

Biblioteka Główna i OINT
Politechniki Wrocławskiej



100100224231



EX LIBRIS

BIBLIOTEKA GŁÓWNA
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ

Nullwahr

Die Gesamtanordnung und Gliederung des »Handbuches der Architektur« ist am Schlusse des vorliegenden Bandes zu finden.

Ebendafelbst ist auch ein Verzeichniß der bereits erschienenen Bände beigelegt.

Jeder Band, bezw. jeder Halb-Band und jedes Heft des »Handbuches der Architektur« bildet ein für sich abgeschlossenes Ganze und ist einzelk käuflich.

HANDBUCH DER ARCHITEKTUR.

Unter Mitwirkung von Fachgenossen

herausgegeben von

Baudirector

Professsor Dr. **Jofef Durm**

in Karlsruhe,

Geheimer Regierungsrath

Professsor **Hermann Ende**

in Berlin,

Geheimer Baurath

Professsor Dr. **Eduard Schmitt**

in Darmstadt

und

Geheimer Baurath

Professsor **Heinrich Wagner**

in Darmstadt.

Dritter Theil:

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

1. Band:

Constructions-Elemente

in

Stein, Holz und Eifen.

Fundamente.

ZWEITE AUFLAGE.

—♦—♦—♦—

VERLAG VON ARNOLD BERGSTRÄSSER IN DARMSTADT.

1891.

DIE
HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

DES
HANDBUCHES DER ARCHITEKTUR
DRITTER THEIL.

1. Band:

Constructions-Elemente in Stein.

Von Erwin Marx,
Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

Constructions-Elemente in Holz.

Von Dr. Friedrich Heinzerling,
Königl. Baurath und Professor an der technischen Hochschule zu Aachen.

Constructions-Elemente in Eifen.

Von Georg Barkhausen,
Professor an der technischen Hochschule zu Hannover.

Fundamente.

Von Dr. Eduard Schmitt,
Großh. Hoff. Geh. Baurath und Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

ZWEITE AUFLAGE.

Mit 770 in den Text eingedruckten Abbildungen, so wie 1 in den Text eingehafteten Tafel.

POLITECHNIKA WROCLAWSKA
Katedra Architektury II.

~~L.uw. 11/1/220~~

— i —

DARMSTADT 1891.

VERLAG VON ARNOLD BERGSTRÄSSER.

POLITECHNIKA WROCLAWSKA
Katedra Architektury I

~~d. ins. III 1/282~~

637
Druckanstalt

Mühlbauer

Das Recht der Uebersetzung in fremde Sprachen bleibt vorbehalten.



253148/1

Zink-Hochätzungen aus der k. k. Hof-Photogr. Kunst-Anstalt von C. ANGERER & GÖSCHL in Wien
und aus dem graphischen Institut von FRIEDRICH WOLF in München.
Die lithographirte Tafel aus der lithogr.-art. Anstalt von FERDINAND WIRTZ in Darmstadt.
Druck der UNION DEUTSCHE VERLAGSGESELLSCHAFT in Stuttgart.

Akc. 325/2/87

Handbuch der Architektur.

III. Theil.

Hochbau-Constructionen.

I. Band.

(Zweite Auflage.)

INHALTS-VERZEICHNISS.

	Seite
Vorwort	I
Literatur: Gesamtwerte über »Hochbau-Constructionen«	3
Grundfätze für die Construction	4

Erfte Abtheilung:

Constructions-Elemente.

I. Abschnitt:

Constructions-Elemente in Stein.

1. Kap. Stein-Constructionen im Allgemeinen	9
2. Kap. Steinverband	19
a) Steinverbände für Mauerwerke aus Backsteinen	19
1) Arten des Backsteinverbandes	22
2) Zusammenstoß von Mauern unter rechtem Winkel	32
3) Zusammenstoß von Mauern unter schiebem Winkel	37
4) Beliebige Mauerkörper mit rechtwinkeligen Ecken und Winkeln	43
5) Mauerkörper mit rechtwinkeligen Hohlräumen	49
6) Mauerkörper mit schieben Ecken und Winkeln	54
7) Runde Mauerkörper	56
8) Bogenverband	59
b) Quaderverbände	61
c) Verbände für Mauern aus Bruchsteinen und Feldsteinen	65
d) Verbände für Mauern aus gemischtem Mauerwerk	67

	Seite
3. Kap. Steinverbindung	72
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 »Constructions-Elemente in Stein« und »Mauerwerkskunde«, fo wie über »Steinhauerarbeit« und »Steinschnitt«	92

2. Abschnitt:

Constructions-Elemente 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)	109
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 gefpreizte Balken	116
c) Gitterträger	118
d) Armirte Balken	120
1) Hängewerkbalken	121
2) Sprengwerkbalken	122
4. Kap. Balkenverbände	122
a) Winkelbänder	122
b) Sprengwerke	123
c) Hängewerke	127
d) Hänge-Sprengwerke	130
5. Kap. Bohlen- und Bretterverbände	133
a) Verbände in einer Ebene	134
1) Verbreiterungen	134
2) Winkelverbände	135
b) Verbände in zwei parallelen Ebenen	135
c) Verbände in zwei zu einander geneigten Ebenen	137
Literatur: Bücher über »Constructions-Elemente in Holz«, fo wie über »Zimmerwerks- kunde« und »Baufchreinerei«	137

3. Abschnitt:

Constructions-Elemente in Eifen.

1. Kap. Verbindung von Eifentheilen	139
a) Niete und Nietverbindungen	139
1) Niete und Nietlöcher	139
2) Anordnung der Vernietungen	144
3) Berechnung der Vernietungen	149
4) Nietverbindungen	154
b) Schrauben und Schraubenverbindungen	159
Witworth's Scala der eingängigen scharfen Schrauben	160

	Seite
c) Bolzenverbindungen	163
d) Keile und Splinte, Keil- und Splintverbindungen	170
2. Kap. Verlängerung von Eifentheilen	172
a) Verlängerung von Blechen	173
b) Verlängerung von Flacheisen und Rundeisen	174
c) Verlängerung von Profileisen und Eifentheilen zusammengesetzten Querschnittes	177
3. Kap. Eckverbindung, Endverbindung und Kreuzung von Eifentheilen	181
a) Eck- (L -) Verbindungen	181
b) End- (T -) Verbindungen	183
c) Kreuzungen (+ -Verbindungen).	187
4. Kap. Ketten und Drahtseile	190
a) Ketten	190
b) Drahtseile	192
5. Kap. Anker	194
6. Kap. Freistützen	199
a) Beanspruchung und Berechnung	199
b) Freistützen in Gußeisen	208
c) Freistützen in Schmiedeeisen	212
d) Kopf der Freistützen	219
e) Fufs der Freistützen	220
1) Füfse gußeiserner Stützen	221
α) Druckplatten	221
β) Ankerplatten	226
2) Füfse schweifeiserner Stützen	227
7. Kap. Träger	229
a) Gußeiserne Träger	229
b) Schmiedeeiserne Träger	231
1) Träger aus Eifenbahnschienen	231
2) Träger aus Walzeisen	233
3) Blechträger	236
4) Gitterträger	241
c) Auflager der Träger	245
d) Zwei Beispiele	250
Literatur: Bücher über »Eifen-Constructions im Allgemeinen« und »Constructions-Elemente in Eifen«, so wie über »Bauschlofferci« und »Schmiedewerkskunde«	
	259

Zweite Abtheilung:

Fundamente.

I. Abchnitt.

Fundament und Baugrund.

Vorbemerkungen	263
Literatur über »Fundamente im Allgemeinen«	
	263
1. Kap. Baugrund	264
a) Befchaffenheit des Baugrundes	264
b) Untersuchung des Baugrundes	267
c) Verbesserung schlechten Baugrundes	273
2. Kap. Constructions-Bedingungen	277
a) Lage, Form und Gröfse der Fundament-Basis	278
b) Sicherheit gegen Einsinken	280
c) Sicherheit gegen seitliches Verschieben	286
d) Sicherheit gegen äufsere Einflüsse	288
e) Fundirungstiefe	291
f) Gründungsverfahren	292

2. Abschnitt.

Aufgebaute Fundamente.

Uebersicht	296
1. Kap. Baugrube	297
a) Baugrube im Trockenem	297
1) Baugruben ohne Zimmerung	298
2) Baugruben mit Zimmerung	299
3) Ausschachtung und Trockenlegung	302
b) Baugrube am und im Waffer	304
2. Kap. Gemauerte Fundamente	306
a) Voll gemauerte Fundamente	306
b) Pfeiler-Fundamente	310
1) Pfeiler-Fundamente für durchgehendes Tagmauerwerk	310
2) Fundamente für einzelne Pfeiler	314
c) Fundamente aus Trockenmauerwerk, Steinpackungen und Steinschüttungen	317
Literatur über »Gemauerte Fundamente«	318
3. Kap. Fundamente aus Beton- und Sandfchüttungen	318
a) Beton-Fundamente	318
b) Fundamente aus Sandfchüttungen	328
Literatur über »Fundamente aus Beton- und Sandfchüttungen«	332
4. Kap. Schwellroft-Fundamente	332
a) Einfachere Rof-Constructionen	332
b) Schwellrofte	334

3. Abschnitt:

Verfenkte Fundamente.

Gründung auf eifernen Pfählen	340
1. Kap. Pfahlroft-Fundamente	340
a) Rofpfähle	341
b) Rofdecke	345
Literatur über »Pfahl-Gründungen«	353
2. Kap. Senkbrunnen-Gründung	353
a) Anordnung und Construction der Senkbrunnen	355
b) Ausführung der Brunnenpfeiler	360
Literatur über »Senkbrunnen-Gründungen«	365
3. Kap. Senkröhren-Gründung	366
a) Hölzerne Senkkaffen	366
b) Eiferne Senkröhren	370
Literatur über »Senkröhren-Gründungen«	375

Tafel bei S. 345:

Gründung der neuen *Morgue* in Paris. (Südliche Hälfte.)

Handbuch der Architektur.

III. Theil.

Hochbau-Constructionen.

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

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

... Dahingegen beruhet die Kenntniß dessen, was dazu gehöret, um die Gebäude dauerhaft aufzuführen, auf Grundsätzen 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 Grundsätzen 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 Theil.
Berlin 1797. S. 1.

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

Damit ein Bautheil 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 dessen Benutzung in möglichst weit gehender, einfacher und bequemer Weise geschehen könne, müssen die einzelnen Bautheile in fachgemäßer und zweckmäßiger Weise an einander gefügt werden. Den Haupttheil dieser Aufgaben hat die richtige Construction zu erfüllen, und das wesentlichste Ziel des III. Theiles unseres »Handbuches« ist hiermit gekennzeichnet.

Bereits in der allgemeinen Einleitung zum vorliegenden Werke¹⁾ wurde die Stellung und Bedeutung der Constructionslehre im Gesamtgebiete der Architektur charakterisirt; auch wurde an jener Stelle die Loslösung des Ingenieurwesens vom Hochbauwesen erklärt und gedeutet. Gerade auf dem Gebiete der Construction sind die Berührungspunkte zwischen Architekt und Ingenieur die innigsten und zahlreichsten. Große Decken, Dach- und Hallen-Constructionen werden bald vom Architekten, bald vom Ingenieur entworfen, und bei noch manchen anderen Projecten und Ausführungen des Hochbauwesens wird die Mitwirkung des Ingenieurs angestrebt. Dieser Zusammenhang des gesammten baulichen Schaffens hat auch im »Handbuch der Architektur« durch die Vereinigung dreier Architekten mit einem Ingenieur als Herausgebern Ausdruck gefunden.

Bei der Gruppierung des in der Constructionslehre zu bewältigenden Stoffes mußten wir wesentlich neue, von den feither üblichen abweichende Bahnen einschlagen. Wir stimmen allerdings mit Anderen darin überein, »dafs der gesammte Stoff eine streng

¹⁾ Siehe: Theil I, Band 1, erste Hälfte, S. 10 u. 11.

systematische Behandlung erfordere«; allein wir vermögen in der veralteten Trennung der verschiedenen Constructionen nach dem Material (Stein, Holz und Eifen) eine solche systematische Behandlung nicht zu erblicken. Es will uns nicht als organischer Aufbau der vorliegenden großen Materie erscheinen, wenn so wichtige Bautheile, 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, von einander 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 Constructionen in einen besonderen Abschnitt, der außerhalb des Rahmens jenes Systemes liegt, verschoben werden müssen.

In gleicher Weise konnten wir uns auch nicht zu der gleichfalls hie und da beliebten Gruppierung der Hochbau-Constructionen nach den verschiedenen Gewerken entschließen. Selbst wenn wir keinen Werth darauf legen wollten, daß in den verschiedenen Ländern die Trennung der einzelnen Baugewerke von einander eine keineswegs gleiche ist, so dünkt uns auch dieses »System« als ein wenig glückliches; denn es führt eben so 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 Gebäudetheiles, der in seinem eigensten Wesen immer derselbe ist, vollständig zerrissen und an drei oder gar vier Stellen des Buches vertheilt. —

Abweichend von dem seitherigen Verfahren, glaubten wir als den bei der Gruppierung des Stoffes maßgebenden Factor »die Construction als solche« erachten zu sollen. Deshalb beginnen wir mit der Betrachtung der einfachsten Constructionen, welche bei den verschiedenartigen steinernen, hölzernen und eisernen Gebäudetheilen 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 Constructionen 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 Constructionen oder dem sog. Rohbau Anlagen und Einrichtungen hinzugefügt werden, die man in der Regel als inneren Ausbau bezeichnet. Außerst mannigfaltig sind die demselben angehörigen Constructionen, je nach der Bestimmung des Gebäudes, je nach den Ansprüchen an Bequemlichkeit, Salubrität und Zierlichkeit.

Mit dieser Abtheilung schließt die Reihe jener Constructionen, die fast bei jedem Gebäude vorkommen, und es erübrigt noch die Betrachtung jener Anlagen, die nur gewissen Bauwerken eigenthümlich sind, die bald zur Raumumschließung dienen, bald einen Theil des inneren Ausbaues bilden. So ergab sich die Scheidung der Lehre von den »Hochbau-Constructionen« in die fünf Abtheilungen:

Constructionen-Elemente.

Fundamente.

Raumbegrenzende Constructionen.

Constructionen 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. Es ist deshalb die Lehre von den Bauformen von der Lehre von den Bau-

Constructions getrennt, erstere indess vorausgeschickt worden. Dessen ungeachtet erschien es unthunlich, die formale Gestaltung der einzelnen Bautheile und Bauglieder aus der Bau-Constructionslehre ganz fortzulassen. Ueben doch Baustoff und Construction einen so wesentlichen Einfluss auf die Art und Behandlung der Kunstform eines Bauobjectes 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 fructiven Gestaltung nicht auch einige kennzeichnende Worte über formale Ausbildung beigelegt würden.

Den gedachten fünf Abtheilungen der Lehre von den Hochbau-Constructions, 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 indess als zweckmässig heraus, diesen Gegenstand dem I. Theile (Allgemeine Hochbaukunde) einzureihen, und zwar als IV. Abtheilung (Band III) desselben. Wir haben diesem Bande auch die Betrachtung der bei der Ausführung von Hochbauten erforderlichen maschinellen Anlagen einverleibt, und wir möchten an dieser Stelle ein für allemal bezüglich solcher mechanischer Einrichtungen auf den eben bezeichneten Band verwiesen haben.

Literatur.

Gesamttwerke über »Hochbau-Constructions«.

- 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 Abth.) 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 Hoch-Bauwesen. Stuttgart.
1. Theil: Constructionen in Stein. 1849. (5. Aufl. von H. LANG. 1880.)
 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 Constructions. Von A. SCHOLZ. 1881.)
- LINKE, G. Vorträge über Bauconstructionslehre am Kgl. Gewerbe-Institute und an der Kgl. allgemeinen Bauerschule. Berlin 1850.
- RINGHOFFER, 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. in 3 Bänden; erscheint seit 1887.)
- 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 Abriss des Hochbaues mit besonderer Berücksichtigung der Feuerungs-Anlagen. Leipzig 1880.
- GOTTGETREU, R. Lehrbuch der Hochbau-Constructionen. Berlin 1880—89.
- 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-, Schloffer-, 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. Erscheint seit 1885.

Grundfätze für die Construction.

Jedes Bauwerk, so wie jeder Bestandtheil desselben müssen, wenn sie richtig construirt sein sollen, gewissen Grundfätzen entsprechen, welche sich in folgenden Punkten zusammenfassen lassen.

I.

1.
Zweck-
mäßigkeit.

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

Zu einer zweckmäßigen Construction gehört vor Allem, daß der betreffende Bautheil, bzw. das Bauwerk die seiner Bestimmung angemessenen Abmessungen habe, so wie daß seine Benutzung in möglichst vollkommener, dabei aber auch in genügend einfacher und bequemer Weise geschehen könne.

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

2.

2.
Festigkeit.

Die Construction muß genügend fest sein, d. h. die einzelnen Theile eines Bauwerkes an und für sich, so wie 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 lothrechten 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 bloß ruhende, sondern auch bewegte Lasten aufzunehmen, so kommt die weitere Bedingung hinzu, daß beim Einwirken solcher Kräfte das Bauwerk thunlichst geringe Schwankungen zeige.

Ist ein Bauwerk im oder am Wasser zu errichten, so muß die Bedingung der genügenden Festigkeit auch in dem Sinne erfüllt sein, daß dem nachtheiligen Einfluß des Wassers, insbesondere des fließenden und des wellenschlagenden, von vornherein begegnet sei.

3.

Die Construction des Bauwerkes, bezw. seiner einzelnen Theile muß so gewählt sein, daß eine genügende Dauer derselben gesichert ist.

3.
Dauer-
haftigkeit.

Die Ansprüche in Bezug auf Dauerhaftigkeit sind sehr verschieden. Sie sind am geringsten bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Eintagsbauten), am größten dagegen bei Objecten, denen ein monumentaler Charakter zu verleihen ist.

Hiernach wird in erster Reihe der Baustoff zu wählen sein; hiernach sind aber auch jene Vorkehrungen zu treffen und einzurichten, die einerseits zum dauernden Schutze gegen den Einfluß der Atmosphären, des Wassers etc. nothwendig sind, andererseits diejenigen, welche der durch die Benutzung des Gebäudes bedingten allmählichen Zerstörung entsprechenden Widerstand entgegensetzen.

4.

Die Construction muß den Anforderungen in Bezug auf die Gesundheit der Menschen und Thiere, die darin wohnen oder aus anderweitigem Grunde einen längeren oder kürzeren Aufenthalt darin nehmen, entsprechen.

4.
Gesundheitliche
Anforderungen.

Wichtig und zugleich äußerst mannigfaltig sind die gesundheitlichen (sanitären oder hygienischen) Ansprüche, die an viele unserer Hochbauten gestellt werden; mit Recht wird der sog. Gesundheitstechnik oder Bauhygiene in neuerer Zeit erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet. England, zum Theile auch Nordamerika, sind uns Deutschen hierin vorangegangen, und selbst heute noch stehen manche gesundheitstechnische Anlagen jener beiden Länder unübertroffen da.

Wenn auch bei keinem Theile eines Bauwerkes die gesundheitlichen Anforderungen außer Acht gelassen werden sollen, so giebt es doch unter den im Folgenden vorzuführenden Constructionen eine besondere Gruppe, die in hervorragender Weise zu den sog. gesundheitstechnischen Anlagen gehören; es sind dies die »Anlagen zur Verforgung der Gebäude mit Licht und Luft, Wärme und Wasser« (siehe Band 4), so wie die »Entwässerungs- und Reinigungs-Anlagen« (siehe Band 5).

5.

Die Construction muß die Anforderungen der Feuerficherheit in ausreichender Weise berücksichtigen.

5.
Feuer-
sicherheit.

Diese Anforderungen sind am weit gehendsten bei solchen Gebäuden, die von außen, in Folge ihrer Umgebung etc., der Feuersgefahr leicht ausgesetzt sind; ferner bei solchen, in denen große Mengen feuergefährlicher Stoffe aufbewahrt und verarbeitet oder feuergefährliche Handhabungen etc. vorgenommen werden; endlich bei denjenigen, die zur Aufftellung und Aufbewahrung besonders kostbarer und werthvoller Objecte dienen²⁾.

²⁾ Siehe auch das Kapitel über »Sicherung gegen Feuer« im Schlußbande (6) dieses Theiles.

6.
Aesthetische
Anforderungen.

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

Auch hierin sind die Anforderungen sehr mannigfaltig. Sie sind am geringsten bei einfachen Nützlichkeitsbauten, bei denen die reine Constructions- oder Nutzform zur Anschauung gebracht wird. Die weit gehendste 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 »Hochbau-Constructionen« die formale Gestaltung nicht ganz unberücksichtigt bleiben konnte.

7.
Oekonomie.

Die Construction soll eine ökonomische, die Herstellungs- und Unterhaltungskosten des betreffenden Bautheiles, bezw. Bauwerkes sollen thunlichst geringe sein.

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

Handbuch der Architektur.

III. Theil:

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

ERSTE ABTHEILUNG.

CONSTRUCTIONS-
ELEMENTE.

I. Abschnitt.

Constructions-Elemente in Stein.

Von ERWIN MARX.

I. Kapitel.

Stein-Constructions 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 Material läßt sich ein so hoher Grad von Monumentalität erzielen; die meisten Architektur-Systeme 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 Kenntniß besserer Werkzeuge voraussetzt und vielfach die Bewegung größerer Einzellaften in sich schließt.

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

- a) Constructionen 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) Constructionen aus künstlichen Steinen;
- c) Constructionen aus Gufs- oder Stampfmassen, und
- d) gemischte Constructionen, bei denen die Constructionen unter a, b und c in den verschiedenen möglichen Zusammenstellungen zur Ausführung von einem und demselben Bautheil Verwendung finden.

9.
Einfluss
des Stein-
materials.

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, so wie ihre Elasticität eine verhältnissmässig viel geringere ist. Es müssen demnach die Stein-Constructionen namentlich auf Verwerthung 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 Holz-Constructionen kennzeichnend sind, als z. B. Zapfen, Verzahnungen etc. Die verhältnissmässige Kürze, in der die meisten Steinstücke nur erlangt werden können, eben so wie die geringe Elasticität 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 Ueberdeckung von Oeffnungen etc. gar nicht zu umgehen und unter Beobachtung der nöthigen Vorichtsmaassregeln auch zweckmässig sind.

Wenn auch in Folge dieser beschränkteren Verwendungsfähigkeit der Stein gegen Holz und Eisen im Nachtheil 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 Stein-Constructionen zu überspannen, die den Holz- und Eisen-Constructionen durch ihre grössere Dauer, bedingt durch die grössere Feuer- und Witterungsbeständigkeit, entschieden voranziehen.

Das grössere Gewicht bei einer durch das Material bedingten gewissen Dicke giebt von Haus aus den reinen Stein-Constructionen eine grössere Stabilität, als den Constructionen von Holz, eben so 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 ergiebt sich hieraus die im Allgemeinen weit grössere Einfachheit der Constructionen 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 Eisen-Fachwerke, 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 Vortheil für die Verwendbarkeit des Steinmaterials ist der Umstand, dass gewisse Stoffe, namentlich die Mörtel, zur Verfügung stehen, die in weit ausgedehnter

Weise, als dies bei Holz und Eifen 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 Vortheile derselben doch nicht bloß in der Verkittung, sondern auch noch in Anderem, was in Kap. 3 (unter a) zu erörtern sein wird, und es ist in Folge dessen die Verwendung der Bindemittel bei allen neueren Stein-Constructionen eine so allgemeine und ausgedehnte, daß solche im Hochbau nur selten ganz ohne dieselben ausgeführt werden. In Beziehung auf die Verwendung der Mörtel bei Stein-Constructionen kann man dieselben daher eintheilen:

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

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

Die beiden letzteren Constructionsweisen bieten namentlich die Mittel zur Begrenzung von Räumen und Stützung von Lasten. Die Hauptformen dieser Verwendungen sind Mauern und Pfeiler, so wie 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 Constructionen der Steintreppen nehmen, wie in räumlicher Beziehung, so auch in constructiver 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 Stein-Constructionen besondere Berücksichtigung. Es lassen sich für sie bestimmte Regeln entwickeln, die zum Theile auch für andere Constructionen von Stein Giltigkeit haben.

Wie schon erwähnt, ist eine sehr wichtige Eigenschaft der Mörtel die, daß mit ihnen Steinstücke zusammengekittet werden können. Namentlich kommt dieselbe für Mauerwerke aus kleinen Stücken in Betracht. Diese Verbindung der Steine wird aber erst allmählig, 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,

11.
Anwendung.

12.
Bedingungen
für die
Herstellung.

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 liegen würden, was der Endzweck der Construction ist. Es wäre dann ganz gleichgiltig, wie und in welcher Form die Steine neben und über einander gelagert sind³⁾. So rasch und nachhaltig erhärtende Mörtel giebt 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 zu construiren 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 Reibungs-Coefficient 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, so weit 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 in Folge dessen nicht parallele, sondern convergirende 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 lothrechte Mauerkörper handelt, von der strengen Durchführung des vorher erörterten Grund-

³⁾ Der Beton ist ein in diesem Sinne bereitetes Constructions-Material; nur auf der Bindung durch den Mörtel beruht seine Festigkeit und Cohäsion, an die man daher nicht höhere Ansprüche stellen darf, als sie der betreffende Mörtel zu leisten vermag.

fatzes abzuweichen wünschen müssen, um Erleichterung der Arbeit und Verminderung der Kosten zu erzielen. Man wird deswegen häufig eine parallele Schichtung des Mauerwerkes, fenkrecht 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 lothrechten Mauerkörpern vor, daß die mittlere Druckrichtung in denselben nicht lothrecht ist, sondern schief im Raume (bei Widerlagsmauern von Gewölben, Strebepfeilern, Futter- und Stützmauern etc.). In Folge der parallelen Schichtung — bei Einführung einer mittleren Druckrichtung — und weil die Mauern in den meisten Fällen lothrechte Begrenzungsebenen erhalten müssen, ergeben sich an diesen spitzwinkeligen 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 Construction in Folge grösserer Abweichungen von der theoretisch richtigen Lage der Fugenflächen fenkrecht 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 ⁴⁾.

Die aus den vorher angegebenen praktischen Rücksichten auf die Art des Steinmaterials wünschenswerthe 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 Sedimentär-Gesteinen, entspricht sie auch gewöhnlich der natürlichen Schichtung und Zerklüftung, so wie der Gewinnungsweise in den Steinbrüchen, während sie bei den künstlichen Steinen die für die Fabrikation bequemste ist.

Das rechtwinkelige Aneinanderstoßen der Begrenzungsflächen eines Mauersteines läßt sich übrigens auch theoretisch begründen. In jedem von äusseren Kräften angegriffenen Körper wirkt auf ein beliebiges Flächenelement eine Kraft, die man im Allgemeinen innere Kraft ⁵⁾ oder, auf die Flächeneinheit bezogen, Spannung nennt. Es läßt sich nachweisen ⁶⁾, daß in jedem Punkte drei auf einander fenkrechte Spannungen vorhanden sind, welche auf den von ihnen angegriffenen Flächenelementen fenkrecht stehen.

Man nennt diese Spannungen Hauptspannungen. Im vorliegenden Falle sind die Spannungen meist Drücke, die man daher Hauptdrücke nennen kann. Jeder andere Druck steht auf der von ihm angegriffenen Fläche nicht fenkrecht. Nach dem Gefagten läßt sich sonach folgender Satz aufstellen: Die Fugenflächen sollen auf den Hauptdrücken fenkrecht stehen. Es ergeben sich hiernach drei zu einander fenkrechte Fugenflächen.

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 fenkrecht zu legenden Fugenflächen heißen Lagerflächen, die parallel zu derselben liegenden Stofsflächen. Die Durchdringungslinien dieser Steinflächen mit den Begrenzungsflächen des Mauerwerkes heißen Lagerfugen, bzw. Stosfugen. Unter den Stofsflächen werden mitunter diejenigen, welche im Aeusseren des Mauerwerkes nicht durch Fugenlinien kenntlich werden, als Zwischenflächen bezeichnet. Es

^{14.}
Fugenflächen
und
Mauerfächichten.

⁴⁾ Siehe: Theil III, Band 2, Heft 1 (Abth. III, Abchn. 1, A: Wände) dieses »Handbuches«.

⁵⁾ Siehe: Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (2. Aufl., Art. 2, S. 5).

⁶⁾ Siehe: WINKLER, E. Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit etc. 1. Theil. Prag 1867. S. 8.

werden dieselben nur in einem Durchschnitt sichtbar. Man nennt dieselben wohl auch gedeckte Fugen im Gegensatz zu den äußerlich sichtbar werdenden offenen Stosfugen.

Der Mauerabschnitt zwischen zwei fortlaufenden Lagerflächen heisst Mauerfchicht (Wölbefchicht). Durch die Lagerflächen wird der Hauptdruck von einer Schicht auf die benachbarte übertragen; deshalb hat man den Lagerflächen eine der Natur des Steinmaterials entsprechende Gröfse 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 Gröfse allerdings nicht in der Hand. Die Druckfestigkeit der Steine, quadratische Druckfläche vorausgesetzt, nimmt mit abnehmender Höhe zu; sie nimmt auch noch unter Würfelhöhe zu⁷⁾; daher ist es zweckmässig, die Höhe oder Stärke einer Schicht, die der Höhe einer Stosfläche entspricht, nicht größer 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 Stosfläche im Verhältniss zur Lagerfläche nicht zu klein genommen werden. Daraus ergibt sich eine kurze gedrungene Form der Steine als die zweckmässigste, wozu noch der früher besprochene wünschenswerthe Parallelismus der gegenüber liegenden Flächen tritt.

15.
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 in Folge der natürlichen Schichtung gewöhnlich aber nicht vorhanden. Es besitzen dieselben senkrecht zur natürlichen Schichtung größere Druckfestigkeit, als parallel zu derselben. Man hat daher zu Lagerflächen die Bruch-Lagerflächen zu verwenden.

16.
Gröfse
der
Steine.

Die Rücksicht auf das innere Gefüge der Steine ist zum Theile 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 Verhältniss stehen, das von der Biegefestigkeit des betreffenden Materials abhängig ist, wie dies schon früher ausgeführt wurde. Im Allgemeinen kann man wohl sagen, dass man bei nicht sehr festen Sand- und Kalksteinen das Doppelte, bei festen Sand- und Kalksteinen das Dreifache, bei Marmor das Vierfache, bei Granit und

⁷⁾ Siehe: BAUSCHINGER, J. Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der k. polytechnischen Schule in München. VI. Heft. München 1876. S. 7.

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 Größe abhängig von der Grenze, bis zu welcher man eine gleichartige und feste Masse erzeugen kann.

Außer von diesen in der Natur der Materialien begründeten Bedingungen für die Größenbestimmung der Steine ist dieselbe auch noch von der Möglichkeit der Beförderung und von der Art des Verfetzens im Bau abhängig. Beim Verfetzen 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.

Aus der Erfahrung hat sich ergeben, daß man bei den im Bauwesen bevorzugten, regelmäÙig spaltenden Steinen am sichersten, bequemsten und billigsten in Schichten mit durchgehenden parallelen Lagerflächen mauert, d. h. indem man eine Anzahl gleich hoher Steine in einer Schicht vereinigt. Bei lothrechten Mauern hält man außerdem noch wagrechte ebene Lagerflächen für zweckmäÙig⁸⁾. Werden bei Verwendung von Mörteln hierbei noch die Mörtelbänder zwischen den Schichten von durchgehends gleicher Dicke gehalten, so erzielt man dabei noch ein möglichst gleichmäÙiges Setzen, das innerhalb eines Mauerwerkes hauptsächlich durch das Zusammenpressen des Mörtels und das Schwinden desselben verursacht wird.

Trotz dieser zweckmäÙigen Anordnungen sind in Folge von auf das Mauerwerk wirkenden Drücken Verschiebungen einzelner Steine innerhalb desselben möglich. So weit dies überhaupt angeht, sind diese Verschiebungen auf zweierlei Weise zu verhindern:

a) Durch ein zweckmäÙiges Aneinanderreihen oder Verketteten der Steine innerhalb einer Schicht und zweckmäÙiges 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 unabhängig von den benachbarten durch Befestigung der Steine unter einander verhüten sollen. Wir wollen die Arten dieser Befestigungen als Steinverbindungen⁹⁾ bezeichnen. Es können dieselben auf dreierlei Weise hergestellt werden;

- 1) durch Verbindung mittels der sog. Bindemittel (Mörtel);
- 2) durch besondere Formung der Fugenflächen, und
- 3) durch besondere Hilfsstücke von Stein, Holz oder Metall.

Ist nur ein Hauptdruck vorhanden und liegen dabei die Lagerfugen theoretisch richtig, also senkrecht zur Druckrichtung oder innerhalb der zulässigen Abweichung von derselben (z. B. bei lothrechten Mauern mit lothrechter Belastung oder bei richtig konstruirten Gewölben), so reicht man mit dem Steinverband aus. Eben so, wenn noch zulässige Beanspruchungen (anders gerichtete Drücke oder Zugspannungen) hinzutreten und auf diese im Verband Rücksicht genommen wird. In der Regel wird aber die unter b, 1 angeführte Verbindung durch den Mörtel hinzugezogen, und es wird diese um so wichtiger, je kleinstückiger, weniger gut bearbeitet oder unregelmäÙiger das Material ist. Es wird dieselbe unentbehrlich, wenn man über-

⁸⁾ Da bei lothrechten Mauern der Hauptdruck meist ebenfalls lothrecht ist, so empfiehlt sich, den Auseinandersetzungen in Art. 13 (S. 13) entsprechend, auch vom theoretischen Standpunkte aus die wagrechte Lage der Lagerflächen.

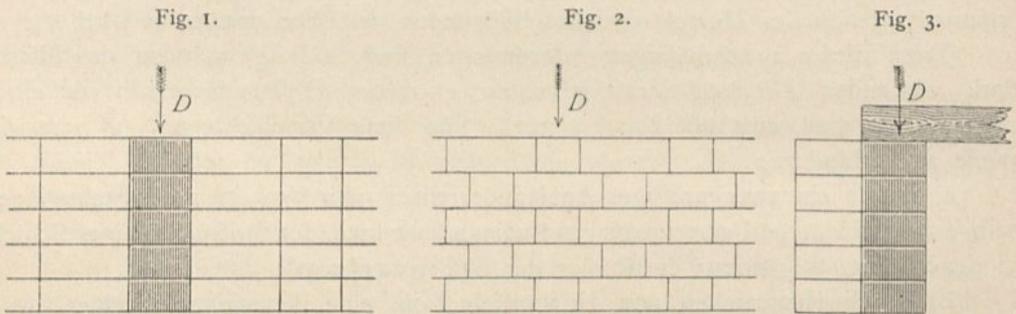
⁹⁾ Entsprechend der Unterscheidung von Holzverband und Holzverbindung.

flüssige Mauerstärken vermeiden will, bei nicht richtiger Lage der Lagerflächen zur Druckrichtung und wenn mögliche zufällige Beanspruchungen im Verbande nicht genügend berücksichtigt sind. Es werden dann häufig noch die unter b, 2 und b, 3 angeführten Verbindungen angewendet. Die bloße Verwendung der Verbindungen ohne einen Verband kommt bei fachgemäßen Stein-Constructions nicht vor, abgesehen natürlich von den schon mehrfach erwähnten Constructions, deren Bestand auf der bloßen Verbindung durch Mörtel beruht oder die ganz aus derartigen Bindemitteln bestehen (Gufs- und Stampfmassen).

Die Verbindungen werden später (in Kap. 3) näher zu erörtern sein; dagegen sollen jetzt schon die allgemeinen Grundsätze für die Steinverbände fest gestellt werden.

18.
Grundsätze
für den
Steinverband.

Als Aufgabe des Verbandes war das Verhüten von Verschiebungen einzelner Steine bezeichnet worden. Denken wir uns ein Mauerwerk durch einen einzelnen Hauptdruck D beansprucht und die Steine in der in Fig. 1 angegebenen Weise angeordnet, also mit in lothrechter Richtung durchgehenden Stofsflächen, so wird von der Mauer nur der schraffierte Theil 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



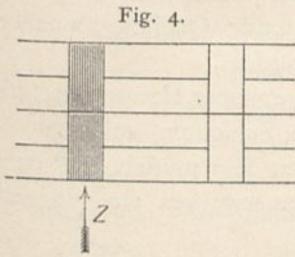
gehemmt. Wir haben keinen Verband. Ordnen wir dagegen die Steine in der in Fig. 2 angenommenen Weise an, so haben wir einen Verband; denn es können nun durch den Druck D nicht mehr bloß einzelne, unmittelbar lothrecht über einander liegende Steine verrückt werden; sondern an einer etwaigen Verrückung müßte eine ganze Zahl von benachbarten theilnehmen. Es wird hierbei gleichzeitig etwas anderes Wichtiges erreicht: der Einzeldruck D wird auf einen größeren Theil der Mauer vertheilt, ein einzelner Stein in derselben viel weniger auf Zerdrücken in Anspruch genommen.

Einzellasten kommen bei Hochbauten öfters vor, z. B. bei den einzelnen Balken einer Balkenlage ohne Mauerlatte, bei Tragbalken einer Decken-Construction, bei Bindern der Dachwerke, bei Säulenstellungen etc.

Denken wir uns ferner den Fall, daß 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 gleichmäÙig vertheilt oder vereinzelt auftreten, kommen häufig noch zufällige Beanspruchungen hinzu, und zwar:

1) Solche fenkrecht zur Richtung des Hauptdruckes und fenkrecht zur An-
sichtsfläche des Mauerwerkes (Stöße 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 Nach-
barn gehindert zu sein. Dem würde auch durch einen
Verband abgeholfen werden können¹⁰⁾.

2) Kräfte, gleichfalls fenkrecht zur Richtung des
Hauptdruckes, aber parallel zur Anichtsfläche des Mauer-
werkes, die von örtlichen Senkungen, Erschütterungen etc.
herrühren und als Druck- oder Zugspannungen auftreten können. Auch in diesen
Fällen wirkt ein Verband für den Zusammenhalt des Mauerwerkes günstig.

Eine Bewegung der Schichten über einander in Folge 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
Temperatur-Zu- und -Abnahme. Es ist diese Veränderlichkeit des Rauminhaltes durch-
aus nicht unbedeutend, wie aus den unten mitgetheilten Zahlen hervorgeht. (Der Aus-
dehnungs-Coefficient für Sandstein nähert sich, der für Portland-Cement-Beton ist
gleich dem von Eisen, und der von Gyps ist fogar größer.) Durch dieselbe können
bei lang ausgedehnten Mauerwerken Verschiebungen von Steinen und Risse entstehen;
desgleichen können dann, wenn die Mauerenden fest gehalten sind, gefährliche Aus-
bauchungen sich bilden. Es mögen derartige Erscheinungen, für die man sonst keine
genügende Urfache nachweisen konnte, oft auf diese Veränderlichkeit der fast allge-
mein für raumbeständig gehaltenen Stein- und Mörtel-Materialien zurückzuführen sein.

Die umfassendsten Versuche über die Ausdehnung der Mauerwerke durch Wärmeerhöhung, welche
dem Verfasser bis jetzt bekannt geworden sind, sind diejenigen *Boussieu's*¹¹⁾. Als Mittelwerthe aus je
zwei Versuchen giebt derselbe folgende Ausdehnungs-Coefficienten an (lineare Ausdehnung für 1 Grad C.¹²⁾:

Gufs aus reinem Portland-Cement	0,0000107
Gufs aus Portland-Cement-Mörtel	0,0000118
(1 Theil Cement, 2 Theile Quarzsand)	
Backsteinmauerwerk in Portland-Cement-Mörtel . . .	0,0000089
(die Ziegel als Binder verlegt)	
Dasselbe (die Ziegel als Läufer verlegt)	0,0000046
Portland-Cement-Beton	0,0000143
Kalksteinquader von Ranville	0,0000075
Desgl. von der Maladrerie bei Caen	0,0000089
Granitquader von Diélette	0,0000079
Marmor	0,0000054
Weißer Gypsgufs	0,0000166.

¹⁰⁾ Es muß hier angeführt werden, daß man doch, aus Gründen der Ausführung vielfach die Stofsflächen durch
die Mauerstärke hindurchlaufen läßt, dafür aber oft Steinverbindungen hinzuzieht.

¹¹⁾ Mitgetheilt in: *Annales des ponts et chaussées* 1863, 1. Sem., S. 178.

¹²⁾ Des Vergleiches wegen seien aus Theil I, Band 1 dieses »Handbuchs«, Art. 163 (S. 184) die Ausdehnungs-
Coefficienten für Eisen (auf 1 Grad C. umgerechnet) wiederholt:

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

Als Mittel zur Verhinderung der schädlichen Wirkung der Ausdehnung der Steine durch Temperaturerhöhung schlägt *Bouvincan* vor, bei lang ausgedehnten Mauer-Constructions, wie z. B. Umfassungsmauern, Quaimauern etc., in Zwischenräumen Schlitzte von einigen Millimeter oder Centimeter Breite einzuschalten.

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

Aus den gegebenen Beispielen ergibt sich als erster allgemeiner Hauptgrundsatz für die Steinverbände, daß in zwei auf einander folgenden Schichten keine Stofsflächen auf einander treffen dürfen, sondern gegenseitig veretzt fein 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 fein 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 Grundsatz für die Steinverbände folgern, daß ein Verband um so fester fein wird, je weniger Stofsflächen innerhalb der Ausdehnung dieses Mauerwerkes in eine zur Hauptdruckrichtung parallele Ebene fallen.

Diesen Grundsätzen 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 giltig 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 Constructionsstärke hindurchreichen. Für diesen Fall werden auch die Namen Durchbinder oder Ankersteine benutzt¹³⁾.

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

Die in der Anichtsfläche des Mauerwerkes liegende Fläche des Steines, die also einen Theil 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.

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

2. Kapitel.

S t e i n v e r b a n d.

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 GröÙe der Stücke nicht in Betracht zu kommen hätte, während das Verhältniß der drei Abmessungen eines parallelepipedischen Stückes zu einander eine große Rolle spielen muß. In der Bauausführung kommt aber die wirkliche GröÙe der Stücke für den Verband in so fern 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 unter einander ein für allemal fest gestellt 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 fest zu halten 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 nothwendig, dass man die Backsteine nach allen drei zu einander senkrechten Richtungen an einander 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

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

besteht. Auch bei sorgfältiger Herstellung sind aber kleine Mafsunterschiede zwischen den Steinen eines und desselben Brandes, eben so 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,

21.
Abmessungen
der
Backsteine.

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 fest stellt. 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 Cement« hat¹⁴⁾ 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

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

Es sind dies die Maße des neuen österreichischen Normal-Ziegelformates¹⁵⁾.

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

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

unter Zugrundelegung einer Stoszfugendicke von 10 mm. Die Mehrzahl der deutschen Regierungen hat dieses deutsche Normal-Ziegelformat¹⁶⁾ für die Staatsbauten vorgeschrieben; auch hat es sich im Privatbau sehr viel Eingang verschafft, obgleich immer noch andere Formate (ein kleineres theilweise in Norddeutschland) 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 Breiteite, und zwar als Läufer oder Binder, liegen. Der Formatfehler zeigt sich darin, daß zwei flach über einander gelegte Steine mit einer Lagerfuge zwischen sich die Rollschicht um 20 mm überragen müssen, was namentlich im Backstein-Rohbau unangenehm werden kann, in welchem bei der Bildung von Sockelmauern und Gefsimfen häufig der Fall eintritt, daß Rollschichten mit Flachschichten in Verband zu

Fig. 5.

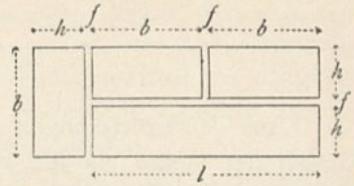
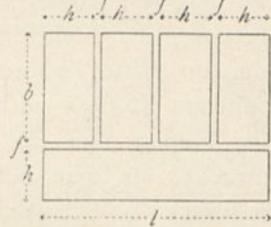


Fig. 6.

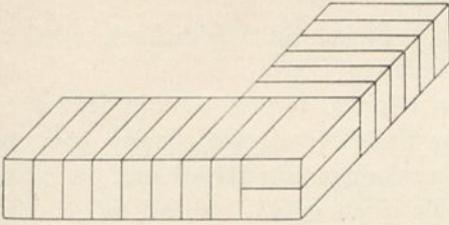


¹⁴⁾ In der Generalversammlung zu Berlin am 8. u. 9. Februar 1869.

¹⁵⁾ Beschluss des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1874.

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

Fig. 7.

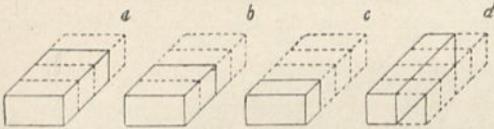


10 mm Dicke etwas wenig; nimmt man dieselbe zu ca. 12 mm an, so erreicht man den Vortheil, daß auf 1 m Höhe eine bestimmte Anzahl von Schichten, nämlich 13 solcher kommen¹⁸⁾.

Um regelrechte Verbände bilden zu können, genügen die ganzen Steine nicht allein; sondern es sind noch Stücke derselben nothwendig, die durch Halbtheilung und Vierteltheilung gebildet werden. Die Bezeichnung für diese Steintheile 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 c¹⁹⁾;

4) ein Stück von der ganzen Seitenlänge und halber Breite = Längs-
quartier (langes Quartier, Riemchen, Riemstück, Riemenstein, Fig. 8 d²⁰⁾).

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 zerbrechen. Deshalb wäre es zweckmässig, wenn die Ziegeleien solche Theilstücke, wenigstens Drei-
quartiere, 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 » »	

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

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

¹⁹⁾ Die Bezeichnung Quartier wird auch für kleinere Stücke verwendet.

²⁰⁾ Ein Längs-
quartier 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.

23.
Regeln
für den
Verband.

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

1) Stosfugen dürfen in auf einander folgenden Schichten sich nur kreuzen, aber nie auf einander 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 lothrechte 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; Steintheile 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 Werth 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.

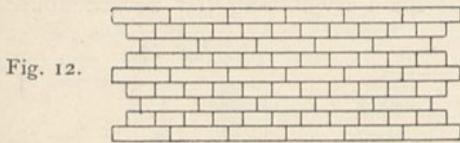
24.
Äußere
Erfcheinung.

Wenn auch die Anwendung der verschiedenen Verbände zum Theile 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 Eigenthümlichkeiten, 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. 9²¹) — 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 lothrecht über einander (Fig. 11) — Blockverband;

21) Sämmtliche 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 gothischer Verband (in England flämischer Verband genannt).

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

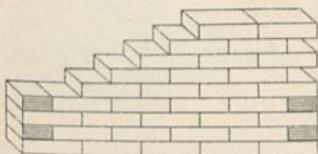
Bei allen diesen Verbänden liegen die Steine senkrecht zur Mauerflucht. Für sehr starke Mauern würde noch ein Verband hier anzuführen sein, der äußerlich das Block- oder Kreuzverbandmuster zeigt, im Inneren aber sich kreuzende Schräglagen von Steinen aufweist. Es ist dies der sog. Strom- oder Festungsverband.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

Wir gehen nun zur Besprechung der einzelnen Verbände für verschiedene Mauerstärken und der lothrechten 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

Läufer vorhanden, die einander um das größtmögliche Stück, nämlich um $\frac{1}{2}$ Steinlänge überbinden. Die lothrechte 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.

