fig. 767.

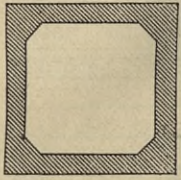
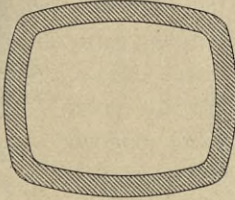


Fig. 768.

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

nicht ausgeschlossen, daß man auch quadratisch, rechteckig, oval (vergl. Fig. 764) oder anderweitig gestaltete Senkbrunnen, sobald dies die örtlichen Verhältnisse wünschenswert erscheinen lassen, zur Ausführung bringt.

Wenn es sich um die Gründung kleinerer Bauwerke, wie Gedächtnisfäulen, fontiger Denkmäler etc. handelt, wird in der Regel nur ein einziger Brunnen angewendet, der alsdann auch größere Querschnittsabmessungen erhält. Man hat Brunnen von 4 bis 6 m und darüber Durchmesser gefenkt; die Grundriffsgehalt solcher

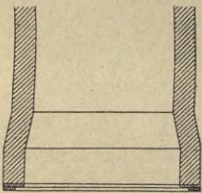
Brunnen hängt selbstredend von der Grundform des betreffenden Bauwerkes ab.

Bei rechteckig gestalteten Brunnen empfiehlt es sich, die Ecken besonders fest zu konstruieren, da sie beim Senken am meisten leiden. Guter Verband und schräge Ausmauerung nach Art von Fig. 767 entsprechen dem beabsichtigten Zwecke.

Hat ein größerer rechteckiger Brunnen eine geringe Mantelfärke und ist stärkerer Erddruck, bezw. Wasserdruck zu erwarten, so kann man auch nach Art von Fig. 768 die Brunnenwandungen nach außen zu konvex gestalten und die Ecken entsprechend abrunden.

Um beim Senken der Brunnen die Reibung im Erdreich zu vermindern, ist zu empfehlen, den Durchmesser der Brunnen nach oben zu etwas abnehmen zu lassen. Dies geschieht dadurch, daß man entweder in einer Höhe von 0,50 bis 1,00 m über dem Brunnenkranz den Brunnenkörper etwas einzieht (nach Art von Fig. 769), oder daß man die Brunnen in ihrer ganzen Höhe schwach konisch (Verjüngungsverhältnis im Mittel 1 : 25) gestaltet.

Fig. 769.

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

Das Brunnenmauerwerk wird auf den sog. Brunnenkranz oder Schling aufgesetzt; derselbe bildet eine Art liegenden Rostes, welcher zugleich den Zweck zu erfüllen hat, dem Mauerwerk während des Senkens einen festen Zusammenhang zu geben. Damit beim Senken der Schling leicht in den Boden eindringe, erhält er einen keilförmigen Querschnitt (Fig. 770 u. 772); soll

479.  
Brunnenkranz.

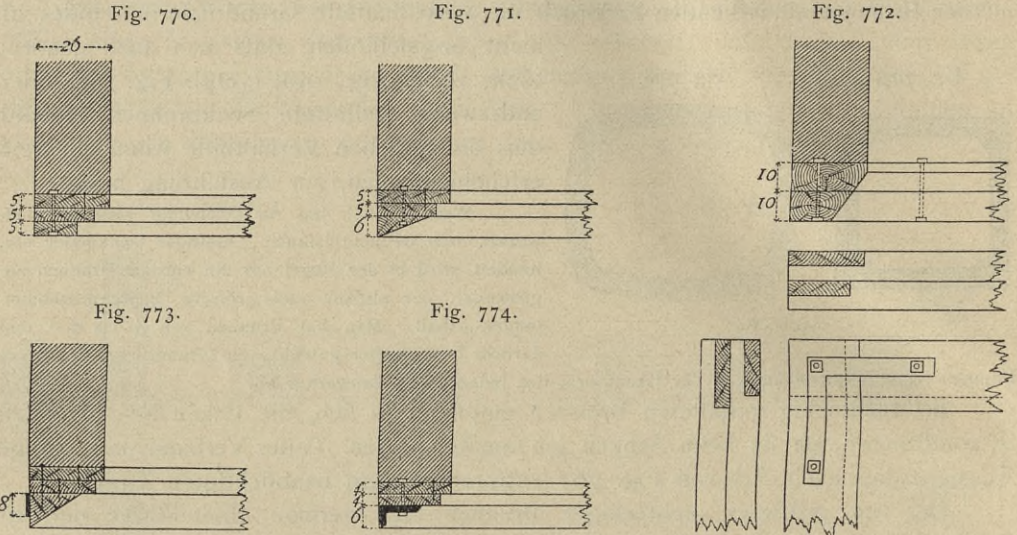
das Eindringen desselben besonders erleichtert werden, so wird seine Unterkante als Schneide (Fig. 771 u. 773) ausgebildet.

Als Material für die Brunnenkränze wird der Hauptsache nach Holz verwendet; bisweilen tritt eine Eisenverstärkung hinzu. Ganz aus Eisen hergestellte Schlinge kommen im Hochbauwesen kaum zur Anwendung.

Die Brunnenkränze bestehen meist aus 2 bis 3 Lagen 4 bis 5 cm starker Bohlen, die miteinander verbolzt und vernagelt werden. Um ein keilförmiges Profil zu erzielen, nehmen die Bohlenlagen nach unten an Breite ab (Fig. 770 u. 771); bis-



weilen ist die unterste Lage dreikantig zugeschnitten (Fig. 771). Die Stöße der einzelnen Bohlenstücke sind in den zwei oder drei Lagen gegeneinander versetzt, so dass in eine lotrechte Ebene nur eine Stoßfuge zu liegen kommt (Fig. 775 u. 776). Die unterste, kantig zugeschnittene Bohlenlage erfährt beim Senken den stärksten Angriff; sie wird deshalb in manchen Fällen, namentlich wenn man befürchtet, dass man auf steinigem Boden stoßen wird, mit einem eisernen Reifen zu-



Brunnenkränze. —  $\frac{1}{25}$  w. Gr.

fammgehalten und verstärkt (Fig. 773); man hat sie wohl auch durch ein entsprechend gekrümmtes Winkeleisen (am besten ungleichschenkelig mit  $40 \times 80$  oder  $50 \times 75$  mm Schenkellänge) ersetzt (Fig. 774).

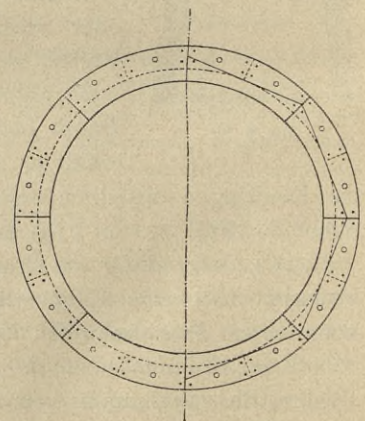
Seltener werden Brunnenkränze aus 2 Lagen stärkerer Verbandhölzer (8 bis 10 cm dick) zusammengesetzt (Fig. 772).

Für den Brunnenmantel bilden gute und scharf gebrannte Klinker, sowie guter Zementmörtel die geeignetsten Baustoffe; Trafmörtel im vorliegenden Falle zu verwenden, ist nicht zu empfehlen, da derselbe zu langsam erhärtet. Für die im Hochbauwesen üblichen Brunnendurchmesser genügt eine Wanddicke von 1 Stein; nur bei ungewöhnlichen Abmessungen und bei sehr ungünstigen Bodenverhältnissen wendet man größere Stärken an.

Das Füllmauerwerk der Brunnen, bzw. der dieselben ausfüllende Beton kommt nur um wenig billiger zu stehen, als das Mantelmauerwerk; weiters sinkt ein Brunnen von größerer Wandstärke besser, als einer von geringerer. Deshalb sollte man in der Bemessung der fraglichen Manteldicke nicht zu sparsam sein; maßgebend ist in dieser Beziehung nur noch, dass man den Innenraum des Brunnens mit Rücksicht auf die darin vorzunehmenden Arbeiten nicht zu sehr einengen darf. (Siehe hierüber auch Art. 476, S. 386.)

Anstatt der Ziegel kann man auch Hausteine, besonders in den höheren Schichten, verwenden. Auch

Fig. 775. Fig. 776.



Brunnenkranz. —  $\frac{1}{50}$  w. Gr.

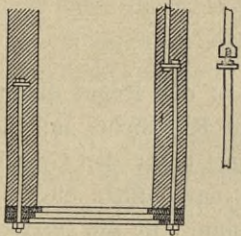


Betonbrunnen sind wiederholt ausgeführt worden, so z. B. bei den in Fig. 763 u. 764 dargestellten Wohn- und Geschäftshäusern in Paris.

Die Außenflächen des Brunnenmauerwerkes müssen thunlichst glatt geputzt werden, damit die Reibung im Erdreich möglichst gering wird. Große Brunnen werden aus gleichem Grunde mit einem Blechmantel umgeben. Glaubt man beim Senken auf Schwierigkeiten zu stoßen, so kann man, vom Schling ausgehend, Streichbretter anbringen, zwischen denen der Brunnen ausgeführt wird. Oder man verstärkt den Brunnenkranz durch einen 1 bis 2 m hohen, fassartigen Aufsatz aus lotrechten Brettern, die durch Eisenringe und Nagelung miteinander verbunden sind.

Haben die vorher vorgenommenen Bodenuntersuchungen ergeben, daß man nicht mit genügender Sicherheit auf vollständig gleichförmiges Sinken des Brunnens zählen darf, so muß man denselben durch Verankerung gegen das Zerreißen schützen. Zu diesem Zwecke läßt man vom Brunnenkranz aus feste, lange Eisenanker durchgehen und verlegt in angemessener Höhe einen zweiten, jedoch schwächeren Kranz, über welchem die Ankerbolzen verschraubt werden; statt des zweiten Kranzes können auch größere eiserne Scheiben verlegt werden. In gleicher Weise kann die Verankerung noch weiter nach oben fortgesetzt werden (Fig. 777).

Fig. 777.



Brunnenverankerung.

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

Für die Ausfüllung der in entsprechende Tiefe abgefenkten Brunnen kann jedes gute Steinmaterial und jeder gute hydraulische Mörtel, namentlich auch Traßmörtel, mit Vorteil benutzt werden.

Die unterste Füllschicht besteht in der Regel aus Beton; dieselbe hat den Zweck, dem Auftrieb des Wassers entgegenzuwirken und das Ausschöpfen des Brunneninnenraumes zu ermöglichen. Die geringste Mächtigkeit dieser Betonschicht läßt sich auf die in Art. 382 (S. 313) u. 425 (S. 345) angegebene Weise ermitteln. Kann der Beton 15 bis 20 Tage stehen bleiben, so kann zu seiner Bereitung Traßmörtel verwendet werden; sonst benutze man rasch erhärtenden Zementmörtel.

Ueber der so gebildeten Sohlenschicht besteht die Ausfüllung aus Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk oder auch aus Beton. Eine Ausmauerung erfordert unter allen Umständen, daß der Brunneninnenraum wasserfrei gemacht werde; bei einer Ausbetonierung ist dies nicht unbedingt notwendig (vergl. das in Art. 430, S. 352 über die Herstellung von Betonfundamenten Gesagte). Ob man das eine oder das andere Material wählen soll, ist lediglich eine Kostenfrage. Im allgemeinen und unter gewöhnlichen Verhältnissen ist zwar der Beton teurer als Mauerwerk; allein letzteres kommt im vorliegenden Falle höher zu stehen, da das Mauern und das Hinabschaffen der Baustoffe in dem engen Brunneninnenraume kostspielig wird.

Die Vereinigung der Brunnenpfeiler durch Grundbogen geschieht in gleicher Weise, wie bei gewöhnlichen Fundamentpfeilern (vergl. Art. 412, S. 335). Im vorliegenden Falle werden fast ausschließlich halbkreisförmige Gurtbogen zur Ausführung gebracht, da die erforderliche Konstruktionshöhe wohl stets vorhanden ist und weil derlei Bogen einen geringen Horizontalschub ausüben. Um für die etwa 2 Stein starken Grundbogen ein gesichertes Widerlager zu haben, wird es bisweilen notwendig, die kreisrunde Grundriffsform in die quadratische zu überführen; dies geschieht durch Auskragung der oberen Steinscharen nach Fig. 779.

48r.  
Verankerung.48a.  
Ausfüllung.48s.  
Vereinigung  
der  
Brunnen-  
pfeiler.



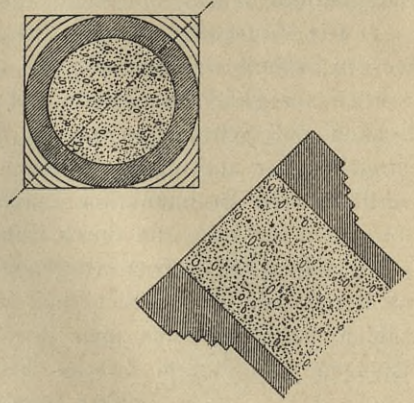
Stehen die Brunnen sehr nahe aneinander, so kann man statt der Grundbogen Steinplatten anwenden, die von Brunnen zu Brunnen gelegt werden; auch kann man durch entsprechende

Fig. 778.

 $\frac{1}{25}$  w. Gr.

Auskrägung einiger Steinscharen eine derartige Konstruktion ermöglichen (Fig. 778). Man hat auch, nachdem die oberen Steinscharen der Brunnen ausgekragt waren, über sämtliche zusammengehörige Brunnen eine Betonplatte verlegt. Sind starke Zugspannungen zu erwarten, so kann man in diese Platte eiserne I-Träger einlegen.

Fig. 779.

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

### b) Ausführung der Brunnenpfeiler.

Soll ein Brunnenpfeiler gefenkt werden, so beginnt man in der Regel damit, die lockere Bodenschicht so tief abzugraben, als sich dies mit Rücksicht auf die Kosten empfiehlt. Keinesfalls wird man mit dieser Ausschachtung unter den Grundwasserspiegel gehen; sonst wird für die Tiefe der Baugrube namentlich die Beschaffenheit der zu Tage liegenden Bodenschicht maßgebend sein. Ist die letztere sehr locker, so müssen die Wandungen der Baugrube sehr flach gehalten oder abgezimmert werden; beides erhöht die Herstellungskosten. Die Sohle der Baugrube wird unter allen Umständen wagrecht abgeebnet.

Infolge örtlicher Verhältnisse kann man veranlaßt werden, von der Herstellung einer Baugrube ganz abzusehen und mit der Senkarbeit unmittelbar an der Erdoberfläche zu beginnen. Hat die Baustelle eine geneigte Lage, so gräbt man den Boden entweder so weit ab, bis man eine wagrechte Fläche von genügender Ausdehnung hat, oder man schüttet so viel Material auf, bis man ein gleiches Ergebnis erzielt hat.

Ist die Baustelle in entsprechender Weise vorbereitet, so wird der Brunnenkranz verlegt und die Mauerung des Brunnenmantels auf solche Höhe vorgenommen, als dies einerseits noch bequem genug und ohne kostspielige Gerüste geschehen kann und andererseits das für das Senken erforderliche Gewicht es wünschenswert erscheinen läßt.

Nummehr kann die eigentliche Senkarbeit beginnen. Dieselbe besteht darin, daß man im Innenraum des Brunnens das Bodenmaterial trichterförmig ausgräbt, bezw. in anderer Weise löst, und daß durch die Last des Brunnens dasjenige Erdreich in die hergestellte Grube nachfällt, auf dem der Brunnenmantel steht; hierbei wird die Brunnenmauerung oben im gleichen Maße erhöht, als der Brunnen in den Boden einsinkt. Je gleichmäßiger der Boden gelöst wird, desto gleichförmiger sinkt der Brunnen. Man vermeide, so weit als irgend möglich, plötzliches oder stufenweises Sinken, weil dies das Reißen des Brunnenmauerwerkes, das Schiefstellen des Brunnens und sonstige Mißstände herbeiführen kann. Infolgedessen wird es sich empfehlen, die Lösung des Bodens mit großer Vorsicht vorzunehmen und nicht zu große Massen desselben auf einmal hervorzuholen.

Tritt ungeachtet aller Vorsicht das Schiefstellen des Brunnens ein, so müssen schleunigst an der der größeren Senkung entgegengesetzten Seite die Bodenmassen

484.  
Anfangs-  
arbeiten.

485.  
Senkung.



entfernt werden, damit der Brunnen an dieser Stelle nachsinkt und sich wieder gerade richtet.

Anfangs sinkt der Brunnen nur infolge seines Eigengewichtes ein. Indes erreicht man bald einen Zustand, wobei der Brunnen nicht mehr sinkt, obwohl die Lösung und Befestigung des Bodens in genügender Weise vorgeschritten ist. Es entstehen hohle Räume unter dem Brunnenkranz, und man darf die Lösarbeit nicht weiter fortsetzen, weil sonst das plötzliche Sinken oder gar das Abreißen des Brunnenmauerwerkes eintreten könnte.

486.  
Belastung.

Das weitere Sinken des Brunnens muß durch künstliche Belastung desselben geschehen. Man bringt auf das Brunnenmauerwerk oder auf quer darüber gelegte Bohlen schwere Gegenstände, wie große Steine, Eisenschienen, Bleibarren, wohl auch Backsteine, die später vermauert werden sollen, oder Tonnen, in die man die gelösten Bodenmassen schüttet, Arbeitsgerüst etc.

Die Lösung des Bodens kann entweder durch Ausgraben desselben im Trockenen oder unter Wasser geschehen. Im ersteren Falle wird die Grabarbeit durch Menschenhand unter steter Wasserhaltung vorgenommen; im letzteren Falle sind mechanische Vorrichtungen für die Lösarbeit erforderlich, die meist gleichfalls durch Menschen gehandhabt werden, für welche aber auch andere Motoren Verwendung finden können.

487.  
Lösung des  
Bodens.

Das unmittelbare Ausgraben des Bodens durch Arbeiter im wasserfrei gehaltenen Brunneninnenraume ist im allgemeinen jedem anderen Senkverfahren vorzuziehen, da man den Verlauf der Senkarbeit, die Beschaffenheit des zu lösenden Bodens etc. scharf überwachen kann. Das Emporfchaffen des ausgegrabenen Erdreiches geschieht entweder durch Schaufelwurf, bei größerer Tiefe mit Hilfe von Zwischengerüsten, oder durch Eimer, die mittels Winden auf- und abgewunden werden.

488.  
Handarbeit.

Der Hauptnachteil dieses Verfahrens ist in den bedeutenden Kosten der Wasserhaltung zu suchen; bei sehr losem Boden, bei starkem Wasserzudrang kann dieselbe entweder gar nicht oder nur mit vielen Schwierigkeiten durchführbar sein. Bei großer Wassertiefe ist auch das Eindrücken des Brunnenmauerwerkes durch den äußeren Wasserdruck zu befürchten. Häufig tritt infolgedessen an die Stelle unmittelbaren Ausgrabens des Bodens die Lösung mittels besonderer Grabevorrichtungen (Exkavationsapparate) ohne Wasserhaltung. Nachstehend sollen die wichtigeren derselben namhaft gemacht werden.

Es ist wohl auch versucht worden, die Lösung des Bodens unter Wasser durch Taucher bewirken zu lassen; die Ergebnisse dieses Verfahrens waren indes nicht so günstig, daß es eine weitere Verbreitung gefunden hätte. Nur zum Befestigen einzelner Hindernisse, für gewisse unter Wasser vorzunehmende Nebenarbeiten etc. werden Taucher verwendet.

In Indien bedient man sich von alters her bei Grundbauten eines Werkzeuges, das eine Schaufel mit kurzem Stiel bildet und *Tham* genannt wird. Ein Taucher steigt mit dieser Schaufel in den Brunnen hinab, lockert auf der Sohle desselben den Boden mittels seines Werkzeuges auf, füllt es mit dem gelösten Material und läßt sich mit der gefüllten Schaufel emporziehen. Derlei Taucher sind sehr geschickt und können etwa 1 Minute unter Wasser bleiben.

1) Bagger sind diejenigen Grabevorrichtungen, die im Hochbauwesen bislang am meisten zur Anwendung gekommen sind. Insbesondere sind es die durch Arbeiter zu handhabenden Stielbagger, welche den anderen Vorrichtungen vorgezogen werden. Bei diesen ist das Baggergefäß an einem langen Stiele befestigt, der weit genug nach oben reicht, um ihn dort handhaben zu können.

489.  
Baggerarbeit.



Für sandigen und für schlammigen Boden eignet sich der Sackbagger oder Sackbohrer am besten (Fig. 780 u. 781).

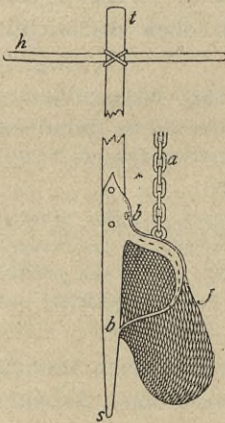
Bei diesem besteht das Baggergefäß aus einem Sack  $\mathcal{F}$  von Leder oder Leinen, der an einem Bügel  $bb$  befestigt ist, dessen äußerer Rand als Schneide ausgebildet ist. Bügel und Sack sind am unteren Teile des Baggerstieles  $st$  angebracht; letzterer läuft dafelbst in einen vortretenden eisernen Dorn  $s$  aus, der von oben in den Boden gedrückt wird und den Stützpunkt bildet, um welchen Bügel und Sack gedreht werden. Zu diesem Zwecke ist am oberen Ende des Stieles ein zweiarziger, etwa 90 cm langer Hebel  $h$  angebracht, den man mit der Hand (im Sinne der Bügelschneide) drehen kann. Bei dieser Drehung löst die schneidige Kante des Bügels eine Partie der Bodenmassen, welche in den Sack fällt. Um den gefüllten, etwa 0,03 cbm fassenden Sack heben zu können, ist am Bügel oder am unteren Teile des Stieles ein Seil  $a$  befestigt, welches über eine Rolle läuft und meist auf eine Welle aufgewunden wird (vergl. Fig. 781). Die Arbeiter, welche den Sackbohrer handhaben, stehen auf einem leichten Gerüste, welches auf dem Brunnenmantel aufruhet.

Bei Senkbrunnen von größerer Weite hat man dem Sackbagger mitunter eine etwas andere Einrichtung gegeben, die unter dem Namen Drehbagger bekannt geworden ist. Sack und Bügel werden dabei mit Kette und Winde quer durch den Brunnen gezogen, während man den Stiel durch ein Tau gegen das Hinaufdringen sichert<sup>276)</sup>.

In schwereren Bodenarten und bei größerer Tiefe reicht der Sackbohrer nicht mehr aus. In solchen Fällen erweist sich die indische Schaufel als eine ebenso zweckmäßige, wie einfache Grabevorrichtung.