Fig. 16.



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.

26.
Binderverband.

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 lothrechten 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 zerbrechlichen

Fig. 17.

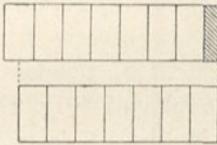


Fig. 18.

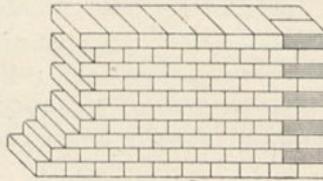
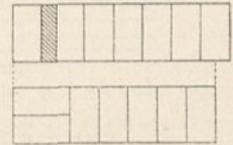


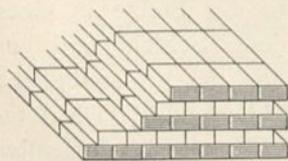
Fig. 19.



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 vorchriftsmäßig der Binderverband auch bei stärkeren Mauern hie 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

Fig. 20.



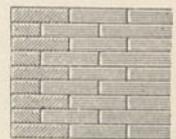
einzelnen Steine dem auftreffenden Geschoss besser die kurze Seite, als die lange bieten und daß bei einer solchen Anordnung, in Folge der kurzen Ueberbindung der Steine nach der Seite hin, die Wirkung des Schusses auf möglichst kurze Strecken eingeschränkt werde. Will man diese Vortheile ganz erreichen, 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 soll²²⁾.

Fig. 21.



Fig. 22.



²²⁾ Siehe: HAARMANN's Zeitfchr. f. Bauhdw. 1872, S. 131.

Auf die Verwendung dieses Verbandes zur Verblendung von Mauern kommen wir im nächst folgenden Hefte (Abth. III, Abfchn. 1, A) dieses »Handbuches« zu sprechen. Er ist für den Backstein-Rohbau von besonderer Wichtigkeit. Doch verdient

dieser Verband wegen seiner Einfachheit und Bequemlichkeit auch sonst in geeigneten Fällen, namentlich bei im Ziegelbau ungeübten Mauern, 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 Halbtheilung der ganzen Steine oder durch besondere Bestellung in den Ziegeleien zu beschaffen sind. In dieser Nothwendigkeit, 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 neben einander 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 Binderföchtung immer eine Läuferföchtung, deren Stofsfugen gegen die der ersteren um $\frac{1}{4}$ Steinlänge verschoben sind. Die Stofsfugen der

27.
Blockverband.

Fig. 23.

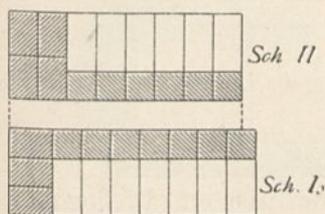


Fig. 24.

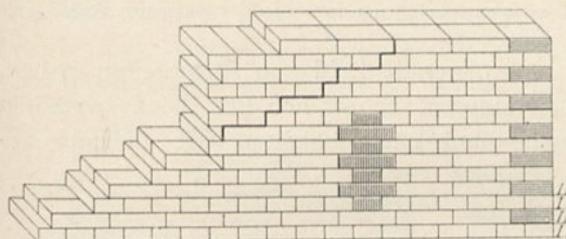
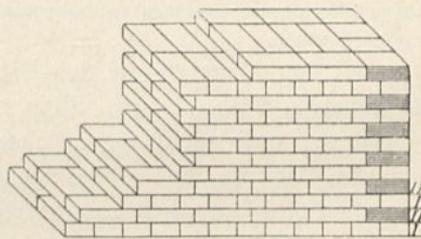


Fig. 25.



Läuferföchtungen liegen lothrecht über einander. In Fig. 24 ist eine 1 Stein starke Mauer im Blockverband dargestellt, links mit Abtreppung und Verzahnung, rechts mit der lothrechten Endigung.

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

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

Fig. 26.

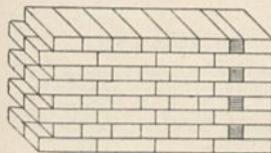
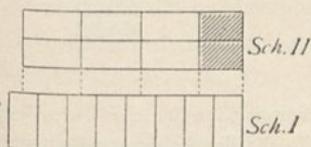


Fig. 27.



Bei der 2 Stein starken Mauer (Fig. 25 u. 28) sind beide Außenseiten gleich denen der 1 Stein starken Mauer gebildet. In den Binderföchtungen liegen zwei Reihen Binder hinter einander und bilden so die Mauerdicke; die Stofsfugen der Binder treffen auf einander; sie gehen in einer Linie durch die Mauer hindurch: sie schneiden sich. In den Läuferföchtungen 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 Stosfugen auch in dieser Schicht durch die Mauer hindurchgehen und die Binder dieser Schicht gegen die der vorhergehenden um $\frac{1}{4}$ Steinlänge verschoben sind.

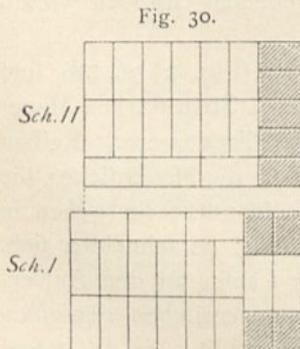
Die lothrechte Endigung der Mauer wird so hergestellt, daß in den Läuferfichten vier Dreiquartiere hinter einander liegen, in dieser Weise die Mauerdicke ergeben und den Verband einrichten. In den Binderfichten sind die beiden ersten Binder jeder Seite nicht ganze Steine, sondern Dreiquartiere, zwischen denen dann ein ganzer Stein den Rest der Mauerdicke ausfüllt, so daß auch an dieser Stelle keine Stosfuge lothrecht 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 Stosfugen gehen durch die Mauer hindurch; in den Binderfichten liegen so viele Binder hinter einander, als die Mauerdicke verlangt, und im Inneren der Läuferfichten eben so viele Binder weniger einem. Die lothrechte Mauerendigung wird dadurch erzielt, daß am Ende der Läuferfichten so viele Dreiquartiere, als die Mauerdicke Steinbreiten enthält, hinter einander als Läufer zu liegen kommen und an den Enden der Binderfichten auf jeder Seite der Mauer ein Dreiquartier-Binderpaar und zwischen diesen im Inneren so viele ganze Steine, als dazwischen gehen.

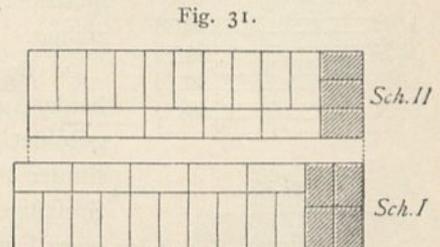
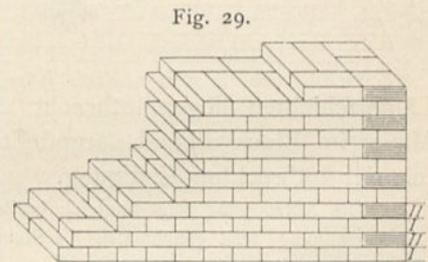
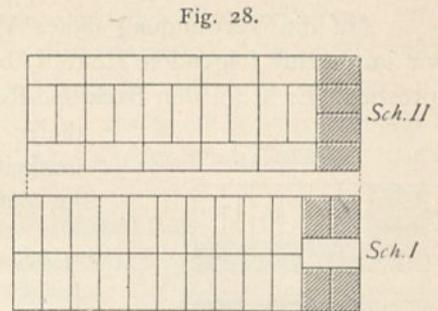
Bei den Mauern, die zur Dicke eine ungerade Zahl von Steinbreiten haben, also bei $1\frac{1}{2}$, $2\frac{1}{2}$, $3\frac{1}{2}$ etc. Stein starken Mauern, ändert sich der Blockverband in der Weise, daß nicht eigentliche Binder- und Läuferfichten mit einander abwechseln, sondern daß alle Schichten einander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

Ganz eben so werden die stärkeren Mauern gebildet, nur daß einer Läuferbreite genügend viele hinter einander liegende Binderreihen hinzuzufügen sind.

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



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, hinter einander als Läufer. Es gelten also für die lothrechte Endigung



Es gelten also für die lothrechte Endigung

der Mauern von einer Dicke, 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 ²³⁾ zwei dergleichen Beispiele gegeben; die Mauerenden lassen sich für diese Mauerstärken nicht ganz regelrecht herstellen.

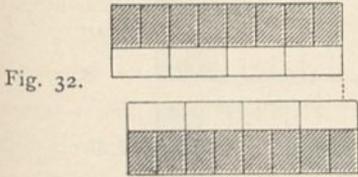


Fig. 32.

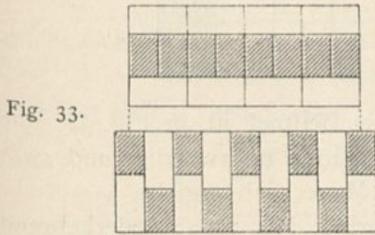


Fig. 33.

der 1 Stein starken Mauer vor dem Ende der vierten Schicht (natürlich einer Läuferf-schicht). Zur Anlage des Kreuzverbandes einer 1 Stein starken Mauer sind also immer drei verschiedene Schichten nothwendig; die Binderschichten I und III sind immer einander gleich; die Läuferf-schichten II und IV wechseln regelmäfsig mit einander ab.

Sonst ist die Anlage der Schichten und der Endabschluss, wie beim Blockverband.

Als äufsere Merkmale des Kreuzverbandes ergeben sich die abgeforderten Kreuze des Verbandmusters (durch Schraffirung in Fig. 34 angedeutet), ferner die gleichmäfsige 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 nothwendigen Schichten gegeben.

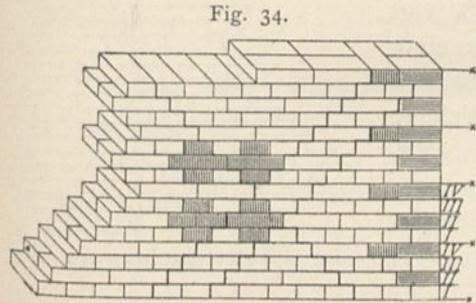


Fig. 34.

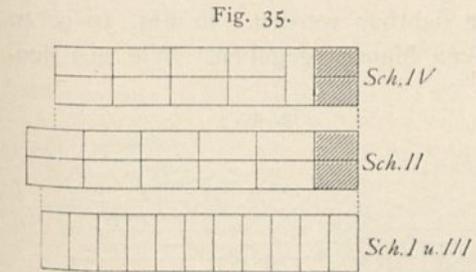


Fig. 35.

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-

^{28.}
Kreuzverband.

²³⁾ Nach: GOTTGETREU, R. Lehrbuch der Hochbau-Konstruktionen. I. Theil. Berlin 1880. S. 48.

Fig. 36.

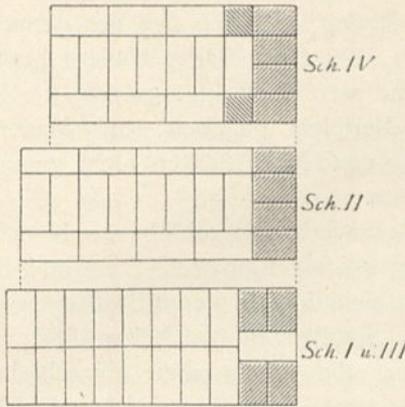
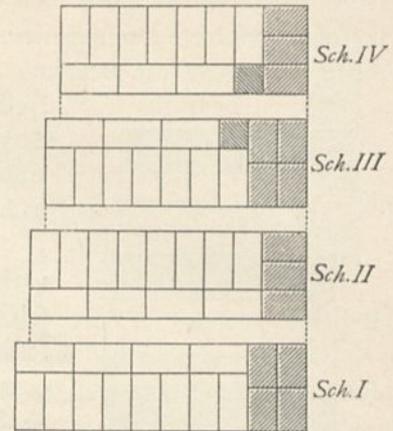


Fig. 37.

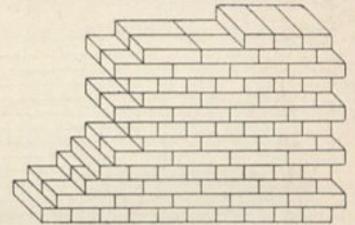


folge von Neuem. Es sind also in diesen Fällen (als Beispiel ist in Fig. 37 eine $1\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer gegeben) vier verschiedene Schichten nothwendig, und zwar damit das Kreuzverbandmuster auf beiden Seiten der Mauer sich ergibt.

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 Binder-schicht mehrere Läufer-schichten folgen. Fig. 38 zeigt eine 1 Stein starke Mauer, bei welcher nach einer Binder-schicht zwei Läufer-schichten kommen. Es lässt dieses Beispiel, wie alle ähnlichen, eine Abweichung von der bei allen regelrechten Ziegelverbänden zu befolgenden Regel erkennen, dass in über einander liegenden Schichten keine Stosfugen auf einander fallen dürfen. Hier treffen die gedeckten Stosfugen der Läufer-schichten in der ganzen Länge der Mauer auf einander.

Fig. 38.



30.
Polnischer
Verband.

Der polnische oder gothische 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.

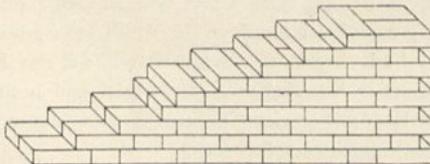
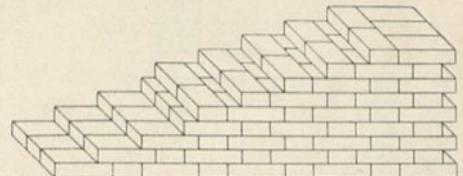


Fig. 40.



selben hervorgeht, leidet dieser Verband an demselben Fehler, wie der eben vorher beschriebene englische. Es treffen nämlich die gedeckten Stosfugen in den über einander liegenden Schichten, hier allerdings nur theilweise, dafür aber in der ganzen Höhe der Mauer durchgehend, auf einander. Bei der $1\frac{1}{2}$ Stein starken Mauer kommt noch hinzu, dass die Binder aus zwei hinter einander 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 Binder-schichten mit Schichten ab, in welchen Läufer und Binder zur Ansicht kommen. Dadurch wird der Fehler des polnischen Verbandes (Aufeinandertreffen von Stos-fugen) 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.

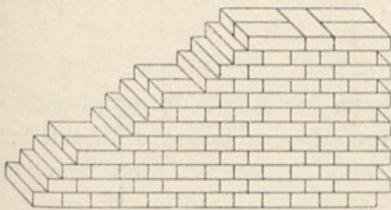


Fig. 41.

31.
Holländischer
Verband.

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

Der fog. 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 Verwechslung 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-

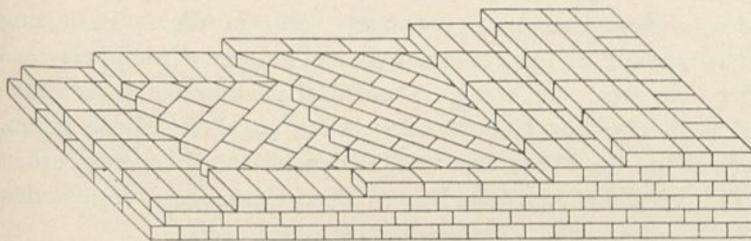


Fig. 42.

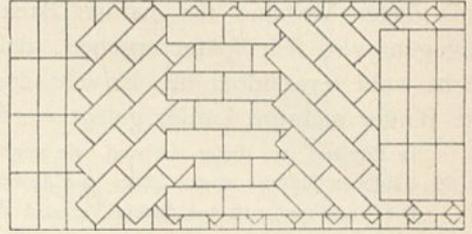
lagen, Schmieglagen, Kreuzlagen, Diagonal-schichten)folgen lassen, nach einigen Schriftstellern vier dergleichen, besser wohl aber nur zwei, weil dann eine Wiederkehr derselben Stosfugen-anordnung nur alle vier

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 zweckmäßiger Weise als Formsteine (nach Heusinger v. Waldegg Klampziegel oder Spitzsteine genannt) bezogen werden.

32.
Stromverband.

Für abgetreppte Grundmauern in diesem Verbande 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 schmaler²⁴⁾. Sie können abwechselnd aus lauter Bindern oder aus lauter Läufern zusammengefügt werden.

Fig. 43.



33.
Figurirter
Verband.

Die figurirten 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 figurirten Verbänden ausgeführten Mauern gehören auch die durchbrochenen.

Da die figurirten 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, unten²⁵⁾ auf einige hauptsächlich in Betracht kommende Werke zu verweisen.

34.
Vergleich
der
verschiedenen
Verbände.

Vergleichen wir die Verbände mit Rücksicht auf den im 1. Kapitel aufgestellten ersten Hauptgrundsatz für alle Steinverbände: daß nämlich in zwei auf einander folgenden Schichten keine Stoßflächen auf einander treffen dürfen, so ergibt sich, daß alle Verbände, mit Ausnahme des als englischen bezeichneten und des polnischen oder gothischen Verbandes, diesem Grundsatz genügen, also in dieser Beziehung gleichwerthig 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. In Folge der verschiedenen Anordnungen werden sich die Verbände für die verschiedenen möglichen Druckrichtungen verschieden

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. Abth. I: Die Mauerwerks- oder Stein-Constructionen. Berlin 1859.

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

GRÜNER, 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.

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 lothrechte. Die lothrechte 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 lothrechte Druckrichtung der vortheilhafteste Verband der Strom- oder Festungsverband und nach diesem der Kreuzverband sein muß, weil bei diesen die Lage der Stofsugen 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 Stofsugen 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 indess 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 in Folge der ihm eigenthümlichen ungleich-

förmigen Abtreppung die Trennungsfläche verhältnißmäßig mehr Ausdehnung erhält, als beim Kreuzverband mit seiner gleichförmigen Abtreppung (siehe Fig. 44 u. 45). Vorausgesetzt wird hierbei natürlich immer, daß der

Fig. 44.

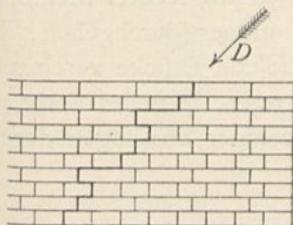
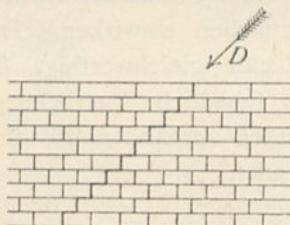


Fig. 45.



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 Mauerrichtung steht, der also die Querfestigkeit der Mauer beansprucht, wird dagegen der Binderverband den meisten Widerstand entgegenzusetzen. Blockverband und Kreuzverband sind für diesen Fall ganz gleichwerthig, weil der Mauerquerschnitt bei beiden ganz gleich gestaltet ist (siehe Fig. 46, Querschnitt einer 2 Stein

Fig. 46.



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 Rankine²⁶⁾ sollte die Anzahl von Läufer- und Binderfichten von der bezüglichen Wichtigkeit der Längen- oder Querfestigkeit abhängen. Nach ihm ist das Verhältniß von einer Binderficht auf je zwei Läuferfichten 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 Fabrikecke 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 rathlich, verhältnißmäßig mehr Läufer, also drei bis vier Läuferfichten auf eine Binderficht anzuwenden.«

Jedenfalls wird bei einem derartigen Verband die Abweichung vom ersten Hauptgrundfatz für alle Verbände sehr groß. Weiter ist zu berücksichtigen, daß die lothrechte 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 ein 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.

Lothrechten Drücken auf eine Mauer gleich zu achten sind Beanspruchungen derselben, die in Folge von ungleichen Senkungen des Fundamentes zu Stande kommen.

Drücke in der Längenrichtung der Mauer ergeben sich im Hochbau meist durch Ueberwölben von Oeffnungen 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 lothrechter 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 gleichwerthig. 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 Stosfugen durch die ganze Schicht hindurch laufen.

2) Zusammenstoß von Mauern unter rechtem Winkel.

Geschlossene Räume ergeben sich durch den Zusammenstoß 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 lothrechten Endigung einer Mauer zurückführen²⁷⁾, 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-
stoßes.

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

²⁷⁾ Siehe Art. 25 bis 28 (S. 23 bis 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 Binderschicht oder nur als Läufer-schicht auszuführen, so ergibt sich daraus, daß an einer Ecke eine Binderschicht mit einer Läufer-schicht zusammentreffen muß. Es gilt dies auch für Mauerstärken, die einer ungeraden Zahl von Steinbreiten entsprechen, wenn man nur durchgängig die Bezeichnung Läufer- oder Binderschicht von derselben Seite der Mauer ableitet. Die Herstellung des Eckverbandes erfolgt dann in der Weise, daß man immer die Läufer-schicht bis zur anderen Mauerflucht

Fig. 47.

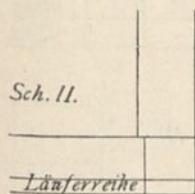


Fig. 48.

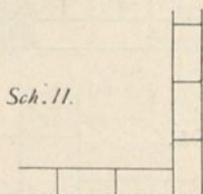


Fig. 49.

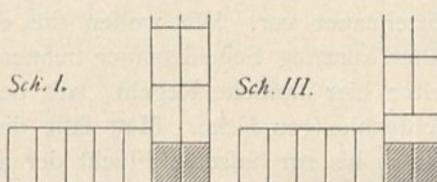
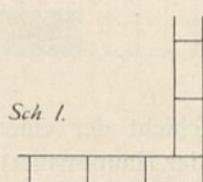
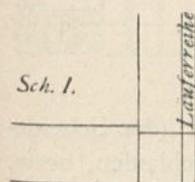
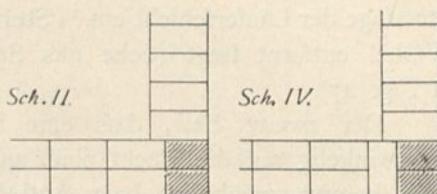


Fig. 50.

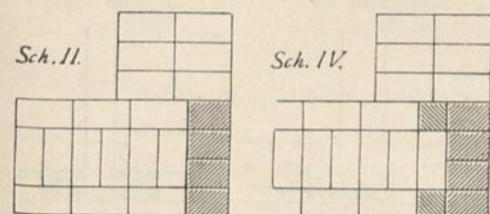
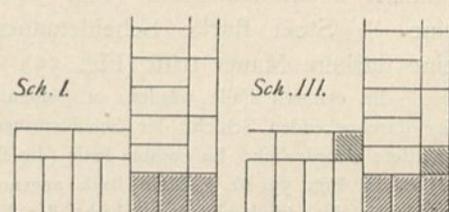
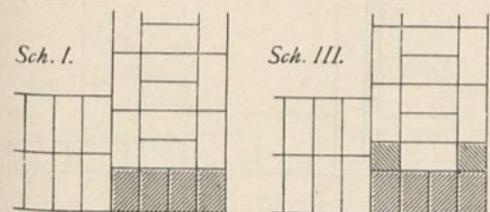
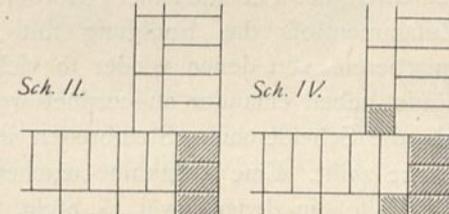


Fig. 51.



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

starken (Fig. 51) Mauern, so wie 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 hindurch geht, 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).

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 Scheidewauer vorübergehen (siehe das Schema in Fig. 53).

Nur die Läuferfichten der Scheidewauer erfordern am Zusammenstoß die Endigung mit Drei-
quartieren, von denen wieder so viele am Ende neben einander 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).

Im erstenen Falle werden zu beiden Seiten der durchgehenden Schicht der Scheidewauer Drei-
quartiere 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-
quartiere als Läufer hinter einander 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.

38.
Durchkreuzung
von
Mauern.

Auch für den dritten Fall: der rechtwinkligen Durchkreuzung von Mauern, sind ähnliche Regeln maßgebend. Man läßt die Läuferfichten 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-

Fig. 52.

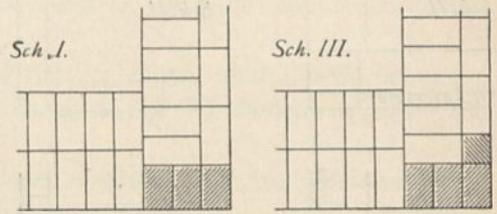
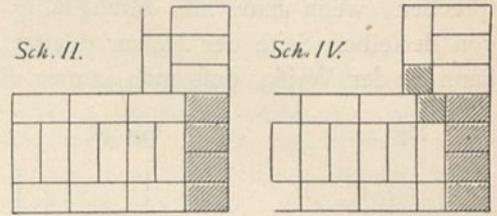


Fig. 53.

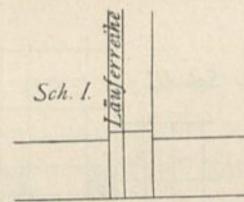
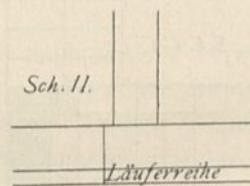


Fig. 54.

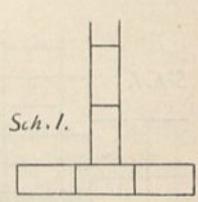
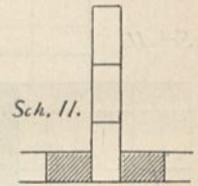
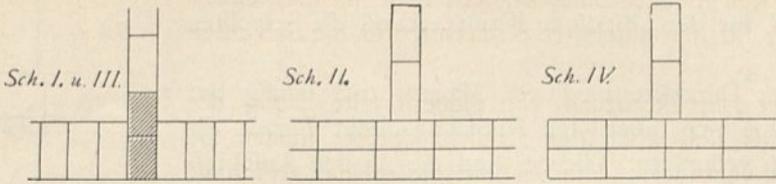


Fig. 55.



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.

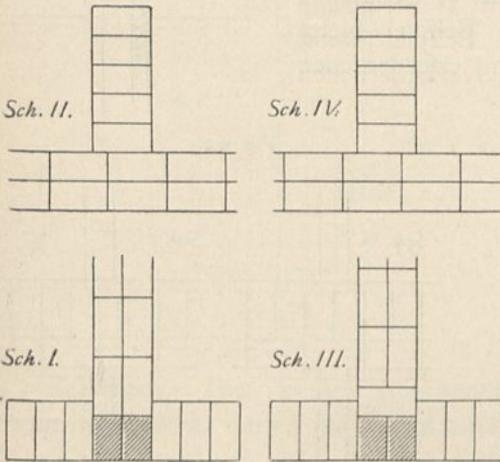
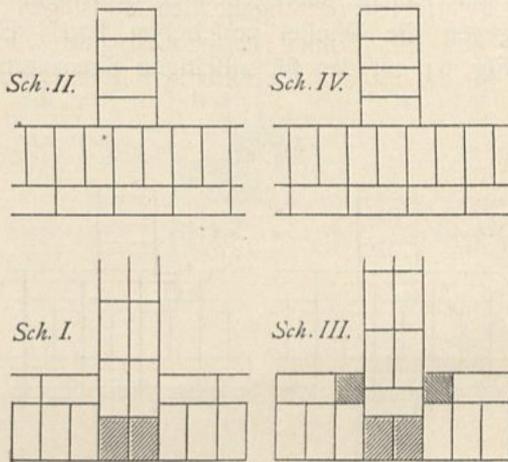


Fig. 57.



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

Fig. 58.

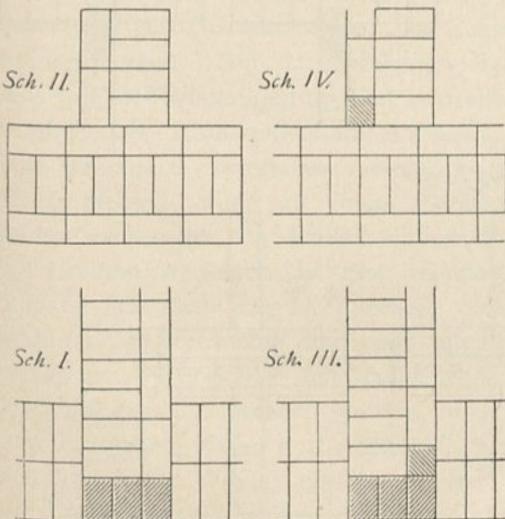
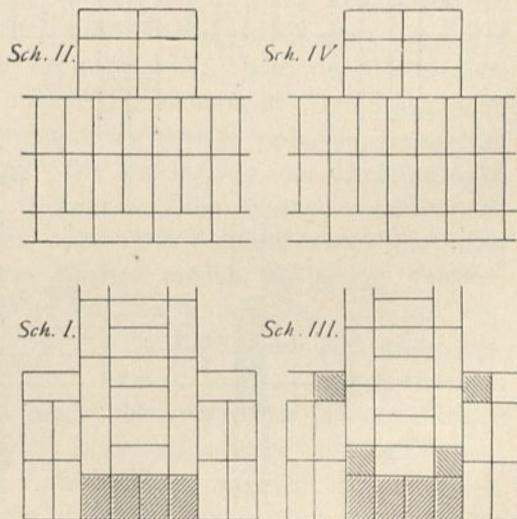


Fig. 59.



über einander 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 Stofsugen um $\frac{1}{4}$ Steinlänge gegen die Winkel verschoben sind. Ein Beispiel bietet Fig. 64 mit den für allseitigen Kreuzverband erforderlichen

Fig. 60.

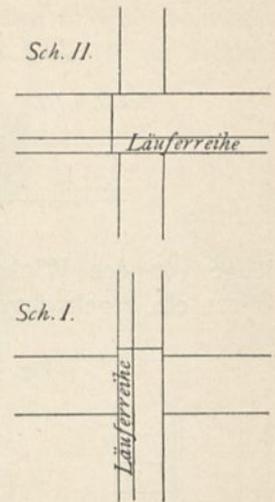


Fig. 61.

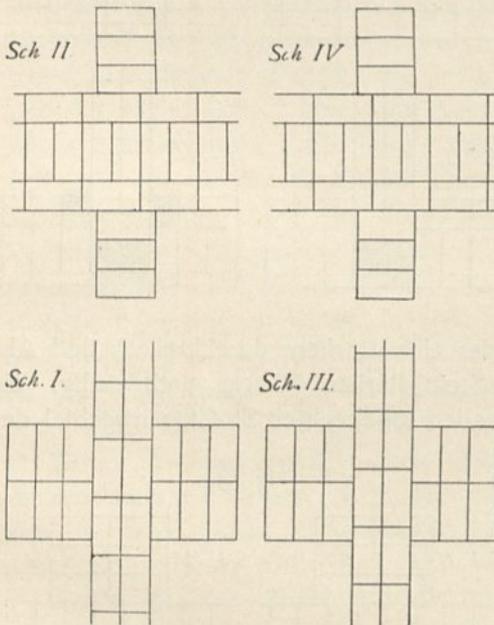


Fig. 62.

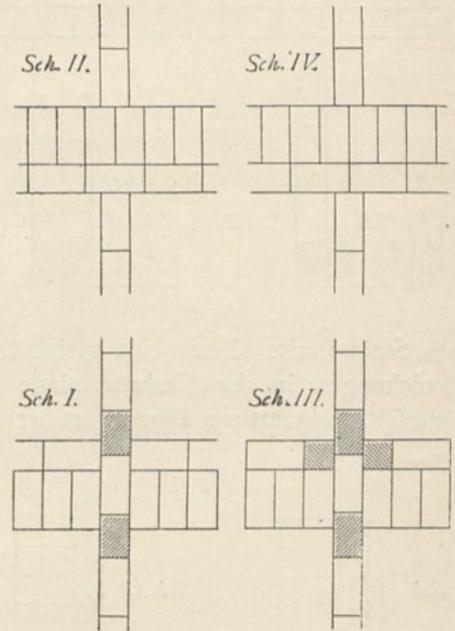


Fig. 63.

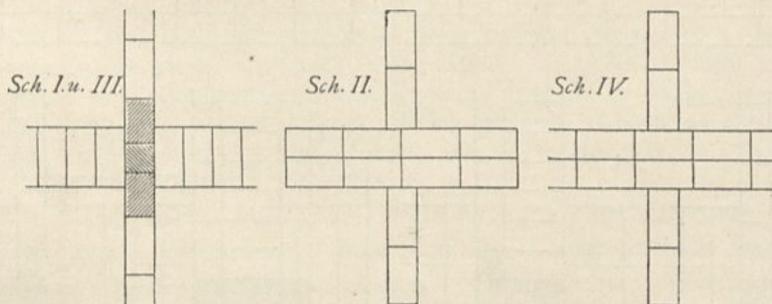
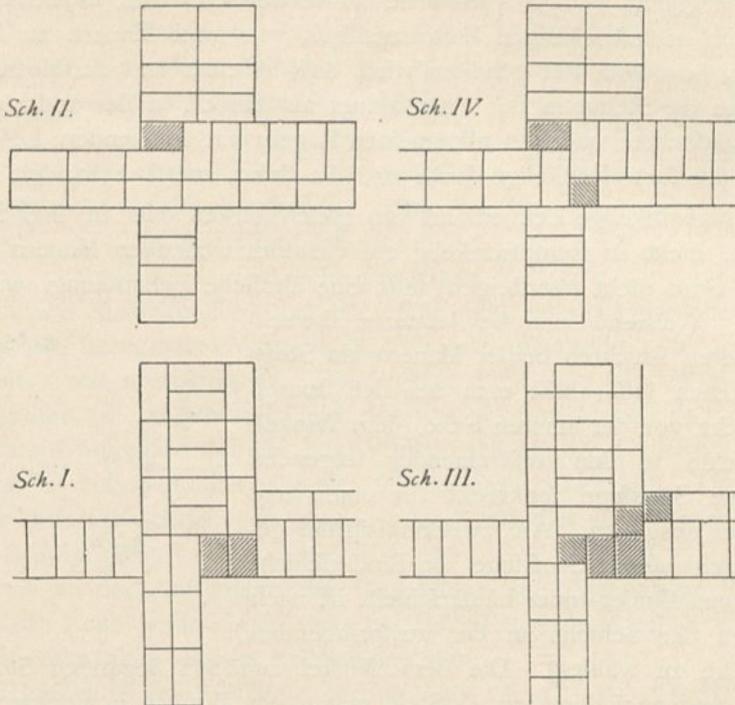


Fig. 64.



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 an einander anschließen oder sich durchkreuzen. Für diese Fälle gelten natürlich auch die allgemeinen Regeln für alle Backsteinverbände, insbesondere aber, so weit möglich, die Regeln für den rechtwinkligen Zusammenstoß. Die Eckanlage 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. Eben so müssen dieselben möglichst genau zugehauen werden, was für die in das Innere der Mauer fallenden nicht in solchem Maße notwendig ist. Auf die Ecke darf nie eine Stoßfuge treffen; auch sind spitze Winkel der Steine an den Außenflächen möglichst zu vermeiden. Alle Stoßfugen müssen wo möglich senkrecht zu den Mauerfluchten stehen. Wie

bei allen Ziegelverbänden ist auch hier der Stosfugenverband immer einzuhalten, und es sind möglichst wenige Theilsteine zu verwenden. Am einfachsten sind die Aufgaben beim schiefwinkligen Zusammenstoß von zwei Mauern zu lösen, wenn auch hier der Grundsatz fest gehalten 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.

40.
Stumpf-
winkelige
Ecke.

Der stumpfwinkelige Eckverband von gleich starken oder in ihrer Stärke wenig verschiedenen, nicht zu stumpfwinklig auf einander treffenden Mauern (der Winkel darf ca. 135 Grad nicht übersteigen) läßt eine ähnliche Behandlung, wie der rechtwinkeligen zu. Während man bei letzterer abwechselnd die inneren Fluchten beider Mauern als Stosfugen durchgehen läßt, läßt man bei der stumpfwinkeligen Ecke von der inneren Ecke (dem Winkel) aus abwechselnd in den auf einander folgenden Schichten eine Stosfuge senkrecht zur einen und anderen Mauer ausgehen. Am zweckmäßigsten gehört diese durchlaufende Stosfuge zur Binderschicht (die Bezeichnung Binder- oder Läuferfuge ist nach dem Aussehen der Schicht an der auspringenden Seite der Ecke zu wählen). Die dem Winkel zunächst liegenden Stosfugen der Läuferfuge 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 Stosfuge bedeuten).

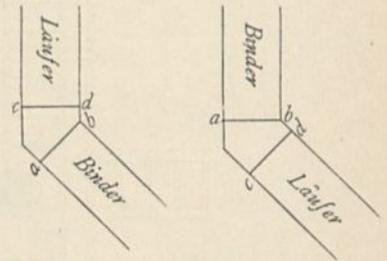


Fig. 65.

Unter Festhaltung 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.

Fig. 66.

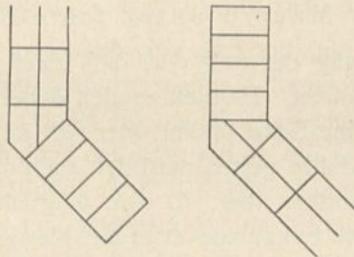


Fig. 67.

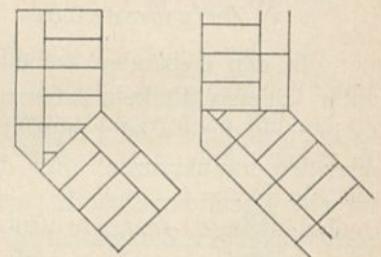


Fig. 68.

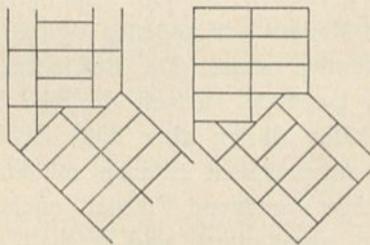
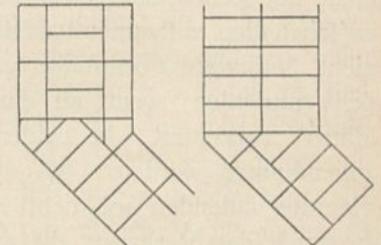


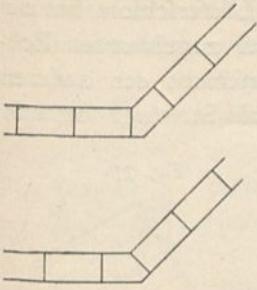
Fig. 69.



Die beiden äußeren Seiten des Ecksteines haben dabei einen Längenunterschied 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.

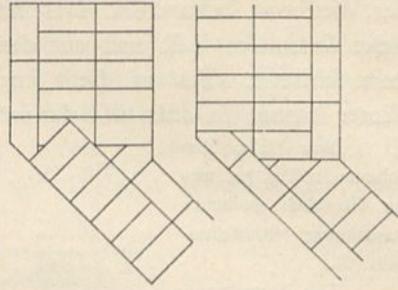
Die Beispiele in Fig. 66 bis 69 werden das Gefüge erläutern. Es sind in denselben aber nur die Schichten für den Blockverband gegeben; die für den Kreuzverband erforderlichen werden nach den früheren Beispielen leicht hinzuconstruirt werden können. Bei $\frac{1}{2}$ Stein starken Mauern (Fig. 70) ist die dem Winkel zunächst liegende Stosfuge um $\frac{1}{2}$ Stein von demselben entfernt.

Fig. 70.



Beim Zusammenstoß von sehr verschieden starken Mauern oder von verschieden 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

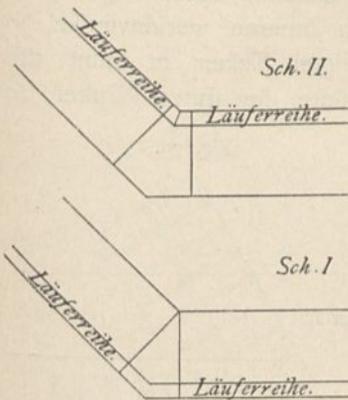
Fig. 71.



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 ausgehende Stosfuge in der Binderfuge 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.

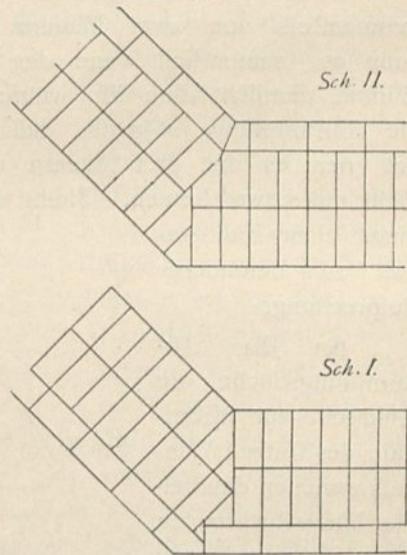
Will man an der Außenseite der Mauerecke das regelmäßige Verbandmuster bis ganz an die Ecke heranzuführen, was bei Backstein-Rohbauten in Frage kommen kann, so muß man auch mit der Bestimmung der Größe des Ecksteines den Anfang machen und diesen an der Läuferseite $\frac{3}{4}$ Stein lang und an

Fig. 72.



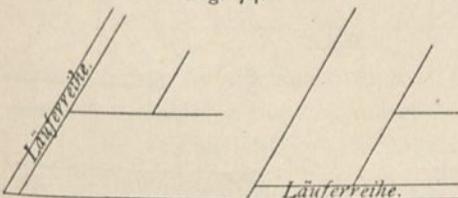
der Binderseite $\frac{1}{2}$ Stein lang bemessen, wenn dies die Größe des Winkels bei der gewöhnlichen Steinlänge gestattet. Anderenfalls ist man gezwungen, besondere Formsteine anzuwenden. Aber auch dann ergibt sich in der Regel am inneren Winkel ein schlechter Verband.

Fig. 73.



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 giebt als Beispiel die stumpfwinklige Ecke zweier $2\frac{1}{2}$ Stein starken Mauern.

Fig. 74.



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 Stoszfuge fortläuft.

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

Die Einrichtung des regelrechten Stosfugenwechsels 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 ($l_1 = b_1 + \frac{1}{4} l$ 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.

42.
Abgestumpfte
spitzwinkelige
Ecke.

Beim spitzwinkligen Zusammenstoß von zwei Mauern kann es, namentlich wenn der Winkel ziemlich klein ist, wünschenswerth erscheinen, dieselbe 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 stumpfwinkelige Ecken gebildet werden, müssen des regelrechten Verbandes wegen Läufer- und Binderschichten mit einander abwechseln. Des guten Aussehens, aber auch der

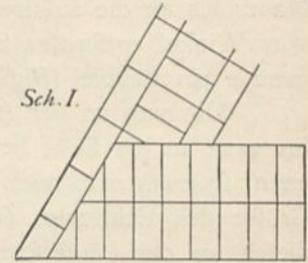
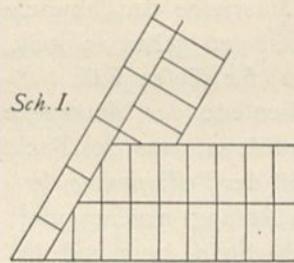
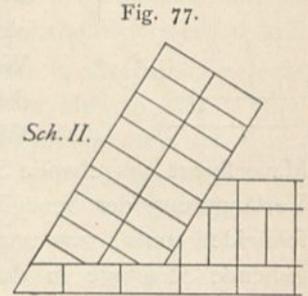
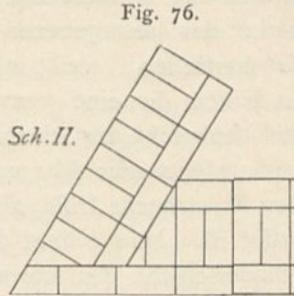


Fig. 78.

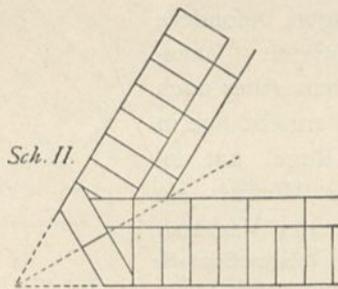
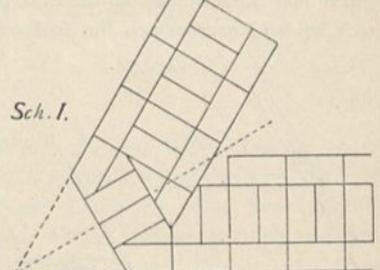
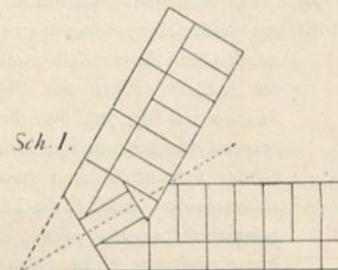
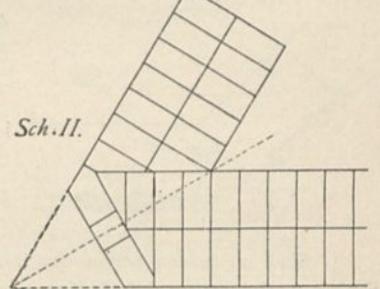
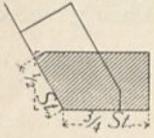


Fig. 79.



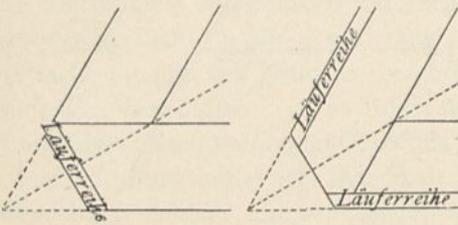
einfacheren Construction halber ist es dann zweckmäfsig, von der bisher allenthalben durchgeführten Regel, in einer und derselben Schicht in der einen der die Ecke bildenden Mauern aufsen eine Läuferreihe, in der anderen eine Binderreihe anzuordnen, abzuweichen und den Fall so aufzufassen, als gehörte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

Fig. 80.



Die Breite der Abstumpfung bestimmt sich so, daß zwischen den beiden schräg zugehauenen Ecksteinen ein oder zwei Binderhäupter Platz haben. Die Gröfse 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 zweckmäfsig erscheint. In Fig. 78 und 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 Scheidewand in einer Schicht um die andere nicht bis an die äußere Flucht der Hauptwand durchlaufen läßt, sondern nur bis hinter die dafelbst angeordnete Läuferreihe (siehe das Schema in Fig. 82), wodurch die zu verhauenden Steine in das Innere der Wand kommen. Das Eingreifen oder Einbinden der Scheidewand erfolgt also in den Läuferfluchten der Hauptwand. Auch hier ist wieder die Regel zu befolgen, daß die dem spitzen Winkel zunächst liegende durchlaufende Stosfuge *ab* der Scheidewand um $\frac{1}{4}$ Stein vom Winkel entfernt liegen muß. Weiter erscheint es zweckmäfsig, in der Hauptwand eine durchlaufende Stosfuge *cd* in der in Fig. 82

Fig. 82.