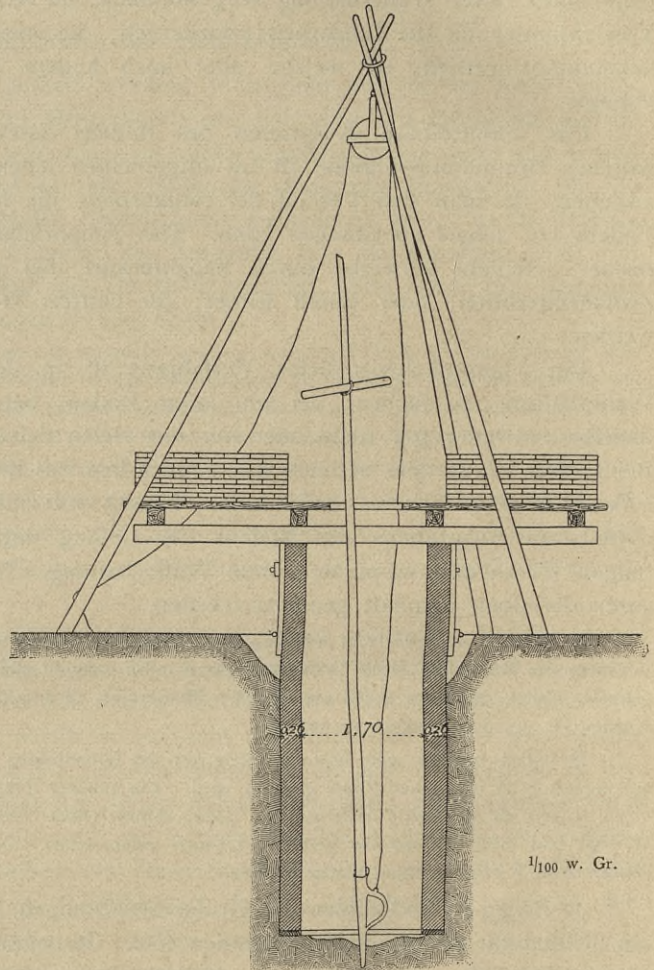
Das Baggergefäß ist bei dieser Vorrichtung als Schaufel ausgebildet; sie ist nach Fig. 782 bis 784 gestaltet, etwa 70 cm lang und 60 cm breit, aus Schmiedeeisen hergestellt und mit einer scharfen, gestählten Schneide versehen. Die Verbindung des Stieles  $t$  mit der Schaufel  $s$  ist mittels eines Gelenkes bei  $a$  bewirkt.

Fig. 780.



Sackbohrer.

Fig. 781.



Senkung der Brunnen mittels Sackbohrer.

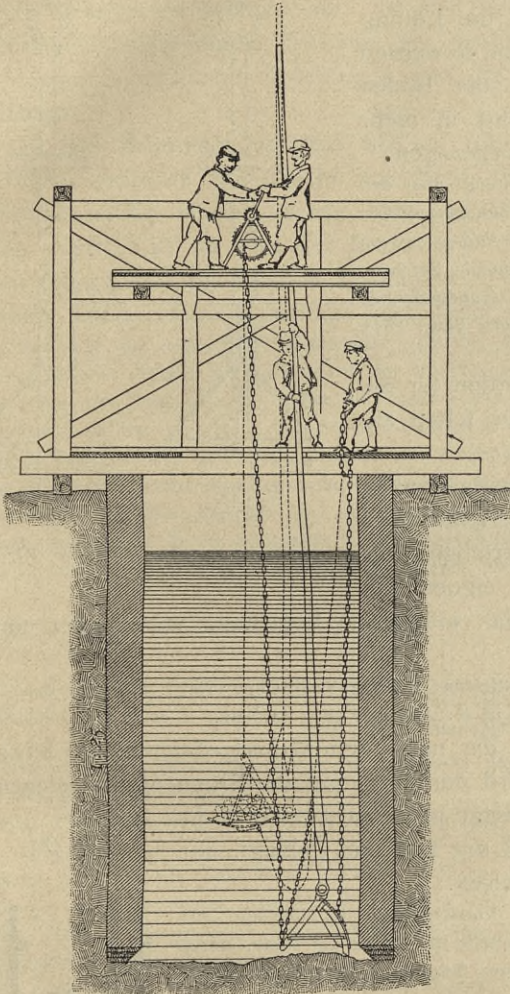
<sup>276)</sup> Näheres hierüber: Deutsche Bauz. 1874, S. 243.



Wenn die Schaufel hinabgelassen wird, so muß sie lotrecht herabhängen und in dieser Lage festgestellt sein; letzteres kann in verschiedener Weise erzielt werden, in Fig. 783 z. B. durch die Strebe *c*. Die Feststellvorrichtung läßt sich von oben aus durch ein Tau *i* auslösen; die Grabarbeit wird gleichfalls von oben durch ein zweites Tau *e* oder eine Kette vorgenommen, welche über eine Winde gelegt wird.

Die bis auf die Brunnenfohle hinabgelassene Schaufel wird von 2 bis 3 Arbeitern mit Hilfe des Stieles in den Boden gedrückt; hierauf wird durch Anziehen des Seiles *i* die Feststellvorrichtung *c* ausgelöst. Während nun die Arbeiter den Stiel *t* noch niederhalten, wird das Tau *e* mittels der Winde an-

Fig. 782.



Senkung der Brunnen mittels indischer Schaufel.

Fig. 783.

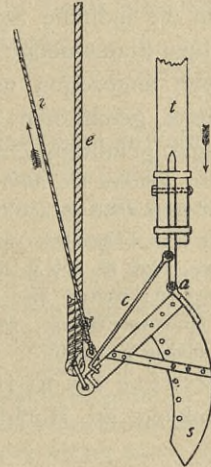
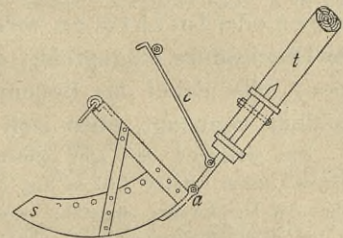
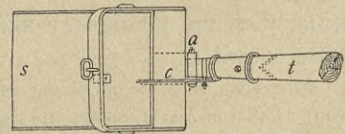


Fig. 784.



Indische Schaufel.

gezogen, wobei die Schaufel allmählich in die wagrechte Lage (Fig. 784) übergeht, etwas vom Bodenmaterial loslöst und aufnimmt. Wird alsdann das Tau *e* vollends aufgewunden, so kommt die Schaufel oben an und kann ausgeleert werden.

Die indische Schaufel erfordert 6 bis 8 Arbeiter als Bedienungsmannschaft.

In sehr grobem Kies genügt die indische Schaufel nicht mehr; besser bewährt sich in einem solchen Falle der Schraubenbagger (Fig. 785 u. 786), der sich auch so herstellen läßt, daß man ihn für weichen Boden anwenden kann.



Der Schraubenbagger ist im unteren Teile wie ein schmiedeeiserner Schraubenpfahl (vergl. Art. 452, S. 368) gefaltet. Soll weicher, schlammiger Boden gelöst werden, so wird über dem obersten Schraubengang eine Hülfe zur Aufnahme des gewonnenen Materials angeordnet (Fig. 785); bei kiefigem Boden krempmt man einfach die Ränder der Schraube auf (Fig. 786).

Bei weiteren Brunnen kommen statt der Stielbagger wohl auch Baggervorrichtungen mit Bodenklappen zur Anwendung. Diese bestehen aus einem trommelartigen Behälter, dessen Boden aus 4 bis 8 zentral angeordneten Klappen zusammengesetzt ist. Die lotrecht herabhängenden Bodenklappen wirken ebenso wie die indische Schaufel; hat die Lösung einer gewissen Bodenmenge stattgefunden, so werden die Klappen angezogen und dadurch der Boden des Behälters geschlossen; derselbe wird in mehr oder weniger gefülltem Zustande emporgezogen.

Hierher gehören die *Millroy'sche* Vorrichtung, über den aus: Deutsche Bauz. 1868 (S. 470) das Nähere entnommen werden kann; ferner der Exkavator von *Bruce* und *Batho*, wovon in: *Revue ind.* 1876 (S. 109 u. 110) eine eingehende Beschreibung zu finden ist; weiters eine auf demselben Grundgedanken konstruierte Grabevorrichtung, deren in: Deutsche Bauz. 1875 (S. 32) Erwähnung geschieht.

Leichtere Dampfbagger werden für die Brunnenföhrung im Hochbauwesen nur selten angewendet.

2) Sandpumpen, nach dem Grundgedanken der gewöhnlichen Kolbenpumpen eingerichtet und mit einem trommelartigen Behälter versehen, der die gehobenen Bodenmassen aufnimmt, eignen sich hauptsächlich für sandiges Bodenmaterial, welches in Begleitung von Wasser emporgefördert wird.

Eine eingehende Beschreibung der in Deutschland üblichen Sandpumpe bringt: Deutsche Bauz. 1871 (S. 109). Die von *Revue* konstruierte Sandpumpe ist in: *Engineer* 1877 (2. Sem., S. 99 u. 312) beschrieben.

3) Bei Grabevorrichtungen, die nach dem Grundgedanken der Strahlpumpen oder Injektoren wirken, wird durch ein auf die Brunnenföhle reichendes Rohr Druckwasser eingepresst; dieses steigt in einem zweiten Rohr empor, reißt dabei das Bodenmaterial mit sich und gelangt, mit demselben vermengt, oben zum Ausfließen.

Die einfachste der hier einschlägigen Vorrichtungen ist diejenige von *Robertson*, deren unterer Teil in Fig. 787 dargestellt ist. *A* ist das Rohr, durch welches das Druckwasser eingeführt wird; letzteres steigt im Rohre *B* empor und reißt bei *M* die Bodenmassen mit sich<sup>277)</sup>.

4) Von sonstigen Grabevorrichtungen sind noch die nach Art der Zentrifugalpumpen konstruierten und die sog. Hebevorrrichtungen zu nennen. Letztere dürften zuerst von *Leslie* angewendet worden sein<sup>278)</sup>.

Stößt man bei den unter Wasser vorzunehmenden Senkarbeiten auf größere Steine, Holzstücke oder ähnliche Hindernisse, so sind diese mit Hilfe geeigneter Vor-

Fig. 785.

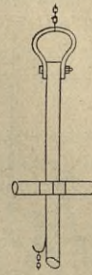
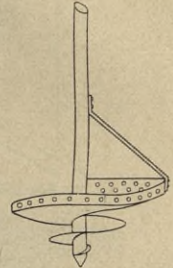
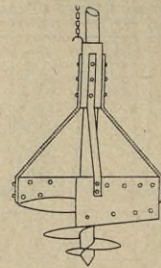
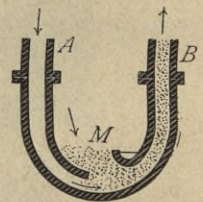


Fig. 786.



Schraubenbagger. — 1/30 w. Gr.

Fig. 787.



Grabevorrichtung von Robertson.

<sup>277)</sup> Näheres über diese Vorrichtung: Deutsche Bauz. 1875, S. 31. — Andere Strahlpumpen sind beschrieben in: RZIHA, F. Eisenbahn-Unter- und Oberbau. Band 2. Wien 1876. S. 38 — ferner in: Rigafche Ind.-Ztg. 1878, S. 237.

<sup>278)</sup> Der *Leslie'sche* Heberapparat ist beschrieben in: Deutsche Bauz. 1873, S. 84.



richtungen, wie Teufelsklauen, Steinzangen (vergl. Art. 400, S. 327) etc., zu beseitigen. Gelingt dies nicht, so muß das Entfernen durch Taucher vorgenommen werden.

Ist eine Senkbrunnengründung im offenen Wasser auszuführen, so kann man sie ähnlich, wie auf dem festen Lande vornehmen, wenn man an der Baustelle eine entsprechend große Infel schüttet, die bis über den Wasserspiegel reicht. Ist die Schüttung einer Infel, wegen zu großer Wassertiefe oder aus anderen Gründen, nicht zulässig, so hängt man den Brunnenkranz mittels Ketten an einem festen Gerüst oder an fest verankerten Schiffen auf. Ist der Schling auf der Sohle des betreffenden Wasserlaufes angekommen, so kann das Aufhängen unterbleiben.

Gegen vorhandene Strömungen sind die Brunnenpfeiler durch Steinschüttungen zu sichern.

Ist das Brunnenmauerwerk bis auf die erforderliche Tiefe versenkt, so wird die schon gedachte Sohlenschicht aus Beton hergestellt; dieselbe muß stets unter Wasser ausgeführt werden (vergl. Art. 430, S. 352). Wenn diese Betonschicht vollständig erhärtet ist, so wird der Brunnen in der Regel ausgepumpt und mit Bruchsteinen oder guten Backsteinen ausgemauert, unter Umständen ausbetoniert; die Betonierung kann erforderlichenfalls auch unter Wasser vorgenommen werden.

Man hat die wasserdichte Sohlenschicht und die Ausfüllung des Brunnens auch noch in anderer Weise hergestellt. Sobald der Schling auf der tragfähigen Bodenschicht angekommen ist, wird ein kreisrunder, etwa 3 cm starker Boden, dessen Durchmesser der lichten Brunnenweite entspricht, in den Brunnen hinabgelassen und mit einigen großen Steinen beschwert. Alsdann werden einige Karren Mauererschutt und Mörtel in den Brunnen geworfen, wodurch alle Zwischenräume ausgefüllt werden sollen. Hierauf wird wieder eine Partie Steine hineingeworfen und wieder etwas Mörtel aufgebracht etc. Auf diese Weise wird die Ausfüllung des Brunnens bis über den Grundwasserspiegel fortgesetzt und dann erst mit der Ausmauerung begonnen. Es ist wohl ohne weiteres ersichtlich, daß dies ein höchst unvollkommenes Verfahren ist, da von einer innigen Verbindung zwischen Stein und Mörtel nicht die Rede sein kann.

492-  
Gründung  
im offenen  
Wasser.

493-  
Vollendung  
der  
Brunnen.

## Litteratur

über »Senkbrunnengründungen«.

Vorschlag zu einer Gebäude-Gründung in besonders ungünstigem Boden. CRELLE's Journ. f. d. Bauk. Bd. 9, S. 203.

KÖPCKE. Pfeilerfundirung für Eisenbahnbrücken in Indien. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 272.

Fundirung mit Hilfe von Schächten. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 352.

Gründungen der Kunstbauten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 278.

SONNE. Ueber Pfeilergründung durch Versenken von Mauerwerk. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 174.

*Maison fondée sur 42 puits en béton, rue Rochechouart, à Paris. Nouv. annales de la const.* 1871, S. 76.

QUASSOWSKI. Ueber Fundirungen mit Senkbrunnen nebst Beschreibung einiger Fälle aus der Praxis. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 297.

HOFFMANN, C. H. Ueber Senkbrunnen und Gründungsarbeiten. Baugwks.-Zeitg. 1869, S. 74, 81.

*Le Sacré coeur de Montmartre. Fondations. La construction moderne*, Jahrg. 6, S. 58, 141, 164.

Die Herz Jesu-Kirche auf dem Montmartre in Paris. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 263, 276.

*Fondation sur terrain argileux. La semaine du bâtiment*, Jahrg. 20, S. 498.

Senkbrunnen-Schwellkränze. Baugwks.-Zeitg. 1897, S. 946.



## 3. Kapitel.

## Senkröhrengründung.

494.  
Ueberficht.

Ebenso wie die Gründung auf Senkbrunnen zu den Pfeilergründungen gehört, sind auch die Senkröhrenfundamente unter die Pfeilerfundamente einzureihen. Auch in diesem Falle ist es lediglich die Herstellungsweise der Röhrenpfeiler, wodurch sie sich von den Brunnenpfeilern und den massiv aufgeführten Fundamentpfeilern unterscheiden.

Die Gründung auf Senkröhren ist mit der Brunnengründung insofern sehr nahe verwandt, als bei beiden die lockere, nicht tragfähige Bodenschicht nicht abgegraben wird, sondern durch letztere hindurch ein hohler Cylinder hinabgesenkt wird. Bei den Senkbrunnen wird dieser Mantel gemauert oder aus Beton hergestellt; im vorliegenden Falle sind es hölzerne, feltener eiserne Röhren oder Kasten, welche abgefenkt und hierauf, ganz ähnlich wie die Senkbrunnen, mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt werden.

Die Verwandtschaft zwischen Röhren- und Brunnengründung macht es erklärlich, daß bisweilen beide Gründungsverfahren bei einer und derselben Gebäudegruppe zugleich zur Anwendung kommen. Die Bauten, welche in Berlin in der Mitte der sechziger Jahre an den *Werder'schen* Mühlen ausgeführt worden sind, stehen auf einem Grundstück, welches an der Schleusenfeite folgende Bodenschichten zeigte: zunächst 3,15 m aufgeschütteter Boden, dann 2,50 m Torf, 1,00 m Schlick mit 65 cm starken Sandadern, 1,25 m Sand und dann guter Kies; nach der Mitte der Baustelle zu fand sich erst in 15 m Tiefe ein ziemlich schlechter Kiesboden. Von dem ursprünglich in Aussicht genommenen Pfahlrost mußte Abstand genommen werden, weil durch die Erschütterungen der Ramme ein benachbartes, ohnehin schon auffälliges Gebäude zu viel gelitten hätte. Zunächst entschied man sich für die Brunnengründung und fenkte 1,88 m im Lichten weite Senkbrunnen 8,78 m tief hinab. Da sich jedoch diese Gründung wegen der in den unteren Torfschichten lagernden Hölzer zu schwierig zeigte, so wählte man die Kastengründung, und auch diese mußte bald aufgegeben werden, weil die Kasten schief einsanken. Infolgedessen wählte man eine Vereinigung von Kasten und Brunnen<sup>279)</sup>.

Man hat nicht selten die Brunnen- und die Röhrengründung vollständig parallel nebeneinander gestellt, hat beide Verfahren grundsätzlich als ganz gleich bezeichnet und den Unterschied nur im Baustoff des zu verenkenden Cylinders gesucht. Indes ist diese Anschauung nicht ganz gerechtfertigt; denn bei Brunnenpfeilern dient der gemauerte Mantel mit der Ausfüllung zum Tragen des darauf gesetzten Baukörpers; bei der Röhrengründung trägt jedoch nur die Ausfüllung; der Mantel ist bloß die Hülle des Fundamentpfeilers. Man könnte diese Hülle auch als ein besonderes Verfahren der Auszimmerung der schachtartigen Baugrube betrachten, so daß von diesem Gesichtspunkte aus die Röhrenpfeiler den massiv gemauerten Fundamentpfeilern gewöhnlicher Art näher ständen, als den Brunnenpfeilern.

## a) Hölzerne Senkröhren.

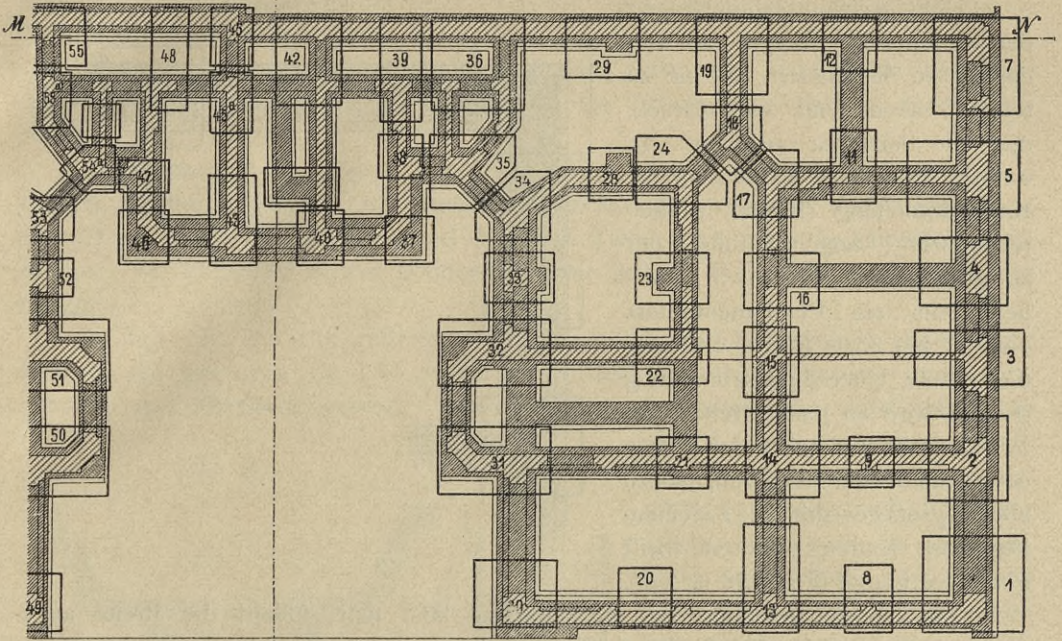
495.  
Anordnung  
und  
Querschnitt.

Bezüglich der Zahl und der Verteilung der hölzernen Senkröhren oder, wie sie wohl in der Regel genannt werden, Senkkasten im Grundplane des zu gründenden Gebäudes gilt das bei den Senkbrunnen Gesagte (vergl. Art. 475, S. 385). Die Querschnittsform der Kasten ist dem Material entsprechend zu wählen; in folgedessen wird der Kreis, das Oval etc. auszuschließen sein, und es werden hauptsächlich rechteckig gestaltete Kasten in Anwendung kommen. Für Gebäude mit ganz regelmäßigem Grundplan (Fig. 790) werden andere, als rechteckige Querschnittsformen für die Kasten nicht erforderlich. Bei weniger regelmäßig gestaltetem Gebäudegrundriß erhalten die Kasten auch andere Querschnittsformen, wie solches aus Fig. 788, 789 u. 791 ersichtlich ist.

<sup>279)</sup> Näheres hierüber in: Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 504.

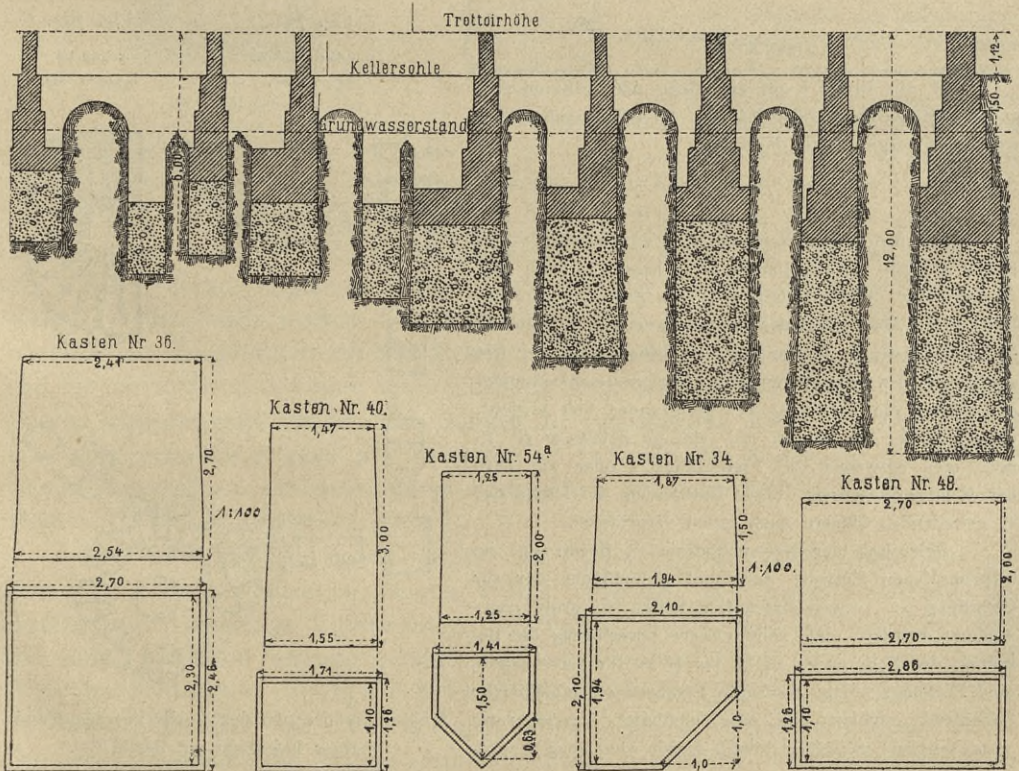


Fig. 788.