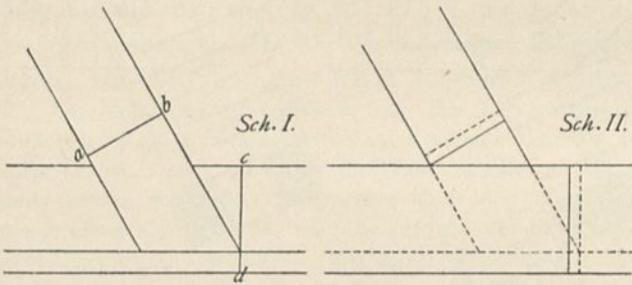
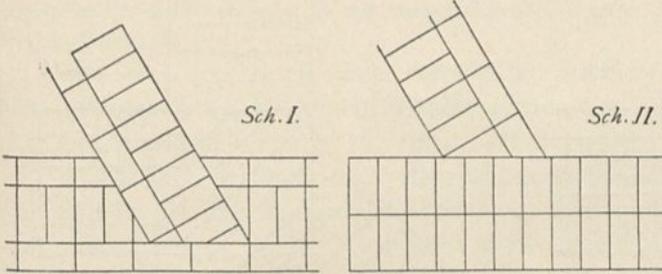


Fig. 83.



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

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

43.
Anschluß
einer Mauer
an eine
andere.

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 auf einander 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 nothwendig.

45.
Zusammenstofs
von mehreren
Mauern.

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 zusammenstossenden 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 sein, eine große Zahl solcher Fälle zu erörtern. Es möge nur der eine Fall hier näher besprochen werden, 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

Fig. 84.

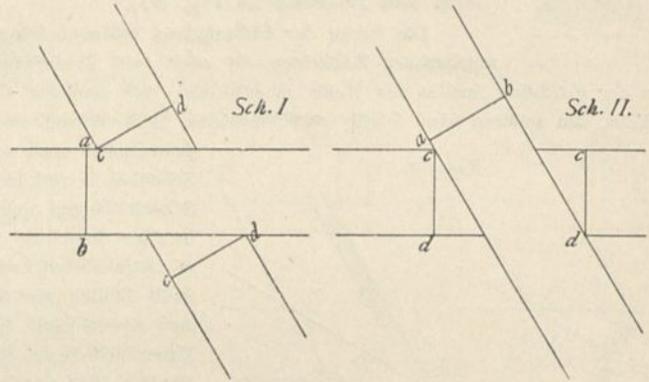


Fig. 85.

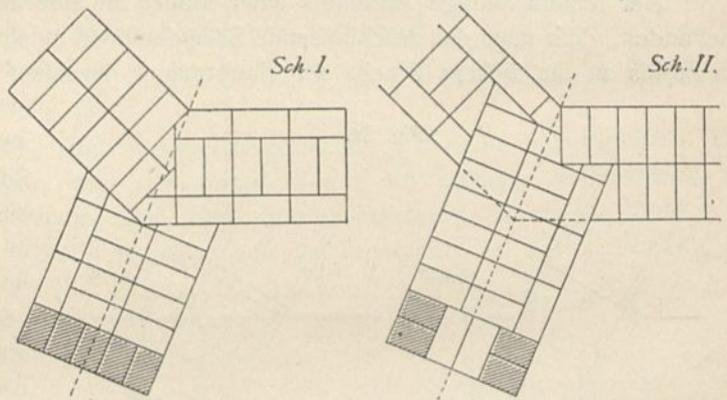
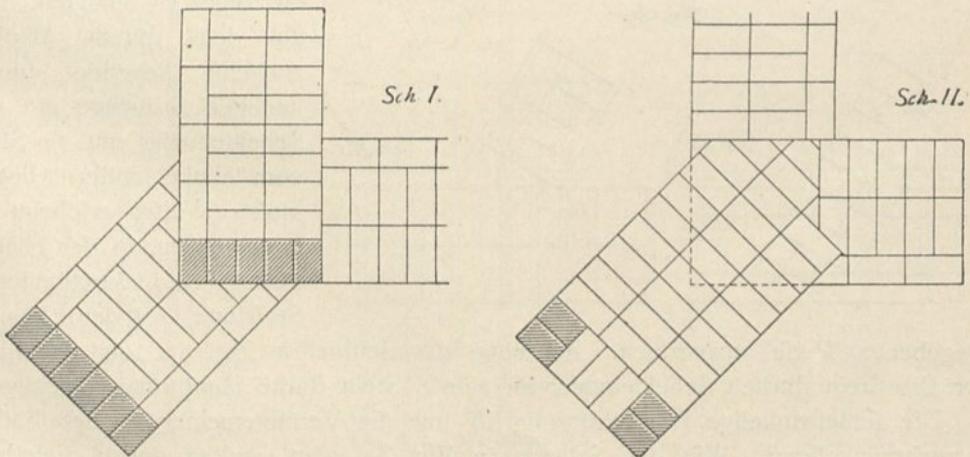


Fig. 86.



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 halbtheilender 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 Werth, da der Anschluß beider Seiten nicht gut gleichzeitig gefehen werden kann.

4) Beliebige Mauerkörper mit rechtwinkeligen Ecken und Winkeln.

Die gewöhnlichen Backsteine eignen sich in Folge ihrer Gestalt eigentlich nur zur Herstellung von Mauern mit rechtwinkeligen Ecken und Winkeln, und es sind deswegen auch nur für den Verband solcher klaren 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 theilbar 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.

46.
Abmessungen.

Der erste Fall, daß alle Abmessungen eines Mauerkörpers durch halbe Steinlängen ohne Rest theilbar sind, ist der einfachere und mag daher zuerst zur Behandlung gelangen. Es werden hierbei die Regeln angewendet, welche für die lothrechte 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.

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

Das Hauptfächliche derselben mag hier kurz wiederholt werden. Die beiden zur Herstellung des Blockverbandes nothwendigen Schichten enthalten hiernach für die lothrechte Endigung in der einen Schicht so viele Dreiquartiere, als die Mauer Steinbreiten dick ist, hinter einander 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 neben einander 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:

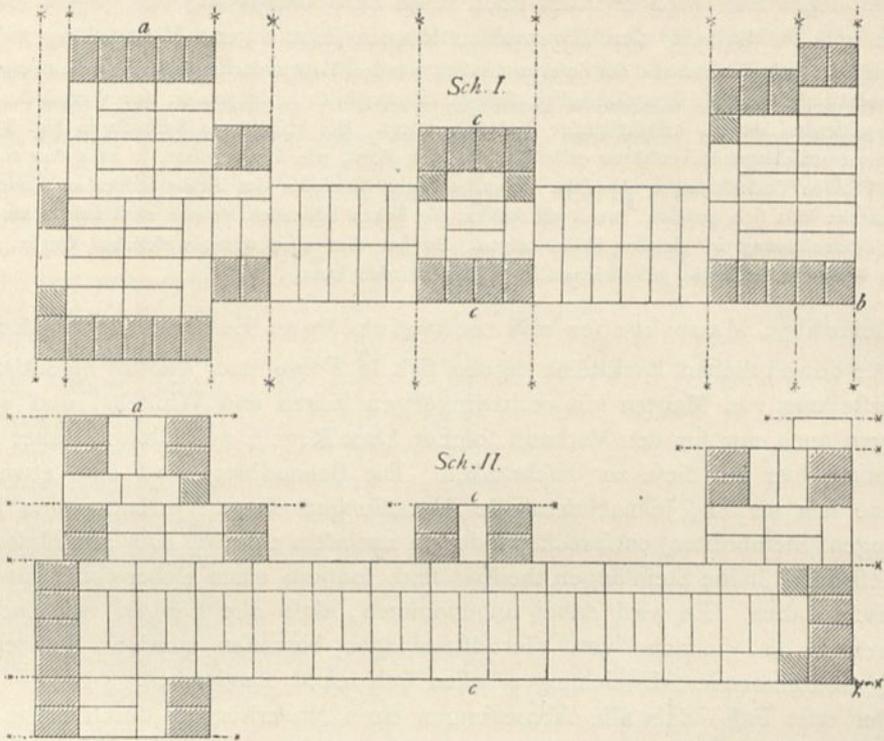
α) Daß alle Dreiquartiere in einer und derselben Schicht parallel gerichtet sind, oder was dasselbe ist, daß nur parallele Seiten der Ecken mit Dreiquartieren besetzt werden.

Diese Forderung wird zum Theile schon erfüllt, wenn an der früher aufgestellten Regel, daß an den Ecken und Maueranschlüssen in einer Höhe Läufer- und Binder-schichten zusammentreffen sollen, fest gehalten wird.

β) Daß jedem Dreiquartier auf der einen Seite des Mauerkörpers ein anderes eben so 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

Fig. 87.

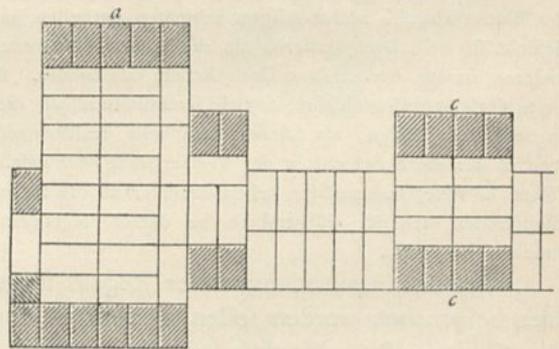


die Richtung derselben in den auf einander folgenden Schichten regelmäÙig wechseln läÙt. Die Enden der Streifen werden, den angeführten Regeln entsprechend, mit den Dreiquartieren besetzt (Fig. 87). Die Zwischenräume zwischen den Dreiquartieren werden dann noch regelrecht mit ganzen Steinen unter Zuziehen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

In einzelnen Fällen sind durch kleine Abweichungen von den angeführten Regeln Vereinfachungen möglich. So läÙt sich z. B. dadurch, daÙ man auf der linken Seite der Schicht *I* in Fig. 87, Abtheilung *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 dargestellt²⁸⁾.

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.



²⁸⁾ Die Anlage der Mauerverbände von Mauerkörpern mit rechtwinkligen Ecken wurde zuerst nach allgemeinen Grundsätzen 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 falscher geschrieben, wenn auch nicht so vollständig und so durchgebildet: Ueber Mauerziegelverband. HAARMANN'S Zeitschr. für 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 theilbar sind. Es sollen diese Fälle nach den von *v. Brand* angegebenen Verfahren hier nur andeutungsweise behandelt werden.

48.
Vielfache
von $\frac{1}{2}$ Stein-
längen
+ $\frac{1}{4}$ Stein-
länge.

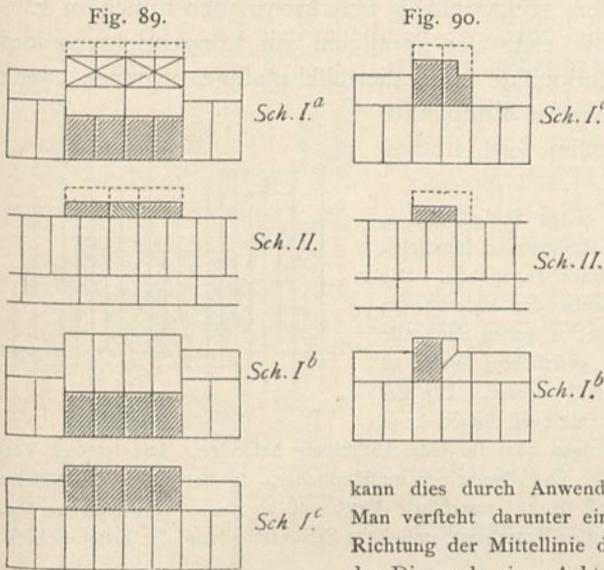
α) Verfahren des Abschneidens (*Coupirens*). Man ergänzt nach diesem Verfahren die Abmessungen so, daß alle zu Vielfachen von halben Steinlängen werden, legt für die so ergänzte Figur den Verband nach den früheren Regeln an und

schneidet darauf das zur ursprünglichen Figur Hinzugefügte wieder ab. Die sich ergebenden kleineren Steintheile 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 Steintheilen 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

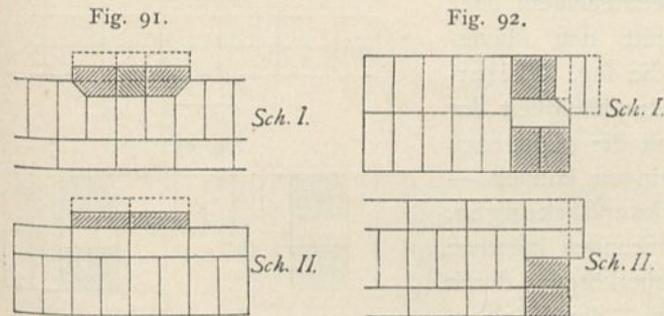
kann dies durch Anwendung der Viertelschrägfuge geschehen. Man versteht darunter eine von einem Winkel des Grundrisses in der Richtung der Mittellinie des Winkels ausgehende Fuge von der Länge der Diagonale eines Achtelsteines (Fig. 90, Schicht *I, b*).



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

Nach diesem Verfahren werden beide zum Verband notwendige Schichten für den Hauptmauerkörper wie gewöhnlich fest gestellt. 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 Steintheile 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 Schichtenanordnung *II* in Fig. 91 mit Vortheil 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 einbringenden Winkel aus fenkrecht zur Längenrichtung des Grundriffes 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 nothwendigen Schichten wird von den Grenzfügen für jeden einbringenden Winkel eine genommen, diese aber so gewählt, daß zwischen den Grenzfügen sich Abtheilungen 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 Grundriff ein Netz von parallelen, rechtwinkelig sich kreuzenden Linien in Entfernungen von je $\frac{1}{2}$ Steinlänge. Die erste der Parallelen zur Längenrichtung des Grundriffes 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 r , 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 Grundriffsfigur gleichmäßig erfolgen oder für jede Abtheilung 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. In Fig. 93 ist eine auf Grundlage der erwähnten Vorarbeiten mögliche Steinvertheilung 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.

49.
Pfeilervorlagen;
Eckver-
stärkungen;
Nischenecken.

Häufig werden Verstärkungen von Mauern nothwendig, 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.

Es können diese Fälle mit Hilfe der bekannten gewöhnlichen Regeln über die Bildung

Fig. 93.

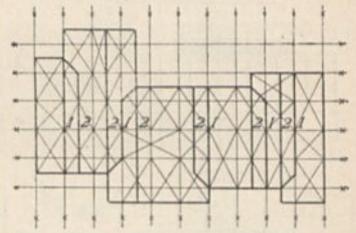


Fig. 94.

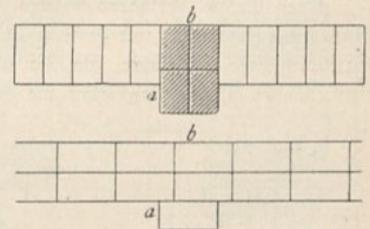


Fig. 95.

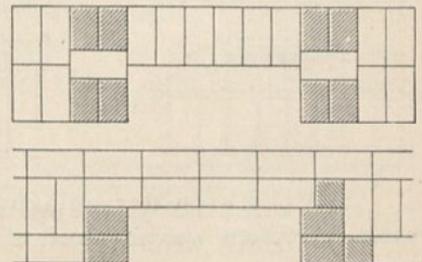


Fig. 96.

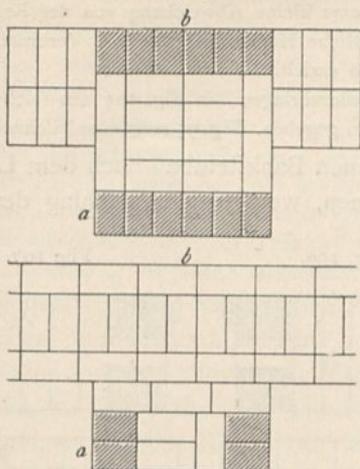


Fig. 97.

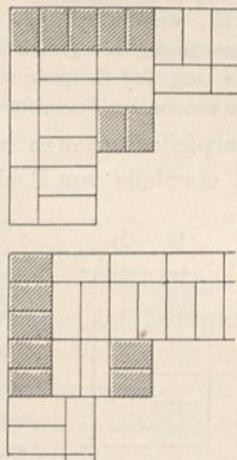


Fig. 98.

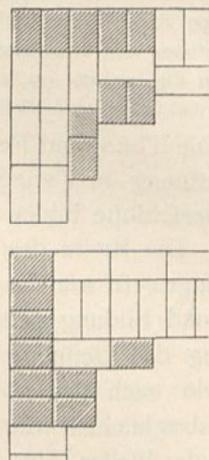


Fig. 99.

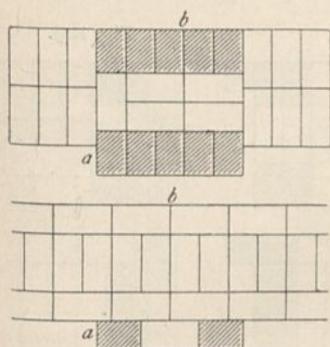


Fig. 100.

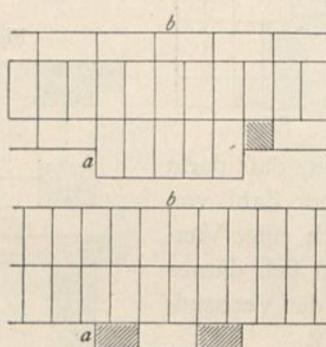


Fig. 101.

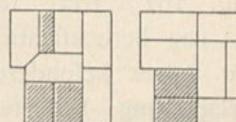


Fig. 102.

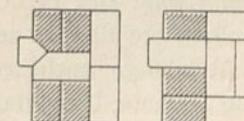


Fig. 103.

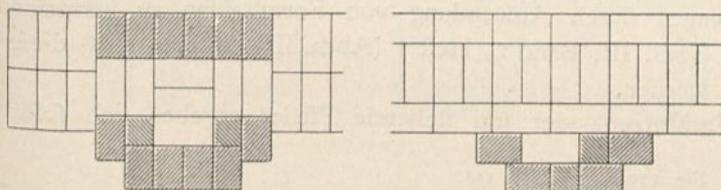
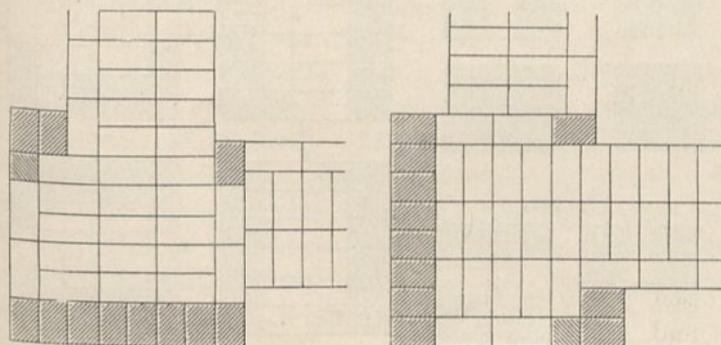


Fig. 104.



des lothrechten 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 zusamen-
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.

50.
Thür-
und Fenster-
pfeiler.

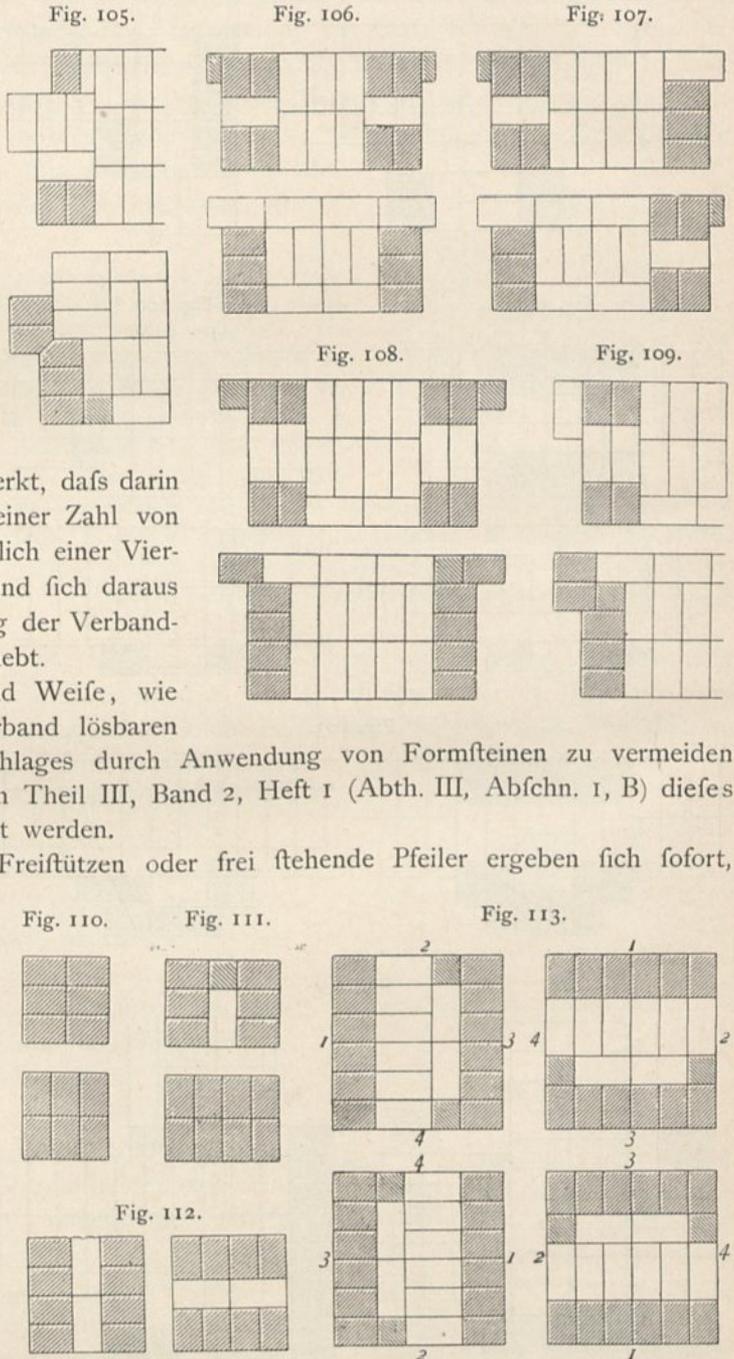
Die Thür- und Fensterpfeiler erhalten im reinen Backsteinbau nach dem Lichten der Oeffnung zu Vorlagen, ebenfalls von Backsteinen, welche den Anschlag der Oeffnungsverschlüsse bilden sollen. Die Breite des Anschlages, so wie die Tiefe und Bildung der Laibung der Oeffnung wechseln nach Bedürfnis, desgleichen 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 Nöthige in Theil III, Band 2, Heft 1 (Abth. III, Abfchn. 1, B) dieses »Handbuches« mitgeteilt werden.

51.
Freistützen
ohne
Vorlagen.

Die Verbände für Freistützen oder frei stehende Pfeiler ergeben sich sofort, wenn man dieselben als kurze Mauerstücke auffaßt, durch Aneinanderschichten der betreffenden lothrechten 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



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

Wie die beigelegten, nur mit Hilfe von Dreiquartieren, bezw. Zweiquartieren construirten 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 Kreuz-
verband 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 lothrechten Endigungen und bieten daher für die Betrachtung
nichts Neues. Eben so 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 vor-
kommender 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.

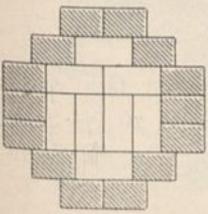


Fig. 115.

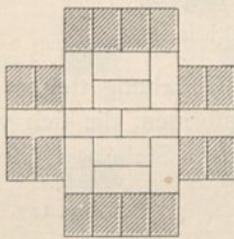


Fig. 116.

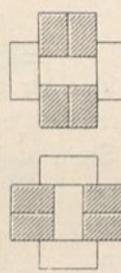


Fig. 117.

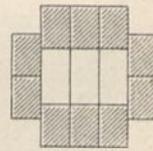


Fig. 118.

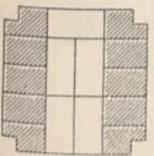


Fig. 119.

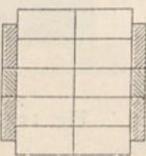
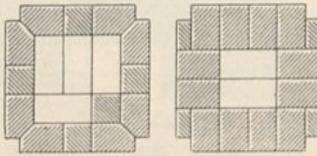


Fig. 120.



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 Vorsprung.

5) Mauerkörper mit rechtwinkligen Hohlräumen.

In den Mauerkörpern sind vielfach lothrecht aufsteigende Höhlungen anzubringen,
und zwar einestheils zur Herstellung von Rauch-, Zuluft- und Abluft-Canälen, so
wie zur Unterbringung von Wasser-, Heiz- und anderen Rohren, anderentheils aber,
um in den Mauern isolirende Luftschichten zur Warm- und Trockenhaltung der Ge-
bäude und zur Verhinderung der Fortpflanzung des Schalles zu beschaffen, bezw.
um Mauermaterial zu sparen. — Für die angegebenen Zwecke können die aufsteigen-
den Canäle 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, so wie auf das in Theil III, Band 4 dieses »Handbuches«
(Abth. IV, Abchn. 4, B, Kap. 4, unter c) Vorzuführende verwiesen werden kann.

53.
Hohles
Mauerwerk.

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

Fig. 121.

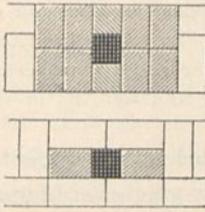


Fig. 122.

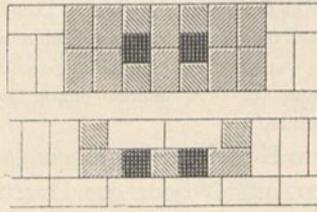


Fig. 123.

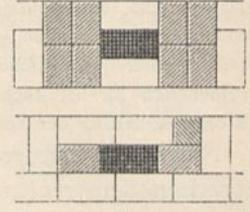


Fig. 124.

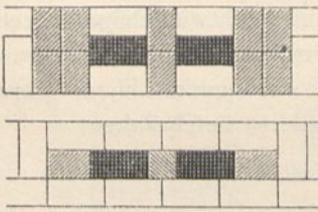


Fig. 125.

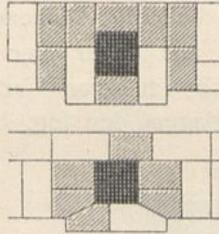
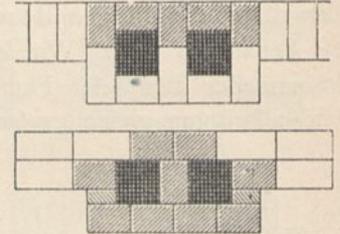


Fig. 126.



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 abtufen. 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 Mafse sind auch die für die engen, sog. 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 Mafse gebunden) gebräuchlich sind. Die Wandungen, so wie die Scheidewände (Zungen) mehrerer neben einander liegender Canäle werden in der Regel $\frac{1}{2}$ Stein stark gemacht. Diese Canäle müssen nicht nur im Allgemeinen ununter-

Fig. 127.

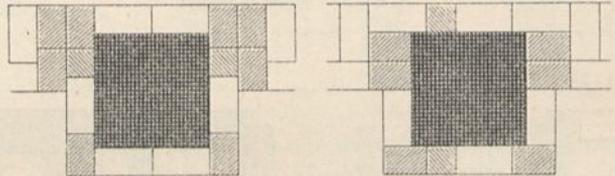


Fig. 128.

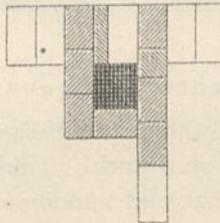
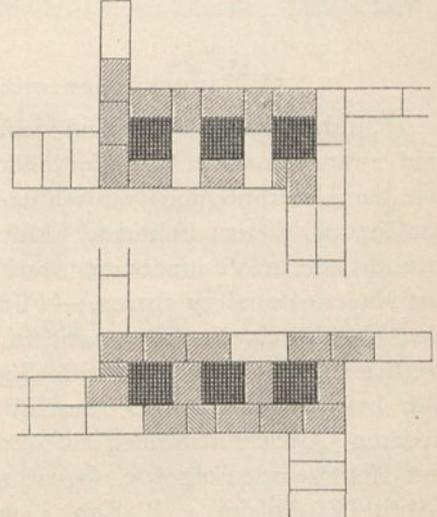


Fig. 129.



brochen lothrecht aufsteigen (wenn man nicht aus irgend welchen Gründen sie in der Richtung der Mauer zu ziehen genöthigt 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 Dreiquartieren in der dem Sonderfall entsprechenden Zahl besetzt werden. In den auf einander folgenden Schichten muß natürlich die Richtung der Parallelen wechseln; auch ist auf richtigen Stosfugenwechsel bei Herstellung der $\frac{1}{2}$ Stein starken Canalwände zu achten. Im Uebrigen wird auf das früher Gefagte verwiesen. Bei den Canälen, deren Mafse nur in Viertelsteinlängen ausdrückbar sind, ist die Anwendung von Quartierstücken nicht zu umgehen. Beispiele für Canäle, einzeln oder zu zweien neben einander in der Mauerstärke untergebracht oder Vorsprünge vor derselben bildend, liefern Fig. 121 bis 127. Die Verbandweise bei mehr als zwei neben einander liegenden Canälen ist sehr leicht aus der für zwei dergleichen gegebenen zu ermitteln. Beispiele für Verbände mit Anwendung von Längsquartieren und für quadratische

Fig. 130.



Fig. 131.

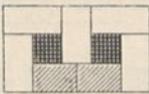


Fig. 132.

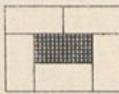


Fig. 133.

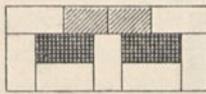


Fig. 134.

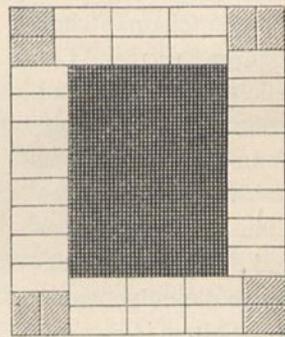


Fig. 135.

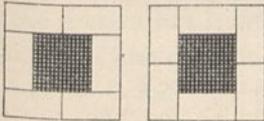


Fig. 136.

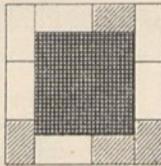


Fig. 137.

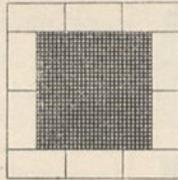


Fig. 138.

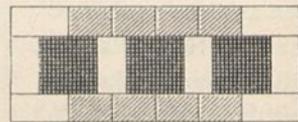


Fig. 139.

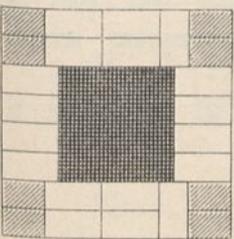


Fig. 140.

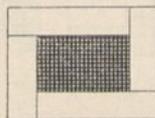


Fig. 141.

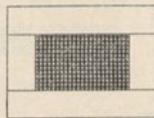


Fig. 142.

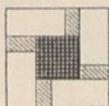
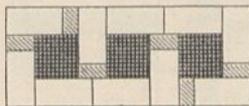


Fig. 143.



Canäle von 1 Stein Weite finden sich in Theil III, Band 4 dieses »Handbuches« (S. 149²⁹).

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

²⁹) 2. Aufl.: S. 218.

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

55.
Lothrechte
Canäle
in Pfeilern.

Mit Mauern nicht in Verbindung gebrachte Canäle, einzeln oder in Gruppen neben einander, bilden Hohl Pfeiler, wie sie namentlich für Schornsteine von den Dachbalkenlagen an oder für ganz frei von unten an aufsteigende größere Schornsteine nothwendig 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 Canäle, einzeln und zu mehreren neben einander, 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 Eckenlagen 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 giebt die Anordnung, wenn die Seitenlängen durch Steinbreiten ohne Rest meßbar sind, Fig. 140 dagegen diejenige, wenn die Seiten sich nur durch Viertelsteinlängen ausdrücken lassen.

56.
Hohlmauern.

Wie schon angeführt, werden Mauern mit Hohlräumen, die fog. Hohlmauern, hergestellt, um in ihnen isolirende Luftschichten zu erhalten oder sie in ihrer Materialmasse zu verringern. Der erstere Grund wird namentlich bei Umfassungsmauern vorliegen, der zweite besonders bei Scheidewänden aus constructiven oder

Fig. 144.

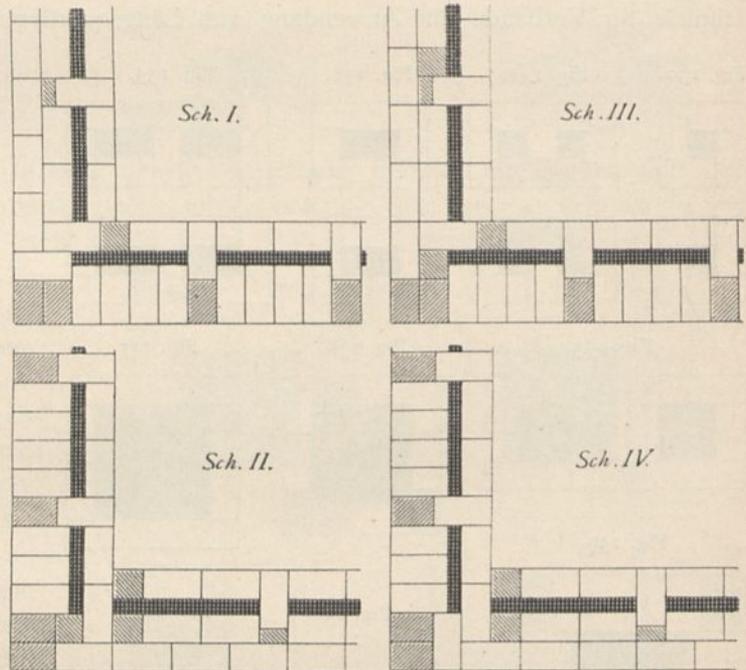


Fig. 145.

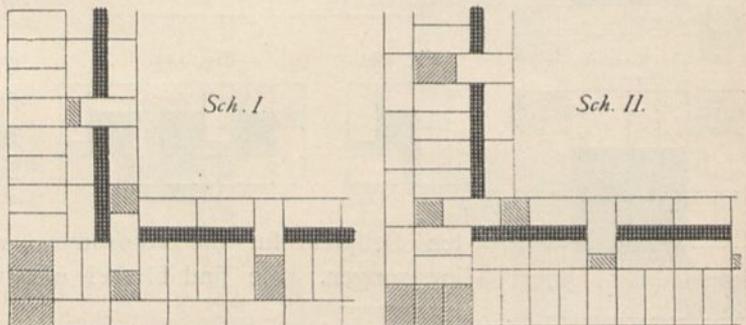
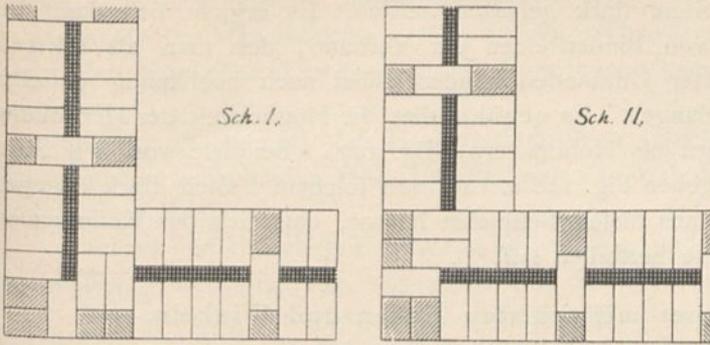


Fig. 146.



wirtschaftlichen Rücksichten. In beiden Fällen kann es nicht, wie bei den Canälen, darauf ankommen, dass die Hohlräume ununterbrochen lothrecht durchlaufen; im Gegentheile, es werden bei der großen Längenerstreckung derselben (sie sind so lang wie die Mauern

zu machen) Unterbrechungen durch Steine nothwendig, welche die beiden Frontseiten zusammenbinden, um ihnen den durch die Hohlräume genommenen Theil ihrer Standfähigkeit wieder zu ersetzen. Bei den Umfassungsmauern mit isolirenden 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 Theil ergibt sich dann bei Mauern von nur $1\frac{1}{2}$ Stein Stärke $\frac{1}{2}$ Stein dick, was für diesen Theil, wenn er Balken zu tragen hat, zu wenig ist. Dieser Gegenstand wird ausführlich im nächst folgenden Hefte (Abth. III, Abchn. 1, A, Kap. 2) dieses »Handbuches« besprochen werden. Der Luftschicht giebt man $\frac{1}{4}$ Stein oder $\frac{1}{2}$ Stein Breite.

Fig. 147.

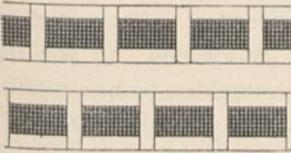


Fig. 144 zeigt die zur Einrichtung des Kreuzverbandes an den Außenseiten nothwendigen vier Schichten der mit Luftschicht $1\frac{3}{4}$ Stein starken Mauern einer Gebäudeecke, Fig. 145 die zwei Schichten für die im Blockverband herzustellende Ecke zweier mit Luftschicht $2\frac{1}{4}$ Stein starken Mauern.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

Fig. 148.

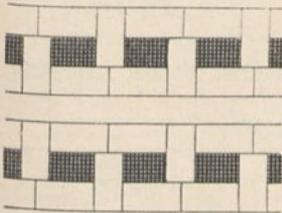


Fig. 149.

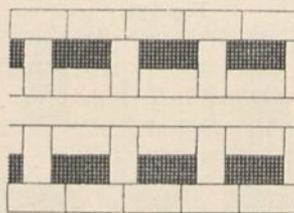


Fig. 150.

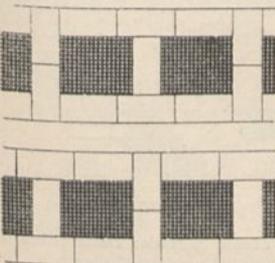
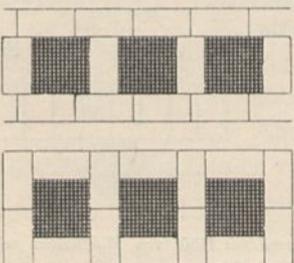


Fig. 151.



Bei den $2\frac{1}{4}$ Stein starken Mauern lässt sich der Hohlraum auch in die Mitte legen und dann mit Vortheil der Binderverband verwenden (Fig. 146). Es hat diese Anordnung noch den Vorzug, dass für die Stockwerksgebälke in dem 1 Stein starken inneren Theile 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 Scheidewauern 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 lässt³⁰⁾.

6) Mauerkörper mit schiefen Ecken und Winkeln.

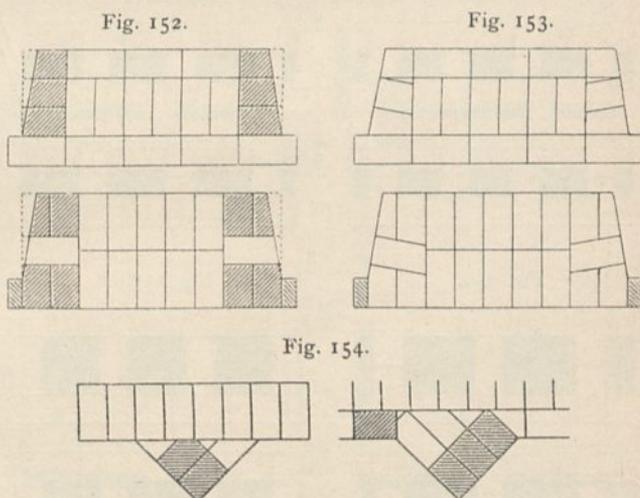
57.
Grundsätze.

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, so wie den spitzwinkligen Auslauf der Fugen in den Ausseflächen zu vermeiden suchen müssen.

In allen Fällen, wo schiefe Winkel an einem Bauwerke in gleicher Grösse oft wiederkehren, namentlich bei Backstein-Rohbauten, 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 fest zu halten 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 Stoffsugen sollen senkrecht zu den Ausseflächen der Mauerkörper laufen.

58.
Thür-
und Fenster-
laibungen.

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



³⁰⁾ Ueber die Herstellung von Hohlmauern mit Hilfe von Hohlsteinen wird im nächst folgenden Hefte (Abth. III, Abchn. 1, B, Kap. 2) dieses »Handbuches« die Rede sein.

ging, die Regeln für stumpfwinkelige Mauerecken befolgt, die Stoffsugen theilweise 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 Vortheile zu erzielen sind.

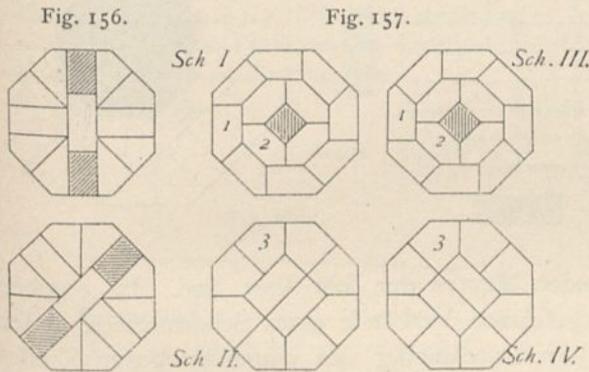
Seltener ist der Fall, dass Mauerfluchten unter schiefen Winkeln einschneidende Pfeilervorlagen einzubinden sind. Das Einbinden erfolgt dann etwa in der in Fig. 154 mitgetheilten Weise.

Häufiger sind vieleckige Freistützen herzustellen, und unter diesen am häufigsten regelmässig achteckige. Fig. 155 giebt 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

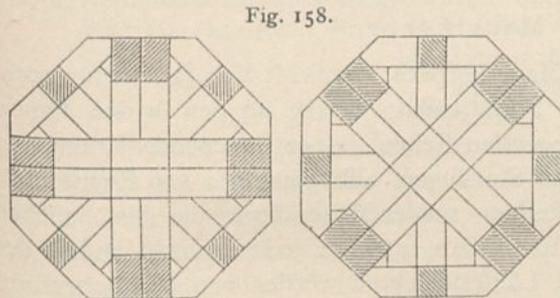
einen bedeutenden Mangel aufweist. Dieser sonst bequem einzurichtende Verband wird daher nur dann anzuwenden sein, wenn es sich um Herstellung weniger und zu putzender Pfeiler handelt. Für andere Fälle ist die Verwendung von Formsteinen entschieden anzurathen. Derartige Beispiele bieten

Fig. 156 u. 157.

Fig. 156 zeigt die Verwendung von nur einer Sorte Formsteinen in allen Schichten, während alle übrigen Steine gewöhnliche Mauersteine, bezw. Dreiquartiere sind. In Fig. 157 sind drei verschiedene Sorten Formsteine benutzt worden und dabei ein Fugenwechsel erzielt, der dem des Kreuzverbandes entspricht. Die Einrichtung des Verbandes ist dabei eine sehr leichte.



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 nothwendig.



Reicher gegliederte Freistützen mit Vorlagen an den Vieleckseiten oder mit Diensten besetzte Pfeiler, wie sie als Stützen von Gewölben oft nothwendig werden, deren auf eine Andeutung zu beschränkende Behandlung sich am besten hier anschliesst, sind immer nur mit Formsteinen und als Rohbau auszuführen. Fig. 159 u. 161 mögen als Beispiele genügen³¹⁾.

³¹⁾ 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.

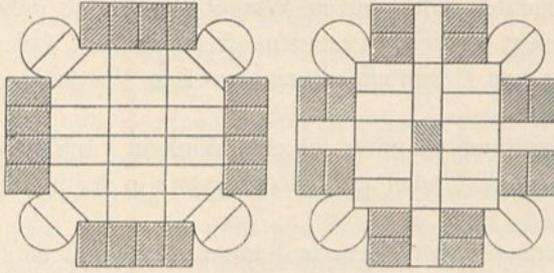
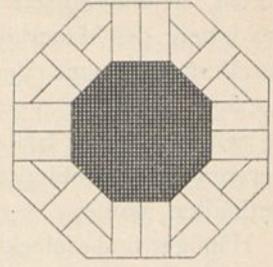


Fig. 160.



62.
Vieleckige
Hohl Pfeiler.

Auch unter den vieleckigen Hohl Pfeilern, welche so oft als Fabrikschornsteine 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 wurden,

Fig. 161.

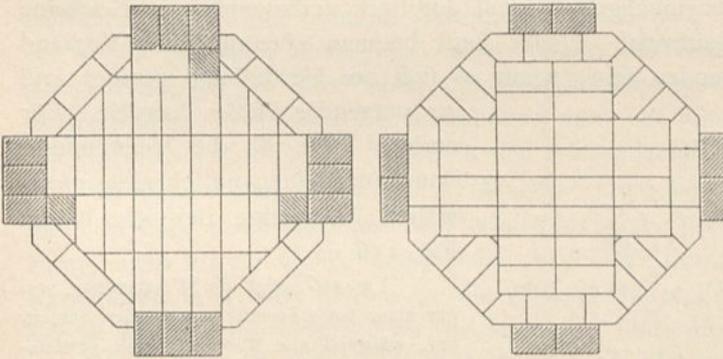
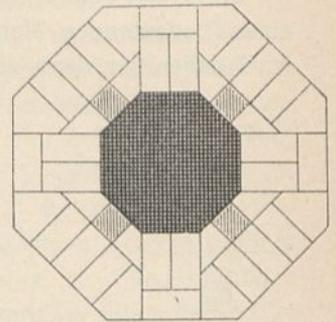


Fig. 162.



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 concentrisch zu diesen liegenden Seiten die entsprechende Krümmung und senkrecht zur Krümmung gerichtete Stosfugen, 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 Binderschichten, weil sie nur die halbe Seitenzahl erhielten als die letzteren. Bei grossen Krümmungs-Halbmeßern würden allerdings die Abweichungen von der cylindrischen Mauerflucht so gering ausfallen, daß sie nicht tören könnten.

Fig. 163.

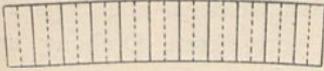


Fig. 164.

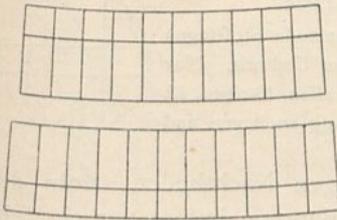
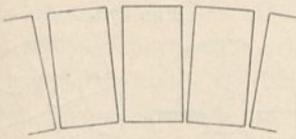


Fig. 165.



Diese Abweichung könnte noch vermindert werden, wenn man anstatt eines Verbandes mit wechselnden Läufer- und Binderfichten 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 nothwendig von innen nach aufsen zu sich verbreiternde Stosfugen (Fig. 165). Die Keilform der Stosfugen wird sich mit abnehmendem Krümmungs-Halbmesser 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 fest stellt.

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.