Grundriß des Erdgeschosses und Fundamentplan. —  $\frac{1}{200}$  w. Gr.

Fig. 789.



Schnitt durch die Fundamente nach *MN*. —  $\frac{1}{100}$  w. Gr.

Vom Lehrerhaus beim Seminar zu Berlin.



Die Querschnittsabmessungen der Kastenpfeiler hängen ab von der Stärke der Mauern, die sie zu tragen haben, und vom Druck, den die letzteren ausüben. In ersterer Beziehung wählt man die Kastenabmessung (Breite) winkelrecht zur Längsrichtung der zu gründenden Mauern so, daß beiderseits ein Fundamentabfatz von 12 bis 25 cm Breite entsteht; die zweite Querschnittsabmessung (Länge) wird an jenen Stellen, wo zwei Mauern gegeneinander stoßen oder einander durchkreuzen, nahezu ebenso groß gewählt; die zwischenliegenden Kasten erhalten meist geringere Länge (Fig. 788 u. 790).

Die Längenabmessung der Kastenpfeiler läßt sich, sobald die Breite angenommen ist, aus der Belastung, die sie aufzunehmen haben, und aus der Tragfähigkeit des Baugrundes berechnen.

Beträgt die letztere  $K$  Tonnen für 1 qm, die lotrechte Belastung des betreffenden Kastenpfeilers  $D$  Tonnen, so ist der Querschnitt  $f$  des letzteren bekanntlich

$$f = \frac{D}{10\,000 K} \text{ Quadr.-Met.}$$

Ist die Breite  $b$  auf Grundlage der früheren Angaben (Mauerdicke plus 24 bis 50 cm) angenommen worden, so ergibt sich die Länge

$$l = \frac{f}{b}.$$

Da man beim Ausarbeiten des Entwurfes den Druck  $D$  meist von vornherein nicht kennt, so muß man zunächst für die Pfeilerlängen  $l$  eine Annahme machen. Läßt sich später, wenn der Entwurf weit genug gediehen ist, die Belastung  $D$  ermitteln, so berechnet man, wie groß bei den angenommenen Querschnittsabmessungen der Pfeiler die Belastung des Baugrundes sich ergibt. Ueberschreitet die letztere die zulässige Belastung  $K$ , so muß man entweder die Pfeilerlänge  $l$  oder die Zahl der Pfeiler vermehren, unter Umständen die Dicke der zu gründenden Mauern nach unten vergrößern.

Beim Bau der Nationalgalerie in Berlin sind im ursprünglichen Entwurf Zahl und Grundfläche der zur Gründung zu verwendenden Senkkasten so groß angenommen worden, daß eine nähere Berechnung die Belastung des Baugrundes zu 11 bis 15 kg für 1 qm ergab, eine Pressung, welche sonstigen Erfahrungen gemäß sehr bedeutend erschien und eine namhafte Verringerung wünschenswert machte. Deshalb wurde eine neue Anord-

Fig. 790.

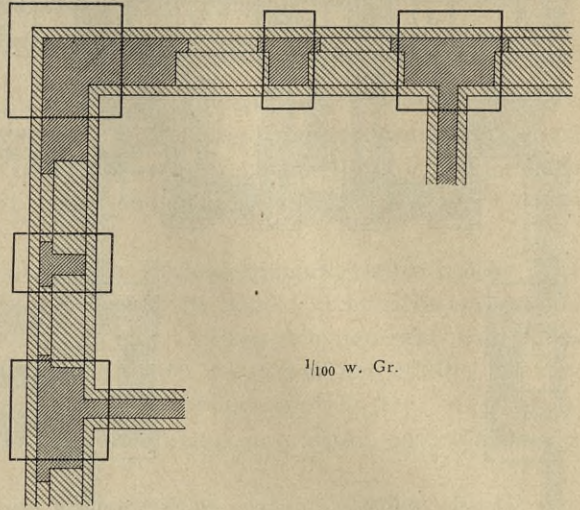
 $\frac{1}{100}$  w. Gr.

Fig. 791.

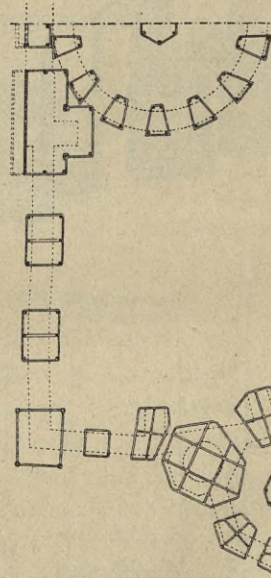
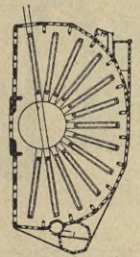
Fundamentplan.  
 $\frac{1}{250}$  w. Gr.

Fig. 792.

Grundriß.  
 $\frac{1}{1000}$  w. Gr.

Lokomotivschuppen der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn zu Berlin<sup>280)</sup>.

<sup>280)</sup> Nach: Zeitschr. f. Bauw. 1865, Bl. T.



nung fämtlicher Senkkasten entworfen derart, daß ein ziemlich gleichmäßiger Druck von etwa nur 5,8 kg für 1 qcm hervorgebracht wurde.

Um das Senken der Kasten zu erleichtern, läßt man nicht selten den Querschnitt derselben nach oben zu abnehmen; das Verjüngungsverhältnis beträgt  $\frac{1}{50}$  bis  $\frac{1}{25}$  (vergl. Fig. 789).

Die hölzernen Senkröhren oder Senkkasten werden aus 4,5 bis 5,5 cm starken Bohlen zusammengesetzt, die entweder lotrecht oder wagrecht angeordnet sind; ersteres geschieht hauptsächlich bei geringen Tiefen und nicht bedeutendem Erd- drucke. Bei kleineren Pfeilern können statt der Bohlen stärkere Bretter Anwendung finden.

Kasten mit lotrecht gestellten Bohlen müssen durch wagrecht angeordnete Kränze, die aus etwa  $15 \times 15$  cm starken Hölzern angefertigt werden, zusammengehalten und abgesteift werden. Solcher Kränze sind mindestens zwei, einer am

Fig. 793.

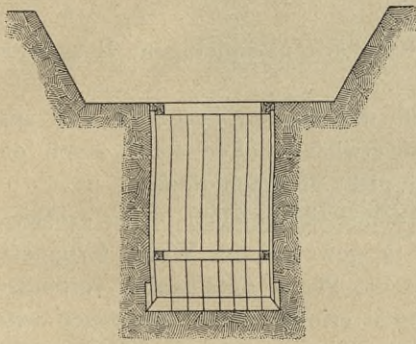
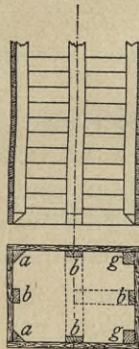
Senkröhren. —  $\frac{1}{100}$  w. Gr.

Fig. 794. Fig. 795.



der Röhre, erforderlich. Bei größerer Tiefe und stärkerem Drucke wird noch ein Zwischenkranz angeordnet, der jedoch nicht etwa in halber Höhe angelegt, sondern tiefer nach unten gerückt wird, da dort der Druck am größten ist. Der unterste Kranz wird keilförmig zugespitzt.

Die Senkkasten des in Fig. 791 u. 792 angedeuteten Lokomotivschuppens haben die in Fig. 793 veranschaulichte Konstruktion erhalten. Die Bohlen sind 4 cm dick, oben in den Falz eines  $13 \times 16$  cm

starken Kranzes eingelassen, unten zugespitzt und außen herum mit einem gleichfalls geschärften Kranz von 5 cm starken Bohlen versehen. Etwa 80 cm über dem unteren Rande ist ein zweiter Kranz angeordnet.

Sollen die Bohlen wagrecht liegen, wie in Fig. 794 u. 795, so müssen die Ecken durch lotrecht gestellte Kreuzhölzer *a, a, g, g* von etwa  $10 \times 10$  bis  $12 \times 12$  cm Dicke abgesteift werden; bei größeren Querschnittsabmessungen der Kasten werden noch Leisten *b, b* angeordnet. Die Bohlen werden derart aufgenagelt, daß ihr Hirnholz an den Ecken wechselweise an der einen Seite frei liegt und an der anderen von einer entsprechenden Bohle bedeckt wird. Dem wechselnden Drucke entsprechend können die Bohlen im vorliegenden Falle im oberen Teile schwächer gehalten werden als im unteren. Die unterste Bohlenlage wird häufig doppelt angeordnet, um den unteren Kastenrand, der beim Senken am meisten beansprucht wird, zu verstärken.

Bei beiden Konstruktionen werden die Bohlen auf die Versteifungshölzer aufgenagelt; ebenso werden in beiden Fällen innerhalb der Kasten während des Senkens noch vorläufige Verstreibungen angebracht, welche teils aus wagrecht, teils aus schräg gestellten Spreizen gebildet sind. In Fig. 794 u. 795 sind in den Grundrissen der Senkkasten derartige sich kreuzende Verstreibungshölzer angedeutet.

Die Senkkasten sind sofort in voller Höhe auszuführen und im Ganzen an die Baustelle zu bringen; die letztere wird hier ebenso vorbereitet, wie bei Senkbrunnen (vergl. Art. 484, S. 390). Die Senkung kann in gleicher Weise wie bei den Brunnen

496.  
Konstruktion.497.  
Ausführung.



vorgenommen werden; doch wird bei den Senkkästen fast ausschließlich der Sackbohrer (vergl. Art. 489, S. 392) angewendet. Die künstliche Belastung des senkenden Kastens darf niemals fehlen, da er selbst nur ein geringes Eigengewicht hat; sie kann bloß bei engeren Kästen (Röhren) entbehrt werden, wenn man diese durch die Schläge einer Ramme zum Sinken bringt.

Beim Senken stellen sich die Kästen leicht schief, weshalb in der Regel Steifen aufgestellt werden, die das Kippen der Kästen zu verhüten haben<sup>281</sup>).

Ist die Senkung bis auf die erforderliche Tiefe vollführt, so ist das nunmehr einzuschlagende Verfahren hier daselbe, wie bei den Senkbrunnen (vergl. Art. 493, S. 395). Auch hier wird zunächst die nach unten dichtende Betonschicht hergestellt, nach Erhärtung derselben das Wasser ausge schöpft und die Ausmauerung vorgenommen; oder der ganze Kasten wird mit Beton ausgefüllt. Letzteres wird namentlich dann vorgezogen, wenn die Kästen (Röhren) sehr eng sind oder wenn infolge bedeutenden Erddruckes eine starke Verstrebung der Kastenwände vorgenommen werden mußte und infolgedessen der Innenraum des Kastens nur wenig frei ist.