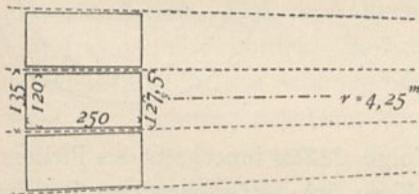
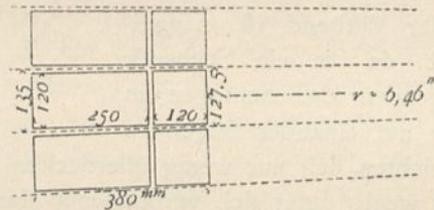


Fig. 167.



wobei r den lichten Halbmesser des gekrümmten Mauerwerkes bezeichnet.

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

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

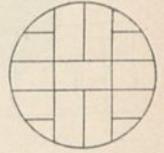
und $r = \frac{127,5 \cdot 380}{7,5} = 6,46 \text{ m}.$

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 Verhältniss 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 Formsteine 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 Theile spitzem Winkel den Umkreis. Nur ein Stein (der in der Mitte) braucht nicht verhauen zu werden, bei allen übrigen ist dies nothwendig; dabei kommen alle behauenen Flächen in den Umfang zu liegen und eben dahin noch eine Anzahl sehr kleiner Stücke.

Fig. 168.



In Folge dessen wird sich, abgesehen von sonstigen Nachtheilen, trotz des größten Aufwandes von Mühe und Sorgfalt Seitens des Maurers, immer nur ein sehr unvollkommen gestalteter Säulen-Cylinder 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 2 $\frac{1}{2}$ Stein starken Rundpfeiler in seinen zwei Schichten dargestellt, wobei man mit zwei Sorten von Formsteinen auskommt. Auch dieser Verband ist mangelhaft, da die ein Sechseck bildenden Zwischenfugen in den auf einander folgenden

Fig. 169.

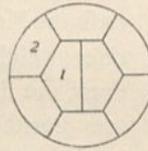
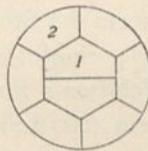


Fig. 170.

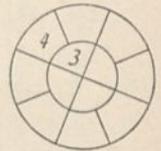
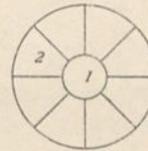


Fig. 171.

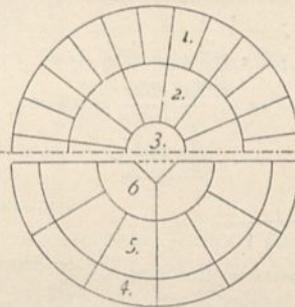
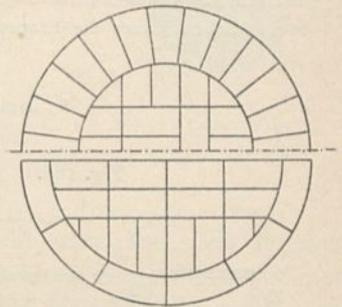


Fig. 172.



Schichten sich nur wenig überdecken und in Folge dessen 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 cannelirten Mittelschiffsäulen 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, bezw. 36 cm und 25 cm Durchmesser; dem entsprechend 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 eben so, wie die verschiedene Größe der Steine mit der Herstellung der Säulenverjüngung zusammenhängt, wird sich nur durch genauere Untersuchung fest stellen lassen, namentlich der Frage, ob und welche der Säulenstümpfe nach der Aufgrabung etwa neu aufgemauert worden sind. Die Canneluren scheinen durch Zuhauen hergestellt worden zu sein. Dafs die Säulen geputzt waren, braucht wohl kaum besonders hervorgehoben zu werden.

Fig. 173.

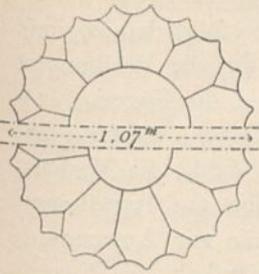


Fig. 174.

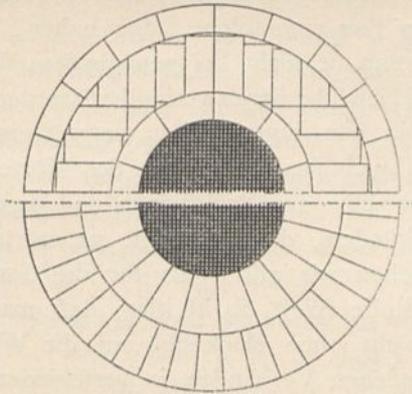
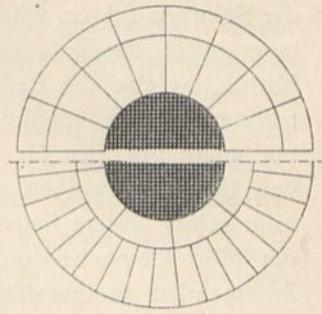


Fig. 175.



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

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

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

8) Bogenverband.

Die Stein-Constructionen 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 dem entsprechend bei den Gewölben die so gelegenen Fugenflächen den Namen Lagerflächen und die Durchdringungen derselben mit den Ansichtsflächen der Gewölbe die Bezeichnung Lagerfugen; alle übrigen Fugenflächen und Fugen nennt man Stofsflächen, bzw. Stofsugen. 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 gegen einander neigen. Gewöhnlich ist die Drucklinie nicht concentrisch zur Wöblinie oder Bogenlinie des Gewölbes. Da man aber um des Aussehens willen und um spitzwinkelige Außenkanten der Wölbsteine zu vermeiden, die Lagerfugen senkrecht zur inneren Wöblinie 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 Mafs nicht überschreiten, wenn ein Gleiten der Wölbsteine auf einander ausgeschlossen sein soll. Hierauf ist bei der Construction der Gewölbe unter Umständen die gebührende Rücksicht zu nehmen. Dem Gleiten der Wölbsteine auf einander

65.
Runde
Hohlfeiler.

66.
Fugenflächen
und
Fugenlinien.

67.
Verband.

wirkt der zwischen die Fugenflächen gebrachte Mörtel entgegen. Da nun die Wölbsteine zum größten Theile im Bau eine solche Lage haben, daß sie dem Gefetze 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 zweckmäßiger Weise nach Theil III, Band 2, Heft 2 (Abth. III, Abschn. 2, A) dieses »Handbuches« zu verschieben ist. Nichts desto weniger ist es möglich, hier wenigstens die gebräuchlichen Verbandanordnungen

vorzuführen, welche bei der Construction der Mauer- und Gurtbogen zur Anwendung gelangen, weil sie ganz und gar den Pfeilverbänden entsprechen, wenn man sich die lothrechte Axenlinie 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 mitgetheilten 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 lothrechten Abschlüssen an beiden Enden, wie ja auch die Pfeiler in ihrem Verband nichts Anderes zeigen, als die nahe zusammengedrückten 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 Verhältnisse 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; eben so

Fig. 176.

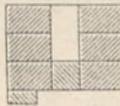


Fig. 177.

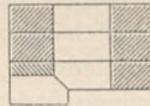


Fig. 178.

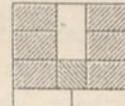


Fig. 179.

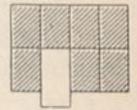
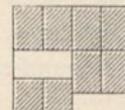
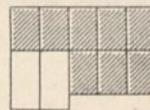
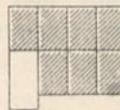
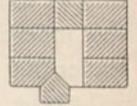
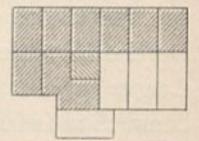
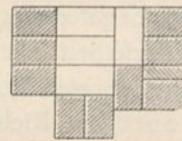


Fig. 180.



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 mm 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 mm,
» 1	»	» 523 » ,
» $1\frac{1}{2}$	»	» 796 » ,

also im Allgemeinen annähernd der Halbmesser als Zweifaches der Bogenstärke³²⁾.

Bei flachen Bogen convergiren 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 mm und die Fugendicke an der Bogenlaibung zu 7,5 mm an, so berechnet sich der lichte Halbmesser des Bogens

bei 1 Stein	Bogenstärke zu	2,416 m,
» $1\frac{1}{2}$	»	» 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 Verhältniß 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 auf einander folgenden Schichten nie Stoszfugen auf einander treffen sollen. Die Ausführung erfolgt dann entweder so, daß man mehrere im Verbande gewölbte Ringe über einander anordnet, oder so, daß man den Bogen aus einer Anzahl von concentrischen, $\frac{1}{2}$ Stein starken Schalen oder Ringen (englischer Verband, Schalen- oder Rouladen-Bogen) zusammensetzt. Bisweilen werden die Schalen an passenden Stellen durch Binder verbunden oder in Abtheilungen zerlegt. Das Nähere über diese Constructionen folgt später.

b) Quaderverbände.

Regelmäßig bearbeitete natürliche Steine von ansehnlicher Größe nennt man Quader, Haupteine, Werksteine, Werkstücke oder Schnittsteine. Quader werden aber auch größere, aus Mörtelmaterialien durch Gießen oder Stampfen in Formen erzeugte künstliche Steine genannt (Beton-Quader). Zwischen natürlichen und künstlichen Quadern ist indess 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.

³²⁾ Dieses Verhältniß 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 giltigen 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 Mafß; sondern sie werden für jeden Bau besonders bestellt und hergerichtet, so daß man in der Lage ist, innerhalb gewisser Grenzen die Mafße nach den herzustellenden Mauerdicken fest zu setzen³³⁾. Die Abmessungen für jeden einzelnen Quader werden in den für jede Schicht zu zeichnenden und mit genau einzuschreibenden Mafßen versehenen Schichtenplänen ermittelt und bei der Bestellung angegeben. Die Lieferung muß dann unter Hinzufügung des sog. Arbeitszolles (2,5 bis 3,0 cm) erfolgen. Immerhin ist man aber bei der Festsetzung der Mafße von der Art des natürlichen Gesteines und von der Stärke der Bänke oder Schichten desselben in den Steinbrüchen abhängig. Hierüber, so wie über die Proportionirung der Quader ist schon im 1. Kapitel das Nothwendige gesagt worden. Es mag dem hier noch hinzugefügt werden, daß die Höhe eines Quaders, auch wenn daran fest gehalten 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. Eben so 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 Mafße der architektonischen Ausbildung entsprechend fest setzen. Bei billiger herzustellenden Bauten dagegen wird man mehr auf die Mafße 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 über einander folgenden Schichten verzichten.

Hauptgrundfatz für die Herstellung eines guten Verbandes bleibt dann ein gutes Ueberbinden der Steine in der Längen- und Querrichtung der Mauern. Als geringste GröÙe dieses Ueberbindungsmafßes, also des Mafßes, bis zu welchem sich die Stofsfugen zweier auf einander folgenden Schichten nähern dürfen, ist die halbe Höhe der Quader anzunehmen; als mittleres Ueberbindungsmafß 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 neben einander 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 giebt man ein Drittel bis die Hälfte der Läuferlänge zur Breite und macht sie zwei- bis dreimal so lang. Die Proportionirung der Mafße ist jedoch, wie früher schon angeführt, von der Güte und Festigkeit des Materiales abhängig.

³³⁾ Es ist hierzu anzuführen, daß in einigen Gegenden mit ausgedehntem Steinbruchbetrieb gewisse Sorten von Quadern auf Vorrath gearbeitet und nach einem Marktpreis verkauft werden. Es finden dieselben dann in der Regel nur bei Massenbauten Verwendung, beim Hochbau meist nur zu den Fundamenten. So ist es z. B. in den sächsischen Elb-Sandsteinbrüchen, wo die Mafße für eine ziemliche Zahl von oft verlangten Steinwaaren durch Vereinbarung fest gesetzt worden sind; diese werden nach dem Stück bezahlt, während alle übrigen nach Mafß 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 erhält man dann den Läufer- oder Schornsteinverband der Backsteine (Fig. 185). Je

Fig. 181.

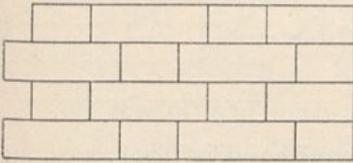


Fig. 182.

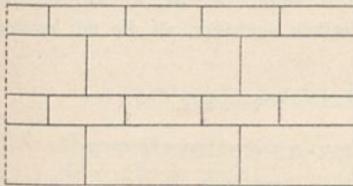


Fig. 183.

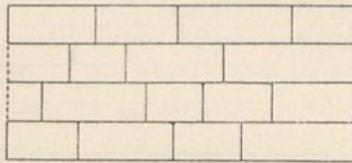
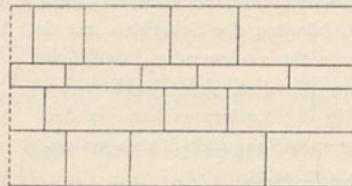


Fig. 184.



nachdem man die Quader erhalten kann oder größeren oder geringeren Werth 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 auf

Fig. 185.

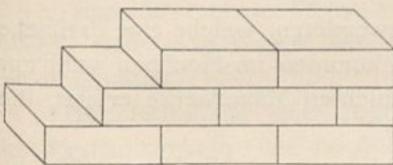
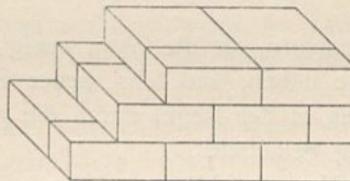


Fig. 186.



einander folgenden Schichten ungleiche Länge der Steine (Fig. 182);

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 Ver-

Fig. 187.

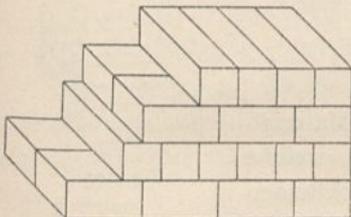
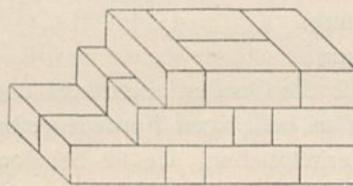


Fig. 188.



schieben der Läuferreihen in den Kreuzverband umgestalten könnte;

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

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

71.
Verband
für 1 Stein
starke
Mauern.

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 sein; z. B. anstatt das sie, wie in Fig. 190, gleich hoch angenommen sind, könnten die Schichten mit drei Läuferreihen niedriger, als die mit zweien gehalten werden. Auch ist es nicht notwendig, das 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 Uebrigen 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 theuer 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 Maueranschlüge 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, das die Quader, allerdings unter Materialverlust, eine Bearbeitung in beliebigen Formen gestatten, welche Verbänderleichterungen 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.

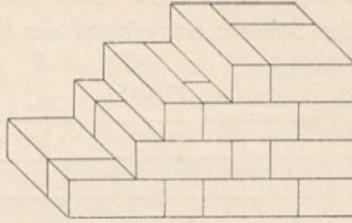


Fig. 190.

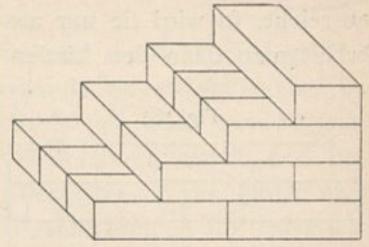


Fig. 191.

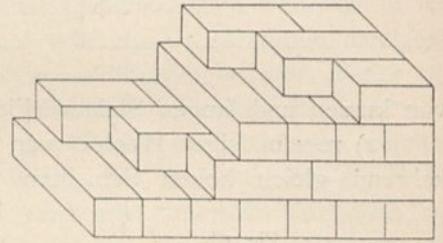


Fig. 192.

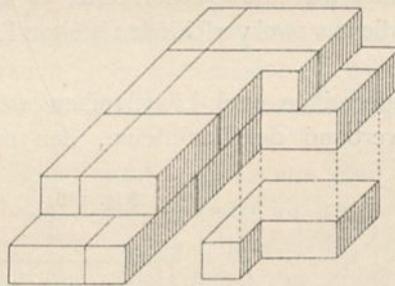


Fig. 193.

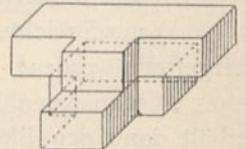


Fig. 194.

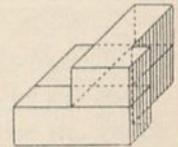


Fig. 195.

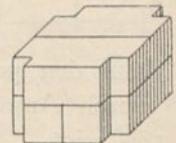
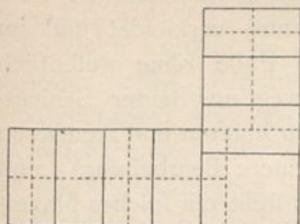


Fig. 196.



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 fog. Flügelsteine.

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

Bei stumpf- und spitzwinkligen, so wie bei abgerundeten und abgestumpften Ecken, die hier nur beiläufig erwähnt werden sollen, legt man ebenfalls zweckmäßiger Weise gröfsere Quader an die Ecke, und zwar häufig in diagonaler Richtung mit der Rücksichtnahme, dafs die Stofsugen möglichst fenkrecht zu den Fluchten stehen³⁴⁾.

c) Verbände für Mauern aus Bruchsteinen und Feldsteinen.

Unter Feldsteinen versteht man alle Geschiebe und Findlinge verschiedener Gröfse, 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 grofs, so können sie zertheilt werden und eben so wie die Bruchsteine gröfsere oder geringere Bearbeitung erfahren. Von den Quadern unterscheiden sich die Bruchsteine entweder durch die geringere Bearbeitung oder, wenn sie regelmäfsig bearbeitet sind, durch die geringere Gröfse³⁵⁾. Im letzteren Falle sind sie Schichtsteine³⁶⁾ 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 regelmäfsige Steine gelten, nach Möglichkeit anzustreben. Je gleichmäßiger die Zusammenfassung der Schichten, je besser der Verband in denselben, um so besser wird das Mauerwerk sein, um so mehr wird es sich an Güte dem Backstein- und dem Quadermauerwerk nähern.

Das Bruchsteinmauerwerk läfst 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 Cyclophen-Verband und
- 5) der Polygon- oder Mosaik-Verband.

Kennzeichnend für das Schichtsteinmauerwerk ist, dafs 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.
Stein-
material.

75.
Mauerwerks-
arten.

76.
Mauerwerk
aus
Schichtsteinen.

³⁴⁾ Ausführlicheres über die Eckbildungen von Quadermauern siehe in: RINGLEB, A. Lehrbuch des Steinschnitts. Berlin 1844.

³⁵⁾ D. h. es darf das Gewicht derselben nicht gröfser sein, als dafs sie noch von 1, höchstens 2 Maurern mit den Händen veretzt werden können.

³⁶⁾ Siehe auch Theil I, Band 1, erste Hälfte (Fufsnote 6 auf S. 67) 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 Äußerer 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 nothwendig. 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^{cm} anzusehen. Die Ueberbindung der Steine soll mindestens 8 bis 10^{cm} betragen.

77. Mauerwerk mit abgesetzten Schichten. Vom Schichtsteinmauerwerk unterscheidet sich das Mauerwerk mit abgesetzten Schichten dadurch, daß die entweder von Natur lagerhaften oder mit dem Hammer 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. f. die abgesetzten Schichten). Hohlräume in den Fugen sind mit Schiefen oder Steinplittern (Zwickern) auszufüllen.

Oefters ist eine wagrechte Abgleichung herbeizuführen, so daß etwa alle 1 bis 1 $\frac{1}{4}$ 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 Vertheilung der größeren Steine und dadurch, daß man an denjenigen Stellen, wo mehrere weniger dicke Steine über einander folgen, den Mörtel in den Lagerfugen dünner aufträgt.

78. Ordinäres Bruchsteinmauerwerk. Mauerwerk aus ganz unregelmäßigen Bruchsteinen oder Feldsteinen nennt man ordinäres Bruchstein- oder Feldsteinmauerwerk. Es werden die Steine so gut, als möglich, an einander gepaßt; auf eine Deckung der Stosfugen 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 Flufsgeschieben und das aus Kiefeln beizuzählen.

79. Cyclophen-Verband. Der Cyclophen-Verband 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.

Der Polygon-Verband ist nur eine Verfeinerung des Cyclophen-Verbandes. Die Steinstücke werden an den Fugenflächen so bearbeitet, daß sie überall scharf an einander passen. Erhalten dabei die Steine durchgängig eine gleiche oder rhythmisch wiederkehrende regelmäßige Form, so ergibt sich der zierliche, aber sehr theuere Mosaik-Verband. Der Polygon-Verband kommt naturgemäss am zweckmässigsten für die krystallinischen Steine zur Verwendung; doch liefert besonders der Basalt in Folge seines Vorkommens in Säulen von vieleckigem Querschnitt ein leicht herzustellendes gutes Polygon-Mauerwerk.

80.
Polygon-
und Mosaik-
Verband.

Da bei den Bruchsteinmauerwerken der Mörtel gewöhnlich eine große Rolle spielt, sogar mit Cement-Mörtel 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 (Abth. III, Abchn. I, A) dieses »Handbuches« zu verschieben.

d) Verbände für Mauern aus gemischtem Mauerwerk.

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

81.
Verschieden-
heit.

Die zuerst angeführte Anordnungsweise wird getroffen, wenn die Mauer an einzelnen Stellen fester construirt werden soll, als dies mit dem in ihrem Haupttheile zu verwendenden Material möglich ist, wie dazu namentlich die Ecken von Bruchsteinmauern Veranlassung geben. Wird aus constructiven, wirthschaftlichen oder ästhetischen Gründen die Mauer ausser an den Ecken noch an anderen Stellen durch lothrechte Streifen von anderem Material in Abtheilungen zerlegt, so ergibt sich eine Construction, die eine gewisse Aehnlichkeit mit den Holz- und Eisen-Fachwerken zeigt, aber auch zum Theile deren Mängel aufweist. Diese Aehnlichkeit wird noch grösser, wenn die lothrechten Streifen durch wagrechte Schichten von regelmässigen Steinen mit einander verbunden sind.

Man kann daher diese Constructionsweise als Stein-Fachwerk 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 Aussenflächen 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 Terracotta, Majolica, Fayence u. dergl.

Beide Ausführungsweisen, das Stein-Fachwerk sowohl, als auch die Mauerverblendung führen ähnliche Nachtheile mit sich, die im Nachfolgenden noch zu erörtern

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

82.
Allgemeines
über
Verblendungen.

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.

Obgleich 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 Zusammensetzung des Mauerkörpers. Diese führt zu einer verschiedenen Zahl von Lagerfugen im äußeren und inneren Theile und bedingt dadurch in demselben ungleich große Zusammenpressung des Mörtels, also ungleichmäßiges Setzen. Trotz angewendeter Vorsicht ist das Ergebnis davon, daß der eine Theil dem anderen beim Setzen nicht zu folgen vermag und daß Längspaltungen eintreten. Der äußere Theil, 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 in Folge 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 Theilen möglichst gleich zu halten und wo möglich ein nicht schwindender Mörtel zu verwenden ist, darauf ankommen, das Entstehen von Längspaltungen 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, so wie 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 nächst folgenden Hefte (Abth. III, Abfchn. 1, A, Kap. 1) dieses »Handbuches« zurückgekommen werden wird.

Außer den erwähnten Vorsichtsmaßregeln 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).

83.
Quader-
verblendung.

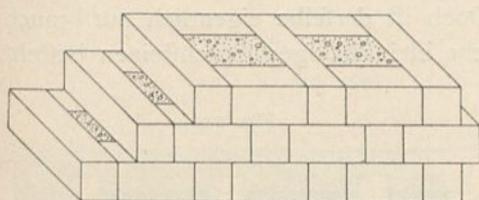
Außer durch Anordnung einer genügenden Anzahl eingreifender Binder ist zwischen der Quaderverblendung und einem aus regelmässigen Steinen bestehenden Mauerkern eine innige Verbindung nur dann zu erzielen, wenn eine Schicht der Verblendung einer Anzahl von Schichten der Hintermauerung genau entspricht,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

dafs also alle Lagerfugen der Verblendung wagrecht durch den ganzen Mauerkörper hindurch gehen. 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, in Folge der architektonischen Anordnung der Mauer-Ansichtsflächen, mitunter Abweichungen nöthig 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

Fig. 197.



und die Steinlängen es gestatten, die Binder als Durchbinder oder Ankersteine durch die ganze Mauer hindurch reichen 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 an

einander zu stoßende 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 wel-

Fig. 198.

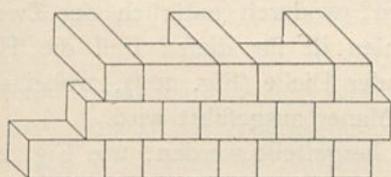


Fig. 199.

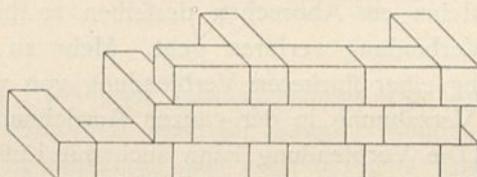
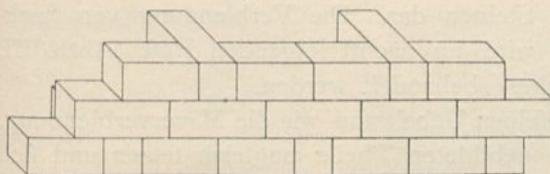


Fig. 200.



chem 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. 200³⁷⁾. Für Verblendungen mit Haussteinplatten em-

pfeht sich besonders der in Fig. 201 u. 202 dargestellte Verband. Die Lage der Binder kann auch bei diesen Anordnungen durch künstliche Verbindungsmittel gesichert werden.

³⁷⁾ Die Römer bedienten sich insbesondere des in Fig. 200 dargestellten Verbandes und haben mit demselben vortreffliche Ergebnisse erzielt.

Fig. 201.

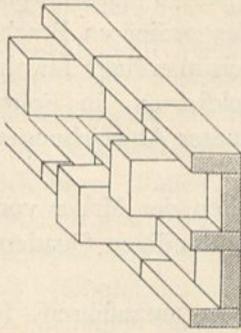


Fig. 202.

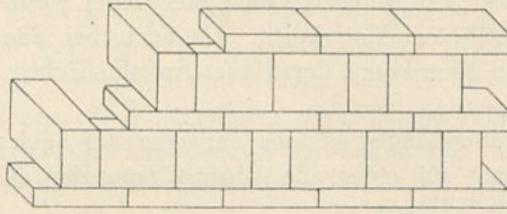
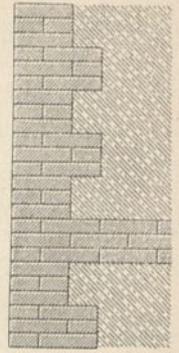


Fig. 203.



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 Mauer Kern aus Beton oder sehr kleinstückigen Bruchsteinen besteht.

Fig. 204.

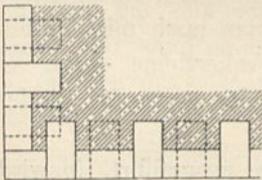


Fig. 205.

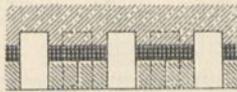


Fig. 206.

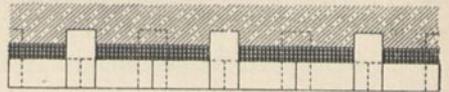
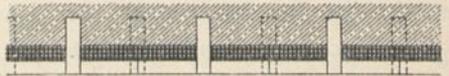


Fig. 207.



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 Backstein-Rohbauten 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 nächst folgenden Heft (Abth. III, Abchn. 1, A, Kap. 2) dieses »Handbuches« behandelt werden.

85.
Stein-
Fachwerk.

Das Stein-Fachwerk leidet an demselben Uebelstand wie die Mauerverblendung, dem nämlich, dass sich die verschieden gebildeten Theile ungleich setzen und sich von einander trennen können. Man sucht diesem Nachtheil 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 Mauer-

Fig. 208.

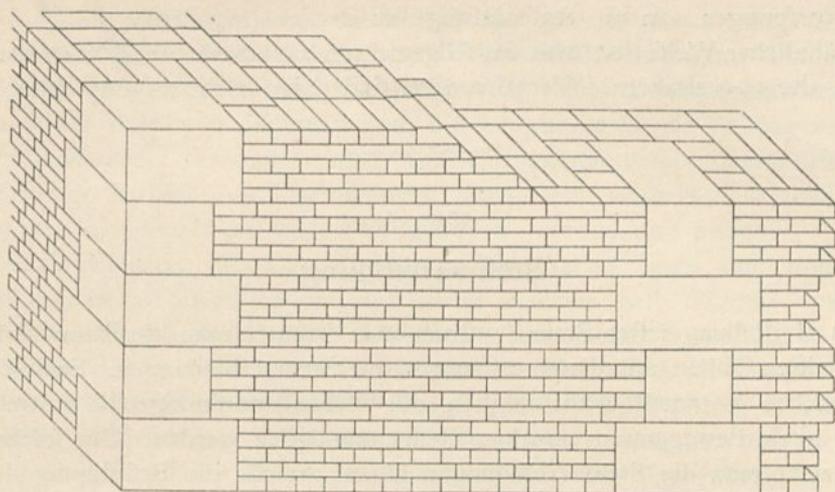


Fig. 209.

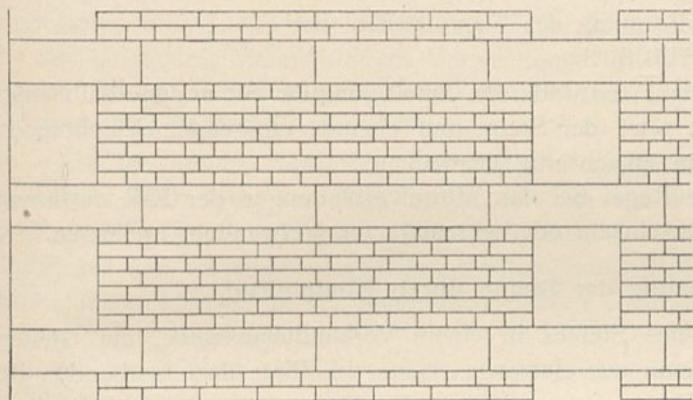
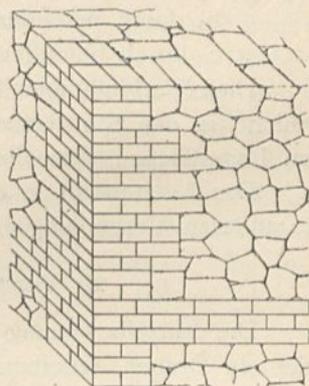


Fig. 210.



material erreichbar ist (Fig. 208 u. 209). Bei ganz unregelmäßigen Bruchsteinen ist eine abätzweise Ausgleichung einzuführen und dann die schon erwähnte, den Abätzen entsprechende Durchführung von Schichten aus regelmäßigem Material von Vortheil (Fig. 210). 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 Höhenabtheilungen zerlegt sind, Trennungen zwischen den verschiedenen Theilen ergeben, auch wohl die Verzahnungen abgesprengt werden. Deswegen sieht man in solchen Fällen wohl auch von den Verzahnungen ganz ab und läßt die Mauertheile in lothrechten Nuthen in einander greifen, so daß sich dieselben unabhängig bewegen können. Es ist dies allerdings nur bei dicken Mauern ausführbar (Fig. 211);

Fig. 211.

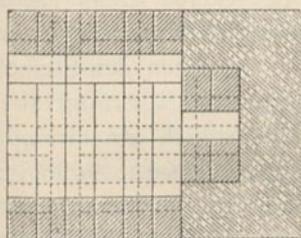
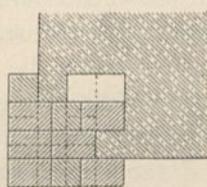


Fig. 212.



zwischen den verschiedenen Theilen ergeben, auch wohl die Verzahnungen abgesprengt werden. Deswegen sieht man in solchen Fällen wohl auch von den Verzahnungen ganz ab und läßt die Mauertheile in lothrechten Nuthen in einander greifen, so daß sich dieselben unabhängig bewegen können. Es ist dies allerdings nur bei dicken Mauern ausführbar (Fig. 211);

man in solchen Fällen wohl auch von den Verzahnungen ganz ab und läßt die Mauertheile in lothrechten Nuthen in einander greifen, so daß sich dieselben unabhängig bewegen können. Es ist dies allerdings nur bei dicken Mauern ausführbar (Fig. 211);

auch sollten die aus regelmässigerem Material hergestellten Abschnitte vor den anderen vorspringen, 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 Stein-Constructionen 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 unter einander 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 Stosflächen) oder der Steine auf einander 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 Vortheil für die Construction, nämlich den einer gleich-

mäßigen Druckvertheilung in derselben, die nicht mehr nur durch einzelne vorspringende Punkte vermittelt wird, sondern in der ganzen Ausdehnung der Lagerflächen stattfindet. Es muß dabei das Bindemittel in 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 fog. Trocken- oder Feldmauern Verwendung finden.

Viele Bindemittel, die fog. Mörtel, besitzen inderß noch eine weitere sehr werthvolle 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 Theil I, Band 1, erste Hälfte (Abth. I, Abschn. 1, Kap. 3) dieses »Handbuches« das Nöthige mitgetheilt worden ist, und die dort in chemische und mechanische Mörtel eingetheilt wurden. Die Mauerwerke, welche mit Hilfe der chemischen Mörtel (Kalk-, Cement-, Gyps-Mörtel) hergestellt werden, nennt man im gewöhnlichen Leben gemörtelte oder gespeiste³⁸⁾ Mauern.

Die mechanischen Mörtel (Lehm, Chamotte, Kitte, Asphalt, Schwefel, geschmolzenes Blei, Lothe 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. Eben so ist es hier nicht am Platze, auf das Befondere der Anwendung der verschiedenen Mörtel bei den verschiedenen Steinmaterialien (auf das Mauern) einzugehen; dagegen müssen schon hier die für alle Materialien giltigen Grundätze der Anwendung erörtert werden.

Die chemischen Mörtel, wenigstens die Kalk- und die Cement-Mörtel, werden in der Regel mit einem Zusatz von Sand oder einem anderen Füllstoff bereitet. Beim Cement wird der Sand der Erfparnis, der sichereren und leichteren Verwendung wegen zugesetzt; beim Kalk ist er nothwendig, 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 kohlenäuren Kalk zu erzielen. Auch ist der Sandzusatz nöthig, um genügende feste Körperflächen zu haben, an welche der sich bildende kohlenäure Kalk sich fest anlegen kann. Ohne Sandzusatz wirkt der Kalkteig nur druckausgleichend zwischen den Steinen.

Nach Theil I, Band 1, erste Hälfte (Art. 101, S. 153) dieses »Handbuches« entspricht die Menge Bindestoff, welche dem Sande zur Mörtelbildung zuzusetzen ist, der Menge von Flüssigkeit, welche vom Sand unter gewöhnlichen Verhältnissen capillar 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 Zusatz³⁹⁾. Im Allgemeinen ist aber zur

87.
Grundatz
für chemische
Mörtel.

³⁸⁾ Die Bezeichnung »Mauerspeife« oder »Speifs« wird vielfach für Mörtel verwendet.

³⁹⁾ Siehe auch: HAUENSCHILD, H. Zur Frage der Erhärtung des Kalkmörtels. Notizbl. des Ziegler- und Kalkbrenner-Ver. 1881, S. 68.

Erzielung größter Festigkeit vollkommene Füllung aller Zwischenräume zu verlangen. Dies gilt auch vom Beton, bei dessen groben Füllmassen übrigens die Capillarität 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 Ueberschuss an solchem über die gemessene Summe der Zwischenräume der Steinbrocken ohne Bindestoff verlangt.

Derselbe Grundsatz ist auch für die Bildung von Mörtelmauerwerk aufzustellen; nur daß bei diesem selbstverständlich die Mauerhäupter von der Benetzung mit Mörtel auszuschließen sind. Ein so hergestelltes Mauerwerk nennt man scharf gemauert. Die Menge des nothwendigen Mörtels ergibt sich dann als Summe der Zwischenräume, der Fugen, für welche das zulässig geringste Maß anzunehmen ist. Dieses geringste zulässige Maß, 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. Eben so wird man zwischen Lagerfugen und Stosfugen einen Unterschied machen können.

Bei der Maßbestimmung 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 Stosfugen auf 10 mm fest gesetzt, während die der Lagerfugen in der Regel etwas stärker angenommen werden muß, 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 nothwendig, 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 feinsandigem 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 Druckvertheilung 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 in Folge ihres rasch bindenden Puzzolan-Mörtels zulässig.

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

Bei Mauerwerk aus unregelmäßigen Bruchsteinen ist selbstredend die Fugendicke von der Form der Steine abhängig; doch dürfte hier, wie bei den Ziegeln, ebenfalls eine obere Grenze von 15^{mm} fest zu halten sein. Größere Höhlungen sind mit Zwickern auszufüllen.

Mit einem Mörtel wird sich nur dann die beabsichtigte Wirkung vollkommen erzielen lassen, wenn gewisse Vorichtsmaßregeln bei der Verwendung beobachtet werden. Dahin gehören Reinigen der Steinflächen, Nässen mancher Steinarten, Nichtstören 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., sind daher stets vor dem Vermauern von den Steinen zu entfernen, am vollständigsten durch Wegschwemmen mit Wasser.

Dadurch wird zugleich bei vielen Steinen etwas Anderes, eben so Wichtiges erreicht, nämlich ein gewisser Feuchtigkeitsgrad der Steine, welcher bewirkt, daß dem Mörtel nicht zu rasch sein Wassergehalt entzogen wird; denn der Erhärtungsvorgang eines chemischen Mörtels kann nur dann genügend stattfinden, wenn derselbe einige Zeit eine ausreichende Feuchtigkeit behält. Bei porigen oder thonhaltigen Steinen, so wie bei Mauerziegeln, wenn sie nicht sehr scharf gebrannt sind, ist das erwähnte Annässen der Entfernung des Staubes wegen noch nicht ausreichend; sondern es wird bei ihnen eine stärkere Durchfeuchtung durch Begießen oder Eintauchen nothwendig. Dagegen kann bei dichten Steinen und Klinkern ein stärkeres Annässen schädlich sein.

Sind die Steine einmal in ihr Mörtelbett gelegt, so dürfen sie nicht wieder verrückt oder erschüttert werden, weil der Mörtel nur einmal abbindet, was in Berührung mit dem Stein in dünner Schicht ziemlich rasch vor sich geht. Ein zweites Mal gehen die meisten Mörtel mit dem Stein keine Verbindung ein. Man muß sich daher bestreben, die Steine rasch in die richtige Lage zu bringen und sie in dieser zu belassen. Deshalb ist auch das manchen Orts beliebte Zurichten der Schichtsteine oder Bruchsteine auf der Mauer entschieden verwerflich. Eben deshalb ist es auch schwierig, bei Mauern aus schweren, mühsam verfertzbaren Quadern eine wirkliche Mörtelverbindung zu erzielen, und man hat daher bei diesen den Mörtel mehr als Füllmaterial für die Fugen zu betrachten.

Wünscht man eine feste Mörtelverbindung, so ist es aus dem eben angegebenen Grunde unbedingt nothwendig, dann, wenn man gezwungen ist, einen schon veretzten Stein wieder zu verrücken oder aufzuheben, den früheren Mörtel sorgfältig zu beseitigen und durch neuen zu ersetzen. Wegen des raschen Abbindens der chemischen Mörtel, namentlich der Cemente und des Gypses, darf man auch nur verhältnißmäßig geringe Mengen auf einmal zubereiten, d. h. nur so viel, als man in der Zeit vom Anmachen bis zum vollendeten Abbinden zu verwenden im Stande ist. Es gilt dies auch für die Kalkmörtel, die man deswegen nicht über Nacht unverwendet und, wenn dies nicht zu umgehen ist, wenigstens nicht ohne gewisse Schutzmaßregeln stehen lassen sollte.

Ueber diese Dinge, über die Eigenschaften, die ein guter Mörtel haben soll, über die verschiedenen Arten und die Zubereitung derselben findet sich das Nähere in Theil I, Band 1, erste Hälfte (Abth. I) dieses »Handbuches«. Es mag jedoch hier noch darauf aufmerksam gemacht werden, daß außergewöhnliche Luft-

89.
Vorichts-
maßregeln.

90.
Schädigung
durch Hitze
und Frost.

Temperaturen die Mörtelverbindung eines Mauerwerkes wesentlich tören können. In heißer Witterung hergestelltes Mauerwerk, namentlich von dünnen Wänden, so wie schnell künstlich getrocknetes Gemäuer erhält nur geringe Festigkeit, in Folge zu rascher Entziehung der Feuchtigkeit oder in Folge zu rascher Erhärtung der äußeren Mörteltheile und dadurch herbeigeführter Minderung der Porosität⁴⁰⁾. Frost wird die Entwicklung einer Mörtelverbindung ganz zerstören oder wenigstens verzögern⁴¹⁾.

Wo Bauausführungen bei Frostwetter nicht zu umgehen sind, muß man besondere Mafsregeln treffen, die aber entsprechende Kostenvermehrung verursachen⁴²⁾.

91.
Festigkeit
von Mörtel-
mauerwerk.

Je gleichartiger ein Stoff in seinem Gefüge ist, um so größere Festigkeit wird er verhältnißmäfsig besitzen. Ein Mauerwerk ist nun keine einheitliche Masse, da die einzelnen Stücke desselben 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 sein wird, als der einzelne Stein für sich. Im Mauerwerk haben wir eine Verbindung von Körpern verschiedener Festigkeit, in welcher die Druckvertheilung ungleichmäfsiger ist, als in den Steinen und dem Mörtel für sich allein. Es wird dies durch die Erfahrung bestätigt.

Böhme sagt hierüber⁴³⁾: »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 Cement-Mörtel 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 Haufsteinpfeilern), 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* mitgetheilte längere Versuchsreihe vor⁴⁴⁾. Von derselben sollen hier die Schlufsergebnisse mitgetheilt werden, aus welchen der wesentliche Einfluß des Mörtels auf die Festigkeit des Mauerwerkes erhellt.

Wenn mit δ die Festigkeit des gemauerten Würfels und mit δ_1 die zulässige Belastung desselben bei 10-facher Sicherheit in Procenten der Festigkeit der unvermauerten Steine bezeichnet wird, so betragen diese Werthe bei den angeführten Mörtelmischungen:

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

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

42) Ueber die Ausführung eines Brückenbaues bei Frostwetter siehe: Deutsche Bauz. 1880, S. 74 — desgl. über die Ausführung des Bahnhofes Friedrichstraße in Berlin: Bauwks.-Ztg. 1885, S. 35. — Vergl. auch das nächst folgende Heft (Abth. III, Abfchn. 1, A, Kap. 2) dieses »Handbuches«.

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

44) In: Thätigkeit der k. Prüfungs-Station für Baumaterialien im Jahre 1878. Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 555. — Ueber andere Versuche folgen Mittheilungen im nächst folgenden Heft (Abth. III, Abfchn. 1, A, Kap. 11) dieses »Handbuches«.

Festigkeit	Mörtelmischung:			
	I. 1 Theil Kalk, 2 Theile Sand.	II. 7 Theile Kalk, 1 Theil Cement, 16 Theile Sand.	III. 1 Theil Cement, 6 Theile Sand.	IV. 1 Theil Cement, 3 Theile Sand.
δ	44	48	55	63
δ_1	4,4	4,8	5,5	6,3
Procent.				

Unter Benutzung dieser Werthe von δ_1 und der aus vielen Versuchen gefundenen Mittelwerthe 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 unvermaurten Steine	Zulässige Belastung des Verbandmauerwerkes bei Mörtelmischung				Zulässige Belastung nach den Bestimmungen des Berliner Polizei-Präsidiums		Bemerkungen
		I. $\delta_1 = 4,4$ Proc.	II. 4,8 Proc.	III. 5,5 Proc.	IV. 6,3 Proc.	Kalkmörtel	Cementmörtel	
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	—	—	
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 Procentätze (δ_1) der Festigkeit der unvermaurten Steine nicht hinausgehen dürfen, da die Gestalt der Stücke mit in Rechnung zu ziehen ist. *Böhme* giebt folgende Tabelle, deren Zahlen aber von ihm als hohe bezeichnet werden:

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

92.
Mechanische
Mörtel.

War es bei den chemischen Mörteln im Allgemeinen nothwendig, 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 in Folge Austrocknens der mechanisch beigemengten Flüssigkeit in den festen übergehen (Lehm, Chamotte etc.), und in solche, die geschmolzen werden und durch Abkühlung erstarren (Asphalt, Blei, Schwefel etc.). Bei den ersteren würde das Nassen der Steine, eben so 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 fogar 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, Chamotte u. dergl. Mörtel gelten bezüglich der zu verwendenden Mörtelmenge und der Fugendicke dieselben Grundätze, 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 nothwendig 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 Theil I, Band 1, erste Hälfte (Abth. 1: Die Technik der Baustoffe) dieses »Handbuches« verhandelt worden ist, anderentheils dazu Veranlassung bei der Besprechung der einzelnen Constructionen vorliegt. Wir können uns daher hier mit allgemeinen Andeutungen begnügen.

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

Werden Bautheile stark auf Zug oder Druck in Anspruch genommen, so muß ein Mörtel gewählt werden, der rasch eine eigene große Festigkeit erlangt (z. B. Portland-Cement), während bei anderen, weniger beanspruchten Theilen ein Mörtel von geringerer Festigkeit oder ein solcher, der erst langsam fest wird (z. B. Luftkalkmörtel) genügen kann. Aehnlich 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. Asphalt-Beton für Gründung von Dampfmaschinen, Dampfhämmern etc.). Die

vorausichtlichen Einflüsse von Witterung und Feuchtigkeit verlangen einen Mörtel von entsprechenden, gewöhnlich einen solchen von hydraulischen Eigenschaften. Da, wo Feuchtigkeit am Durchdringen oder Aufsteigen verhindert werden sollen, ist ein wasserdichter Mörtel nothwendig (Cement, Asphalt). Mauerwerke, die höheren Temperaturen ausgesetzt sind, müssen mit einem Mörtel hergestellt werden, der durch die Hitze nicht zersetzt wird (Lehm, Chamotte u. a. m.). Räume, in denen alkalische oder faure Dämpfe entwickelt werden, zur Fortleitung oder Aufbewahrung ähnlicher Flüssigkeiten oder von Auswurfstoffen benutzte Canäle 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 magereren 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 in Gebrauch: vieleckige Gestaltung der Steine im Grundriss, schwalbenschwanzförmige Ausbildung derselben, Verschränkung oder Auskröpfung der Stofsugen und Anwendung von Nuth und Feder (Spundung). Die ersten beiden Mittel gelangen mehr im Ingenieur-Bauwesen 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 Theile 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 nothwendiger, 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 Polygon-Verband von aufgehendem Mauerwerk verwandt. Sie ist namentlich bei der Construction von Leuchtthürmen und Brückenpfeilern zur Anwendung gekommen, bei welchen der

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

In Fig. 213 ist als charakteristisches Beispiel ein Theil einer Schicht eines Leuchtthurm-Unterbaues aus der Bucht von Plymouth mitgetheilt⁴⁵⁾. Der Fugenschnitt ist hier mit großem Verständniß behandelt. Die auf einander folgenden Schichten

95.
Verbindung
innerhalb
einer Schicht.

96.
Vieleckige
Form
der Steine.

Fig. 213.

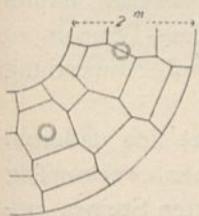
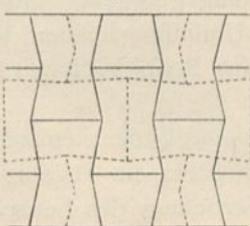


Fig. 214.