Die ausgemauerten Kastenpfeiler werden bei stark nachgiebigem Baugrunde bisweilen untereinander verankert.

In einigen Fällen hat man die Kästen bloß mit Steinen ausgefüllt und ausgestampft, was sich als vollkommen ausreichend erwiesen haben soll. Auch die Ausfüllung mit scharfkörnigem, grobem Sande ist nicht ausgeschlossen.

Ueber dem Grundwasserspiegel oder, wenn dieser tief gelegen ist, in größerer Höhe wird die Mauerung der Fundamentpfeiler in gewöhnlicher Weise fortgesetzt bis zu jener Stelle, wo die Grundbögen, welche die Pfeiler miteinander verbinden sollen, anzusetzen sind. Nach Aufstellung der hierzu erforderlichen Lehrbögen wird die etwa 2 Stein starke Wölbung und hierauf die Ausmauerung der Wölbzwickel vorgenommen. Stehen die Kästen sehr nahe aneinander, so kann man die Verbindungskonstruktion auch durch Auskragen der betreffenden Steinscharen bewirken; beide Anordnungen sind in Fig. 788 u. 789 zu finden.

Die Anwendung der Senkkastengründung ist eine beschränkte. Sie sollte nur für geringe Gründungstiefen (4, höchstens 5 m) angewendet werden, da man anderenfalls die Kästen, bezw. Röhren nicht steif genug konstruieren kann. Allein auch sonst hat sich dieses Gründungsverfahren nur wenig Eingang verschafft; sie ist hauptsächlich bloß in den älteren preussischen Provinzen im Gebrauch und wird der Brunnengründung vorgezogen, wenn der Baugrund sehr ungleichartig ist und sobald in der lockeren Bodenschicht Baumstämme oder andere Hindernisse vorhanden sind, welche die Senkung von Brunnen gefährden könnten.

## b) Eiserne Senkröhren.

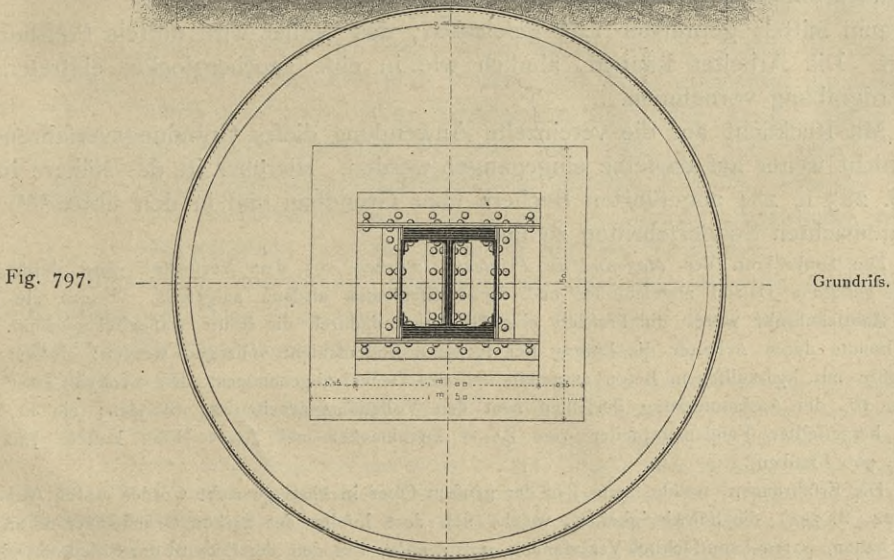
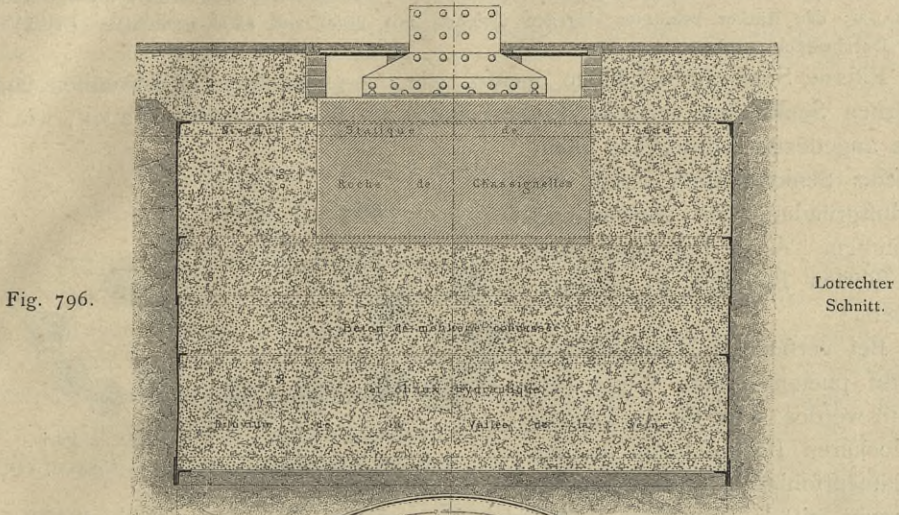
498.  
Senkröhren.

Eiserne Senkröhren kommen meist nur für Brückenpfeiler, in England wohl auch für längere Mauern zur Anwendung und werden alsdann in der Regel mit Hilfe von gepresster Luft versenkt. Im Hochbauwesen sind sie sehr selten zu Fundamenten benutzt worden; als einzige Ausführung dieser Art ist die im Jahre 1880 bewirkte Gründung der neuen *Magasins du Printemps* zu Paris (Arch.: *Sédille*) bekannt geworden.

<sup>281</sup>) Siehe hierüber: Sicherheits-Abtheilung für Senkkästen. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 318.



Das für derlei Senkröhren am häufigsten angewendete Material ist Gufseifen; die Röhre besteht alsdann aus einzelnen cylindrischen Trommeln, welche in demselben Maße übereinander gefetzt werden, als die Röhre infolge der Lösung des Bodens in den letzteren ein sinkt. Die Trommeln sind an der Ober- und Unterkante mit ringförmigen Flanschen versehen und werden mit diesen und mit Hilfe von Schrauben miteinander verbunden.



Von den *Magasins du Printemps* zu Paris. — Gründung der eisernen Freistützen<sup>282)</sup>.  
Arch.: *Sédille & Baudet*. — 1/40 w. Gr.

Senkröhren von größerem Durchmesser werden aus Eisenblechen (nach Art der Keffelnietungen) zusammengesetzt; durch L- und T-Eisen wird den Wandungen die nötige Steifigkeit verliehen.

Die *Magasins du Printemps* wurden, teils in Rücksicht auf Feuerficherheit, teils um möglichst wenig an Raum zu verlieren, im Inneren der Hauptfache nach in Eisenkonstruktion ausgeführt; Decken und Dächer werden von eisernen Freistützen (Fig. 796 u. 797<sup>282)</sup> getragen. Diefse fowohl, als auch die gemauerten

<sup>282)</sup> Fakf.-Repr. nach: *Encyclopédie d'arch.* 1885, Pl. 997.



Pfeiler, welche im Erdgefchofs die Frontmauern tragen (Fig. 798<sup>283</sup>), haben großen Belastungen (die größte Belastung beträgt 350 t, die kleinste 230 t) zu widerstehen. Um diese in geeigneter Weise auf den Baugrund zu übertragen, bezw. auf eine möglichst große Fläche zu verteilen, wurden für sämtliche 46 eiserne Freistützen der Magazinsräume, ebenso für die steinernen Stützen der Frontmauern, für die Freistützen der großen Flurhalle und der Rotunden cylindrische Röhrenpfeiler von 2,50 bis 3,00 Durchmesser verfenkt. Dieselben erhielten 2 m Höhe, die Wandungen 4 mm Blechdicke und zur Versteifung ringförmige gebogene Winkeleisen von 60 × 60 × 8 mm Querschnitt. Nach dem Verfenken wurden die Röhren mit hydraulischem Beton ausgefüllt. Die Mehrzahl der Brunnenpfeiler erhielt einen Durchmesser von 2,50 m; den stärker belasteten dagegen (solchen mit 265 t und 350 t lotrechtem Druck) wurde 3,00 m Durchmesser gegeben.

499.  
Senkung.

Eiserne Senkröhren können ebenso, wie die gemauerten Senkbrunnen und die hölzernen Senkkästen verfenkt werden; indes ist in den meisten Fällen, wie oben schon angedeutet wurde, das pneumatische Senkverfahren oder die Prefsluftgründung in Anwendung gekommen. Auch bei dem eben vorgeführten Beispiele ist dies geschehen.

Bei verfenkten Fundamenten, die auf pneumatischem Wege hergestellt werden, wird für die Lösung der lockeren Bodenschicht an der Fundamentsohle ein wasserfreier Arbeitsraum mittels gepresster Luft geschaffen; das Wasser wird mittels Prefsluft verdrängt. Die Arbeiter können, ähnlich wie in eine Taucherglocke, eintreten und die Erdgrabung vornehmen.

Mit Rücksicht auf die vereinzelte Anwendung dieses Gründungsverfahrens soll hier nicht weiter auf dasselbe eingegangen werden. Hierüber ist das Nähere in den auf S. 283 u. 284 angeführten Büchern über Grundbau und in den unten<sup>284</sup>) namhaft gemachten Sonderchriften zu finden.

Die Senkröhren der *Magasins du Printemps* wurden vor dem Verfenken oben durch kegelförmig gestaltete Deckel abgeschlossen und die Luftschleusen alsdann aufgesetzt. Durch ein 70 mm weites Kautschukrohr wurde die Prefsluft eingeführt und dadurch die Röhre wasserfrei gemacht. Nunmehr konnte durch Arbeiter die Lösung der lockeren Bodenschicht vollzogen werden; alsdann wurde die Röhre mit hydraulischem Beton ausgefüllt und der Deckel abgenommen. Die Senkung einer Röhre dauerte 10, die Ausbetonierung derselben samt den Vollendungsarbeiten 24 Stunden; ein in solcher Weise hergestellter Fundamentpfeiler von 2,50 m Durchmesser und 2,50 m Höhe kostete 720 Mark (= ca. 900 Franken).

Die Erfahrungen, welche beim Bau der großen Oper in Paris gemacht worden waren (siehe auch Art. 424, S. 344), die Schwierigkeiten, welche sich dort infolge des starken Grundwasserandranges ergeben hatten, waren hauptsächlich Veranlassung, daß *Baudet*, von dem der Entwurf der Eisenkonstruktionen des in Rede stehenden Gebäudes herrührt, die Anwendung der Prefsluftgründung in das Auge faßte; die betreffenden Arbeiten wurden unter der Leitung *Zschokke's* ausgeführt<sup>285</sup>).

<sup>283</sup>) Nach: *La semaine des const.*, Jahrg. 6, S. 233.

<sup>284</sup>) GÄRTNER, E. Entwicklung der pneumatischen Fundierungsmethode etc. Wien 1879. (Sonderabdruck aus: *Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1879, S. 41.)

PERNOLET, A. *L'air comprimé et ses applications etc.* Paris 1879.

ANSPACH, L. *Notice sur les fondations par l'air comprimé etc.* Brüssel 1880.

BRENNECKE, L. Ueber die Methode der pneumatischen Fundierungen. Petersburg 1881.