⁴⁵⁾ Nach: MÖLLINGER, K. Elemente des Steinbaues. I. Halle 1869.

sind 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 Verschränkung der Steine vermeiden lassen (siehe Fig. 218).

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 theilweise 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 fest gehalten werden (Fig. 215). — Bei zwei-häutigem 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 Architekturtheilen benutzt (Fig. 216.⁴⁶).

Fig. 215.

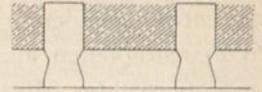


Fig. 216.

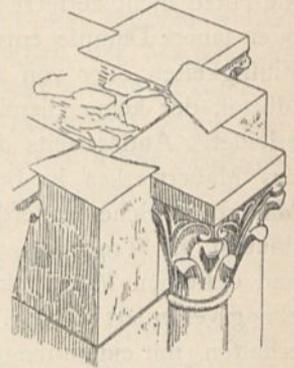


Fig. 217.

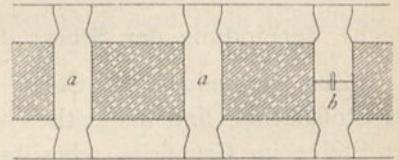


Fig. 218.

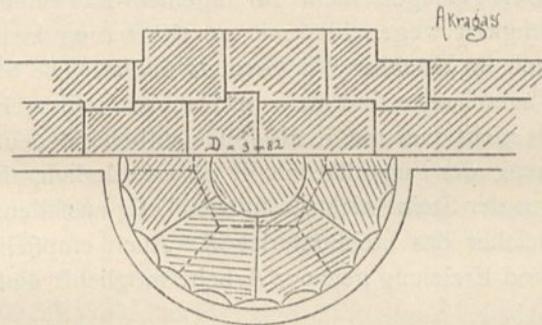
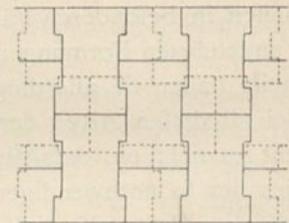


Fig. 219.



98.
Verschränkung
der
Stoßfugen.

Die Verschränkung der Stoßfugen besteht darin, daß die Fugenflächen auf einen Theil 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 Theil der Umfassungsmauer des Zeus-Tempels zu Akragas darstellt. Fig. 219 zeigt, wie sich das Beispiel Fig. 214 durch Anwendung der Verschränkung vereinfachen ließe.

99.
Verbindung
mittels
Feder u. Nuth.

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

⁴⁶) Nach: VIOLLET-LE-DUC. *Dictionnaire raisonné de l'architecture etc.* Band I. Paris 1858. S. 504.

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

Fig. 220.

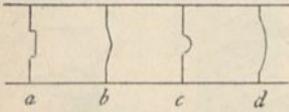


Fig. 221.

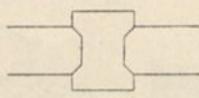
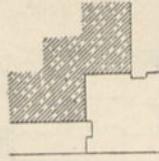


Fig. 222.



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,

221 u. 222). Die Griechen befestigten auf diese Weise mitunter die Metopen-Platten der dorischen Tempel in den Triglyphen-Blöcken⁴⁷⁾. Selbstverständlich können

Fig. 223.

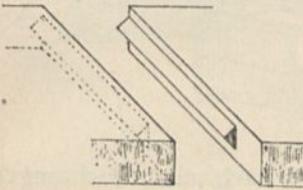
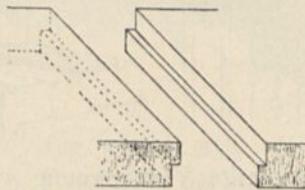


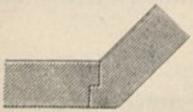
Fig. 224.



auch Läufer und Binder in dieser Weise verbunden werden.

Dieses Mittel wird auch zur Dichtung der Fugen von Balcon-Platten, Treppenböden 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 frühgothischen Kapelle zu Iben in Rheinhessen verwendete Ueberfaltung.

Fig. 225.



Zur Verbindung der Steine auf einander folgender Schichten durch besondere Formung der Lagerfugenflächen verwendet man die Verkämmung und auch wieder die Verbindung durch Nuth- und Feder.

100.
Verbindung
in auf einander
folgenden
Schichten.

Die Verkämmung der Lagerflächen ist der Verfchränkung der Stofsflächen ganz

Fig. 226.

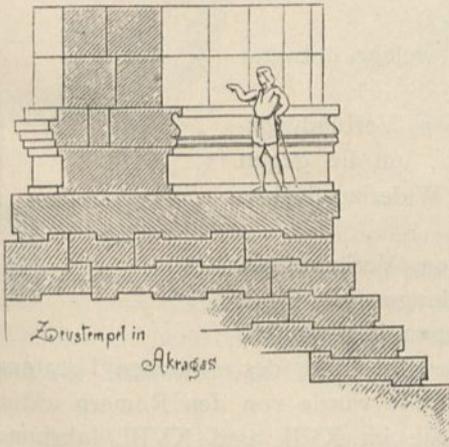
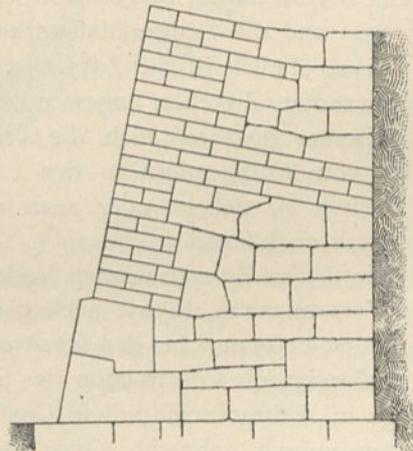


Fig. 227.



⁴⁷⁾ Siehe Theil II, Band 1 (S. 86) dieses »Handbuches«. Handbuch der Architektur. III. 1. (2. Aufl.)

ähnlich; sie besteht in rechtwinkligen Auskröpfungen. Ein gutes Beispiel hierfür bietet das Stylobat-Gemäuer des Zeus-Tempels zu Akragas (Fig. 226), von dem schon ein Stück Umfassungsmauer in Fig. 218 (S. 80) dargestellt wurde⁴⁸⁾.

Fig. 228.

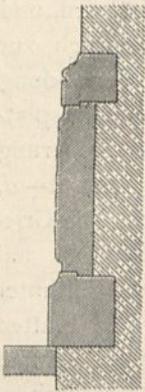


Fig. 229.

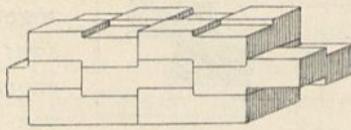


Fig. 232.

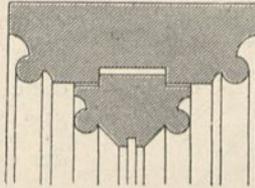


Fig. 230.

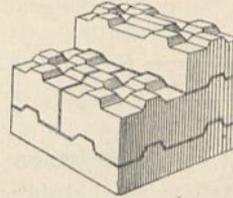


Fig. 233.

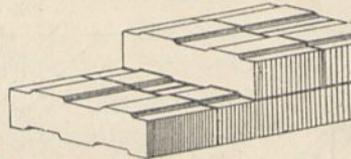
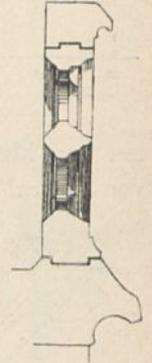


Fig. 231.



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

In Frankreich werden jetzt auch Backsteine nach demselben Grundgedanken hergestellt, und zwar in zwei Formen: *brique Robert* (Fig. 233) und *brique-blindage* (Fig. 230⁴⁹⁾.

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

Die Verbindung der Lagerflächen durch Nuth und Feder wird häufig zur Anwendung gebracht, um frei stehende Constructionstheile oder solche, die keine Belastung erhalten dürfen, gegen eine seitliche Verschiebung zu sichern, so z. B. die einzelnen Höhenabtheilungen von Galerien oder Balustraden (Fig. 231) und die Fenster-Maßwerke (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, so wie auch die Verbindungen von Nuth und Feder, besonders bei den scheinrechten Bogen, angewendet.

Fig. 236 zeigt die Construction des Sturzes der Mittelthür des römischen Theaters zu Orange in Südfrankreich; diese Constructionsweise wurde von den Römern mitunter zur Anwendung gebracht. Fig. 237 stellt die im XVII. und XVIII. Jahrhundert

Fig. 234.

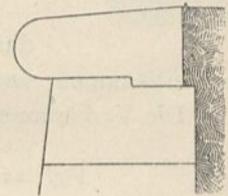
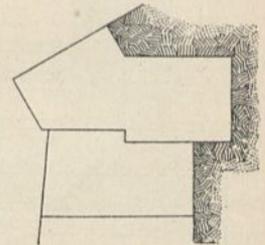


Fig. 235.



101.
Verbindung
der Wölbsteine
in den
Lagerfugen.

⁴⁸⁾ Siehe ebendaf., S. 52.

⁴⁹⁾ Nach: *La semaine des const.*, Jahrg. 3, S. 380.

Fig. 236.

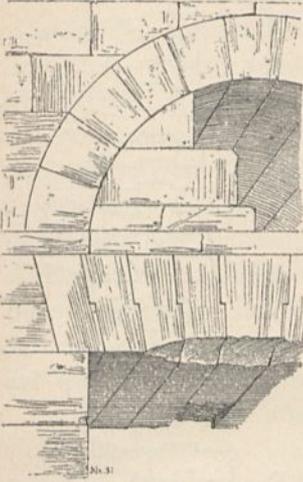


Fig. 237.

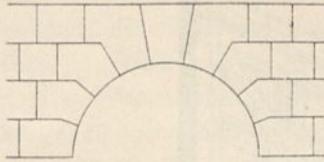


Fig. 238.

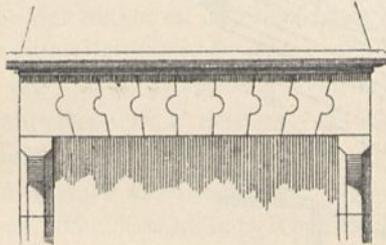
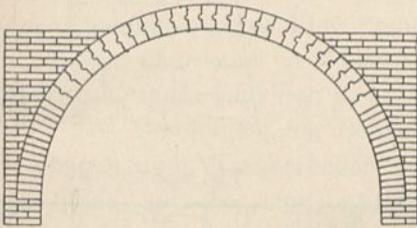


Fig. 239.



Bauten⁵¹⁾. — Eine Vereinigung der Verzahnung und der Verbindung durch Nuth und Feder bietet Fig. 240⁵²⁾. Diese künstliche Verbindung wird im Aeufseren der scheinrechten Bogen nicht sichtbar.

Fig. 240.

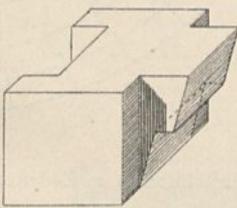
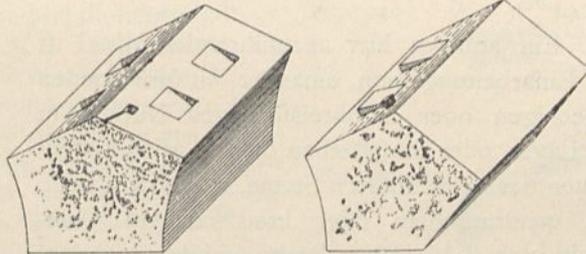


Fig. 241.



Ein ähnliches Mittel, die Zapfenverbindung, verwendeten die Römer, um die Wölbfsteine der unteren Theile der Bogen auf einander fest zu halten, da diese ohne Wölbrüstung ausgeführt wurden, so am Colosseum in Rom (Fig. 241⁵³⁾).

Oefters erscheint es zweckmäfsig, sowohl die Steine der Schichten unter sich, als auch die Schichten mit einander zu verbinden. Das Letztere erfolgt allerdings

fehr beliebte Umbildung derselben für den Vollbogen dar. Der constructive Werth 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 Nuth 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 Construction in Fig. 238 öfters bei Terracotta-Bauten 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 Frankreichs⁵⁰⁾, so wie an Mohammedanischen

⁵⁰⁾ Siehe: GWILT, J. *An encyclopedia of architecture*. London 1876. S. 568.

⁵¹⁾ Vergl.: Theil II, Band 3, zweite Hälfte (Art. 32, S. 38) dieses »Handbuches«.

⁵²⁾ Nach: RINGLEB, A. *Lehrbuch des Steinschnittes etc.* Berlin 1844. Taf. 21.

⁵³⁾ Nach: CHOISY, A. *L'art de bâtir chez les Romains*. Paris 1873. S. 127.

Fig. 242.

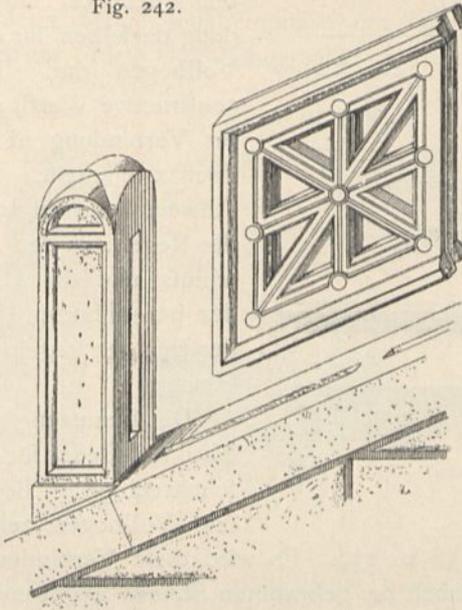
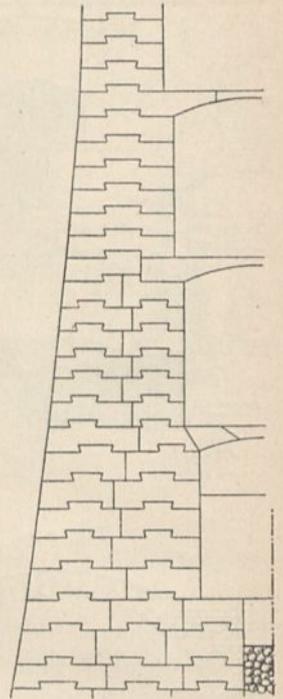


Fig. 243.



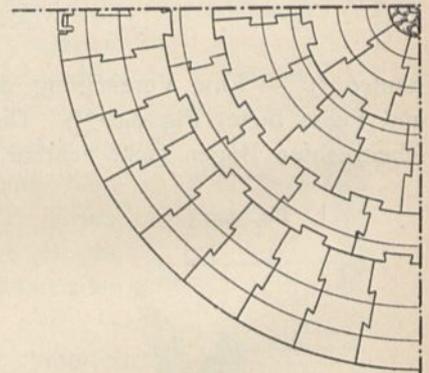
gewöhnlich durch Hinzuziehen besonderer Hilfsstücke, wie dies z. B. in Fig. 213 (S. 79) der Fall war. Eine allseitige Verbindung neben und über einander liegender Stücke durch Nuth und Feder zeigt das in Fig. 242 abgebildete Stück des steinernen Geländers der Freitreppe am Stadthause in Winterthur. Verbindung aller Steine in den Stofs- und Lagerfugen durch Verchränkung, bezw. Verkämmung wurde bei dem neuen Eddystone-Leuchtturm angewendet (Fig. 243 u. 244⁵⁴⁾.

103.
Fugen
mit
Canälen.

Ein anderes hier anzuführendes Mittel ist die Einarbeitung von einander entsprechenden dreieckigen oder halbkreisförmigen Nuthen in den Lager- oder Stofsflächen oder in allen Fugenflächen der benachbarten Steine, wodurch Canäle von quadratischem oder kreisförmigem Querschnitt von 3 bis 10 cm Breite gebildet werden, die man mit Cement-Mörtel oder Cement-Beton 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 Canales von oben her mit Cement-Mörtel oder auch mit Blei ausgefüllt werden.

Fig. 244.



Vom neuen Leuchtturm zu Eddystone⁵⁴⁾.
1/150 w. Gr.

Fig. 245.

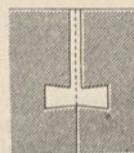
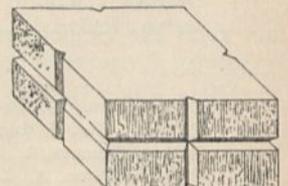


Fig. 246.



⁵⁴⁾ Nach: Zeitschr. 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 in Folge des Ineinander-greifens der Steine erforderlichen größeren Materialaufwandes, sondern auch wegen der oft umständlichen und sehr genau auszuführenden Bearbeitung der Flächen und der schwierigen Verfetzung der Steine. Bei nicht ganz genauer Arbeit wird der beabsichtigte Zweck entweder ungenügend oder gar nicht erreicht. Deshalb be- dient man sich viel häufiger der billigeren und bequemer anzuwendenden Verbindung durch besondere Hilfsstücke, die allerdings oft, wegen der Vergänglichkeit der verwen- deten Materialien und der mit denselben für die Construction verknüpften Gefahren besondere Vorichtsmaßregeln erforderlich machen. Es bezieht sich diese Bemerkung auf das so oft zur Anwendung gelangende Eisen und auch 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 Feuchtig- keit quillt es an und kann die verbundenen Steine zer Sprengen. Das Eisen rostet rasch, besonders unter Einwirkung von Nässe und Kalk- und Gypsmörtel, dehnt sich dabei aus und kann in Folge dessen auch die Constructionen zerstören. Die zur Verhütung dieser Gefahren zu ergreifenden Maßregeln 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 Stoszfuge hinweg, während bei den letzteren eine größere Anzahl von Stoszfugen übersprungen werden.

Die Klammern kommen hauptsächlich in zweierlei Gestalt in Anwendung: in der doppelschwalbenschwanzförmigen 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*⁵⁵⁾ sind beim Pantheon in Rom doppelt- schwalbenschwanzförmige Klammern aus Bronze von 280 mm Länge, 130 mm Breite und 22 mm Dicke zur Verwendung gekom- men, und *Rondelet*⁵⁶⁾ theilt mit, dafs beim Abbruch eines Theiles der äußeren Umfassungswauern des Forum des *Nerva* in Rom außerordentlich gut erhaltene

Schwalbenschwänze aus hartem Holz gefunden wurden.

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

⁵⁵⁾ In: *Essai sur l'existence d'une architecture métallique antique. Encyclopédie d'arch.* 1883, S. 75.

⁵⁶⁾ In: *Theoretisch-praktische Anleitung zur Kunst zu bauen.* Band 2. Aus dem Französischen von C. H. DISTELBARTH. Leipzig und Darmstadt 1834. S. 27.

104.
Hilfsstücke.

105.
Verbindungen
in einer
Schicht.



Fig. 247.

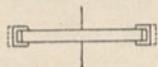


Fig. 248.

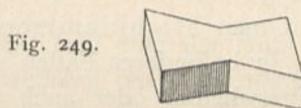
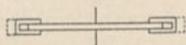
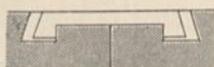


Fig. 249.

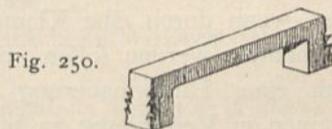


Fig. 250.

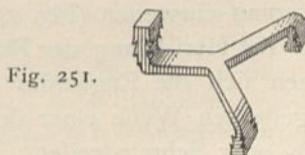


Fig. 251.

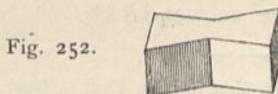


Fig. 252.

zwar gewöhnlich in Gufs- 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 Pratzten, 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, Gyps, Cement, Asphalt, Steinkitt) fest ausgefüllt, worüber weiter unten das Nöthige mitgetheilt werden wird. Die Länge und Stärke der Klammern haben sich einestheils nach der Gröfse der zu verbindenden Steine zu richten, anderentheils nach der Festigkeit des Steinmaterials, nach welcher zu beurtheilen ist, wie weit von den Fugen entfernt man die Klammerlöcher anbringen kann; hiernach kann dieses Mafs 5 bis 20 cm betragen.

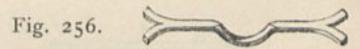
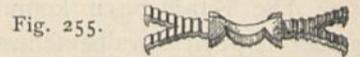
Zu den schmiedeeisernen Steinklammern wird Quadrat- oder Flacheisen verwendet; die umgebogenen Enden werden durch Stauchen verdickt. Bei Verwendung von Flacheisen liegt in der Regel die Klammer mit der flachen Seite auf dem Stein. Bleiben jedoch die Klammern äufserlich sichtbar, wie bei der Verbindung 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). Dasselbe kann auch mit den schwalbenschwanzförmigen Klammern geschehen (Fig. 252).

Griechen und manche andere alte Völker verwendeten bei ihren Quaderbauten vielfach verschiedenartig geformte Metallklammern⁵⁷⁾.

Klammern, welche vom oberen Lager eines aufrecht gestellten längeren Werkstückes (z. B. von einem Fenster- oder Thürgehänge) 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).

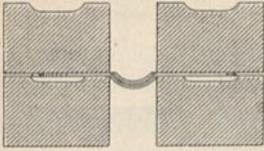
Bei Herstellung der Hohlmauern aus Ziegeln bedienen sich die Engländer häufig in der in Fig. 261 dargestellten Weise einer der in Fig. 253 bis 260 abgebildeten Klammerformen aus Gufs- oder Schmiedeeisen. Auch in Deutschland werden jetzt Klammern zu diesem Zwecke verwendet⁵⁸⁾.



⁵⁷⁾ Siehe hierüber Theil II, Band 1 (S. 57) und Band 2 (S. 132) dieses Handbuches.

⁵⁸⁾ Vergl.: Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 455.

Fig. 261.



Bei Hintermauerung von Quaderverblendungen, so wie bei Mauerwerk aus kleinstückigem 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 lothrechter Stellung durch Oefen am Ende der Eisenstangen gefeckt werden.

Die erstere Art wird von *Rankine*⁵⁹⁾ 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*⁶⁰⁾ werden zum Reifeisenverband gewöhnlich Bandeisen 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 neben einander gelegt, und zwar so, daß sie auf keine in der Längsrichtung laufenden Stosfugen treffen. An den Enden werden die Bandeisen um den letzten Stein herum bis zum zweiten oder dritten Stein vorher zurückgebogen. Durch die Einwirkung des Kalkmörtels werden die Bandeisenstreifen zwar nach und nach zerstört; inzwischen ist aber die Festigkeit des Mörtels selbst eine bedeutende geworden.

Brunel hat durch Versuche die große Wirkbarkeit des Reifeisenverbandes nachgewiesen⁶¹⁾. Er schreibt den Zuwachs an Festigkeit der Adhäsion des Cement- 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.

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 Paris⁶²⁾.

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 Constructionen 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 Constructionen zu diesem Zwecke findet sich das Nähere in Theil III, Band 6 dieses »Handbuches« (Abth. V, Abchn. 1, Kap. 3: Sicherungen gegen die Wirkung von Bodensenkungen und Erderschütterungen). Ver-

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

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

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

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

Fig. 262.

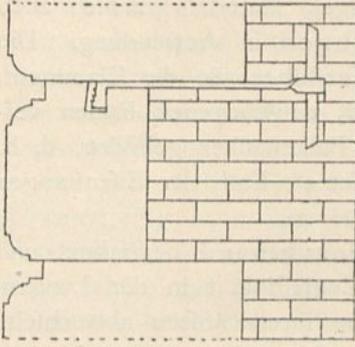


Fig. 263.

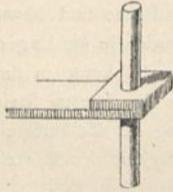


Fig. 264.

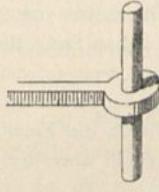
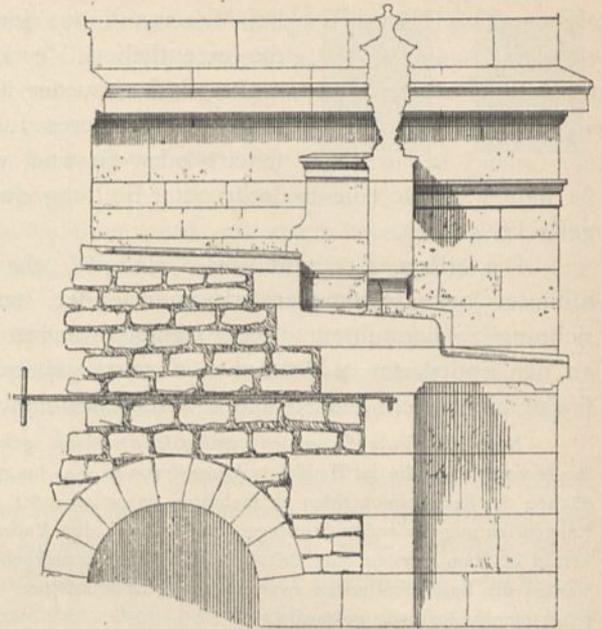


Fig. 265.



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

106,
Verbindung
auf einander
folgender
Schichten.

Die Verbindung der Steine auf einander 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 Dollen⁶³⁾.

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 Theile der Höhe der zu verbindenden Quader entspricht, während die Breite etwa eben so groß bis zwei Drittel davon gemacht wird. Der Stein zu denselben muß sehr fest und zähe sein. Sie werden häufig in das obere Lager der unteren Schicht genau passend mit Cement eingefetzt, 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 Cement 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, Cypresse, 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

⁶³⁾ Auch Dübbel, 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 vergossen.

Es ist hier noch anzuführen, daß man die Metaldübel, 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 Theile nicht verhindern könnte, wie sie z. B. durch Gefrieren von eingedrungenem Wasser oft verursacht wird. Eben so 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.

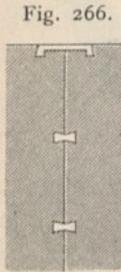


Fig. 266.

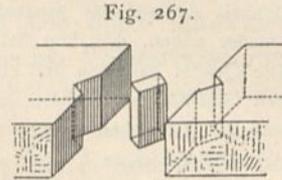


Fig. 267.

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 sämmtlichen Steinen durch eiserne, in Blei vergossene 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 verursachte⁶⁴⁾.

Die Gewölberippen der Marien-Kirche in Stuttgart wurden durch Bleidübel verbunden. Es wurde hier Blei gewählt, um bei der allmählig fortschreitenden Belastung während des Baues die Rippen etwas biegsam zu haben. Aus demselben Grunde wurden auch die Rippenfugen mit Bleigufs ausgefüllt⁶⁵⁾.

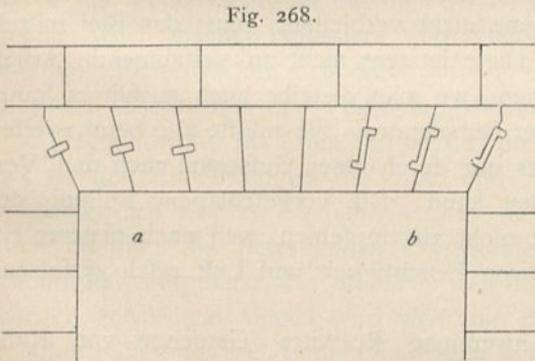


Fig. 268.

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

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

buches« (bei den Gewölben) zur Besprechung gelangen.

Zur Verhinderung der Verschiebung von Steinen sowohl neben, als über einander 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.

⁶⁴⁾ Siehe: Deutsches Baugwksbl. 1882, S. 115.

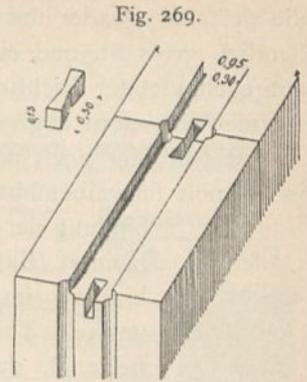
⁶⁵⁾ Siehe: Deutsche Bauz. 1880, S. 554.

107.
Verbindung
der
Wölbsteine.

108.
Verbindung
in den Stofs-
und
Lagerfugen.

Eben so kommen die Verbindungen durch besondere Formung der Fugenflächen und durch Hilfsstücke vereinigt, in äußerst ausgedehntem Maße beim Bau der Leuchttürme zur Anwendung⁶⁶⁾.

Daly⁶⁷⁾ macht von ägyptischen Mauern Mittheilung, die er in Denderah, am sog. Hypaithral-Tempel von Philae und a. a. O. gefunden hat und welche in sehr bemerkenswerther Weise die vereinigte Verwendung von Mörtelcanälen und Schwalbenschwänzen (wahrscheinlich wie sonst aus Sycomoren-Holz) zur Herstellung einer allseitigen Unverschieblichkeit der auf das genaueste, mit ganz scharfen Fugen bearbeiteten Quader zeigen. Fig. 269 stellt einen Theil einer solchen Construction dar. Die Quader haben in den oberen und unteren Lagerflächen, eben so in den Stofsflächen, Canäle, 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 Cement-Mörtel; bei solchen von Holz in trockener Lage Sand und dort, wo sich Zutritt von Feuchtigkeit erwarten läßt, Harzkitt; bei Hilfsstücken von Metall Blei, Kitt, Cement, Schwefel, Gyps, Asphalt. Eifenklammern 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 an einander.

Das Blei ist zwar theuer, aber zu dem angegebenen Zweck vorzüglich geeignet. Es wird geschmolzen und in das vorher sorgfältig zu trocknende Loch um das Metallstück gegossen. Beim Erkalten zieht es sich zusammen, legt sich in Folge dessen 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 müßte also beim zweiten Dübelende unterlassen werden, weil dieses nur durch einen Gußcanal nach dem Versetzen des zweiten Steines umfüllt werden kann. Die vorgeschlagene Füllung der sich bildenden Höhlungen mit Cement ist nicht zu empfehlen, weil nach neueren Erfahrungen Cement 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, Cement oder Gyps 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 Theile recht gut, oft auch theuer 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 Portland-Cement, namentlich für die Befestigung von Eifen in Stein. Unter der Umhüllung von dichtem Cement-Mörtel rostet das

⁶⁶⁾ Ein lehrreiches Beispiel hierfür bietet: *The Chickens rock lighthouse. Engineer*, Bd. 47, S. 356.

⁶⁷⁾ In: *Revue gén. de l'arch.* 1882, S. 57.

Eisen anfänglich nur sehr wenig, wird aber durch dieselbe vor dem weiteren Rosten geschützt. Um gute Erfolge zu erzielen, muß man dem Cement die nöthige Zeit und Ruhe zur völligen Erhärtung lassen; man darf ihn aber auch nicht ohne Sand-zufatz verwenden, da sonst erhebliche Gefahren für die Constructionen entstehen können⁶⁸⁾.

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, in Folge der dabei eintretenden Volumvermehrung die Steine aus einander treiben und außerdem dieselben auch braunroth 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. Zweckmäsig 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 erhaltende Masse ergibt, welche sich zum Vergießen eignet und nach dem Erkalten hart wird.

Der Gyps ist ebenfalls sehr bequem zu verwenden und wird auch sehr rasch fest, ist aber nicht wetter- und wasserbeständig und daher nur im Trockenem 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 Werth gelegt wird.

Asphalt schützt zwar das Eisen vortrefflich, bekommt aber zu wenig eigene Festigkeit, um Bewegungen der Verbindungsstücke 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, eben so die Gefahr, welche durch die Volumvergrößerung dieser Materialien beim Quellen, bezw. Rosten herbeigeführt wird, machen besondere Vorsichtsmaßregeln bei Verwendung derselben nothwendig. Es erstrecken sich diese auf den Ort der Verwendung und auf die Behandlung der Oberflächen der Verbindungsstücke.

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 Constructionstheile 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.

⁶⁸⁾ Ueber die durch Cement-Mörtel 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 empfehlenswertheste Schutzmittel. Unter ihnen ist am besten, allerdings auch am theuersten, 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.

Literatur.

- Bücher über »Constructions-Elemente in Stein« und »Mauerwerkskunde«, so wie 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.* Strafsburg 1737—39.
- LUCOTTE. *L'art de maçonnerie*. Paris 1783.
- MATTHAEY, C. Handbuch für Maurer etc. Ilmenau 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. — 8. Aufl.: Der Steinbau. I. Theil. Von F. HEINZERLING. Leipzig 1882—85.
- Grundlage der praktischen Baukunst. I. Theil. 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 Bauconstruktionen. — Die Mauerwerks- oder Steinconstruktionen. Berlin 1862—64.
- BRAND, C. v. Praktische Darstellung des Ziegelverbandes nach einfachen, allgemeinen, bisher unbekanntem Gefetzen. 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*. Marfeille 1866.
- MÖLLINGER, C. Elemente des Steinbaues etc. Heft 1: Konstruktionen des Bruchstein- und Quaderbaues. Halle 1869.
- MÖLLINGER, C. Bauconstructions-Vorlagen der Baugewerkschule zu Höxter. — Heft 1 u. 2: Mauerconstruktionen. Höxter 1880. — Heft 3: Construktionen 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.

- WARREN, S. E. *Stereotomy: problems in stone cutting etc.* New-York 1876.
- Vorlegeblätter der Baugewerkschule zu Holzminden. Mauer-Constructionen. 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 Bauconstructions 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.

Constructions-Elemente in Holz.

Von Dr. F. HEINZERLING.

1. Kapitel.

Holzverbände.

111.
Zweck.

Der Holzverband bezweckt diejenige Vereinigung von Balken, Bohlen und Brettern, welche die Herstellung der verschiedenen Holz-Constructions eines Hochbau-Objectes erfordert. Das von Nadelhölzern oder Laubhölzern gewonnene Bauholz wird im Hochbau als Rundholz, Kantholz und Schnittholz verarbeitet. Das stärkste Rundholz hat 35 bis 45^{cm} Zopffstärke bei 10 bis 16^m Länge. Das meist durch Zerfägen, selten durch Beschlagen 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 Querschnitts-abmessungen von 10 bis höchstens 40^{cm} und Längen von 10 bis höchstens 15^m. Das Schnittholz kommt theils als Bohlen in Stärken von 5 bis 10^{cm}, Breiten von 25 bis 40^{cm} und Längen von 3,0 bis 5,0, höchstens 7,5^m, theils als Bretter in Stärken von 1,5 bis 4,5^{cm}, Breiten von 15 bis 25^{cm} und Längen von 3,0 bis 4,5, höchstens 6,0^m, theils als Schrothölzer und als Latten zur Anwendung.

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

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

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

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

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

rechten Richtungen, wovon jede der ersten beiden Verbindungen eine verhältnißmäßig 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 nöthig 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 eigenthümlichen Fafer-Structur des Holzes ab. Während Zug- und Druckfestigkeit des Holzes nicht wesentlich verschieden sind, da letztere zwischen ca. $\frac{3}{4}$ bis $\frac{7}{8}$ der ersteren schwankt, so ist die Schubfestigkeit desselben 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 dessen Schubfestigkeit senkrecht zu seiner Faserrichtung zur Wirkung kommen und daß, wo dessen Schubfestigkeit parallel zu seiner Faserrichtung in Anspruch genommen werden muß, Form und Maß der Fuge der verhältnißmäßig geringeren Leistungsfähigkeit des Holzes vollkommen entsprechen.

Zur Erhöhung ihrer Dauer sind die Holzverbände möglichst so anzuordnen, daß ein 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 ein An- oder Ineinanderfügen der Verbandstücke gestatten; sie stellt also, da die letzteren auf dem umgekehrten Wege aus einander genommen werden können, an und für sich eine Verbindung, nicht aber eine Befestigung her. Sie reicht für sich nur in den Fällen aus, wo ein 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 oder Fugen, der Falz, die Verschränkung, die Verzahnung, die Spundung, die Verzapfung, die Verzinkung, Nuth und Feder und das Anschäften, welche mit den erstgenannten Verbindungen verwandt, und zwar theils Verlängerungen, theils Wiederholungen derselben sind. Eine Uebersicht über diese Grundformen der Fuge, worin die verwandten Formen gegenüber gestellt sind, giebt 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 (Stoßen).	Gerader Stoß	I		Stumpfe Fuge (Säumen)	I a		
	Schräger Stoß	II		Schräge Fuge (Meßern)	II a		
	Stoß auf Gehrung	III		Fuge auf Gehrung	III a		
Blatt (Verblatten).	Gerades Blatt	IV		Falz (Verfaltung)	IV a		
	Schräges Blatt	V		Verfchränkung	VI a		
	Gerades Hakenblatt	VI					
	Schräges Hakenblatt	VII					
Verfäzung (Verfätzen).	Gerade Verfäzung	VIII		Verzahnung	IX a		
	Schräge Verfäzung	IX		Keilspundung	X a		
	Gebrochene Verfäzung	X					
	Einfache Verfäzung	XI					
	Doppelte Verfäzung	XII					
Klaue (Aufklauen).	Einfache Klaue	XIII					
	Klaue mit Zapfen im Neß	XIV					

Zapfen (Verzapfen).	Blattzapfen	XV		Verzapfung	XV a	
	Schlitz- oder Scherzapfen	XVI		Nuth und Feder	XV b	
	Nuthzapfen	XVII		Quadratpundung	XVII a	
	Keilzapfen	XVIII		Nuthen auf den Grat	XVIII a	
	Brufzapfen	XIX		Anchäften	XXI a	
	Weißschwanzzapfen (mit Keil)	XX				
	Kreuzzapfen	XXI				
Kamm (Verkämmen).	Einfacher Kamm	XXII	Nuth und Feder	XXII a		
	Doppelter Kamm	XXIII	Desgl.	XXIII a		
	Schwalbenfchwanzkamm	XXIV	Verzinkung	XXIV a		
	Weißschwanzkamm	XXV	Verdeckte Verzinkung	XXIV b		
	Kreuzkamm	XXVI				

1) Befestigungsmittel aus Holz.

114.
Dollen.

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

α) Die Dollen (siehe Fig. 274 u. 304) dienen zum Befestigen von Balken bei deren 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 Theer oder Leim in ihre Sitze fest eingetrieben werden, sind außen nicht sichtbar.

115.
Dübel.

β) Die Dübel (siehe Fig. 322 bis 324⁶⁹⁾ sollen das Verschieben auf einander 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, deren 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 nachtreiben zu können, erhalten sie vortheilhaft die Form schlanker Keile.

116.
Nägel.

γ) Die Nägel (siehe Fig. 278, 289, 291, 297, 299 u. 300) dienen zum Befestigen von über einander verlegten Verbandstücken und bestehen in vier- bis achtseitigen 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 conische Erweiterung der Nagellöcher nach außen und durch Eintreiben kleiner Keile in die Hirnenden der Nägel lassen sich deren Enden nach Art verfenkter Nietköpfe verdicken, wodurch die Befestigung der Verbandstücke nach der Längsaxe 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 theils zum Aneinanderpressen von Verbandstücken, theils 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 neben einander 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

⁶⁹⁾ Siehe die Fußnote 63 auf S. 88.

und Unterlagsplättchen ist im folgenden Abschnitt (Kap. 1, unter b) das Erforderliche zu finden.

b) Die Holzschrauben erhalten, je nachdem sie verfenkt werden sollen oder nicht, bezw. einen umgekehrt conischen oder fast halbkugelförmigen Kopf, welcher jederzeit mit einem Einschnitte zum Einsetzen des Schraubenziehers versehen ist, und eine schlank conische 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 deren besonderem Zwecke schlanke, keilförmig zulaufende Schäfte mit dreieckigem, rechteckigem oder quadratischem Querschnitt oder cylindrische Schäfte und höhere pyramidenförmige, halbkugelförmige, flache oder conische 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 (Leitnägel), 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 theils zum Zusammenhalten zweier gestossener Balkenstücke und bilden dann \sqcup -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, theils zum Festhalten anderer Befestigungsstücke mit 5 bis 10^{cm} langem Zwischenstück und mindestens eben so 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 fest genagelt oder durch Schraubenbolzen angezogen werden.

122.
Schienen.

Die Stärke jener Hakenklammern und dieser Schienen, so wie 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 eine Verschiebung gestossener, lothrechter 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 in einander greifende Oefen und Stifte zusammengehalten werden.

123.
Ringe.

η) Die Anker, welche zur Verbindung der Balken mit dem Mauerwerk dienen, die sog. Gebälk- oder Balken-Anker, bestehen aus Flacheisen, welche an dem im Mauerwerk steckenden oder auferhalb 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

124.
Anker.

mit 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 lothrechter und wagrechter Balken dienen, werden an die ersteren (Hängefäulen) eben so wie die Schienen, und zwar mittels der erforderlichen Zahl von Schraubenbolzen, angeschlossen, während sie unten entweder unmittelbar verbunden sind, also aus einem Stücke bestehen, oder in Schraubenspindeln endigen, durch welche je ein die wagrechten Balken unterstützendes eiserne Querplättchen gesteckt und mittels je zweier starker Muttern angezogen wird. Nur wenn die Hängefäulen durch eine meist runde Hängefange (siehe Fig. 363) ersetzt werden, läßt man dieselbe durch die wagrechten Balken reichen, verfiert sie unten mit einer Spindel und unterstützt die letzteren durch einen kurzen schmiedeeisernen Sattel, welchen man mittels einer Mutter anzieht.

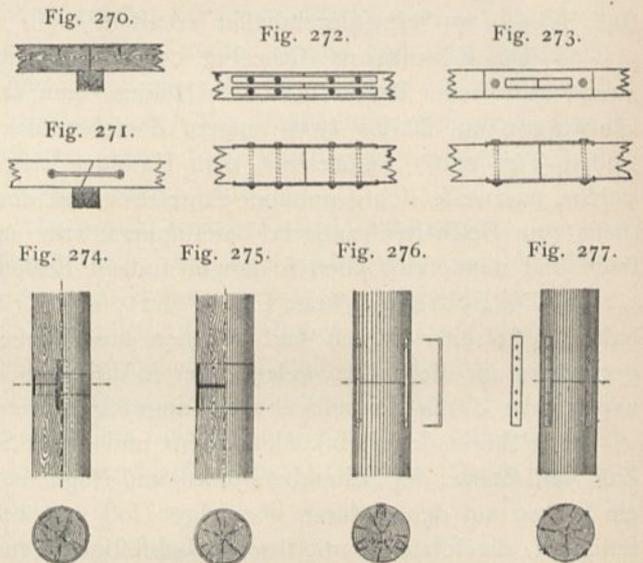
b) Holzverbände.

1) Verlängerung der Verbandstücke (Balken).

126.
Gerader
und schräger
Stofs.

α) Der gerade Stofs (I⁷⁰) dient zur wagrechten und lothrechten Verlängerung; er fordert im ersteren Falle eine Unterstützung an der gestofsenen Stelle und widersteht nur einem Druck nach der Längsaxe der gestofsenen Balken oder Pfähle. Ein

seitliches Verschieben und ein Auseinanderziehen derselben werden durch Anwendung von eisernen Klammern (Fig. 270), Schienen und von Platten mittels Schraubenbolzen (Fig. 272 u. 273) verhindert. Bei der lothrechten Verlängerung oder beim Aufpfropfen von Pfofen 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



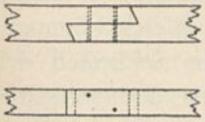
Schienen, welche über den Stofs genagelt und, zur Vermeidung von Verbiegungen durch Druck und Stofs, mit nach der Längsaxe ovalen Nagellöchern versehen werden (Fig. 277), angewendet. Diese Verbindungen eignen sich besonders zum Aufpfropfen von Rammpfählen für Pfahlrost-Gründungen, weil sie die Pfähle 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 Längsaxe der Balken gesichert (Fig. 271).

⁷⁰⁾ 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 Unterstützung unter der Verbandstelle und werden nur zur Verbindung höherer Balken verwendet.

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 lothrechten 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 eine Verlängerung wagrechter Verbandstücke, welche zugleich einem Auseinanderziehen widerstehen sollen und, wenn noch ein seitliches 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) erhält, verhindert gleichzeitig Aushebung und seitliche Verschiebung.

Fig. 279.

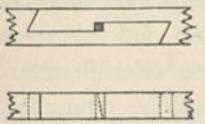
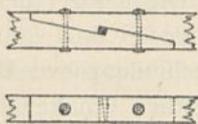


Fig. 280.



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 gleich wohl nicht mehr oder nicht weniger, als jene leiten.

Fig. 281.

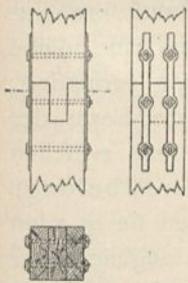
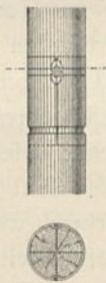


Fig. 282.



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

θ) Der Kreuzzapfen (XXI) wird ausschließlich zur lothrechten Verlängerung von Pfählen, und zwar in Verbindung mit den unter den Befestigungsmitteln erwähnten zweitheiligen Ringen (Fig. 282) verwendet und eignet sich besser zum Aufpfropfen von Pfählen mit ruhender Belaftung, als von Rammpfählen, da er deren Spalten und Splintern befördert.

2) Verbreiterung der Verbandstücke (Bretter und Bohlen).

α) Die gerade oder stumpfe Fuge (Ia), welche mit dem Handfughobel durch das »Fugen« oder »Säumen« hergestellt wird und dem geraden Stofs entspricht, gestattet zwar ein dichtes 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.

127.
Gerades
und schräges
Blatt.

128.
Gerades
und schräges
Hakenblatt.

129.
Nuth-
und
Kreuzzapfen.

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 lothrechte Nagelung, aber nicht die Verbindung mit Dollen oder Dübeln.

131.
Falz.

γ) Der Falz (IVa) 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 ein Schliefsen der Fuge durch Uebergreifen der Verbandstücke und wird bei wagrechter und geneigter Lage, so wie bei lothrechter Stellung von Brettern angewendet.

132.
Spundung.

δ) Die Spundung entspricht der Verzäpfung und bezweckt das Ineinandergreifen der Verbandstücke mittels einer Vertiefung (Nuth) und einer Erhöhung (Feder), welche genau in einander greifen müssen. Je nachdem diese Feder 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).

133.
Nuth und
Feder.

ε) Nuth und Feder (XVb) dienen zur Verbindung von Bohlen oder Brettern, welche an den Seiten fämmlich durchgehende Nuthen erhalten, in welche eine ebenfalls durchgehende, aus härterem Holze oder aus starkem Zinkblech bestehende Feder eingefchaltet wird.

3) Verstärkung der Verbandstücke (Balken).

134.
Verschieden-
heit.

Die Verstärkung von Balken gestaltet sich verschieden, je nachdem sie in wagrechter und geneigter Lage oder in lothrechter Stellung belastet werden sollen.

Werden zwei Balken wagrecht der Länge nach über einander 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 verhindert, also ihre Tragfähigkeit vermehrt. Dieser Zweck wird theils durch die Form der Berührungsfläche (Verzahnung), theils durch Dübel erreicht, welche man zwischen die beiden Balken schiebt und in dieselben etwas eingreifen läßt (Verdübelung). Um einen dichten Anschluß der Balken an einander zu bewirken, werden sie in allen diesen Fällen durch Schraubenbolzen gegen einander gepreßt, welche zugleich ihrer Verschiebung entgegenwirken, überhaupt die Anfangs getrennten Balken so verbinden sollen, daß sie als ein einziger Balken wirken.