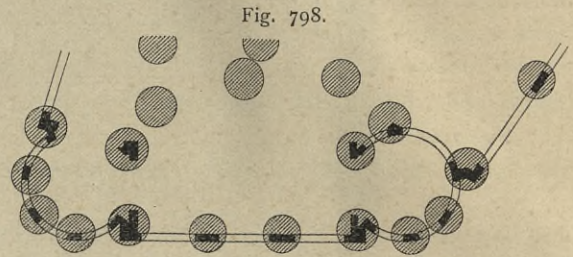
<sup>285</sup>) Eingehendere Mitteilungen über diese Gründung sind zu finden in:

*Grands Magasins du Printemps à Paris. Encyclopédie d'arch.* 1885, S. 1.

DUPRÉ, E. *Les fondations à l'air comprimé. La semaine des const.*, Jahrg. 6, S. 232.

FERRAND, S. *Les fondations à l'air comprimé aux nouveaux Magasins du Printemps. Gaz. des arch.*

1881, S. 207.



Von den *Magasins du Printemps* zu Paris.  
Teil des Fundamentplanes<sup>283</sup>). — 1/500 w. Gr.



## Litteratur

»über Senkröhrengründungen«.

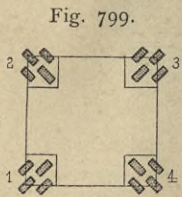
- WEISE, H. Locomotiv-Haus der Berlin-Potsdamer-Magdeburger Eisenbahn zu Berlin. *Zeitschr. f. Bauw.* 1865, S. 438.
- ERBKAM, G. Die Königliche National-Galerie. *Zeitschr. f. Bauw.* 1869, S. 263.
- CRAMPE, R. Praktische Erfahrung bei Gründung auf Senkkasten. *Baugwks.-Zeitg.* 1870, S. 130.
- SCHMIDT, O. Gründung auf Senkkasten. *Baugwks.-Zeitg.* 1870, S. 113.
- FERRAND, S. *Les fondations à l'air comprimé. Revue indust.* 1881, S. 362.
- FERRAND, S. *Les fondations à l'air comprimé aux nouveaux Magasins du Printemps. Gaz. des arch.* 1881, S. 207.
- Fondations des nouveaux magasins du Printemps au moyen de l'air comprimé. Le génie civil*, Bd. 2, S. 485.
- DUPRÉ, E. *Les fondations à l'air comprimé. La semaine des const.*, Jahrg. 6, S. 232.

## 4. Kapitel.

## Caiffongründung.

Für tiefgehende Fundamente von Ingenieurbauwerken, insbesondere von Brückenpfeilern, wird vielfach die fog. Senkkasten- oder Caiffongründung in Anwendung gebracht. Hierbei wird zunächst ein prismatischer eiserner Kasten oder Caiffon hergestellt, seitlich und oben geschlossen, unten offen, welcher in seiner Grundriffsgehalt der Grundriffsform des zu gründenden Pfeilers entspricht. Auf der Decke dieses Kastens wird das Mauerwerk aufgeführt und dabei der Kasten mit dem Mauerwerk allmählich durch die lockeren Bodenschichten bis auf den tragfähigen Baugrund versenkt. Dies geschieht in der Weise, daß Arbeiter in den Senkkasten eintreten und den Boden allmählich abgraben. Damit die Arbeiter in den Kasten eintreten können und damit überhaupt ein Verkehr nach und von diesem Arbeitsraum stattfinden kann, führen aus der Decke desselben ein oder zwei Schächte nach außen. Der Kasten wird durch Einführen von Pressluft wasserfrei erhalten. Hat der Kasten die nötige Tiefe erreicht, so wird er ausgemauert, bezw. ausbetoniert; Gleiches geschieht mit den Schächten.

500.  
Eiserne  
Senkkasten.



Im Hochbauwesen fand dieses Gründungsverfahren wohl die erste Anwendung bei der Gründung der vier Eckpfeiler, auf denen der 300 m hohe *Eiffel-Turm* auf dem *Champ de Mars* bei Paris 1887—89 errichtet wurde.

501.  
Gründung  
des  
*Eiffel-Turmes*  
zu Paris.

Die Bodenuntersuchungen hatten ergeben, daß die unterste Schicht aus einer mächtigen, trockenen und sehr festen Thonschicht von ca. 16 m Stärke besteht, welche auf einer Kreideschicht ruht und eine Tragfähigkeit von 3 bis 4 kg für 1 qcm besitzt. Ueber der Thonschicht lagert eine Sandbank und eine zu Gründungen gut geeignete feste Kieschicht von 6 bis 7 m Mächtigkeit; über letzterer beginnt das alte Flussbett der Seine, welches von einer Menge feinen, schlammhaltigen Sandes und von Anschwemmungen aller Art, die für Gründungen ungeeignet sind, bedeckt ist. Man beschloß, den Turm auf vier, je 100 m voneinander entfernten Eckpfeilern zu errichten und letztere so tief zu gründen, daß sie noch durch eine genügend starke Kieschicht vom Thon getrennt sind. Infolgedessen befindet sich z. B. für die beiden Eckpfeiler 1 und 4 (Fig. 799) die gedachte Sand- und Kieschicht erst in der Höhe + 22, d. h. 5 m unter Wasser. Dementsprechend benutzte man für jeden dieser Pfeiler Senkkasten aus Eisenblech von 15 m Länge und 6 m Breite, welche, in der Zahl von 4 für jeden Eckpfeiler, bis zur Höhe + 22 versenkt, 5 m tief unter Wasser zu stehen kamen. Die Höchstpressung auf die Gründungsfohle mit Einschluß des Luftdruckes wurde auf 4 kg für 1 qcm berechnet.

Jeder der vier Eckpfeiler ruht auf 4 getrennt voneinander angeordneten, pyramidal gestalteten Fundamentpfeilern (Fig. 799), welche bestimmt sind, die in den hohlen, eisernen Hauptgurtungsträgern der Turmecken thätigen Druckspannungen aufzunehmen, zu deren Angriffsrichtung ihr oberster Teil senkrecht gerichtet ist (Fig. 800 u. 801) und die gußeisernen Schuhe enthält, in welchen die Hauptträger des eisernen



Fig. 800.

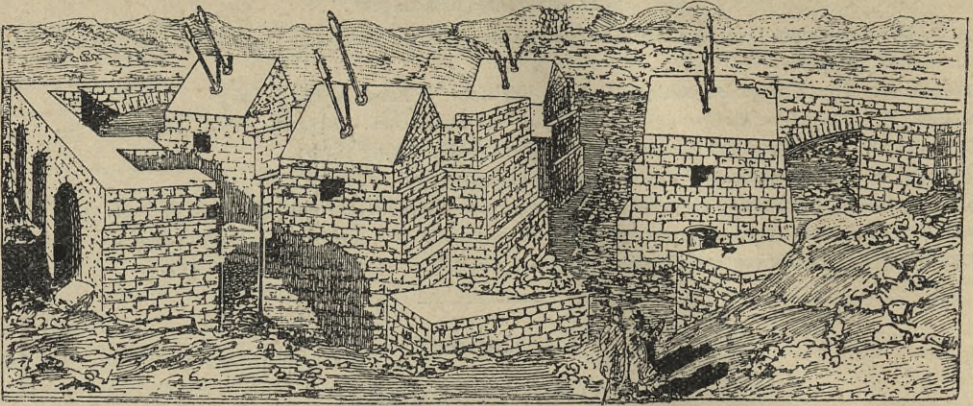
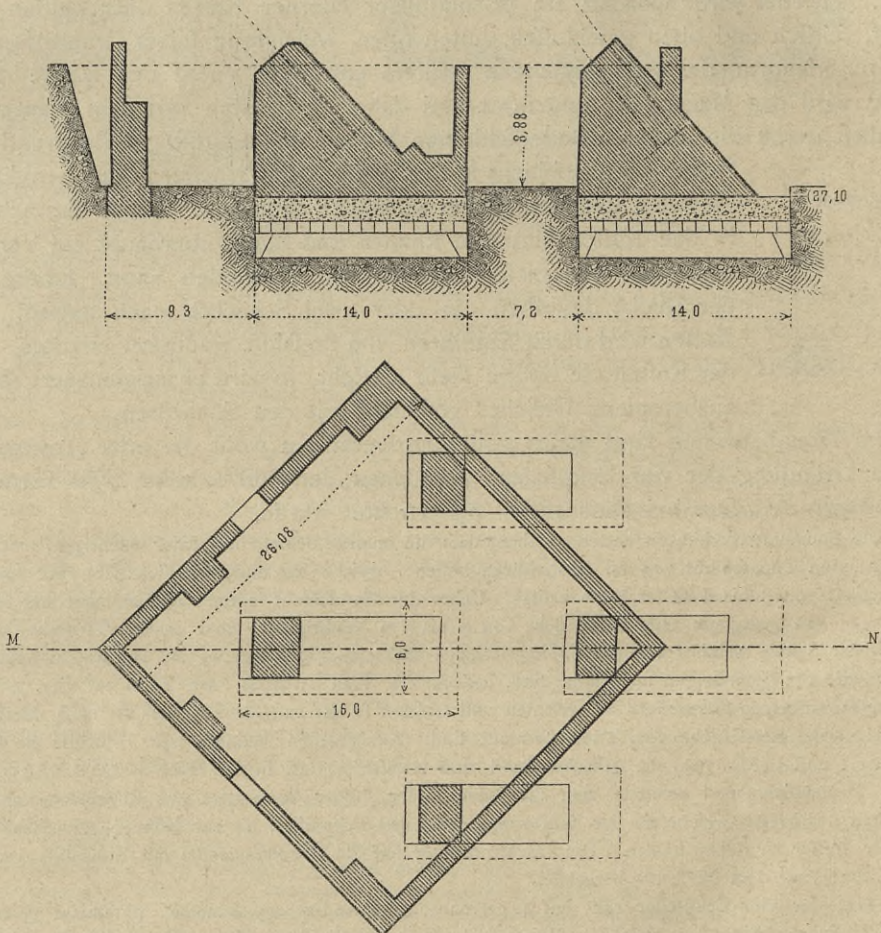
Blick auf die Fundamente eines Eckpfeilers<sup>286</sup>).

Fig. 801.

Fundamente eines Eckpfeilers. —  $\frac{1}{500}$  w. Gr.Gründung der vier Eckpfeiler des *Eiffel*-Turmes zu Paris.







Die Senkkasten für die eben beschriebenen Fundamentpfeiler sind 5,70 m hoch und haben ein Gewicht von ca. 3000 kg; an den lotrechten Blechwänden ist eine Holzkonstruktion brunnenkranzartig befestigt, welche erstens die erforderliche Steifigkeit verleiht. Ueber der Decke jedes Caiffons erhoben sich 2 gußeiserne cylindrische Schächte, die mittels Leitern befestigbar waren; auf jeden Schacht wurde die Luftschleufe aufgesetzt. Die ausgegrabenen Erdmassen wurden in diesen Schächten mittels eiserner Eimer und Aufzugsketten nach oben geschafft. Der Arbeitsraum war elektrisch beleuchtet. Bei der Senkung wurde eine mittlere Leistung von 50 cm Tiefe der Ausschachtung bei 90 qm Bodenfläche innerhalb 24 Stunden erreicht.

Das zweite hier vorzuführenbe Beispiel betrifft eines der vielgeschossigen Gebäude der nordamerikanischen Großstädte, nämlich die Gründung des Manhattan-Lebensversicherungsgebäudes zu New-York.

502.  
Gründung  
des  
Manhattan-  
Lebens-  
versicherungs-  
Gebäudes  
zu  
New-York.

Daselbe liegt am unteren *Broadway* und bedeckt eine Grundfläche von etwa  $20,50 \times 38,00$  m; am *Broadway* selbst besitzt es 17 und in der Nebenstraße 18 Geschosse. Die Höhe des Kuppelturmes bis zur Flaggenfange beträgt 106 m. Die Außenwände sind in Mauerwerk, das Innere als Eifengerippe mit eisernen Säulen, ebenfolchen Balkenlagen und eisernem Dach hergestellt; auch die Außenwände werden vom Eifengerippe getragen.