135.
Verzahnung.

α) Die Verzahnung (IXa). 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 eines genauen Ineinandergreifens sorgfältig abgehobelt. Wo in Folge ungenauer Arbeit zwischen den einzelnen Zähnen Lücken bleiben, pflegt man dieselben durch fettliches Eintreiben schlanker Keile von hartem Holze auszufüllen, ein Mittel, welches man gleichzeitig zu dem Zwecke anwendet, um ein Ineinanderepressen 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 indess ein allseitiges dichtes Ineinandergreifen der Zähne schwer zu erreichen ist und die Verzahnung überdies eine Schwächung der Balken um 0,2 ihres Gesamttquerschnittes mit sich bringt, so ersetzt man die Verzahnung fast stets durch

136.
Verdübelung.

β) die Verdübelung (siehe Fig. 322 bis 324). Die Dübel, welche die Stelle der Zähne vertreten und sammt 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 hervorragend läßt. Man verlegt sie theils parallel, theils geneigt zu den Berührungsflächen der Balken, indess, um ein Ineinanderpfeifen an den lothrechten 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 gesammten Balkenhöhe. Länge und Vertheilung der Dübel wechseln mit der Zahl und Abmessung der verdübelten Balken, so wie mit der Beschaffenheit der angewendeten Holzarten und ergeben sich aus der folgenden Berechnung.

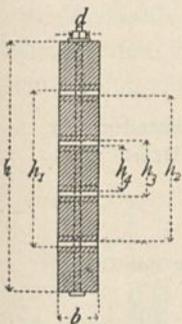
Die Dübel haben unter Einwirkung der wagrechten Schubkraft sowohl dem Zerdrücken, als dem Abfcheren zu widerstehen; auch darf ein Abfcheren des zwischen zwei Dübeln befindlichen Balkenstückes nicht eintreten. Bezeichnen Q die in einem beliebigen Querschnitte wirkende Querkraft, \mathcal{J} das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes und $S_{z_1}^{a_1}$ das statische Moment des zwischen der äußersten und der im Abstände z_1 von der neutralen Axe gelegenen Faserschicht befindlichen Flächentheiles, so ist die wagrechte, auf die Längeneinheit wirkende Schubkraft ⁷¹⁾

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

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

Für Träger aus mehreren verdübelten Balken von der Breite b und Gesamthöhe h , welche durch Schraubenbolzen mit dem Durchmesser d zusammengehalten sind, ergeben sich mit Bezug auf die Bezeichnungen in Fig. 283 das Trägheitsmoment ⁷²⁾

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 Faserschicht bezogene statische Moment

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

mithin, wenn die beiden Werthe eingeführt werden, die in der neutralen Faserschicht 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 einer Verchwächung 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 Faserschicht angeordnet sind. Bei Trägern mit drei verdübelten Balken wird für jede der beiden um $\frac{h}{6}$ von der neutralen Faserschicht abtgehenden Dübelschichten die Schubkraft

⁷¹⁾ Nach Gleichung 74, S. 286 (2. Aufl.: Gleichung 56, S. 76) in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.
⁷²⁾ Nach Gleichung 43, S. 266 (2. Aufl.: Gleichung 19, S. 33) ebendaf.

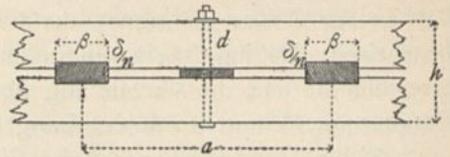
$$H = \frac{4}{3} \cdot \frac{Q}{h} \dots \dots \dots 6.$$

Wird allgemein die wagrechte Schubkraft

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

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 be-

Fig. 284.



zeichnen, wenn ein Zerdrücken des Balkens, bzw. 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 Werth 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 μ den Reibungs-Coefficienten von Holz auf Holz bezeichnet, die größte zulässige Entfernung der Dübel

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

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

Wenn ein 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 β 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 6-fachen ihres Eingriffes in einen Balken.

Damit ein Abfchern des zwischen zwei Dübeln befindlichen Balkenstückes nicht statfinde, ist, wenn mit v dessen Schubfestigkeit und mit β die Länge jedes Dübels bezeichnet wird,

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

daher darf nach Einführen der Werthe H und R , wenn ein Abfchern der Dübel nicht eintreten soll, die Entfernung derselben höchstens

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

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 8-fache ihres Eingriffes in einen Balken.

137. Verchränkung.

γ) Die Verchränkung (VIa) dient besonders zur Verstärkung lothrechter Verbandstücke, wie Eckpfosten und Hängefäulen, und erfordert ein genaues 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 deren 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 Verfatzung dient zum Zusammensetzen von Verbandstücken theils unter einem rechten, theils unter einem spitzen Winkel α . Im ersteren Falle unter-

139.
Verfatzung.

Fig. 285.

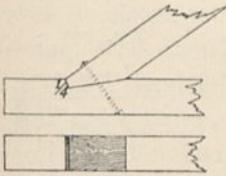


Fig. 286.

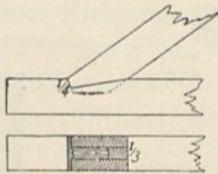


Fig. 287.

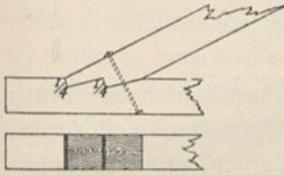
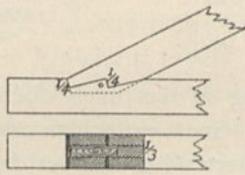


Fig. 288.



scheidet man die gerade (VIII), schräge (IX) und gebrochene (X) Verfatzung ohne oder mit Zapfen, welche zu ihrer Befestigung eiserner Klammern oder Bänder bedürfen, im letzteren Falle die einfache (XI) und doppelte (XII) Verfatzung, je nachdem sie bei minder oder mehr spitzen Winkeln angewendet wird, welche meist durch einen Zapfen und schrägen Schraubenbolzen ihre eigentliche Befestigung erhält (Fig. 285 bis 288). Die Bolzenköpfe erhalten hierbei entweder eine dem Winkel α entsprechende Neigung gegen die Bol-

zenaxe, oder sie werden so eingelassen, daß sie parallel zu den 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, so wie 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 giebt 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 Eckpfosten vorkommen, »geächfelt« wird, d. h. nur $\frac{2}{3}$ seiner vollen Breite erhält (Fig. 290).

Fig. 289.

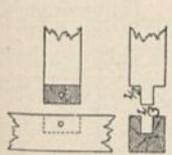


Fig. 290.

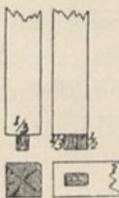
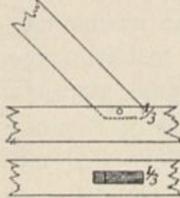


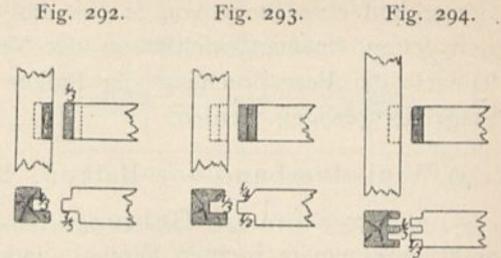
Fig. 291.



Beim schrägen Zapfen sammt dem zugehörigen Zapfenloch nimmt man den spitzen Winkel so, daß beide eine paralleltrapezförmige Gestalt erhalten (Fig. 291), giebt ihnen übrigens ähnliche Abmessungen, wie dem geraden Zapfen, je nachdem genagelt wird oder nicht.

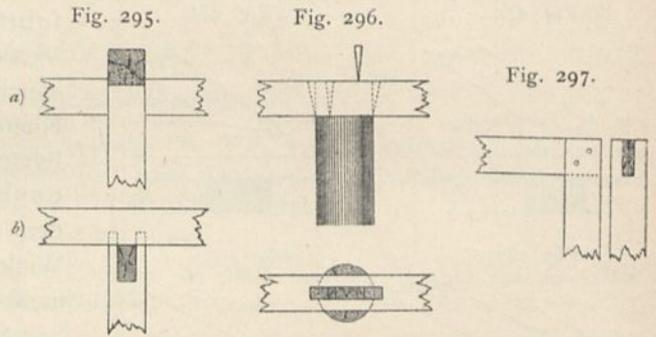
eine paralleltrapezförmige Gestalt erhalten (Fig. 291), giebt ihnen übrigens ähnliche Abmessungen, wie dem geraden Zapfen, je nachdem genagelt wird oder nicht.

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, giebt man einen Brustzapfen (Fig. 292 u. 293). Wenn die Verbandstücke sehr stark sind, so erhalten sie Doppelzapfen mit einer Dicke von je $\frac{1}{5}$ der Pfoften- oder Balkenstärke (Fig. 294).



Die einfachen und doppelten Blattzapfen oder Blockzapfen (Fig. 295 a u. b) erhalten solche Pfoften, die breiter sind, als die Balken, welche sie aufnehmen sollen. Muß außer seitlicher Verschiebung ein 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).

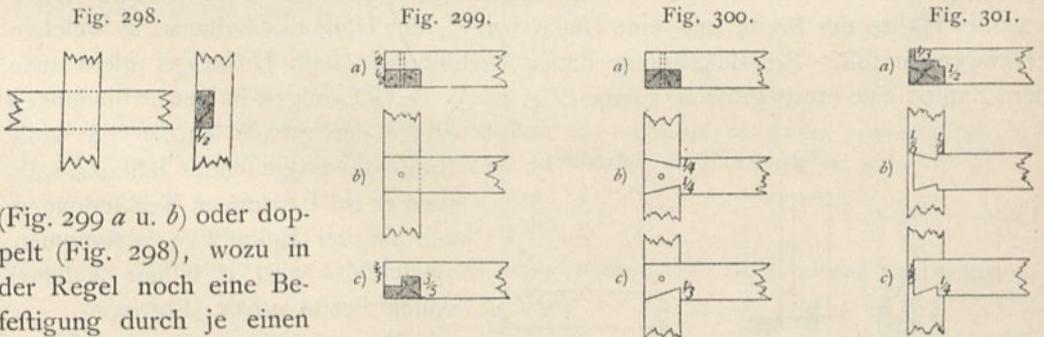
Dieselbe Aufgabe hat auch der bei Fundierungen angewandte Keil- oder Grundzapfen (Fig. 296), der ein Abheben der Rostschwellen von den Grundpfählen verhindern soll und in einem gewöhnlichen geraden Zapfen besteht, welcher nach Einführung in das nach oben schwalbenschwanzförmig erweiterte Zapfenloch durch 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.

241.
Verblattung.

δ) 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 ein 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

Fig. 302.

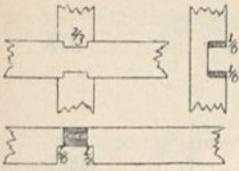
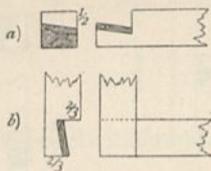


Fig. 303.



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 Aus-

steifen 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 (XXIVa u. XXIVb) dient meist zur rechtwinkligen Eckverbindung von Bohlen, bezw. Brettern und wird hergestellt, indem die Bretter an ihren Hirnenden mit Zähnen so 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 eine Verschiebung nach zwei zu einander senkrechten Richtungen gestatten, oder besser schwalbenschwanzförmig, weil dann eine 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 sichtbar 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 Fußspetten, findet.

143.
Aufklauung.

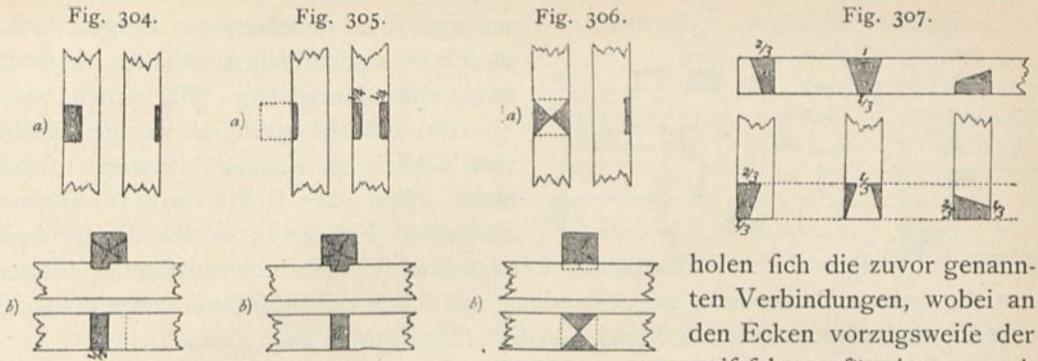
η) Das Schiften oder Anschmiegen dient zur Verbindung je zweier in einer meist geneigten Ebene befindlicher, unter mehr oder minder spitzen Winkeln zusammentreffender Verbandstücke und besteht in der genauen Ermittlung und Herstellung der Anschlußfläche des Seitenbalkens an den Hauptbalken, z. B. eines »Schiffsparrens« an den Gratsparren 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 über einander 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 oder größeren Breiten je ein oder je zwei Kammsaffen vorhanden sind, den Weisfchwanzkamm und Schwalbenschwanzkamm (Fig. 307) und den Kreuzkamm (Fig. 304 a u. b), welcher je zwei dreieckige Erhöhungen und Vertiefungen erfordert. Wo Balkenlagen in drei über einander befindlichen Ebenen vorkommen, wie dies bei den Balkenlagen von Holz- und Fachwerkbauten der Fall ist, wieder-

145.
Verkämmung.



holen sich die zuvor genannten Verbindungen, wobei an den Ecken vorzugsweise der weifschwanzförmige, zwi-

sehen denselben der schwalbenschwanzförmige Kamm Anwendung findet. Da verkämte Verbandstücke in der Regel durch Belastung genügend auf einander gepreßt werden, so ist eine weitere Befestigung derselben durch Dollen wenig im Gebrauch.

246.
Nuthen
auf den
Grat.

β) Das Nuthen 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 ein Abheben der Bretterlage nicht stattfinden kann, erhalten dieselben eine schwalbenschwanzförmig erweiterte Nuth, in welche eine entsprechend geformte Feder oder Leiste eingreift, die rechtwinkelig zu den Langseiten der Bretter eingefchoben wird.

2. Kapitel.

Freistützen und Pfähle.

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

a) Freistützen.

247.
Form und
Stärke.

Bezeichnet man mit E den Elasticitäts-Modul, mit K die zulässige Beanspruchung auf einfachen Druck, mit C einen von der Endbefestigung der Stütze abhängigen Coefficienten, so ist, wenn c einen von der Querschnittsform abhängigen Zahlen-Coefficienten und $\frac{1}{s}$ den Sicherheits-Coefficienten bezeichnen, welcher durchschnittlich zu $\frac{1}{10}$ angenommen werden kann, die Freistütze auf Druck oder seitliche Ausbiegung zu berechnen, je nachdem ⁷³⁾

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

⁷³⁾ Nach Gleichung 131, S. 303 (2. Aufl.: Gleichung 119, S. 105) ebendaf.

Bezeichnet P die Belastung der Stütze, so erhält man im ersteren Falle den Querschnitt dieser Stütze ⁷⁴⁾

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

im letzteren Falle das Trägheitsmoment ihres Querschnittes ⁷⁵⁾

$$\mathcal{I} = \frac{s l^2}{C E} P \dots\dots\dots 18.$$

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

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

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

$$b h^3 = 12 \frac{s l^2}{C E} P \dots\dots\dots 20.$$

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 verhältnißmäßig größten Werth 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

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

beträgt.

Der zulässige Druck auf die Flächeneinheit des Querschnittes einer auf seitliche Ausbiegung beanspruchten, rechteckig beschlagenen Stütze ist ⁷⁶⁾

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

und nimmt, wenn aus Gleichung 16 der Grenzwert

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

eingeführt wird, seinen größten Werth

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

ferner für alle unter übrigens gleichen Umständen zunehmenden Längen der Stützen abnehmende Werthe an, welche (für Kilogramm und Quadr.-Centimeter) aus der Gleichung

$$K = 1000 C \left(\frac{h}{l}\right)^2 \dots\dots\dots 25.$$

berechnet werden können. Hieraus ergeben sich für folgende vier Befestigungsarten der Stütze die nachstehenden zulässigen Werthe von k ⁷⁶⁾:

⁷⁴⁾ Nach Gleichung 2, S. 246, bezw. 135, S. 305 (2. Aufl.: Gleichung 34, S. 51, bezw. 126, S. 107) ebendaf.

⁷⁵⁾ Nach Gleichung 133 u. 134, S. 304 (2. Aufl.: Gleichung 124 u. 125, S. 107) ebendaf.

⁷⁶⁾ Siehe auch die Tabelle in Art. 341, S. 305 (2. Aufl.: Art. 126, S. 108) ebendaf.

	Fall 1: Ein Ende eingepannt, das andere frei drehbar	Fall 2: Beide Enden frei drehbar	Fall 3: Beide Enden ein- gepannt	Fall 4: Ein Ende eingepannt, das andere drehbar, aber lothrecht geführt
$C =$	$\frac{\pi^2}{4}$	π^2	$4 \pi^2$	$2 \pi^2$
$k =$	$2467 \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$9868 \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$39472 \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$19736 \left(\frac{h}{l}\right)^2$

Dies liefert für vorstehende vier Fälle und folgende Werthe von $\frac{h}{l}$ beschlagener Stützen die nachstehenden Werthe 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 1 qcm.

Beispiel. Hat ein Ständer von 4 m Höhe mit quadratischem Querschnitt, dessen unteres Ende fest eingepannt, dessen oberes Ende drehbar ist, eine Last von 1000 kg zu tragen, so läßt sich dessen Stärke, welche Sicherheit gegen seitliches Ausbiegen gewährt, auf folgende Art berechnen. Wird der Elasticitäts-Modul des Holzes $E = 120000$ kg, der Sicherheits-Coefficient für Holz $s = \frac{1}{10}$ angenommen, so wird nach Gleichung 21 die Seite des quadratischen Querschnittes

$$b = \sqrt[4]{\frac{12 \cdot 4 \cdot 400 \cdot 10}{3,14 \cdot 120000}} 1000 = 21,24 \text{ cm.}$$

148.
Anwendung.

Frei stehende, schwer belastete Freistützen von mäßiger Höhe werden aus einem einzigen Stamme hergestellt. Wo bei bedeutenden Ständerhöhen ein Zusammenfetzen ihrer Theile stattfinden muß, wendet man den Nuthzapfen (siehe Art. 129, S. 101) an, welchen man durch je zwei Holznägel, besser Schraubenbolzen oder, je nach der Stärke des Ständers, durch zwei oder vier Schienen in Verbindung mit Bolzen (siehe Fig. 281, S. 101) verfährt.

b) Pfähle.

149.
Pfähle.

Die zur Gründung von Hochbauten erforderlichen Pfähle werden in unbeschlagenem Zustande und entweder als völlig im Baugrund steckende Grundpfähle oder als theilweise in den Baugrund eingerammte, theilweise über denselben hervorragende Rost- oder Langpfähle angewendet. Beide haben einen Widerstand zu entwickeln, welcher ihrer größten Belastung mindestens gleich ist. Dieser Widerstand setzt sich aus dem lothrechten Gegendruck des Baugrundes auf den Pfahlquerschnitt und aus dem wagrechten Seitendruck desselben auf die Pfahlwandung, bezw. dem hierdurch erzeugten Reibungswiderstand zusammen. Bezeichnet man jenen lothrechten und wagrechten Druck auf die Flächeneinheit bezw. mit w_1 und w_2 , mit μ den Reibungs-Coefficienten zwischen Pfahlholz und Baugrund, so ergibt sich für einen

der grössten Belastung Q durch ein Hochbauwerk ausgefetzten 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

$$d = - \frac{2 \mu l w_2}{w_1} + 2 \sqrt{\left(\frac{l \mu w_2}{w_1}\right)^2 + \frac{Q}{n \pi w_1}} \quad \dots \dots \dots 27.$$

oder, wie gewöhnlich, bei Verwendung von Pfählen mit bekanntem Durchmesser deren Zahl 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 eingepannt und deren oberes

Ende drehbar ist und wobei in Gleichung 18 für $\mathcal{F} = \frac{\pi}{64} d^4$ zu setzen ist. Hieraus

ergiebt sich mit Bezug auf den hervorragenden Theil des mit der Belastung $\frac{Q}{n} = P$ beschwerten Roßpfahles der erforderliche Durchmesser

$$d = \sqrt[4]{\frac{64 s l^2}{\pi C E} P}, \quad \dots \dots \dots 28.$$

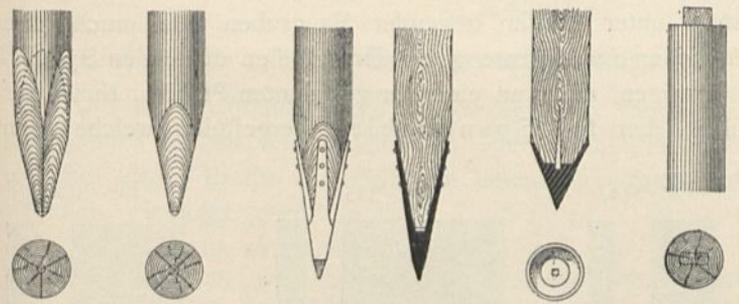
worin der Sicherheits-Coefficient $\frac{1}{s} = \frac{1}{10}$, der Elasticitäts-Coefficient des Pfahlholzes

$E = 120\,000$ kg und $C = \frac{\pi^2}{4}$ gesetzt werden können.

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 es, die Pfähle unten

150.
Form.

Fig. 308. Fig. 309. Fig. 310. Fig. 311. Fig. 312.



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 Schiefstellen des Pfahles, eine genau centrische Lage giebt, 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 Elasticität beim Einrammen nicht so leicht brechen und deshalb den gusseisernen Pfahlschuhen vorgezogen werden, bestehen aus einer massiven, pyramidenförmigen Spitze, an welche drei oder vier mit einigen zur Befestigung dienenden Nagellöchern versehene Lappen angeschmiedet sind. Damit sich diese Pfahlschuhe beim Einrammen nicht auf die

151.
Pfahlschuhe.

Seite schieben, müssen die Grundfläche der pyramidenförmigen Spitze, so wie die untere Fläche der abgestumpften Pfahlspitze genau senkrecht zur Pfahlaxe gearbeitet sein und letztere dicht an das Eisen sich 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 schmiedeeiserner, mit Widerhaken versehener 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 ein 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 etwas aus einander getrieben werden.

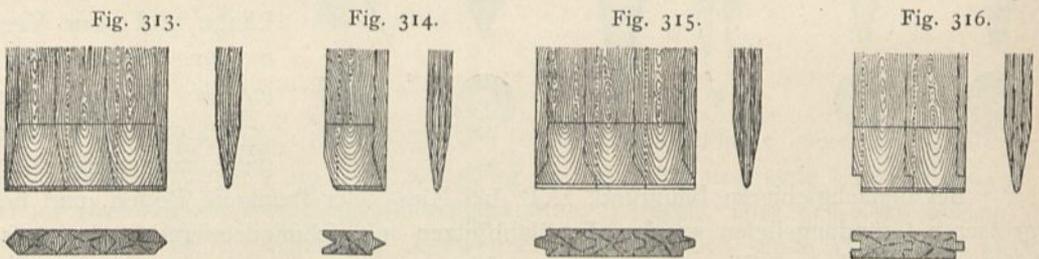
153.
Verlängerung
der
Pfähle.

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 ein 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 Schließern nicht so gut, als der stumpfe Stofs in Verbindung mit schmiedeeisernen Klammern (siehe Fig. 276, S. 100), mit übergengenagelten 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).

c) Spundbohlen.

154.
Form
und
Verbindung.

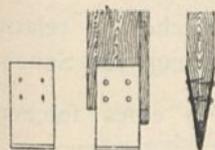
Die zur Umschließung unter Wasser liegender Baugruben oder auch zum Schutze unter Wasser befindlicher Fundamente gegen Unterpülen dienenden Spundwände werden theils aus kantigen, dicht an einander gerammten Pfählen, theils aus starken gespundeten Bohlen, den sog. Spundbohlen hergestellt, welche man



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 einen möglichst dichten Anschluß der Spundbohlen zu erzielen, werden die Fugen derselben mit Spundungen (siehe Art. 132, S. 102) versehen, unter welchen die Keilspundung mit ein-, drei- und viermal ge-

brochener Fuge (Fig. 313 bis 315) und die quadratische Spundung (Fig. 316) die zweckmäßigsten 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.

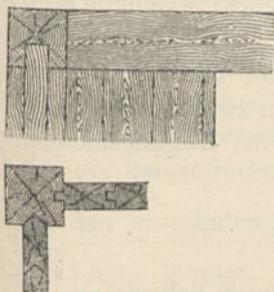


Obwohl man das Einrammen der Spundbohlen gewöhnlich an den beiden feitlichen Spundpfählen beginnt und von da nach der Mitte dieses Zwischenraumes hin fortschreitet, so stellen sich die Spundbohlen beim Einrammen doch allmählig etwas schief, weshalb die in der Mitte verbleibende, von oben nach unten sich verengende Oeffnung durch eine eigens einzupassende, etwas keilförmig gestaltete, beiderseits mit Federn versehene Spundbohle derart geschlossen werden

mufs, dafs die benachbarten Spundbohlen sich mehr lothrecht stellen müssen und hierbei möglichst dicht an einander gepreßt werden.

Bei unnachgiebigem Boden erhalten auch die Spundbohlen eiserne, unten aus einem dreieitigen Prisma, oben aus zwei angeschmiedeten rechteckigen Lappen bestehende Schuhe (Fig. 317). Diese Lappen erhalten die Breite der Spundbohle abzüglich der beiderseitigen Nuthen 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 seitlich angelegte Zangen in einer lothrechten Ebene erhalten, während sie nach dem Einrammen in eine ihrer vollen Stärke entsprechende Nuth der Holme eingelassen werden (Fig. 318).

Fig. 318.



155.
Sicherung
der
Schneiden.

3. Kapitel.

Balkenverfärkungen.

Die zu Hochbauzwecken in vorzugsweise wagrechter Lage zur Verwendung kommenden Balken sind geschnitten oder beschlagen und haben rechteckige Querschnitte, deren Breite und Höhe in einem zweckmäßigen Verhältnifs stehen mufs und sich, wie folgt, ermitteln läßt.

Bezeichnen l die frei tragende Länge (Stützweite), b und h bezw. die Breite und Höhe eines beschlagenen Balkens (Fig. 319), D den kleinsten Durchmesser des schwächsten Baumstammes, woraus sich derselbe herstellen läßt, so ist dessen Biegemoment

$$\frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} b (D^2 - b^2) = \frac{1}{6} (b D^2 - b^3) \dots \dots 29.$$

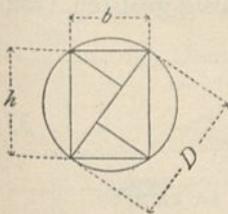
Dasselbe wird ein Maximum, wenn der erste Differential-Quotient derselben nach b

$$\frac{d(b h^2)}{db} = D^2 - 3 b^2 = 0$$

gesetzt wird, woraus sich $b = \frac{D}{\sqrt{3}}$ und $h = D \sqrt{\frac{2}{3}}$ ergeben. Theilt

man fönach den Durchmesser D (Fig. 319) in drei gleiche Theile, errichtet in den Theilpunkten die Senkrechten, welche die Peripherie des Stammes

Fig. 319.



156.
Berechnung
der
Verfärkung.

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 Werthe 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 Seitenverhältniß $\frac{b}{h} = \frac{5}{7}$ zu geben. Bleibt das Widerstandsmoment ⁷⁷⁾ eines solchen Balkens, welches seiner Breite und dem Quadrate seiner Höhe proportional ist, hinter seinem Biegungs- ⁷⁸⁾ oder Angriffsmoment zurück, so ist eine hinreichende Verstärkung desselben erforderlich; letztere ist hiernach vortheilhaft in der Vermehrung seiner 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 αH denjenigen Theil 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 Höhenverhältniß 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, dafs unter übrigens gleichen Umständen der zusammengesetzte Balken durchschnittlich die 1,17-fache 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 Werth in Gleichung 31 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 verhältnißmäfsig grössten Tragfähigkeit des Balkens entsprechende Höhe

$$H = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 7}{5(1 - \alpha)^3} \cdot \frac{M}{k}} = \frac{2,025}{1 - \alpha} \sqrt[3]{\frac{M}{k}} \dots \dots \dots 35.$$

⁷⁷⁾ Siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuchs«, Art. 299, S. 263 (2. Aufl.: Art. 89, S. 66).

⁷⁸⁾ Siehe ebendaf., Art. 295, S. 257 (2. Aufl.: Art. 85, S. 59).

a) Verzahnte und verdübelte Balken.

Den verzahnten Balken (Fig. 320 u. 321) setzt man bei geringeren Spannweiten aus zwei, bei grösseren Spannweiten aus einer ungeraden Anzahl von Balkenstücken so zusammen, daß deren Stoszfugen abwechseln, wobei man den oberen auf

157-
Verzahnte
Balken.

Fig. 320.

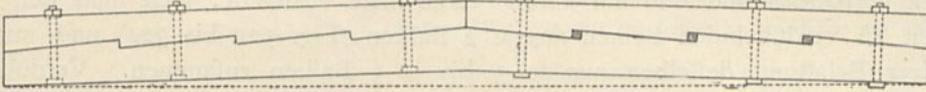
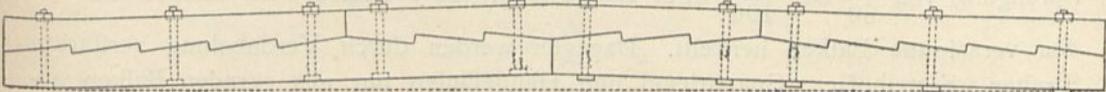


Fig. 321.



Druck beanspruchten Balken in seiner Mitte (Fig. 320) stößt, damit der untere auf Zug beanspruchte Balken an dieser Stelle zusammenhängt. Um ein 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, giebt man den verzahnten Balken vortheilhaft 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 giebt 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 Theil eines fünftheiligen verdübelten Balkens in der Mitte (Fig. 321), um die Sprengung desselben zu erleichtern. Die Anordnung der Zähne und Ver-

Fig. 322.

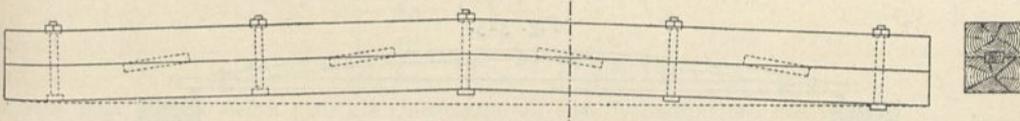


Fig. 323.

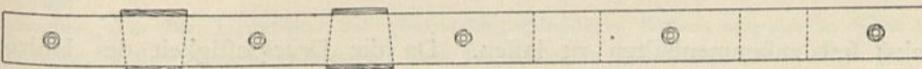
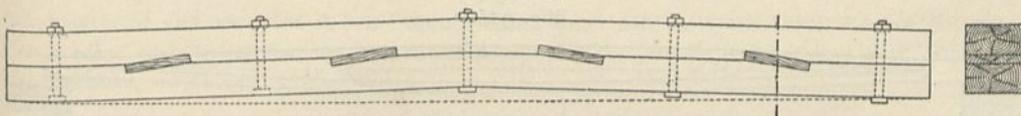
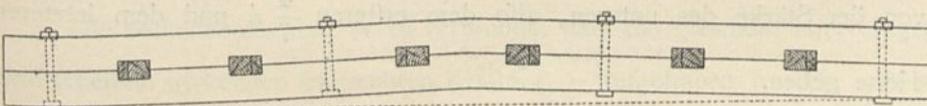


Fig. 324.



theilung der Schraubenbolzen ergeben sich aus Art. 135 (S. 102), wozu noch zu bemerken ist, dafs durch Herstellung der Zähne eine Verchwächung der Balken eintritt und dafs 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 dasselbe leistet.

158.
Verdübelte
Balken.

In den meisten Fällen, wo Balken von den Längen der zu überspannenden Weiten vorhanden sind und nur deren Stärke nicht ausreicht, setzt man den wagrechten zu verdübelnden Balken aus je 2 Balken (Fig. 322 bis 324) und nur bei gröfserer Belastung desselben aus je 3 bis je 5 Balken zusammen. Verdübelten Balken, welche als wagrechte Träger dienen sollen, giebt man vortheilhaft 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 zusammengefügt. Die Form und Entfernung der Dübel, so wie die Zahl und Vertheilung der Schraubenbolzen ergeben sich aus Art. 136 (S. 103).

b) Gefchlitzte und gespreizte Balken.

159.
Gefchlitzte
Balken.

Wird ein Balken von der Breite b und der Höhe h in halber Höhe nach seiner Längsaxe aufgeschlitzt und dann nach seiner Mitte hin allmählig so aus einander gespreizt, dafs er dort die gefammte Höhe αh erhält, so wächst dessen ursprüngliches Biegemoment $\frac{bh^2}{6}$ auf

$$\frac{b}{6} \cdot \frac{\alpha^3 - (\alpha - 1)^3}{\alpha} h^2, \dots \dots \dots 36.$$

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 veranlafste Laves, Balken in der Mitte auffügen und durch eingeschaltete Klötze aus einander spreizen, deren Enden aber, zur Vermeidung eines völligen Aufschlitzens, durch Schraubenbolzen (Fig. 325 u. 326 rechts) oder besser durch umgelegte eiserne Bänder (Fig. 325

Fig. 325.

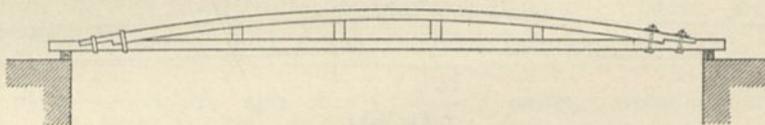
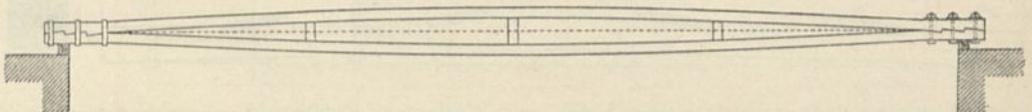


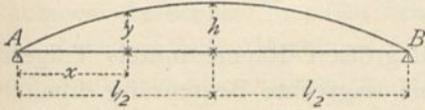
Fig. 326.



u. 326 links) fest zusammenhalten zu lassen. Da die Druckfestigkeit des Holzes etwas geringer, als dessen Zugfestigkeit ist, so liess Laves dem oberen Balkentheile 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.

Wo die Stärke eines Balkens nicht ausreicht, um die zuvor angegebenen nöthigen Widerstandsmomente zu erzielen, kann man durch Zusammenfügen 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. 322) biegt und durch hölzerne Spreizen oder hölzerne Zangen aus einander hält, sich helfen.

Fig. 327.



Bezeichnet man die Ordinaten der Schwerlinien beider Balken (Fig. 327) für die beliebige Abcisse x und die halbe Stützweite $\frac{l}{2}$ bzw. mit y und h und die Angriffsmomente der wagrechten Kräfte in den dafelbst geführten lothrechten Schnitten bzw. mit M_x und $\frac{M_l}{2}$, so ergibt sich die Form der gefpreizten Balken aus der Gleichung

$$y = \frac{M_x}{\frac{M_l}{2}} h, \dots \dots \dots 37.$$

welche z. B. für gleichförmig auf die Projection vertheilte Belastung 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 lothrechten 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 bzw. die Querschnittsflächen des gezogenen und gedrückten Balkens für die zulässigen Zug- und Druckspannungen z und d , so wie 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 Projection vertheilter Belastung erhält man bzw.

$$F_z = \frac{1}{z} \frac{gl^2}{8h} \quad \text{und} \quad F_z' = \frac{1}{v} g \left(\frac{l}{2} - x \right), \dots \dots \dots 42.$$

ferner

$$F_d = \frac{1}{d} \frac{gl^2}{8h} \quad \text{und} \quad F_d' = \frac{1}{v} g \left(\frac{l}{2} - x \right), \dots \dots \dots 43.$$

woraus folgt, dafs in diesem Falle die Querschnitte F_z und F_d constant sind und wegen

$$\frac{F_z}{F_d} = \frac{d}{z} \dots \dots \dots 44.$$

sich umgekehrt verhalten, wie ihre Beanspruchungen, ferner dafs die Querschnitte F_z' und F_d' einander gleich, aber veränderlich sind und von der Mitte des Balkens, wo sie Null werden, nach dessen Enden hin zunehmen, wo sie den grössten Werth

$$F_z' = F_d' = \frac{1}{v} \cdot \frac{gl}{2} \dots \dots \dots 45.$$

erreichen. Für die Querschnitte des quadratisch-parabolischen Balkens sind also in dessen Mitte nur die Momente, in allen übrigen, vorzugsweise über den Auflagern befindlichen Querschnitten die Momente und lothrechten Schubkräfte in der Art mafsgebend, dafs der grössere der beiden sich ergebenden Querschnitte zu wählen ist.

Die Balkenenden sind so zu verbinden, dafs die gleichen, aber entgegengesetzt und scherend wirkenden wagrechten Kräfte $\frac{gl^2}{8h}$ 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^m beschränkt sind, und gestatten wegen ihrer Form bei Decken nur dann Anwendung, wenn eine wagrechte Ausgleichung von Fußboden und Decke besonders hergestellt wird.

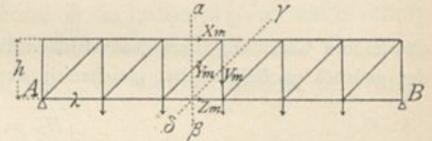
c) Gitterträger.

161.
Ermittlung
der
Spannungen.

Wo bedeutendere Lasten zu übertragen und gröfsere Räume mittels Trägern zu überspannen sind, welche oben und unten eine wagrechte Begrenzung erhalten sollen, sind Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen (fog. Parallelträger⁷⁹⁾ und rechtwinkeligem Stabsystem mit Vortheil zu verwenden. Sie erhalten zwei doppelte hölzerne Gurtungen, zwischen welche hölzerne, gewöhnlich unter halbem rechten Winkel geneigte gekreuzte Diagonalen und hölzerne oder eiserne Verticalen (Träger mit combinirtem Gitterwerk⁷⁵⁾ nach dem System *Howe* eingeschaltet sind (Fig. 329 bis 331). Hierbei werden am vortheilhaftesten alle die eine seitliche Uebertragung der Lasten auf beide Stützpunkte bewirkenden Hauptdiagonalen, so wie die zur Aussteifung der Felder eingeschalteten Gegendiagonalen für Druck, jene Verticalen für Zug construiert.

Nimmt man an, ein solcher Gitterträger (Fig. 328), von der Höhe h und mit n gleichen Feldern von der Weite λ , sei in jedem unteren Knotenpunkte mit dem Eigengewicht p und der Verkehrslast q beschwert (z. B. wenn Deckenbalken auf dessen untere Gurtung gelegt oder an dieselbe angehängt werden), so beträgt die grösste Druckspannung des beliebigen m -ten oberen Gurtungsstückes⁸⁰⁾

Fig. 328.



$$X_m \min = - \frac{(p + q) \lambda}{2 h} (m - 1) (n + 1 - m) = - C (m - 1) (n + 1 - m) \quad 46.$$

und die grösste Zugspannung des m -ten unteren Gurtungsstückes⁸⁰⁾

$$Z_m \min = \frac{(p + q) \lambda}{2 h} m (n - m) = C m (n - m), \dots \dots \dots 47.$$

worin C dieselbe Constante darstellt, welche daher bezw. mit zwei verschiedenen veränderlichen Producten zu multipliciren ist.

Die Grenzspannungen der Diagonalen 1 bis n mit der durchweg gleichen Länge $t = \sqrt{\lambda^2 + h^2}$ sind für Druck und Zug⁸¹⁾ bezw.

$$Y_m \min = - \frac{t}{2 h} \left[p (n + 1 - 2 m) + \frac{q}{n} (n - m) (n + 1 - m) \right] \dots \dots 48.$$

und

$$Y_m \max = \frac{t}{2 h} \left[- p (n + 1 - 2 m) + \frac{q}{n} \cdot m (m - 1) \right], \dots \dots 49.$$

worin $\frac{tp}{2h}$ und $\frac{tq}{2nh}$ wiederum Constante vorstellen.

Die Grenzspannungen in den Verticalen 0 bis $n - 1$ sind für Zug und Druck⁸¹⁾ bezw.

⁷⁹⁾ Siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte, Art. 374, S. 338 (2. Aufl.: Art. 166, S. 148) dieses »Handbuches«.
⁸⁰⁾ Siehe Art. 386, S. 351 (2. Aufl.: Art. 173, S. 163) in Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.
⁸¹⁾ Siehe Art. 387, S. 351 (2. Aufl.: Art. 181, S. 164) ebendaf.

$$V_m \max = \frac{p}{2} (n + 1 - 2m) + \frac{q}{2n} (n - m) (n + 1 - m) \quad \dots \quad 50.$$

und

$$V_m \min = \frac{p}{2} (n + 1 - 2m) - \frac{q}{2n} m (m - 1) \quad \dots \quad 51.$$

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 dessen 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 dessen obere Gurtung gelegt werden), so bleiben die Spannungen der Gurtungen und Diagonalen dieselben und die Grenzspannungen nur der Verticalen von 0 bis $n - 1$ gehen in die folgenden ⁸¹⁾ über:

$$V_m \max = \frac{p}{2} (n - 1 - 2m) + \frac{q}{2n} (n - m) (n - 1 - m) \quad \dots \quad 52.$$

und

$$V_m \min = \frac{p}{2} (n - 1 - 2m) - \frac{q}{2n} m (m + 1) \quad \dots \quad 53.$$

In den meisten beim Hochbauwesen vorkommenden Fällen erhalten die hölzernen Gitterträger durchweg gleiche Stärken ihrer Gurtungen und Stäbe, wodurch zwar ihr Materialbedarf vermehrt, aber ihre Construction 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 fest zu stellen.

Für $m = \frac{n}{2}$ erhält man daher die absolut größte Druckspannung der oberen Gurtung

$$X_m \min = -\frac{(p + q) \lambda}{2h} \left(\frac{n^2}{4} - 1 \right), \quad \dots \quad 54.$$

worin 1 gegen $\frac{n^2}{4}$ vernachlässigt werden kann, und die absolut größte Zugspannung der unteren Gurtung

$$Z_m \max = \frac{(p + q) \lambda}{2h} \cdot \frac{n^2}{4} \quad \dots \quad 55.$$

Für $m = 0$ erhält man die absolut größte Druckspannung der Diagonalen

$$Y_m \min = -\frac{t}{2h} (p + q) (n + 1) \quad \dots \quad 56.$$

und die absolut größte Zugspannung der Verticalen

$$V_m \max = \frac{1}{2} (p + q) (n + 1), \quad \dots \quad 57.$$

wenn der Träger unten und

$$V_m \max = \frac{1}{2} (p + q) (n - 1), \quad \dots \quad 58.$$

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 constante nutzbare Querschnitt der oberen Gurtung

$$F_x = \frac{n(p+q)l}{8dh}, \dots \dots \dots 59.$$

der unteren Gurtung

$$F_z = \frac{n(p+q)l}{8zh}, \dots \dots \dots 60.$$

der Diagonalen

$$F_d = \frac{(n+1)(p+q)t}{2dh} \dots \dots \dots 61.$$

und der entweder hölzernen oder eisernen Verticalen bezw.

$$F_v = \frac{(n+1)(p+q)}{2z} \quad \text{oder} \quad F_v = \frac{(n-1)(p+q)}{2z}, \dots \dots \dots 62.$$

wobei die kleinste zulässige Beanspruchung auf Zug für Holz und Schmiedeeisen zu bezw. 100 und 1000 kg für 1 qcm angenommen werden kann.

263.
Construction.

Bei Anwendung hölzerner Verticalen werden dieselben auf beiden Seiten mit den beiden Gurtungen verblattet und oben und unten mit ihnen verbolzt, während die gekreuzten Diagonalen,

welche in ihren Kreuzungspunkten verblattet und genagelt werden, durch Zapfen ohne oder mit Verfatzung mit ihnen verbunden sind (Fig. 329).

Bei Anwendung eiserner, mit Kopf und Mutter versehenen Verticalen werden dieselben durch kurze hölzerne, von aussen quer über und unter

die Gurtungen gelegte Sattelstücke ge-

steckt, die Diagonalen mittels Zapfen

zwischen die Gurtungen eingeschaltet und diese sämtlichen Theile durch Anziehen der erwähnten Muttern fest zusammengepresst (Fig. 330).

Bei Gitterträgern für grössere Spannweiten mit bedeutenderen Belastungen schaltet man zwischen die Enden entgegengesetzt geneigter Diagonalen besondere Spannklötze ein, gegen welche sich die letzteren stemmen und welche von den Hängeeisen durchsetzt werden (Fig. 331).

d) Armirte 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 Hilfs-Constructions für kleinere und grössere Spannweiten bezw. einfach und doppelt angewendet werden.

Fig. 329.

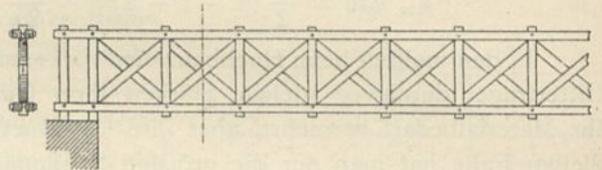


Fig. 330.

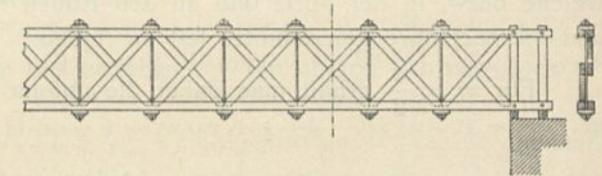
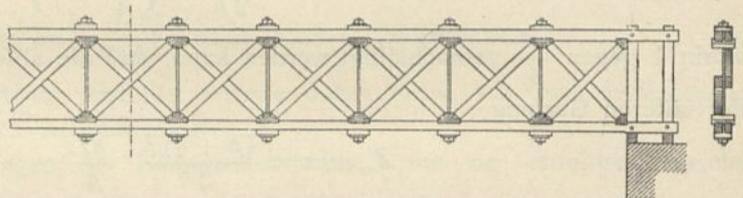


Fig. 331.

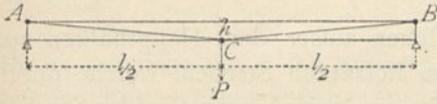


1) Hängewerkbalken.

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 Antheil

164.
Einfache
Hängewerk-
balken.

Fig. 332.



$$\alpha P = \frac{2}{3} \frac{d b h^2}{l} \dots 63.$$

zu tragen, woraus α zu bestimmen ist. Um den Rest $P(1 - \alpha)$ der Last übertragen zu können, müssen die Zugstangen auf jeder Seite bei einer größten zulässigen Beanspruchung s den nutzbaren Querschnitt

$$F = \frac{P(1 - \alpha)}{2s} \cdot \frac{\sqrt{4h^2 + l^2}}{2h} \dots 64.$$

erhalten, wovon bei je zwei Zugstangen auf jede die Hälfte kommt. Werden dieselben, wie gewöhnlich, aus Rundstählen hergestellt und an den äußeren Enden mit Gewinden von $0,2$ Tiefe des äußeren Durchmessers versehen, so beträgt deren äußerer Durchmesser

$$D = \frac{2}{1 - 0,4} \sqrt{\frac{F}{\pi}} = 1,88 \sqrt{F} \dots 65$$

Die Gewinde werden gewöhnlich durch eiserne, zur Zugstangenaxe senkrechte Querplatten gesteckt, mit Unterlagsplatten versehen und dann mittels starker Muttern angezogen, während die unteren Enden der Zugstangen Oefen erhalten, durch welche

Fig. 333.

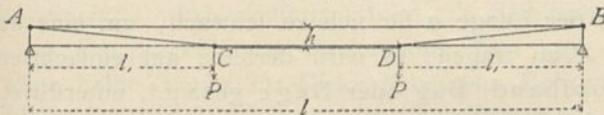


ein eiserner, den hölzernen Balken unterstützender Querbolzen gesteckt und durch Splinte oder Schrauben fest gehalten wird (Fig. 333).

Ist ein Balken von den zuvor angegebenen Abmessungen verfügbar und in den Entfernungen l_1 von seinen beiden Enden mit den gleichen Einzellasten P beschwert (Fig. 334), so kann er von jeder derselben den Antheil

165.
Doppelte
Hängewerk-
balken.

Fig. 334.

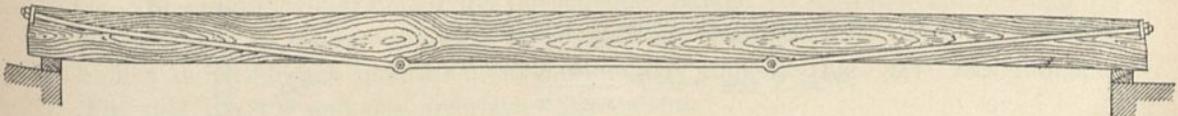


$$\alpha P = \frac{1}{6} \frac{d b h^2}{l_1} \dots 66.$$

tragen, woraus α zu bestimmen ist. Um den Rest $P(1 - \alpha)$ dieser

Last übertragen zu können, müssen die geneigten und wagrechten Theile der Zugstangen bezw. einen nutzbaren Gesamtschnitt

Fig. 335.



$$F = \frac{P(1 - \alpha)}{z} \frac{\sqrt{h^2 + l_1^2}}{h} \quad \text{und} \quad F_1 = \frac{P(1 - \alpha)}{z} \cdot \frac{l_1}{h} \quad 67.$$

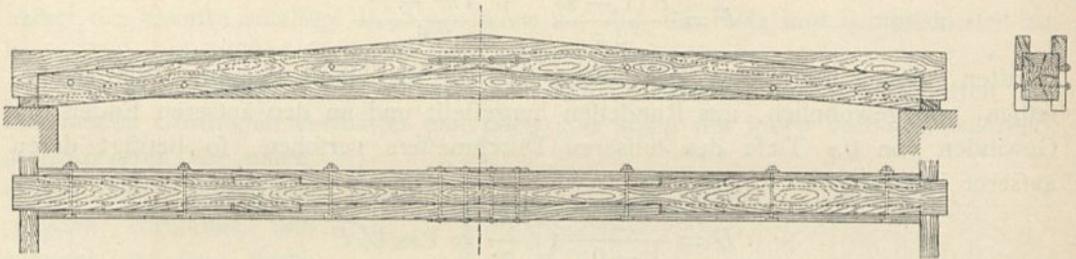
erhalten, woraus deren äußerer Durchmesser wie vorher zu bestimmen ist. Die Construction ist derjenigen der einfachen Hängewerkbalken gleich (Fig. 335).

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 jenen verbunden werden. Um ein 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 Werth 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 gleich construirt und mit denselben Abänderungen, wie die doppelten Hängewerkbalken berechnet.

4. Kapitel.

Balkenverbände.

a) Winkelbänder.

168.
Berechnung.

Ist ein wagrechter, am einen Ende fest gehaltener, am anderen Ende freischwebender 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 α 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

$$S = P \frac{a}{s \cos \alpha \sin \alpha} = P \frac{2a}{s \sin 2\alpha} \quad 68.$$

und der längs des wagrechten Balkens wirkende Zug

$$H = S \cos \alpha = P \frac{a}{s \sin \alpha} \quad 69.$$

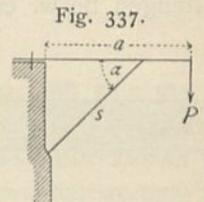


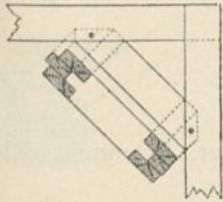
Fig. 337.

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 Werth 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 β die grössere, mit δ die kleinere Querschnittsabmessung eines an den Enden eingezapften, etwas drehbaren Winkelbandes (Fig. 338), mit E der Elasticitäts-Modul und mit C ein Sicherheits-Coefficient, der bei Holz etwa zu $\frac{1}{10}$ anzunehmen ist, bezeichnet wird, so ist der Widerstand eines auf seitliches Ausbiegen (Knicken) beanspruchten Winkelbandes

Fig. 338.



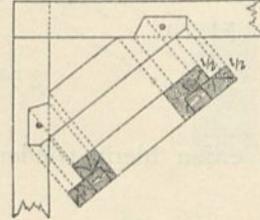
$$W = \frac{C \pi^2 E}{12} \cdot \frac{\beta \delta^3}{s^2} \quad \dots \quad 71.$$

Durch Gleichsetzen der Werthe 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 β oder δ ermittelt werden kann.

Fig. 339.



Wird das Winkelband an den Enden durch Anblattung fest gehalten (Fig. 339), so ist in Gleichung 72: $4 \pi^2$ statt π^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 δ^4 statt $\beta \delta^3$ zu setzen ist, also nur δ zu bestimmen bleibt.

Das eingezapfte Winkelband (Fig. 338) wird oben mit einem Schrägzapfen, der zuerst eingefetzt wird, unten mit einem sog. 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 Uebrigen nur schräge Stöße. Die Schrägblätter verhindern hierbei eine Vergrößerung, die Stöße eine Verkleinerung der beiden Winkel, welche der wagrechte Balken und der lothrechte Pfosten 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.

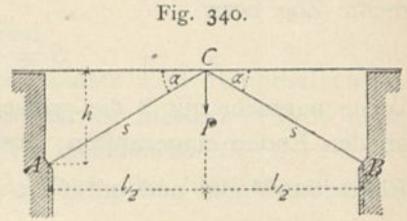
170.
Einfaches
Sprengwerk.

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 Bezugnahme auf die Bezeichnungen in Fig. 340 der längs der Strebe wirkende Druck

$$S = \frac{P}{2} \cdot \frac{s}{2} = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2h \cos \alpha}, \quad 75.$$

welcher sich in den am Fusse der Strebe wirkenden lothrechten Druck $\frac{P}{2}$ und den wagrechten Druck

$$H = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2h} \quad 76.$$



zerlegt, welche beiden letzteren Drücke von lothrechten Pfosten oder von Widerlagern aufzunehmen sind. Die Stärke der Streben ergibt sich aus Gleichung 75 u. 71 zu

$$\beta \delta^3 = \frac{6}{C \pi^2 E} \cdot \frac{s^3}{h} P = \frac{3}{4 C \pi^2 E} \cdot \frac{l^3}{h \cos^3 \alpha} P \quad 77.$$

Werden hierin wieder $C = \frac{1}{10}$, $\pi = 3,14$ und $E = 120\,000$ gesetzt, so ergibt sich

$$\beta \delta^3 = 0,0000063 \frac{l^3}{h \cos^3 \alpha} P \quad 78.$$

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 bezw. die Eigengewichts- und die größte Nutzbelastung der Längeneinheit des durchgehenden wagrechten Balkens, so ist dessen 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 Stofs und schräge Verzäpfung mit dem Balken (Fig. 341) oder vermittels 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 ein 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 vertheilt (Fig. 347).

Fig. 341.

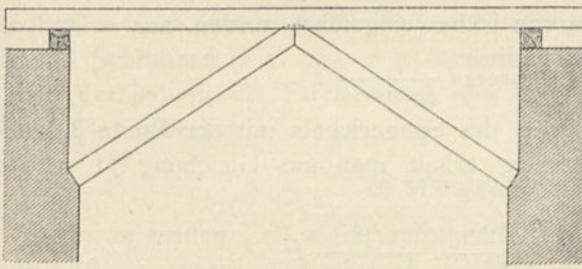


Fig. 342.

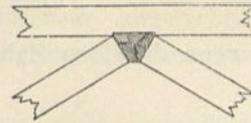


Fig. 343.

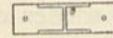
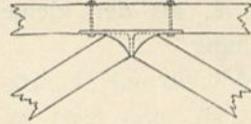


Fig. 344.

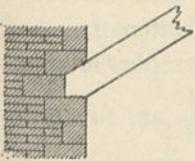


Fig. 345.

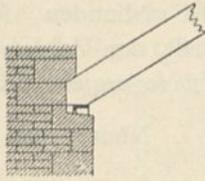


Fig. 346.

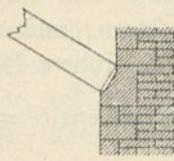


Fig. 347.

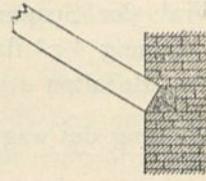


Fig. 348.

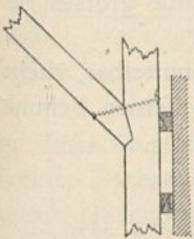


Fig. 349.



Fig. 350.

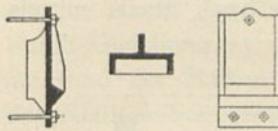


Fig. 351.

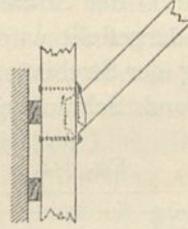
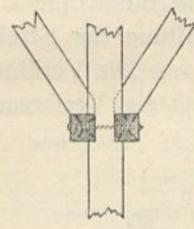


Fig. 352.



Stemmen sich die Streben gegen h6lzerne Pfoften, so werden sie mit den letzteren entweder durch Verfatzungen und Schrauben (Fig. 348) oder durch gufeiserne Schuhe (Fig. 351), welche in Fig. 350 besonders dargestellt sind, oder durch Gurth6lzer (Fig. 352) verbunden, welche mit den Pfoften verschraubt werden.

Wirken in den Punkten *C* und *D* (Fig. 353), mit den Abst6nden l_1 von den Stutzen *A* und *B*, die Lasten *P* und sind diese von den Streben *AC* und *BD* zu unterstutzen, so erf6hrt jede Strebe von der L6nge $s = \sqrt{l_1^2 + h^2} = \frac{l_1}{\cos \alpha}$ den

171.
Zweifaches
Sprengwerk.

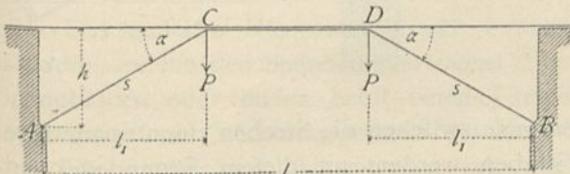
L6ngsdruck

$$S = P \frac{s}{h} = P \frac{l_1}{h \cos \alpha}; \quad . \quad 79.$$

dieser scheidet am Kopfe und Fusse jeder Strebe als wagrechte Seitenkraft den Druck

$$H = P \frac{l_1}{h} \quad . \quad . \quad 80.$$

Fig. 353.



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

$$\beta \delta^3 = \frac{12}{C \pi^2 E} \cdot \frac{s^3}{h} P = \frac{12}{C \pi^2 E} \cdot \frac{l_1^3}{h \cos^3 \alpha} P \dots 81.$$

und, wenn dieselben Zahlenwerthe wie früher eingeführt werden, aus

$$\beta \delta^3 = 0,0000126 \frac{l_1^3}{h \cos^3 \alpha} P \dots 82.$$

Für die Bestimmung des Querschnittes des Spannriegels mit der Breite β_1 und der Dicke δ_1 , als der kleineren Abmessung erhält man aus Gleichung 71 u. 80 die Gleichung

$$\beta_1 \delta_1^3 = \frac{12}{C \pi^2 E} \cdot \frac{l_1^3}{h \cos^2 \alpha} P \dots 83.$$

und, wenn wieder die obigen Zahlenwerthe eingeführt werden,

$$\beta_1 \delta_1^3 = 0,0000126 \frac{l_1^3}{h \cos^2 \alpha} P \dots 84.$$

Wird der Spannriegel mit dem Balken fest verbunden, so läßt sich in obiger Gleichung $4 \pi^2$ statt π^2 setzen, und man erhält den Zahlen-Coefficienten 0,0000031.

Behalten e und v die frühere Bedeutung, so ergibt sich wieder die Gesamtbelastung des wagrechten Balkens $G = (e + v) l$. Nimmt man $l_1 = \frac{l}{3}$ an, so werden hiervon je $\frac{4}{30} G = \frac{4}{30} (e + v) l$ auf die Mauer Schwellen und je $\frac{11}{30} G = \frac{11}{30} (e + v) l = P$ 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, theils mittels Verfatzung und Schrauben (Fig. 355), theils mittels gusseiserner Schuhe

Fig. 354.

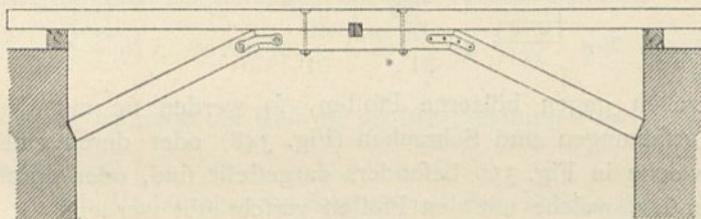


Fig. 355.

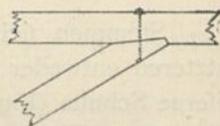


Fig. 356.

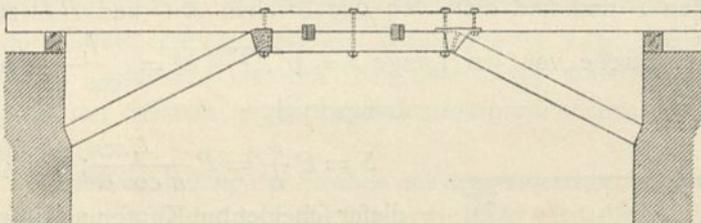
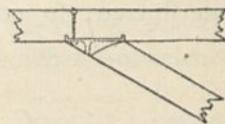


Fig. 357.



(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 geschraubt wird, werden Streben und Spannriegel mittels kurzer Zapfen eingesetzt, während

der gusseiserne Schuh an den Balken und Spannriegel geschraubt wird, im Uebrigen aber ähnlich, wie der beim einfachen Sprengwerk beschriebene angeordnet ist. Damit Balken und Spannriegel möglichst zusammen wirken, werden beide mittels Dübel und Schrauben (Fig. 354 u. 356) verbunden.

Die Verbindung der Streben mit den Widerlagern entspricht derjenigen des einfachen Sprengwerkes.

c) Hängewerke.

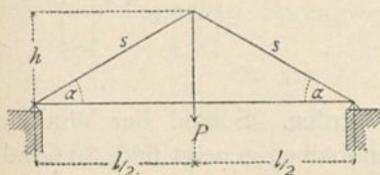
Ist ein an beiden Enden frei aufliegender Balken zu schwach, um die ihm zu fallende Last zu tragen, und wird er deshalb an einer, an zwei oder mehreren Stellen durch Hängefäulen und Streben unterstützt, so entsteht das einfache (Fig. 360 u. 363), das zweifache (Fig. 372) und das mehrfache Hängewerk. Das Hängewerk ist somit als ein Sprengwerk mit einer, zwei oder mehreren Hängefäulen anzusehen.

172.
Einfaches
Hängewerk.

Der Grundgedanke des einfachen Hängewerkes oder des sog. einfachen Hängebockes wird durch Fig. 358 veranschaulicht.

Wirkt in der Mitte des wagrechten Balkens die Last P , so ist dieselbe durch die Hängefäule auf die beiden Streben zu übertragen, mithin deren parallel zur Axe wirkende Zugspannung

Fig. 358.



$$V = P, \dots \dots \dots 85.$$

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

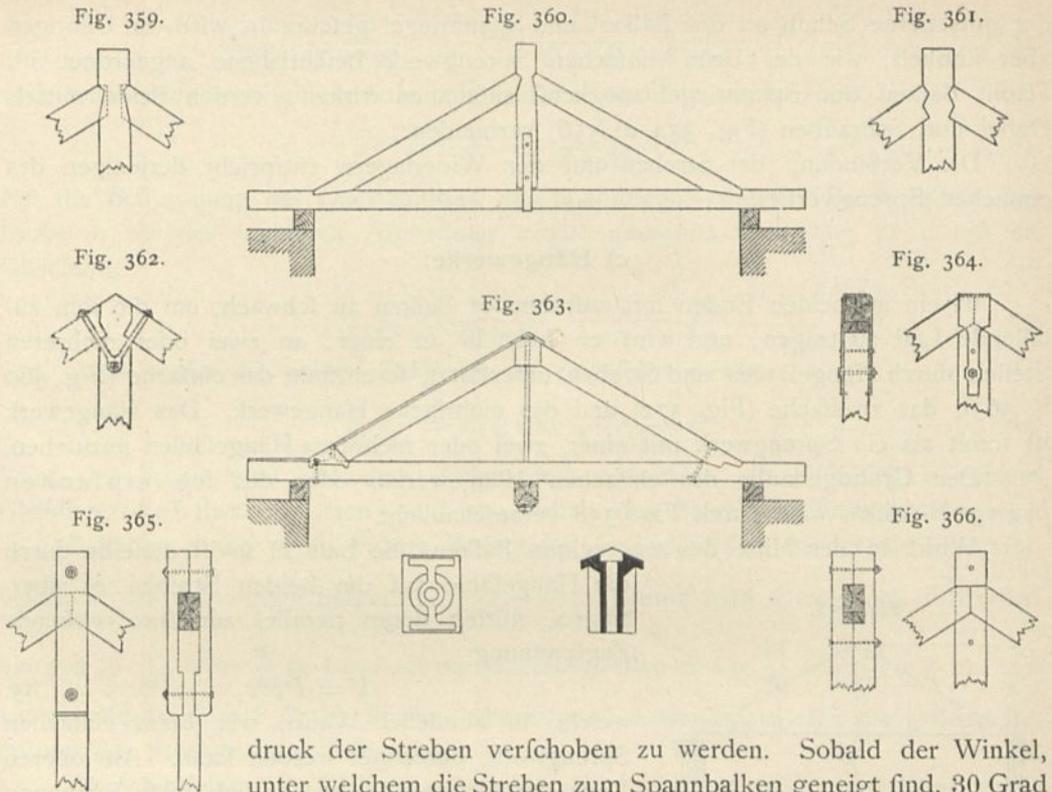
in ihnen denselben, durch Gleichung 75 dargestellten Längsdruck, wie beim einfachen Sprengwerk, während der Balken eine Zugspannung erfährt, welche dem durch Gleichung 76 dargestellten Seitendruck H numerisch gleich ist. Der Balken muß diese Zugspannung aufheben; das Hängewerk erzeugt also einen Seitendruck, wie das Sprengwerk, nicht, sondern übt, wie der Balken, einen nur lothrechten Druck auf seine Unterlagen aus. Dagegen muß der Balken so lang sein, daß ein Abfcheren durch die Streben vermieden wird. Wird die Verlängerung des Spannbalkens außerhalb der Streben mit λ , dessen Breite mit β und dessen Widerstand gegen Abfcheren parallel zur Faserrichtung für die Flächeneinheit mit v bezeichnet, so ergibt sich die erforderliche Verlängerung

$$\lambda = \frac{H}{v\beta}, \dots \dots \dots 86.$$

worin für das Quadr.-Centimeter Nadel- und Eichenholz bzw. $v = 6\text{kg}$ und 8kg gesetzt werden kann.

Das einfache Hängewerk erhält entweder Hängefäulen mit schmiedeeisernen Bändern, welche den Spannbalken tragen (Fig. 360), oder Hängestangen, welche den Spannbalken oder diesen nebst einem Unterzug durchsetzen (Fig. 363), und dann meist gusseiserne Verbindungstheile am Kopf und Fuß der Streben.

Die Verbindung der Streben mit dem Balken wird theils durch einfache (Fig. 360) oder doppelte Verfassung (ohne oder mit Zapfen) und Schrauben (Fig. 363 rechts), theils durch eiserne, mit dem Spannbalken verschraubte Schuhe (Fig. 363 links) bewirkt. Diese Schuhe werden mit zwei oder mehreren, in den Spannbalken eingreifenden Krampen versehen, um auf dem Spannbalken nicht durch den Seiten-



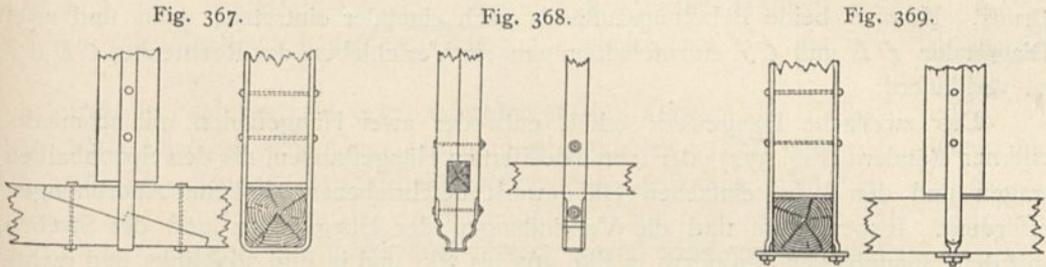
druck der Streben verschoben zu werden. Sobald der Winkel, unter welchem die Streben zum Spannbalken geneigt sind, 30 Grad überschreitet, sind die Schrauben, welche in Verbindung mit der einfachen oder doppelten Verfatzung angewendet werden und ein Auspringen der Streben aus ihren Sitzen verhindern sollen, nicht mehr unbedingt erforderlich.

Die Verbindung der Streben mit der Hängefäule wird theils durch einfache (Fig. 360), theils durch doppelte Verfatzung (Fig. 361) ohne oder mit Zapfen (Fig. 359) bewirkt, in welchen Fällen die Hängefäule oben so weit über die Verbindungsstelle hinaus verlängert werden muß, daß ein Abscheren derselben durch die lothrechte Kraft V vermieden wird. Wo eine solche Verlängerung nicht statthaft ist, werden die Hängefäulen mittels schmiedeeiserner Winkelbänder (Fig. 362) oder mittels schmiedeeiserner Hängebänder (Fig. 364) mit den Streben verbunden. Bei Anwendung doppelter Hängefäulen, welche oben genügend verlängert und zusammen geschraubt sind, lassen sich die Streben stumpf stoßen (Fig. 366). 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. 365).

Die Verbindung der Streben mit der Hängestange erfolgt durch Vermittelung eines gußeisernen Zwischenstückes, welches aus einer lothrechten, in der Mitte verdickten und durchlocherten Platte besteht (Fig. 363), gegen welche sich die Streben stemmen und durch welche die Hängestange gesteckt wird, während oben eine Vertiefung den Schraubenkopf der Hängestange aufnimmt und zwei Backenstücke ein seitliches Ausweichen der Streben verhindern (Fig. 363 unten).

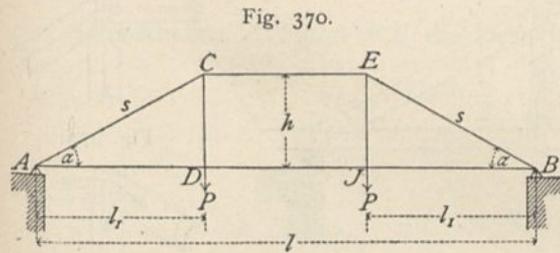
Die Verbindung der Hängefäule mit dem Balken wird meist entweder durch schmiedeeiserne Bänder (Fig. 367), welche den Balken umschließen und an die Hängefäule angebolzt sind, oder durch Hängeeisen (Fig. 369) bewirkt, welche unten

mit Schrauben versehen sind und eine Querplatte aufnehmen, worauf der Spannbalken ruht. Mufs der Spannbalken gestofsen werden, so kann dies durch ein schräges Hakenblatt (Fig. 367) geschehen. Werden doppelte Hängefäulen angewendet, welche durch Schrauben verbunden werden (Fig. 368), so schneidet man erstere aus und läßt sie den Balken umfassen.



Das zweifache Hängewerk oder der fog. doppelte Hängebock ist in Fig. 370 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

173.
Zweifaches
Hängewerk.



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 und 80 gegebene Druckspannung, während gleichzeitig der Balken durch die von den Streben erzeugten wagrechten Kräfte in

Gleichung 80 gezogen wird und dieselben zu vernichten hat. Auch das zweifache Hängewerk übt daher einen nur lothrechten Druck auf seine Auflager aus. Dagegen muß der Spannbalken auch hier auf jeder Seite um die durch Gleichung 86 ge-

gebene Abmessung länger, als die Stützweite *l* sein, damit ein Abscheren desselben nicht stattfindet.

So lange das doppelte Hängewerk in den Punkten *D* und *F* (Fig. 371) gleich belastet wird, ist eine Versteifung des rechteckigen Feldes *CDE F* statisch nicht erforderlich. Haben aber die Punkte

D und *F* bezw. die Last *P* und *Q* zu tragen (Fig. 371), wovon *Q* die gröfsere ist, so bedarf jenes Feld einer Aussteifung durch die Diagonale *DE* mit der Länge *d* und der Druckspannung

$$Y = \frac{d}{h} V = - \frac{dl_1}{hl} (Q - P), \dots \dots \dots 87.$$

welche für $Q = \frac{11}{60} (e + v) l$ und $P = \frac{11}{60} e l$ ihren Höchstwerth erreicht.

Für $l_1 = \frac{l}{3}$ wird

$$Y = -\frac{d}{3h} (Q - P) \dots \dots \dots 88.$$

Wecheln 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 nach einander eintreten, dann sind zwei Diagonalen DE und $C\mathcal{F}$ einzuschalten, um ein Verschieben des Rechteckes $CDE\mathcal{F}$ zu verhindern.

Das zweifache Hängewerk erhält entweder zwei Hängefäulen mit schmiedeeisernen Bändern (Fig. 372) oder schmiedeeisernen 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. 367 bis 369 und in Fig. 363 links und rechts dargestellten entsprechend. Dagegen erfordert die Verbindung der Hängefäule mit den Streben und dem Spannriegel eine etwas abweichende Anordnung. Entweder

Fig. 372.

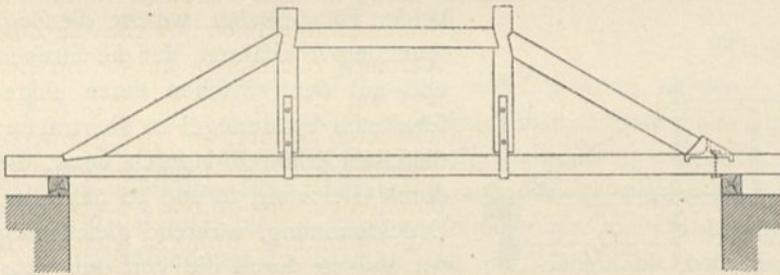


Fig. 373.

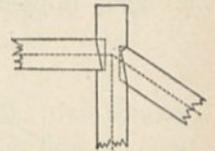
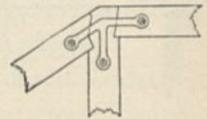


Fig. 374.



läßt man Streben und Spannriegel mittels Zapfen und Verfatzung in die Hängefäule eingreifen, in welchem Falle die Hängefäule nach oben so weit zu verlängern ist, daß ein Abscheren durch die Kraft P nicht erfolgen kann (Fig. 373), oder man setzt, wo eine solche Verlängerung der Hängefäule nicht statthaft ist, Strobe und Spannriegel mit Verfatzung in dieselbe ein und verbindet sie durch je zwei dreiarmsige Bänder, welche man mittels je dreier durchgehender Schrauben befestigt (Fig. 374). Wo gekreuzte Diagonalen erforderlich werden, verzapft man dieselben oben mit den Hängefäulen, unten mit den Hängefäulen oder Hauptbalken und überblattet sie am Kreuzungspunkte, wo man sie noch mit einer Schraube verbindet.

d) Hänge-Sprengwerke.

274.
Grundgedanke
und
Construction.

Erfordert ein Balken Unterstützung in 3 oder 4 Zwischenpunkten, so läßt sich hierzu eine Verbindung von Sprengwerk und Hängewerk, und zwar bezw. das einfache und das doppelte Hänge-Sprengwerk (Fig. 375 u. 376) anwenden.

Wird beim einfachen Hänge-Sprengwerk 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

$$V = Q, \dots \dots \dots 89.$$

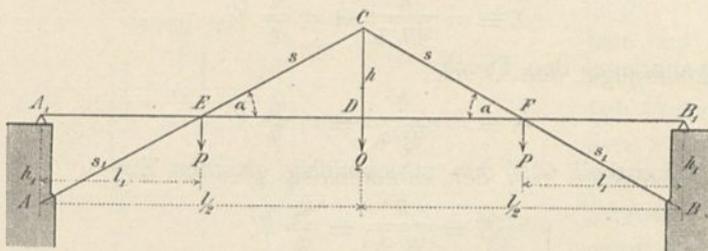
während die Strebentheile CE und CF die Spannungen

$$S = -\frac{V}{2 \sin \alpha} = -\frac{s}{2h} V \dots \dots \dots 90.$$

annehmen. Der Theil EF des Hauptbalkens erleidet den Zug

$$H = \frac{V}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{\frac{l}{2} - l_1}{2h} V \dots \dots \dots 91.$$

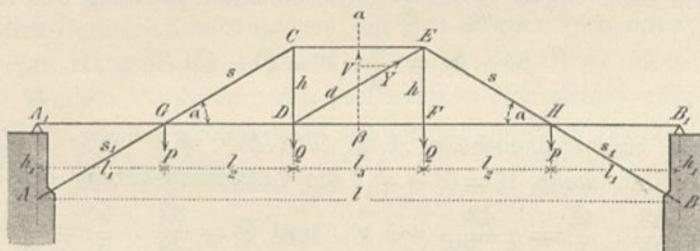
Fig. 375.



In den Punkten E und F wirken die Gefammtgewichte $P + \frac{Q}{2}$, welche in den Strebetheilen EA und FB die Druckspannungen

$$S_1 = -\frac{P + \frac{Q}{2}}{\sin \alpha} = -\frac{s_1}{h_1} \left(P + \frac{Q}{2} \right) \dots \dots \dots 92.$$

Fig. 376.



und im Theile EF des wagrechten Balkens die Druckspannung

$$H_1 = -\frac{P + \frac{Q}{2}}{\operatorname{tg} \alpha} = -\frac{l_1}{h_1} \left(P + \frac{Q}{2} \right) \dots \dots \dots 93.$$

erzeugen, woraus sich, wegen $\frac{l}{2} - l_1 = \frac{l_1}{h_1} h$, dessen Gefammtspannung zu

$$H + H_1 = \frac{l_1}{h_1} \left(\frac{V}{2} - P - \frac{Q}{2} \right) \dots \dots \dots 94.$$

ergiebt.

Werden die Hauptbalkentheile A_1E, ED, DF und FB_1 gleich lang angenommen, so find, wenn $G = (e + v)l$ die Gefammtbelastung des Hauptbalkens bezeichnet,

$P = \frac{32}{28} \cdot \frac{G}{4} = \frac{32}{4 \cdot 28} (e + v) l$ und $Q = \frac{26}{28} \cdot \frac{G}{4} = \frac{26}{4 \cdot 28} (e + v) l$, während die Auflager die Drücke $A_1 = B_1 = \frac{11}{28} \cdot \frac{G}{4} = \frac{11}{4 \cdot 28} (e + v) l$ aufzunehmen haben.

Wird beim doppelten Hänge-Sprengwerk jeder der Punkte G, H und D, F bzw. mit dem Gewichte P und Q belastet (Fig. 376), so erfahren die Hängefäulen die Spannung

$$V = Q, \dots\dots\dots 95.$$

die Strebentheile CG und EH die Druckspannungen

$$S = -\frac{V}{\sin \alpha} = -\frac{s}{h} V, \dots\dots\dots 96.$$

während der Spannriegel den Druck

$$R = -\frac{V}{\text{tg } \alpha} = -\frac{l_2}{h} V \dots\dots\dots 97.$$

und der Hauptbalkentheil GH den zahlenmäsig gleichen Zug

$$H = \frac{V}{\text{tg } \alpha} = \frac{l_2}{h} V \dots\dots\dots 98.$$

erleiden.

In den Punkten G und H wirken die Lasten $P + Q$, welche in den Strebe-
theilen AG und HB die Druckspannungen

$$S_1 = -\frac{P + Q}{\sin \alpha} = -\frac{s_1}{h_1} (P + Q) \dots\dots\dots 99.$$

und im Hauptbalkentheil GH die Druckspannung

$$H_1 = -\frac{P + Q}{\text{tg } \alpha} = -\frac{l_1}{h_1} (P + Q) \dots\dots\dots 100.$$

erzeugen, woraus sich, wegen $\frac{l_2}{h} = \frac{l_1}{h_1}$, die Gesamtspannung des letzteren

$$H + H_1 = \frac{l_1}{h} (V - P - Q) \dots\dots\dots 101.$$

ergibt.

Werden die Hauptbalkentheile A_1G, GD, DF, FH und HB_1 gleich lang angenommen, so find, wenn $G = (e + v) l$ die Gesamtsbelastung des Hauptbalkens bezeichnet, $P = \frac{43}{38} \cdot \frac{G}{5} = \frac{43}{5 \cdot 38} (e + v) l$ und $Q = \frac{37}{38} \cdot \frac{G}{5} = \frac{37}{5 \cdot 38} (e + v) l$,

während die Auflager die Drücke $A_1 = B_1 = \frac{15}{38} \cdot \frac{G}{5} = \frac{15}{5 \cdot 38} (e + v) l$ aufzunehmen haben.

Wenn das doppelte Hänge-Sprengwerk in den Punkten D und F ungleich, und zwar bzw. durch R und S , wovon die letztere die grössere ist, belastet wird, so ist die Diagonale DE erforderlich und erfährt die Druckspannung

$$Y = -\frac{d}{h} V = -\frac{dl_2}{hl} (S - R), \dots\dots\dots 102.$$

welche für $S = \frac{37}{5 \cdot 38} (e + v) l$ und $R = \frac{37}{5 \cdot 38} e l$ ihren Größtwerth erreicht. Für $l_2 = \frac{l}{5}$ wird

$$Y = -\frac{d}{5h} (S - R) \dots\dots\dots 103.$$

Fig. 377.

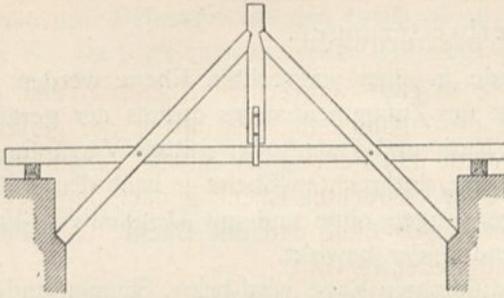
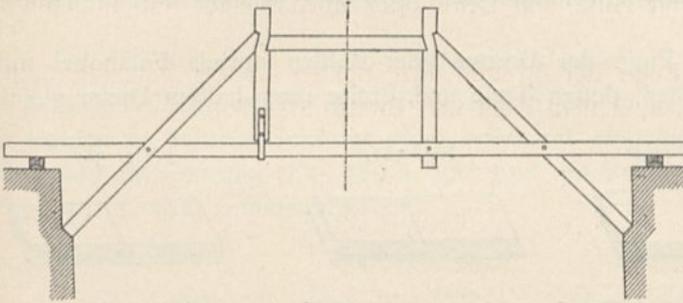


Fig. 378.



Dicke ausgeschnitten wird (Fig. 377 u. 378 links). Sollen die Streben überhaupt nicht verschwächt werden, so wendet man zwei Balken von geringerer Breite an, welche in 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. 378 rechts). Bei Anwendung sowohl einfacher, als auch doppelter Balken werden dieselben an ihren Kreuzungsstellen überdies durch Schraubenbolzen mit den Streben verbunden; eben so 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.

Die Verbindungen der Hängefäulen mit den Balken, der Hängefäulen mit den Streben und Spannriegeln, so wie 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, daß von den Streben als den Hauptträgern höchstens $\frac{1}{3}$ ihrer

5. Kapitel.

Bohlen- und Bretterverbände.

Die Verbände von Bohlen und Brettern bezwecken meist die Herstellung entweder von wagrechten Bautheilen, wie Böden und Decken, oder von lothrechten Bautheilen, wie Wänden und Wandbekleidungen, Thüren und Thoren, oder von Bautheilen, 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 zusammenzusetzen sind.

a) Verbände in einer Ebene.

1) Verbreiterungen.

175.
Verfahren
der
Verbreiterung.

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 Nuth und Feder oder mittels Verzapfung, Nuth und eingelegter Feder, diejenigen in einer lothrechten Ebene je nach dem besonderen Zwecke mittels gerader und schräger Fugen ohne und mit Deckleisten, Falz oder Keil- und Quadratspundung, Nuth und Feder bewirkt.

176.
Säumen
und
Messern.

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 die Befestigung der Bretter mit Hilfe von Leim oder mittels eines gut bindenden Kittes bewirkt.

177.
Falzen.

Beim Falzen wird die Fuge der Bretter oder Bohlen mittels Falzhobel mit einem Falze (Fig. 379) versehen, dessen Tiefe und Breite ihrer halben Dicke gleich

Fig. 379.

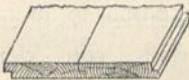


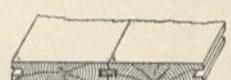
Fig. 380.



Fig. 381.



Fig. 382.



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, schmalere Bohlen anzuwenden.

178.
Spundung.

Bei Brettern oder schwachen Bohlen wird die Keilspundung (Fig. 380), bei stärkeren Bohlen die Quadratspundung (Fig. 381) mit Vortheil angewendet, wobei die Tiefe der Nuth der Breite der Feder entspricht. Nur bei Spundwänden, welche zugleich so zu dichten sind, daß sie kein Wasser durchlassen, macht man die Nuth etwas tiefer und gießt den nach dem Zusammenfügen verbleibenden Zwischenraum mit dünnflüssigem Cement aus.

179.
Nuth und
Feder.

Bei der Verbindung mittels Nuth und Feder sowohl von Brettern mit gleicher Dicke (z. B. von Fußboden und Friesbrettern), als auch mit ungleicher Dicke (z. B. 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 Nuthen eingelegt (Fig. 382). 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 Nuth vollkommen ausfüllen; wo aber ein Quellen des Holzes zu befürchten ist, macht man die Nuth so tief, daß die Feder den nöthigen Spielraum hat. In

Fig. 383.



Fig. 384.

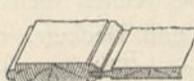


Fig. 385.

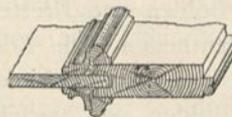
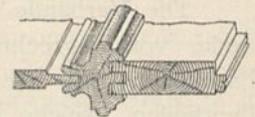
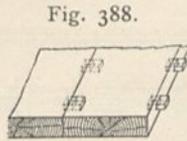
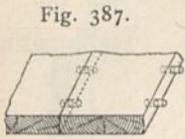


Fig. 386.



demselben Falle macht man auch die Nuth so weit, daß die Feder in derselben nicht fest steckt, 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 theils ohne, theils mit Zwischenstück verbunden (Fig. 383 bis 386), welches entweder aufgelegt oder besser mittels Nuth und Feder



eingeschaltet und mehr oder minder reich profiliert wird. Werden Füllungen mittels Nuth und Feder so in das Rahmstück eingefetzt, dafs sie vorspringen oder nicht, so erhält man bezw. die überschobenen (Fig. 383) und eingeschobenen (Fig. 384) Füllungen.

Die Verzapfung 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 eingefetzt werden (Fig. 387 u. 388).

180.
Verzapfung.

2) Winkelverbände.

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 und mit Gehrung (Fig. 389 u. 390) und mit Verzapfung ohne oder mit Gehrung (Fig. 391 u. 392) zusammengesetzt.

181.
Verfahren
des
Verbandes.

Fig. 389.

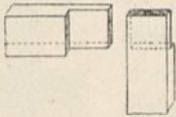


Fig. 390.

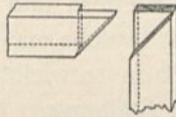


Fig. 391.

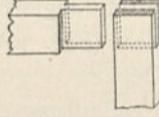
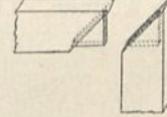


Fig. 392.



Die Gehrungsfuge muß den Winkel, unter welchem die Verbandstücke zusammenstoßen, halbiren 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.

Die Verblattung dient zum Winkelverbande schwächerer Bohlen. Die beiden Blattstücke werden in ihrer halben Stärke so ausgechnitten, dafs 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 stärkerer 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. 393 u. 394). Soll der Eckverband äußerlich Gehrungsfugen zeigen, so ist der Zapfen dreieckig herzustellen (Fig. 392).

Fig. 393.

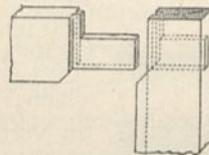
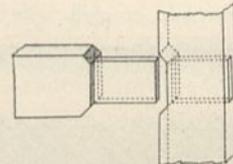


Fig. 394.



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 eine Drehung derselben vermieden werden soll, mit sich kreuzenden Längsfugen entweder unmittelbar auf einander oder, behufs Herstellung eines Hohlraumes, in einem gewissen Abstände mittels einzelner, zwischen sie eingeschalteter Bohlenstücke verbunden werden.

184.
Verzapfung.

185.
Parallele
Längsfugen.

Bei starken Verbänden werden die Balken mit ihren Längsfugen dicht an einander und letztere so gelegt, daß sie in jeder Bohlenlage gegen einander um etwa eine halbe Bohlenbreite, also so versetzt sind, daß immer »voll auf Fuge« kommt.

Hierher gehören auch die beiden Bretterlagen von Parquetböden, wobei die untere Lage, der Blindboden, aus gewöhnlichen, unbehobelten 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 Nuth und eingelegter Feder aus hartem Holze an einander gefügt und auf die untere Bohlenlage mit in die Nuthen 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 schmäler als die Brettbreiten sind, so daß die Bretter sich gegenseitig überdecken und auf einander genagelt werden können. Diese Verbindungsweise von Brettern und Bohlen besitzen die sog. Stülpdecken (Fig. 395 u. 396), welche man in Räumen anwendet, wo geputzte Decken wegen der darin entwickelten Feuchtigkeit und schädlichen Ausdünstung (z. B. in Stallungen) Dauer nicht versprechen, und die sog. Stülpwände (Fig. 397), welche man bei Herstellung von Fangdämmen, der Holzsparnis halber, anstatt dichter, doppelter Bohlenlagen ausführt.

Wo die beiden Lagen von Balken oder Brettern ein möglichst unverschiebliches Ganze bilden sollen, werden dieselben unter verschiedenen Winkeln, welche meist zwischen 45 und 90 Grad sich bewegen, entweder unmittelbar oder mittelbar auf einander genagelt. Die stärksten derartigen Verbindungen erfordern liegende Roste, welche

aus starken Bohlen herzustellen sind und sich weder verschieben, noch durchbiegen dürfen. Um einen Verschnitt an den Enden zu vermeiden, kreuzt man dieselben unter einem Winkel von 90 Grad (Fig. 398) und nagelt sie an mehreren geeigneten Stellen.

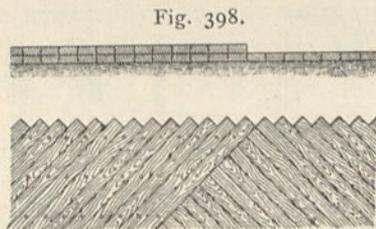


Fig. 398.

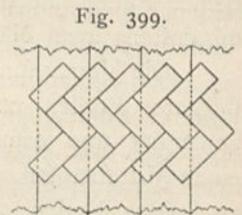


Fig. 399.

Hierher gehören ferner diejenigen Parquetböden, 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. 399).

Zweier Lagen gekreuzter Bohlen bedient man sich ferner zur Herstellung leichter Wände, wobei man die eine Lage aus lothrechten, die andere Lage aus meist unbehobelten, gegen die Mitte der Wand geneigten Brettern herstellt, welche man an die ersteren nagelt (Fig. 400). Die geneigten Bretter bilden mit jenen lothrechten zusammen eine Art Hängewerk, wodurch sich diese sog. gesprengten

186.
Gekreuzte
Längsfugen.

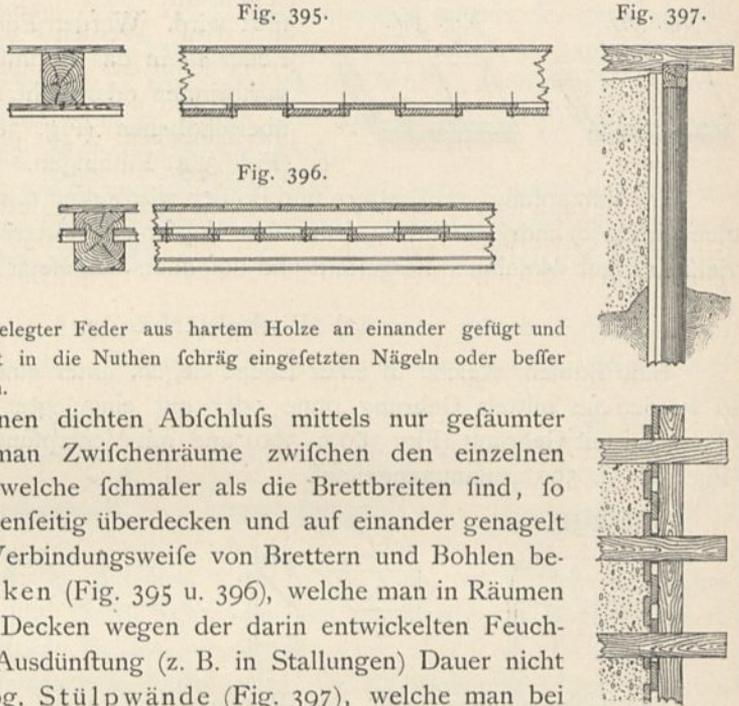


Fig. 400.