Bemerkenswert ist die Gründung der 34 gußeisernen Säulen, auf denen die rund 50 000 t betragende Last des Gebäudes ruht. Der tragfähige Felsboden liegt etwa 16 bis 17 m unter der Strafsenoberfläche des *Broadway*; über dem Felsen lagern Schlamm und Trieband; das Grundwasser steht etwa 6,70 m unter Strafsenoberfläche. Die beiden Nachbargebäude sind nicht sicher bis auf den Felsen gegründet, so daß äußerste Vorsicht geboten war, um an denselben Beschädigungen zu vermeiden. Aus diesem Grunde wurde die Pressluftgründung gewählt.

Im Grundriß von Fig. 802 ist die Anordnung der Säulen und der Caiffons dargestellt. Zum Abfangen der Nachbarwand und um die konzentrische Belastung der Caiffons zu erzielen, sind Auslegerträger angewendet worden (Fig. 802, Schnitt), und je vier nebeneinander gelegene Blechträger bilden ein Ganzes. Nur eine Säule ruht auf einem von 25 Pfählen getragenen Betonblock; alle übrigen Pfeiler sind mittels Pressluft gegründet. Die Caiffons haben, wie Fig. 802, Grundriß zeigt, verschiedene Grundrißformen; einige haben die kreisrunde Grundrißgestalt; die meisten sind im Grundriß rechteckig und nehmen eine, zwei oder vier Säulen auf.

Zunächst wurde auf dem ganzen Bauplatz der Boden bis zur Grundwasserlinie ausgehoben; alsdann wurden die aus weichem Stahl konstruierten Caiffons an Ort und Stelle gebracht und unter Anwendung von Pressluft in der im allgemeinen schon beschriebenen Weise bis auf den Felsen hinabgefenkt. Der gelöste, halbflüssige Sand wurde in 10 cm weiten Röhren hochgefördert, die bis auf den jeweilig erreichten Boden hinabreichten und mit Hähnen verschließbar waren; man schaufelte den gelösten Sand und Schlamm bis an die untere Mündung dieser Röhren, und sobald einer der Hähne geöffnet wurde, förderte der Ueberdruck der Pressluft das halbflüssige Material in die Höhe. Durchschnittlich fenkte man täglich 1,20 m. Die Caiffons wurden schließlich mit Beton ausgefüllt<sup>289)</sup>.

### Litteratur

über »Caiffongründung«.

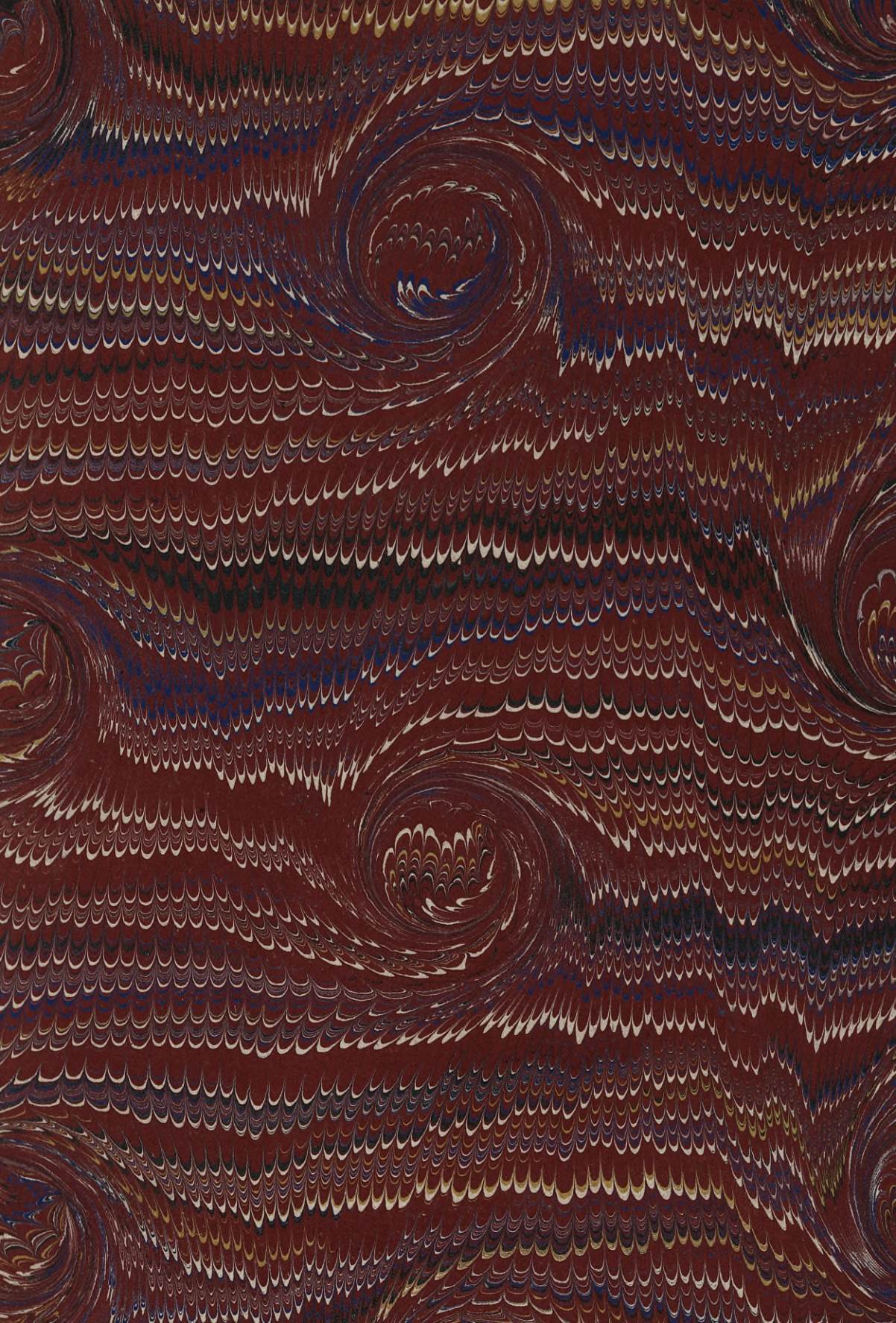
- DUPRÉ, E. *Les fondations à l'air comprimé. La semaine des conf.*, Jahrg. 6, S. 232.  
*Les fondations de la tour de 300 mètres au Champ de Mars. La semaine des conf.*, Jahrg. 11, S. 519.  
*Les travaux de la tour de 300 mètres. La construction moderne*, Jahrg. 2, S. 339.  
 NEISCHL, A. Der Eiffelthurm. Gründung und Errichtung. *Deutsche Bauz.* 1889, S. 391.  
*Les fondations de la tour de 300 mètres au Champs de Mars. La semaine des conf.*, Jahrg. 11, S. 519.  
*Les travaux de la tour de 300 mètres. La construction moderne*, Jahrg. 2, S. 339.  
 NEISCHL, A. Der Eiffelthurm. Gründung und Errichtung. *Deutsche Bauz.* 1889, S. 391.  
 LANDSBERG, TH. Das Manhattan-Lebens-Versicherungs-Gebäude in New-York. *Centralbl. d. Bauverw.* 1894, S. 165.  
 LANDSBERG, TH. Die Fundamentirung eines zwanzigstöckigen Gebäudes in New-York. *Deutsches Bauwksbl.* 1894, S. 507.

<sup>289)</sup> Nach: *Engng. record* 1894, Jan. 24. — *Engng. news* 1893, Dez. 7. — *Zeitschr. f. Bauw.* 1895, S. 224. — *Centralbl. d. Bauverw.* 1894, S. 165. — *Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver.* 1893, S. 424.

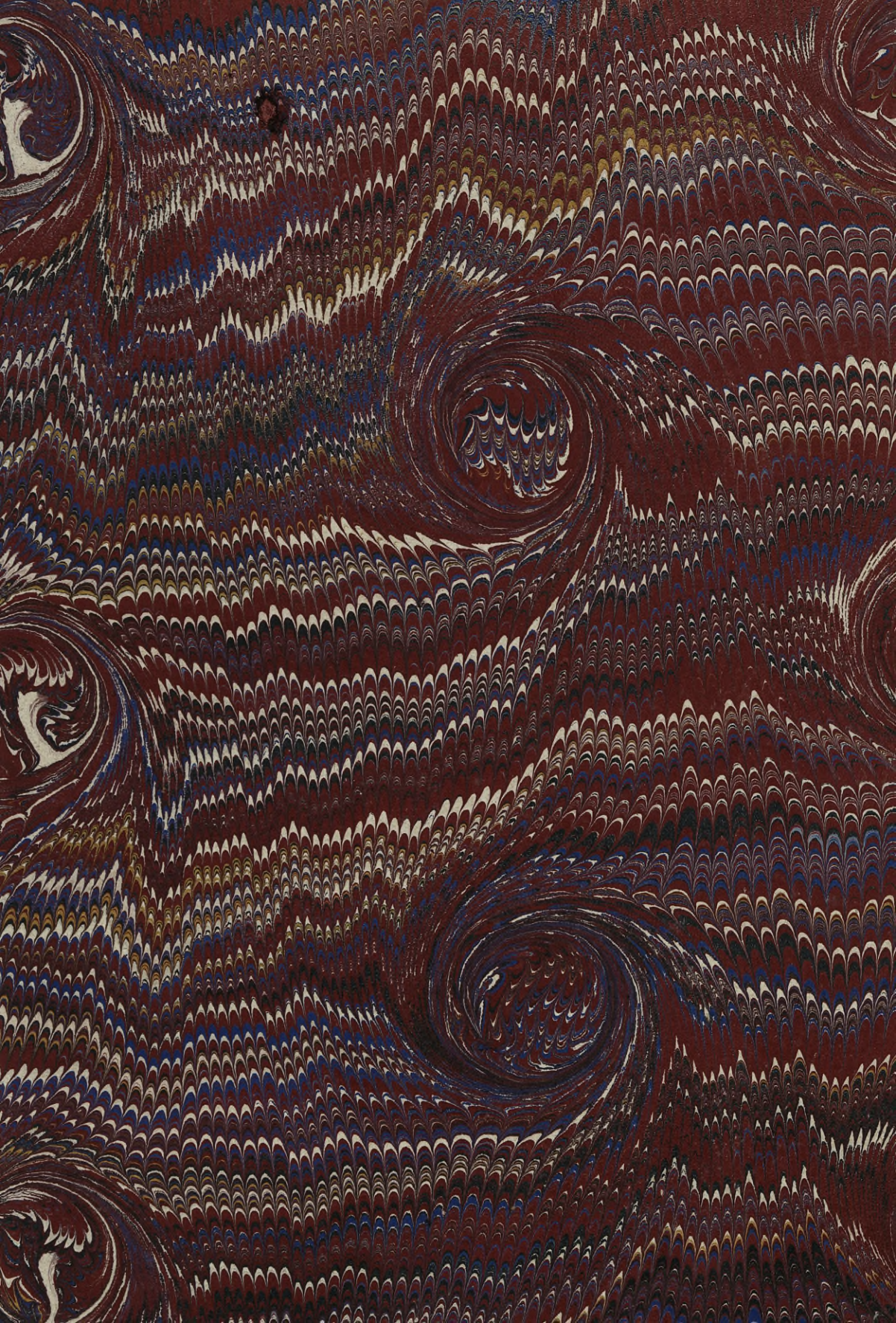


50,00











Biblioteka Politechniki Krakowskiej



III-306439

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000298748