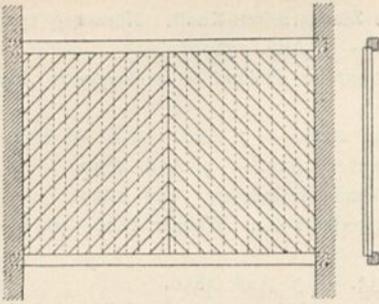
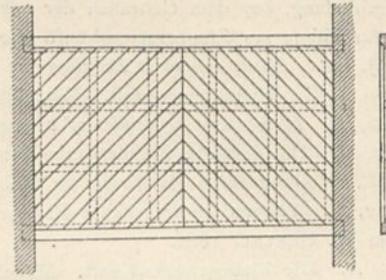


Fig. 401.



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. 401), an welches die gegen die Mitte der Wand geneigten Bretter genagelt werden.

c) Verbände in zwei zu einander geneigten Ebenen.

Der einfachste Verband zweier unter einem Winkel sich treffender Bohlen bildet die gerade oder schräge Fuge, welche beide indess 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. 402) oder, um das Hirnholz der Zinken an einer

187.
Verzinkung.

Seite zu verdecken, eine Länge von nur $\frac{2}{3}$ oder $\frac{3}{4}$ der Brettstärke erhalten (Fig. 403), 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. 402.

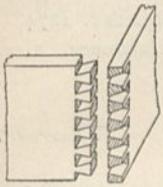


Fig. 403.

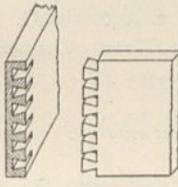
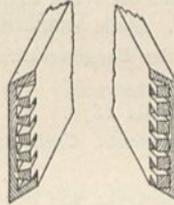


Fig. 404.



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 indess 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 solideste 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
Eisen.

Literatur.

Bücher über »Constructions-Elemente in Holz«, so wie 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. *Sciographica 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. Theoretisch-praktisches 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 Wafferbau. 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 Ausg. 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*. Bruxelles 1852.
- GRELLMANN, C. T. Lehrbuch der praktischen Zimmerkunst. Leipzig 1858.
- MÜLLER, H. Die Hauszimmerkunst. Leipzig 1858.
- FINK, F. Die Schule des Bautifchlers. Leipzig 1858. — 3. Aufl.: Der Bautifchler 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. — 8. Aufl. 1887.
- PROMNITZ, J. Der praktische Zimmermann. Halle 1868—69. — 2. Aufl. von G. WANDERLEY. 1874.
- MÖLLINGER, C. Baukonstruktions-Vorlagen der Baugewerkschule zu Höxter. Zimmerkonstruktionen. 1. u. 2. Heft. Halle 1869.
- FRANKE, G. Der practische Bautifchler. 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 grofsen zusammengesetzten Dächern, Treppen, Brücken, Maschinen etc. Stuttgart 1872.
- BROUSSE, P. *Enseignement sur l'art de la charpenterie*. Bordeaux 1873.
- Deutsche bautechnische Taschenbibliothek.
- Heft 69, 70 u. 73: Der Zimmermeister und Bau-Unternehmer. Von G. ADLER. Leipzig 1881.
- Heft 55 u. 56: Die Bautifchlerei. Von C. A. ROMSTORFER. 1880—81.
- PROMNITZ, J. Der Holzbau. Leipzig 1881.
- SCHRÖDER, CH. Die Schule des Tifchlers etc. Weimar 1885.
- KRETSCHMER, K. Die Holzverbindungen. Wien 1885.
- PRIES, H. Die einfachen Zimmerkonstruktionen. Kiel 1888.
- Das Schreinerbuch. Bd. 1: Die gefammte Baufchreinererei etc. Von TH. KRAUTH. Leipzig 1890.
- Ferner:
- Journal de menuiserie*. Erfcheint seit 1863.
- Deutsche Tifchler-Zeitung. Herausg. v. F. A. GÜNTHER. Berlin. Erfcheint seit 1874.
- Neue Tifchler-Zeitung. Herausg. v. W. GRAMM. Red. v. L. JACOBS. Hamburg. Erfcheint seit 1879.
- Zeitschrift der Zimmerkunst. Red. v. W. SCHÖNSTEIN. Leipzig. Erfcheint seit 1883.
- Illuftrirte Schreiner-Zeitung. Herausg. von F. LUTHMER. Stuttgart. Erfcheint seit 1883.

3. Abschnitt.

Constructions-Elemente in Eifen.

Von GEORG BARKHAUSEN.

1. Kapitel.

Verbindung von Eifentheilen.

Eiserne Constructionstheile werden in sehr verschiedener Weise mit einander 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 Splinte sein, deren Betrachtung die Hauptaufgabe des vorliegenden Kapitels ist.

a) Niete und Nietverbindungen.

1) Niete und Nietlöcher.

Niete dienen zur mechanischen Verbindung von Eifentheilen, wie auch einiger anderer Metalle; doch kommt die Vernietung nirgends in so ausgedehntem Maße in Anwendung, wie beim Eifen. Die Grundätze der Vernietung sind hier verschieden, je nachdem diese in erster Linie bestimmt ist, Kräfte zu übertragen oder die Fuge der vernieteten Theile 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 Theile ein den Lochdurchmesser an Stärke nicht ganz erreichender, hellroth- 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 auf einander zu nietender Theile und auf die richtige Ausbildung des Schließkopfes bemessen sein.

Zu kurze Niete geben unvollkommene Köpfe; bei zu langen vermag der Gefenkhämmer das überschüssige Material nicht zu fassen; dasselbe quillt feitlich hervor, und die so 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 Gefenkhämmer vor den Flächen der vernieteten Theile 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 Theile, 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 ein 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 Theile an, dass man selbst mit scharfen Instrumenten nicht in die Fuge unter dem Kopfe eindringen kann. Da dieser Zustand hergestellt wird, während der Niet noch heiss ist, zieht dieser sich aber bei weiterer Abkühlung noch zusammenzieht, d. h. verkürzt, so werden die zu vernietenden Theile beim Erkalten immer fester auf einander gepresst, und es entsteht eine Reibung zwischen ihnen, welche in vielen Fällen allein genügt, um ein Auseinanderziehen der vernieteten Theile durch die wirkenden Kräfte zu verhindern.

Da zum Ausbilden des Schliesskopfes schwere Hammerschläge erforderlich sind, so ist Vernietung bei solchen Materialien ausgeschlossen, welche Hammerschläge nicht ertragen; dahin gehört z. B. Gussseisen. Es beschränkt sich also die Möglichkeit der Nietung von Eisentheilen auf Schmiedeeisen und Flussseisen (Stahl). Eben so ist selbstverständlich warme Nietung bei allen Materialien ausgeschlossen, welche bei Berührung mit weisglühendem Eisen verbrennen, schmelzen oder sonst zerstört werden.

190.
Kalte
Nietung.

Nicht alle Eisennietungen werden mit glühenden Nieten ausgeführt. Sinkt der Nietdurchmesser unter 10 mm , so werden die dünnen Schäfte durch Weisglühhitze 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.

191.
Nietloch.

Die Nietlöcher sollen der Regel nach genau kreisrund und völlig cylindrisch fein; auch sollen die zusammengehörenden Löcher in den zu verbindenden Theilen ohne Abweichung über einander liegen. Geringe Ungenauigkeiten in letzterer Beziehung sollen durch Ausreiben mit der Reibahle, nicht durch das so beliebte Auftreiben mittels conischen Stahldornes beseitigt werden. Das Herstellen der Nietlöcher oder das sog. Lochen erfolgt mittels Durchstossmaschinen oder durch Bohren.

Das Ausstossen oder Punzen der Nietlöcher ist zwar sehr bequem und an Zeit- und Geldverbrauch sparfam, ruft aber anderweitige Missstände hervor, welche eine wirklich gute Vernietung sehr erschweren.

Zunächst wird das Material 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 Eisentheile werden beim Lochen nach Länge und Breite aus einander gedrückt, so dass der Rand wellenförmig und die richtig hergestellte Niettheilung zu weit wird. Es ist daher ganz unzulässig, schmale schwache Eisen (Bandeisen, Winkeleisen, schwache E-Eisen etc.) zu lochen; sie müssen die Löcher auf andere Weise erhalten. Das Lochen ist auf starke Eisenforten (grosse Bleche, Stege starker I-Träger etc.) zu beschränken.

Insbesondere entstehen beim Lochen des Stahles am Rande des Loches Haarrisse, welche das fertige Stück durchaus unzuverlässig machen.

Sodann muß, damit der Dorn sich nicht in die Matrize klemmt, letztere etwas zu weit fein; dadurch bekommen die Löcher eine merklich conische Form (Anzug 1 : 8), welche nach Zusammenlegen der Theile beim Ausbilden der Niete plötzliche und daher schädliche Aenderungen des Schaftdurchmessers ergibt.

Jedenfalls soll die Lochung so erfolgen, daß beim Zusammenlegen der Theile die engen Lochenden zusammentreffen, damit der fertige Schaft eine doppelt kegelförmige Gestalt mit dem kleinsten Durchmesser in der Mitte erhält und so die Köpfe im Zusammenhalten der Theile 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 Theile stets in die genau richtige Lage zu bringen; es kommen daher häufig kleine Fehler in der Lochstellung vor, welche gutes Passen der Löcher und dichten Schluß der Fuge zwischen den zu verbindenden Theilen ausschließen.

Diese Mifsstände, welche theils schwer, theils gar nicht zu beseitigen sind, lassen es angezeigt erscheinen, wenigstens bei hohen Ansprüchen an die Güte der Arbeit die zeitraubendere und theurere Art der Herstellung der Löcher durch Bohren vorzuziehen.

Die Löcher werden mit lothrechten Bohrmaschinen erzielt, deren Bohrer gebrochene Schneiden mit dem tiefsten Punkte in der Mitte und einer Gesamtbreite gleich dem Lochdurchmesser haben. Es ist leicht, diesen Bohrer mit der Spitze genau in die vorgezeichnete Lochtheilung zu setzen; er schneidet dann eine kegelförmige Vertiefung, welche so lange erweitert wird, bis der volle Lochdurchmesser hergestellt ist, ohne daß dabei das umgebende Material 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.

Ein Mittelweg zwischen Stofsen 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 Setzkopf versehene Schaft oder Bolzen des Nietes zeigt nur dicht an diesem Kopfe den vorgeschriebenen Durchmesser; im Mittel ist er etwa 3 Procent schwächer, als das auszufüllende Loch; im Uebrigen ist er etwas conisch gestaltet, damit er ohne Widerstand in das Nietloch getrieben werden kann.

192.
Niettschaft.

Schaftlängen, welche das 4-fache des Durchmessers übersteigen, stellen eine vollkommene Ausfüllung des Loches durch das Stauchen in Frage und sind daher zu vermeiden.

Die Nietköpfe haben verschiedene Form erhalten; gebräuchliche Formen derselben zeigen Fig. 405 bis 412. Die ursprünglich vorhandenen Setzköpfe haben sehr häufig eine andere Form, als die mit dem Schellhammer herzustellenden Schließköpfe.

193.
Nietkopf.

Der unvermittelte Uebergang des breiten Kopfes in den schmalen Schaft beeinträchtigt die Tragfähigkeit des Nietes; es ist daher zweckmäßig, die Kante des Loches 1 bis 2 mm tief und breit mit einem zu weiten Bohrer zu brechen und dem Setzkopfe von vornherein den entsprechenden 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. 408 u. 409; Fig. 410 ist ein halb verfenkter Niet; Fig. 412 zeigt zwei Formen verfenkter Niete, die jedoch an beiden Enden desselben Nietes gleichzeitig selten ausgeführt werden. Besonders gebräuchlich für starke Nietungen ist die Form in Fig. 409, da sie bei schmalem Niet-

kopfe doch eine große Cylinderfläche in der Verlängerung des Schaftumfanges giebt, deren Ab-
 scherungsfestigkeit dem Bestreben des Nietes beim Erkalten, sich zusammenzuziehen, wider-
 stehen muß. Da das Zusammenziehen aber zugleich den Schaft abzureißen strebt, so wird ein gut
 geformter Niet in der cylindrischen

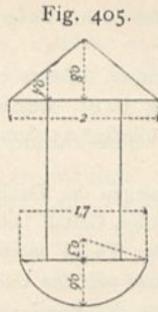


Fig. 405.

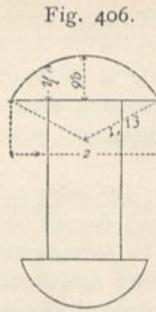


Fig. 406.

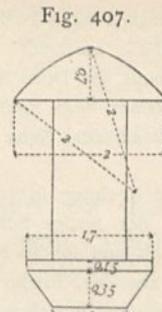


Fig. 407.

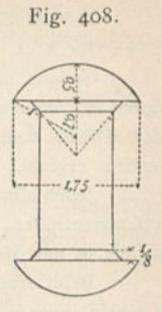


Fig. 408.

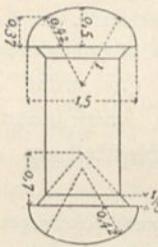


Fig. 409.

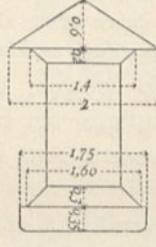


Fig. 410.

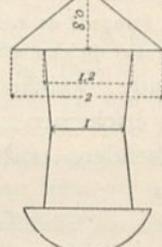


Fig. 411.

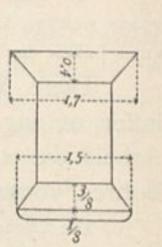


Fig. 412.

Abscherungsfläche eine solche Sicherheit haben müssen, wie im Schaftquerschnitt.

Wird die zulässige Scherspannung in dem vielfach umgearbeiteten Kopfe gleich $\frac{2}{3}$ der Zugspannung im Schaft gesetzt und ist h (Fig. 406) die Höhe des abzuficherenden Cylinders, so muß stattfinden

$$h d \pi \frac{2}{3} s' = \frac{d^2 \pi}{4} s',$$

woraus als kleinster Werth

$$h = 0,375 d$$

folgt. Im festeren Setzkopfe kann die Höhe etwas geringer sein. Die Abbildungen zeigen, wenn man die Verenkungen mit berücksichtigt, sämtlich größere Kopfhöhen; offenbar sind aber dreieckige Köpfe ungünstiger, als runde.

Die Beanspruchung des Schaftes in Folge 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 Theile unter dem Drucke des Kopfes in sich zusammen; namentlich werden auch die Fugen zwischen den Blechen geschlossen. Der Niet wird sich also bei der Abkühlung um so mehr wirklich verkürzen, je mehr schwache Bleche er faßt; feine 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 Einbringens in das Loch auf etwa 900 Grad C. abgekühlt ist.

Bezeichnen α die Längenausdehnung der Längeneinheit durch 1 Grad C. Wärmezunahme und l die Länge des Schaftes, E den Elasticitäts-Coefficienten des Nietstoffes und σ die Längsspannung im Niete, so würde σ für einen in völlig starre, kalte Masse gezogenen Niet folgen aus $\sigma : E = \alpha l : 900 : l$,

$$\sigma = \frac{900 \alpha l E}{l}, \text{ und da für Stahl und Eifen } \alpha = 0,000123, E = 2000000 \text{ kg für } 1 \text{ qcm zu setzen find,}$$

$\sigma = 900 \cdot 0,000123 \cdot 2000000 = 22140 \text{ kg für } 1 \text{ qcm}$, so daß ein solcher Niet beim Abkühlen nothwendig durchreißen müßte.

194.
 Beanspruchung
 des
 Nieteschaftes.

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 σ im Bolzen, welche eine Spannkraft von $\sigma \frac{d^2 \pi}{4}$ liefert, wird ein ringförmiger Körper unter den Kopfrändern vom Querschnitte $\frac{1,25 d^2 \pi}{4} - \frac{d^2 \pi}{4} = 1,25 \frac{d^2 \pi}{4}$ zusammengedrückt; die Spannung in ihm ist also $\sigma \frac{d^2 \pi}{4} : 1,25 \frac{d^2 \pi}{4} = \frac{\sigma}{1,25}$, und für die Zufamendrückung Δ auf die Länge l gilt in Folge dessen die Beziehung $\Delta : l = \frac{4/5 \sigma}{E}$, woraus $\Delta = 4/5 \sigma l \frac{1}{E}$.

Jede der n Fugen zwischen den auf einander zu nietenden Theilen drückt sich schätzungsweise um 0,03 cm zusammen; von der ganzen Längung des Schaftes von $500 \cdot 0,0000123 l$ gehen also die Strecken $4/5 \sigma l \frac{1}{E}$ und $n \cdot 0,03$ ab, und die die Spannung erzeugende Reckung ist demnach

$$500 \cdot 0,0000123 l - \frac{4}{5} \sigma l \frac{1}{E} - 0,03 n.$$

Die Spannung im Bolzen folgt daher aus

$$\sigma : E = \left[500 \cdot 0,0000123 l - \frac{4}{5} \sigma l \frac{1}{E} - 0,03 n \right] : l,$$

und aus dieser Gleichung ergibt sich, wenn für E der Werth eingesetzt wird,

$$l = \frac{0,03 \cdot n}{0,00615 - 0,0000009 \sigma},$$

wonach man bestimmen kann, wie lang ein Niet werden darf, wenn eine bestimmte Längsspannung nicht überschritten werden soll. Geht man mit der Spannung σ für weichen Stahl bis an die Elasticitätsgrenze von $\sigma = 1800$ kg für 1 qcm, 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 für Handnietung die Grenze $l = 4 d$ eingehalten; bei Maschinennietung sind auch längere Niete zulässig.

Lange Niete werden weniger gespannt, wenn man sie nur auf jenem Theile der Schaftlänge glühend macht, der zur Bildung des Schließkopfes genügt. Dieses Verfahren ist aber zu verwerfen, weil das Nietloch ohnedies 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 Theile gegen einander 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 Procent ⁸²⁾, bei mangelhafter Ausführung bis zu 5 Procent ⁸³⁾ steigt.

In Fällen, wo man der Ausfüllung unbedingt sicher sein muß, hat man daher die Löcher leicht conisch ausgerieben, die Niefschäfte nach demselben Conus abgedreht und dann den Niet kalt eingezogen. Daß dabei der Schließkopf schlechter ausfällt, ist wegen der fehlenden Längsspannung im Schaft ungefährlich.

Handnietung und Maschinennietung vertheilen sich heute so, daß erstere für kleinere Arbeiten und in kleineren Werkstätten die Regel bildet, wo die theuere Anlage der Nietpressen nicht beschafft werden kann.

Eine Nietrotte für Handnietung besteht außer dem Schmiedejungen, der die Niete heiß macht und herwirft, mindestens aus drei Mann, dem Vorarbeiter 1, dem Zufchläger 2 und dem Gegenhalter 3.

⁸²⁾ Siehe: *Railroad gaz.* 1884, S. 662.

⁸³⁾ Siehe: *Zeitfchr. d. Ver. deutsch. Ing.* 1862, S. 308.

3 setzt zuerst den kalten Stahldorn in das gut passend gearbeitete Loch und 1 und 2 treiben ihn mit leichten Hämmern (3 kg) durch. 3 steckt nun den heißen Niet ein und setzt den Gegenhalter — Brechflange mit Höhlung für den Setzkopf, Fußschraube oder Hebel — auf, und 1 und 2 stauchen hierauf mit leichten Hämmern den Kopf so weit an, bis er zu fassen anfängt. Nun setzt 1 den Schellhammer mit der Höhlung für den Schließkopf 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 daß die Kanten des Schellhammers noch leicht in das zu nietende Blech einschneiden. Die Bildung des Schließkopfes soll erfolgen fein, so lange noch dunkle Rothgluth erkennbar ist, da sonst der gute Schluß in Frage gestellt wird. Bei größeren Nietungen besteht die Rotte neben dem Nietjungen gewöhnlich aus 4 Mann, indem für die dauernde Arbeit dem Vorarbeiter 2 Zuschläger zugewiesen werden.

Auf die Maschinennietung hier näher einzugehen, würde 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 gute 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^{cm} Nietquerschnitt.

Die Möglichkeit der Handnietung hört mit mäsig 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 »

Ein gut ausgeführter Niet, bei welchem der Schaft das Loch voll ausfüllt und die Köpfe fest aufsitzen, ist daran zu erkennen, daß 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 Absprengen eines Kopfes mittels Hammer und Stahlmeißel befreit und durch neue ersetzt werden.

Materialverbrauch und Gewicht der Niete werden nach den Tabellen für Rund-eisen 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:

- a) die Stärke und Länge der Nietbolzen;
- β) die Festigkeit der vernieteten Theile an der durch die Nietlöcher geschwächten Stelle;
- γ) die Festigkeit derselben zwischen den letzten Nieten und dem Blechrande;
- δ) die Reibung zwischen den verbundenen Theilen;
- ε) die Festigkeit des Nietbolzens;
- ζ) der Druck zwischen dem Umfange des Nietbolzens und der Wandung des Nietloches: der fog. Lochlaibungsdruck, und
- η) die verbiegende Wirkung auf den Bolzen.

α) Die Stärke des Bolzens 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 auf einander pressen; sind sie zu stark, so üben sie in Folge ihrer Längsspannung zerstörende Drücke auf die Bleche aus. Ist d der Nietdurchmesser, δ die Stärke eines Bleches, so soll $\frac{d}{\delta}$ zwischen 1,75 und 2,50 liegen, gewöhnlich 2 betragen⁸⁴). Nach *Winkler* soll der Durchmesser für Träger von l (Met.) Länge

$$d = (2 + 0,005 l) \text{ Centim.}$$

betragen.

Die für Bau-Constructions verwendeten Nietforten beschränken sich gegenwärtig auf Durchmesser von 0,7, 1,2, 1,5, 1,6, 2,0, 2,3 und 2,5 cm.

Die Länge der Bolzen bestimmt sich aus der Dicke und Zahl der zu verbindenden Theile; jedoch sind die Vernietungen nach dem früher Gefagten 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. 141 u. 142) erwähnten Vorichtsmafsregeln getroffen werden.

β) Die Festigkeit des durch die Nietlöcher geschwächten Querschnittes der verbundenen Theile muß schon bei der Festsetzung der Abmessungen der letzteren im Auge behalten werden; denn würden sie genau den wirkamen Kräften entsprechend bemessen, so würde die Schwächung durch Nietlöcher Ueberanstrengungen hervorrufen. Streng genommen muß der Querschnitt eines Constructionstheiles um so viele Nietloch-Querschnitte zu groß gemacht werden, wie in den Verbindungs- oder Anschlußstellen Niete in einen Querschnitt neben einander zu stehen kommen.

Bei große Kräfte übertragenden, dicken Gliedern wird sich der Regel nach aus diesem Gesetze eine ganz unverhältnißmäßige Verstärkung ergeben, wenn man versucht, die erforderlichen Niete sämtlich neben einander zu setzen, eine Anordnung, welche die gleichmäßige Beanspruchung aller Niete zunächst zweckmäßig erscheinen läßt. Man giebt daher letzteren Vorthail meistens auf — in vielen Fällen (in schmalen Bandeisen-, Winkeleisenschenkeln etc.) ist diese Stellung auch unmöglich — und stellt die Niete in n_1 Reihen hinter einander, so daß für eine Reihe bei n Nieten überhaupt nur $\frac{n}{n_1}$ Nietlöcher für einen Querschnitt in Abzug kommen.

Thatächlich geht man in der Verstärkung noch weiter herunter. Bei gedrückten Theilen nimmt man gewöhnlich an, daß die Schäfte die Löcher vollkommen ausfüllen, somit durch die Niete eben so gut Druck übertragen wird, wie durch das Material selbst, und giebt daher gedrückten Theilen meist gar keine Verstärkung. Dies ist um so mehr zulässig, weil gedrückte Theile gewöhnlich erhebliche Querschnittsvergrößerungen zur Versteifung gegen Zerknicken erhalten, welche in den Anschlüssen oder in Stößen in der Nähe derselben, wo diese Gefahr beseitigt oder vermindert ist, die Schwächung durch Nietlöcher ausgleichen.

In gezogenen Constructionstheilen von Bandform giebt man der theoretischen Breite auf Grund der nachfolgend nachgewiesenen Nietstellung nur einen Zuschlag von einem Durchmesser. Man setzt zuerst einen Niet, der eine Nietkraft überträgt, so daß hinter dem Niete noch $n - 1$ Nietkräfte wirken; diesen steht aber eine $n + 1$ Nietkräften entsprechende thatächliche Bandbreite gegenüber, so daß nun 2 Niete in eine Reihe gesetzt werden können. Es verbleiben nun noch $n - 3$ Niet-

199.
Stärke
des
Nietbolzens.

200.
Länge
des
Nietbolzens.

201.
Festigkeit
der
vernieteten
Theile.

⁸⁴) Vergl. auch die nähere Besprechung unter η (Art. 206 u. 232).

leistungen zu übertragen; es können demnach in das $n + 1$ Nietleistungen entsprechende Band nun in der dritten Reihe 4 Niete gesetzt werden u. f. w.

Diese Stellung 1, 2, 4, 8 u. f. w. muß nach beiden Seiten symmetrisch ausgebildet werden, wenn Band an Band geschlossen werden soll; wird aber ein Band an einem viel stärkeren Constructionstheile, z. B. einem 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 Bandeisen-Vernietung aufzustellenden Regeln lauten: die Niete sollen gleichmäßig zu beiden Seiten der Bandaxe gruppiert 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 hinter einander an, daß das Material zwischen den Nietlöchern nicht über bestimmte Grenzen hinaus in Anspruch genommen wird. Es soll in jeder Reihe das Material zwischen den Nietlöchern denselben Sicherheitsgrad besitzen, wie die Niete derselben Reihe.

In allen diesen Fällen setzt man die Niete der einen Reihe hinter die Mitten der Nietabstände (Theilungen) der anderen.

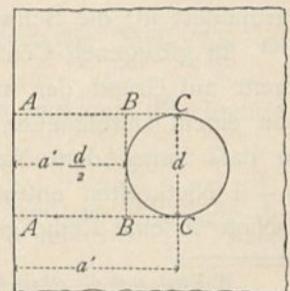
Beim Anschlusse oder beim Stosse zusammengesetzter Querschnitte haben die einzelnen Theile (z. B. Winkeleisen, kleine **C**-Eisen, **T**-Eisen etc.) in der Regel zu geringe Breite, um mehrere Niete neben einander aufnehmen zu können; die jedem Theile zukommenden Niete müssen daher alle hinter einander gesetzt werden, und man hat jeden solchen Querschnittstheil 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 Materialstreifen beim Herstellen des Loches zu leicht zertrört wird.

Es mag hier darauf hingewiesen werden, daß die vielfachen angedeuteten Unklarheiten über Vertheilung der Spannkkräfte auf größere Nietzahlen und die nothwendige Verstärkung genietet Glieder ihren zu erwartenden übeln Einfluß auf die Güte der Verbindung durch den Umstand zum Theile verlieren, daß bei den Berechnungen von Nietungen die später zu erörternde Reibung der verbundenen Theile auf einander und an den Ringflächen der Nietköpfe fast stets vernachlässigt wird, daher eine Sicherung der Verbindungen abgiebt.

γ) Die Festigkeit des Materials zwischen der letzten Nietreihe und dem hinteren (belasteten) Rande der Bleche ist thatfächlich von einer Beanspruchung abhängig, ähnlich der im hinteren Schluffe eines Bolzenauges. Eine rechnerische Stärkenbestimmung auf dieser Grundlage führt aber zu sehr unsicheren Ergebnissen; man bemißt die Randbreite gewöhnlich so, daß das Abscheren in den in Fig. 413 punktirten Ebenen mit eben so großer Sicherheit vermieden wird, wie das Zertrören eines anderen Theiles 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

Fig. 413.



202.
Festigkeit
am
hinteren Rande
der Bleche.

ihnen und dem Loche befindliche Material in Folge des Druckes zwischen Lochwand und Nietschaft schon besonders stark in Anspruch genommen ist.

δ) Die Reibung zwischen den Blechen unter einander und an den Kopfflächen entsteht nach der Herstellungsweise des Nietes aus dem Drucke, welchen die Köpfe in Folge der Verkürzung des Nietschaftes beim Erkalten auf die Bleche ausüben. Sie beträgt $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ ⁸⁵⁾ dieses Druckes, entsprechend dem Reibungs-Coefficienten für nicht geglättete Eisenflächen. Sie ist um so größer, je mehr Reibungsflächen vorhanden sind, deren jedoch für einen geschlossenen Theil eines Gliedes immer nur zwei in Frage kommen können.

203.
Reibung
zwischen den
Blechen.

Fig. 414.

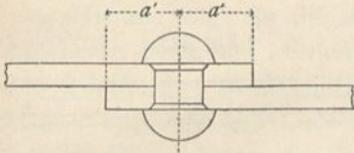


Fig. 415.

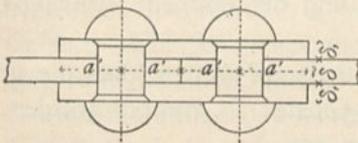
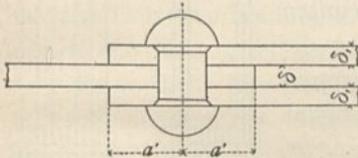


Fig. 416.



Nach den Ergebnissen angestellter Veruche sind dabei die Platten in Fig. 414 (einschnittige Nietung) und die äußeren in Fig. 415 u. 416 (zweischnittige Nietung) in derselben Lage, wie die inneren in Fig. 415 u. 416, da die Reibung zwischen Blech und Nietkopf eben so groß ist, wie zwischen zwei Blechen. Nur bei sehr langen Nieten 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 Veruche von Clark, Harcourt, Lavalley und Schichau ⁸⁶⁾ eine Reibung von 700 bis 1400 kg, im Mittel etwa 1200 kg für 1 qcm des Schaftquerschnittes, und man kann daraus bei einem Reibungs-Coefficienten 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 Elasticitäts-Grenze gereckt wird, wurde bereits in Art. 194 (S. 142) angenommen. Da diese Reibung sich jedoch bei gleich sorgfältiger Herstellung aller Probeniete außerordentlich (bis zu 100 Procent) schwankend zeigte, so pflegt man bei Bau-Constructionen auf dieselbe nicht zu rechnen (wohl aber bei gewissen Constructionstheilen von Maschinen), sie vielmehr nur als eine Erhöhung der Sicherheit anzusehen.

ε) Die Festigkeit des Nietbolzens ist in so fern von unmittelbarem Einflusse auf die der Verbindung, als nach Ueberwindung, bezw. Vernachlässigung der Reibung der Schaft in allen Berührungsebenen der Bleche abgeichert sein muß, bevor die Trennung der Verbindung erfolgt. Je nachdem das Abscheren eines (Fig. 414), zweier (Fig. 415 u. 416) oder mehrerer Nietquerchnitte Vorbedingung der Zerstörung ist, nennt man die Nietung ein-, zwei oder mehrschnittig. Mehr als zweischnittige Niete kommen nur da vor, wo jedes der zu verbindenden Glieder aus mehreren einzelnen Theilen besteht, welche sich alle auf denselben Bolzen hängen. Nach angestellten Veruchen ⁸⁷⁾ ist der Widerstand der Niete gegen dieses Abscheren um so geringer, je größer die Anzahl der Niete und die Anzahl der abzuscherenen Querchnitte jedes Nietes ist, was sich aus der Unmöglichkeit gleichförmiger Kraftvertheilung auf alle Niete und Nietquerchnitte natürlich erklärt. Nimmt man zur Vereinfachung der Berechnungen an, dafs die Scherspannung sich gleichförmig über den Nietquerchnitt vertheilt, was nach Grashof ⁸⁸⁾ thatsächlich undenkbar ist, so

204.
Festigkeit
des
Nietbolzens.

⁸⁵⁾ In: GRASHOF, F. Theorie der Elasticität und Festigkeit. 2. Aufl. (Berlin 1878), S. 201 wird dieser Coefficient zu 0,4 angegeben.

⁸⁶⁾ Siehe ebendaf., S. 201 — ferner: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 450 — endlich: GLASER'S Annalen für Gwbe. u. Bauw., Bd. 14, S. 218.

⁸⁷⁾ Siehe: Mittheilungen aus den königlichen technischen Versuchsanstalten zu Berlin 1883, Heft 3 — ferner: Centrall. der Bauverw. 1884, S. 201 — endlich: GLASER'S Annalen f. Gwbe. u. Bauw., Bd. 14, S. 218.

⁸⁸⁾ Theorie der Elasticität und Festigkeit. 2. Aufl. Berlin 1878. S. 128.

ergeben die verschiedenen Versuche, daß die Scherfestigkeit für einschneittige Niete zwischen 60 und 70 Procent, für zweischnittige zwischen 55 und 65 Procent der Zugfestigkeit des Nietmaterials liegt, nach Anderen bis zu 80 Procent derselben steigt. Keinesfalls soll man daher die Niete mit mehr gleichförmig vertheilt gedachter Scherspannung belasten, als mit $\frac{4}{5}$ der zulässigen Zugbeanspruchung des Nietmaterials; da die Niete aus besonders gutem Material bestehen, der Regel nach also nicht höher, als mit höchstens 800 kg für 1 qcm.

Die Vernietungen sollen thunlichst so angeordnet sein, daß die Mittelkräfte aus den Spannungen der beiden verbundenen Theile in die Mitte der Schaftlänge fallen, damit die Verbindung keine Verbiegung erleidet.

Der einseitige Anschluß, die sog. Ueberlappung (Fig. 414) und die einseitige Laschung (Fig. 417) 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. Gute Anordnungen sind die doppelte Verlaschung (Fig. 415) und der doppelte Anschluß (Fig. 416).

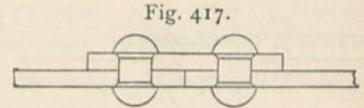
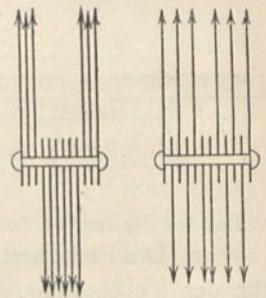


Fig. 417.

Sehr lange Niete erleiden starke Biegung; man soll darauf achten, daß die in größerer Zahl anschließenden Theile der verbundenen Glieder so gruppiert werden, daß thunlichst je zwei auf einander liegende Theile von entgegengesetzt gerichteten Kräften beansprucht sind, da das ungünstigste Biegemoment für den Bolzen so feinen kleinsten Werth erreicht. Fig. 418 zeigt die verkehrte, Fig. 419 die richtige Anordnung, auf welche wir unten bei den Bolzenverbindungen (Art. 232) ausführlich zurückkommen. Uebrigens ist es nothwendig, bei langen Bolzen die Biegungsspannungen, welche die schon vorhandenen erheblichen Normalspannungen des Schaftes vergrößern, in Betracht zu ziehen, da sie unter Umständen die größte Gefahr darstellen. Bei kurzen Nieten haben sie wenig Einfluß.

Fig. 418.

Fig. 419.



205.
Druck
am Umfange
des
Nietbolzens.

§) Der Druck zwischen dem Umfange des Nietbolzens und der Laibung des Loches, der Lochlaibungsdruck, eine häufig übersehene Gefahr, kann eine Verbindung lockern oder zerstören, welche in allen früher erwähnten Beziehungen richtig angeordnet wurde, und zwar dadurch, daß das Material hinter dem Nietbolzen zerdrückt wird und feitlich ausquillt. Die Druckvertheilung zwischen Bolzen und Lochwandung ist eine solche, daß sie von ihrem größten Werthe im Scheitel des Bolzenquerschnittes im Sinne der Krafrichtung bis zu Null an den Enden des zu letzterer winkelrechten Durchmessers abnimmt. Auch statt dieser ungleichförmigen Druckvertheilung wird, wie bei der Scherbeanspruchung, in die Berechnungen eine gleichförmig über den Durchmesser vertheilte Spannung eingeführt, welche nach angestellten Versuchen das Maß von höchstens $s'' = 1400$ kg für 1 qcm des Rechteckes aus Blechdicke δ und Nietdurchmesser d nicht überschreiten darf, wenn nicht Verdrückungen des Materials hinter dem Niete entstehen sollen. Diese auf den Durchmesser vertheilte Spannung nennt man gleichwohl Lochlaibungs-Preßung, und sie ist namentlich bei geringer Blechstärke für die Anordnung der meisten Kraftnietungen maßgebend. Soll übrigens der Niet gegen Abscheren und gegen Eindrücken in das schwächste der verbundenen Bleche gleich sicher sein, so muß

entsprechend den oben fest gesetzten Spannungswerthen für einschnittige Nietung stattfinden

$$\frac{d^2 \pi}{4} 800 = d \delta \cdot 1300,$$

oder

$$d = 2,07 \delta,$$

was wieder zu der unter α (Art. 199, S. 145) angegebenen Regel führt.

Ist die Nietung jedoch zweifchnittig, so müßte stattfinden: $2 \frac{d^2 \pi}{4} 800 = d \delta \cdot 1300$ oder $\delta = d$.

Da δ 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 einschnittiger Niet auf Abfcheren berechnet werden muß, wenn $d < 2 \delta$, und auf Lochlaibungsdruck, wenn $d > 2 \delta$ ist; bei zweifchnittiger Nietung ist der Niet auf Abfcheren zu berechnen, wenn $d < \delta$, und auf Lochlaibungsdruck, wenn $d > \delta$ ist.

η) Die Biegung des Bolzens durch die entgegengesetzte Richtung der Kräfte in verschiedenen durch den Bolzen verbundenen Theilen bildet, wie schon in Art. 204 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 δ . In den meisten Fällen sind Lochlaibungsdruck und Biegung gefährlicher, als Abfcherung, 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 bei den Bolzenverbindungen unter c (Art. 232) gezeigt werden soll, wieder zu dem in Art. 199 u. 205 fest gesetzten Verhältnisse $d : \delta = \infty 2$.

206.
Biegung
der Bolzen.

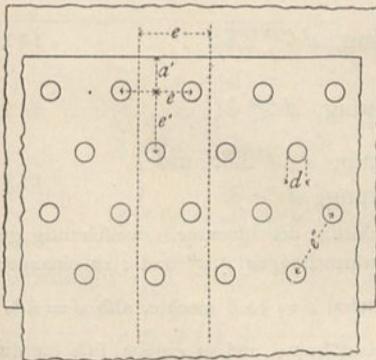
Es verdient hier besonders hervorgehoben zu werden, daß eine über das wegen des Laibungsdruckes erforderliche Maß hinausgesteigerte Dicke der Theile oder Laschen nicht als Verstärkung der Verbindung aufzufassen ist, da sie die Bolzenlänge und damit die Beanspruchung auf Biegung erhöht.

3) Berechnung der Vernietungen.

Die Formeln für die Anordnung der Kraftnietungen ergeben sich für die verschiedenen, in Art. 199 bis 206 (S. 145 bis 149) besprochenen, in Rücksicht zu ziehenden Verhältnisse, wie folgt, wenn die zulässige Zugbeanspruchung der genieteten Theile s' , die zulässige Scherspannung derselben t' , diejenige des Nietmaterials 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 (Niettheilung) e , der der Reihen von einander (Reihentheilung) 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 δ und der Nietdurchmesser d (Fig. 420) genannt werden.

207.
Bezeichnungen.

Fig. 420.



α) Nietdurchmesser und Nietzahl. Für den Durchmesser des Nietbolzens ist für gewöhnlich

$$d = 2 \delta; \dots \dots \dots 104.$$

für starke Bleche ist in der Regel d nicht größer, als $2,5 \text{ cm}$.

208.
Durchmesser
und Zahl
der Nieten.

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 zweifchnittige, welches letztere Verhältniss in fast allen Fällen eintritt, so wird der Lochlaibungsdruck s'' zu groß (vergl. den Schluss von Art. 205); die Nietzahl muss alsdann nach letzterem bestimmt werden.

Es wird

$$n = P \frac{4}{d^2 \pi t} \text{ für einschnittige Niete, } d \geq 2 \delta; \dots \dots \dots 105.$$

$$n = P \frac{2}{d^2 \pi t} \text{ für zweifchnittige Niete, } d \geq \delta; \dots \dots \dots 106.$$

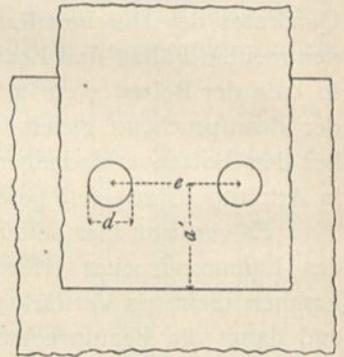
$$n = \frac{P}{d \delta s''} \text{ für einschnittige Niete, wenn } d > 2 \delta, \text{ und } \left. \begin{array}{l} \text{für zweifchnittige Niete, wenn } d > \delta. \end{array} \right\} \dots \dots 107.$$

209.
Festigkeit
in einer
Nietreihe.

β) Festigkeit des Materials zwischen den Löchern einer Reihe (Fig. 421). Diese ist maßgebend für die Theilung e . Die Tragfähigkeit des Bleches zwischen zwei Nietlöchern beträgt $s' \delta \left(e - 2 \frac{d}{2} \right)$, die des Nietes $\frac{d^2 \pi}{4} t$ für einschnittige,

$\frac{d^2 \pi}{2} t$ für zweifchnittige Nietung und $d \delta s''$, wenn die Nietzahl mit Rücksicht auf Lochlaibungsdruck berechnet werden musste. Die Tragfähigkeit des Bleches bei ein- und zweifchnittiger Nietung ist in einer beide Arten vereinigenden Verbindung (Fig. 415 u. 416) für den einfachen und den doppelten Theil die gleiche, wenn das zweifchnittig genietete Blech doppelt so stark ist, wie das einschnittig genietete, also unter der Bedingung, dass $\delta = 2 \delta_1$.

Fig. 421.



Die Gleichungen für e ergeben sich also:

$$\delta (e - d) s' = \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für einschnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \dots \dots 108.$$

$$\delta (e - d) s' = \frac{d^2 \pi}{2} t \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \geq \delta; \dots \dots 109.$$

$$\delta (e - d) s' = d \delta s'' \text{ für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left. \begin{array}{l} \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} \dots \dots 110.$$

In diesen Gleichungen kann meist, wegen der besonderen Güte des Nietmaterials, $t = s'$ und für die meisten Fälle $s'' = 1,5 s'$ gesetzt werden; die Gleichungen lauten alsdann:

$$e = d \left(1 + \frac{\pi t d}{4 s' \delta} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \dots \dots 111.$$

$$e = d \left(1 + \frac{\pi t d}{2 s' \delta} \right) \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \geq \delta; \dots \dots 112.$$

$$e = d \left(1 + \frac{s''}{s'} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left. \begin{array}{l} \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} \dots \dots 113.$$

Wäre z. B. in Fig. 416, wo offenbar die Aufsentheile einschnittig, der Innentheil zweifchnittig genietet sind, unter Einführung der angegebenen Verhältnisse der Beanspruchungen s', s'' und t zu einander, $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$, so ergäbe sich, wenn man zwischen den Blechstärken mittelnd $d = 1,5 \delta$ machte, also $d = 3 \delta_1$; alsdann wäre für die äußeren Bleche in die Formeln δ_1 für δ einzuführen, und es ergäbe sich für die

äußeren Bleche, da $d > 2 \delta_1$, nach Gleichung 113: $e = 2,5 d = 2,5 \cdot 3 \delta_1 = 7,5 \delta_1 = 3,75 \delta$ und für das innere, zweifchnittig genietete Blech, da $d > \delta$, gleichfalls $e = 2,5 \cdot 1,5 \delta = 3,75 \delta$.

Wäre dagegen, was praktisch 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 einschchnittig genieteten Aufsenthil nach Gleichung 111

$$e = 2 \delta_1 \left(1 + \frac{\pi}{4} \frac{2 \delta_1}{\delta_1} \right), \text{ oder } e = 5,14 \delta_1 = \text{rund } 3,6 \delta$$

und für den zweifchnittig genieteten Innenthil nach Gleichung 113

$$e = 2,5 \cdot 1,4 \delta = 3,5 \delta$$

sich ergeben; das größere beider Maße muß ausgeführt werden.

Wie schon oben angedeutet, müssen die Gleichungen 111 u. 112 für den Fall $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$, wenn also in die Gleichung 111: $\frac{\delta}{2}$ statt δ eingeführt wird, beide dasselbe ergeben; denn die Hälfte des Mitteltheiles ist dann gleich mit einem Aufsenthile.

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 Aufsenthile durch

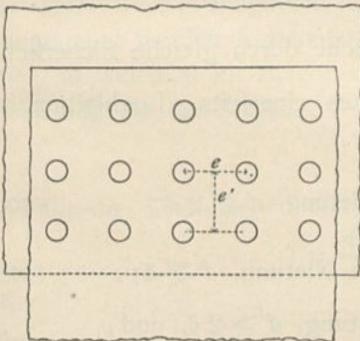
$$f = \frac{5,14 \delta_1 - 2 \delta_1}{5,14 \delta_1} = 0,61$$

und für den Innenthil durch

$$f = \frac{3,6 \delta - 1,4 \delta}{3,6 \delta} = 0,61.$$

Zum Zwecke der Vermeidung der hieraus folgenden, übermäßigen Verbreiterung der Theile ist die schon oben erwähnte Nietstellung eingeführt, welche die Niete 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 Niete mehr, setzt, und bei der man den Stab dann nur um d gegen den theoretischen Querschnitt verbreitert.

Fig. 422.



Wird der Werth f bei einreihiger Nietung zu klein oder ist es überhaupt unmöglich, n Niete in der Breite b unterzubringen, so geht man zur mehrreihigen Nietung der Reihenzahl n' über (Fig. 420 u. 422). Es werden hier n' Niete in die Theilungsbreite geschlagen; folglich sind die Gleichungen für e :

$$\delta s' (e - d) = n' \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für einschchnittige Nietung, } d \leq 2 \delta; \dots \dots \dots 114.$$

$$\delta s' (e - d) = 2 n' \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \geq \delta; \dots \dots \dots 115.$$

$$\delta s' (e - d) = n' d \delta s'' \left. \begin{array}{l} \text{für einschchnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Nietung } d > \delta. \end{array} \right\} \dots \dots \dots 116.$$

Gewöhnlich ist $t = s'$ und $s'' = 1,5 s'$; alsdann lauten diese Gleichungen:

$$e = d \left(1 + \frac{n' \pi t d}{4 s' \delta} \right) \text{ für einschchnittige Nietung, } d \leq 2 \delta; \dots \dots \dots 117.$$

$$e = d \left(1 + \frac{n' \pi t d}{2 s' \delta} \right) \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \geq \delta; \dots 118.$$

$$e = d \left(1 + \frac{n' s''}{s'} \right) \text{ für einchnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left. \begin{array}{l} \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} \dots 119.$$

Für das erste obiger Beispiele ist für eine dreireihige Nietung $n' = 3$, $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$ und $d = 1,5 \delta = 3 \delta_1$, also für die Aufsentheile nach Gleichung 119: $e = 3 \delta_1 (1 + 3 \cdot 1,5) = 16 \delta_1 = 8,25 \delta$ und für den Innentheil 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 Seitentheile nach Gleichung 117: $e = 2 \delta_1 \left(1 + \frac{3 \pi}{4} \frac{2 \delta_1}{\delta_1} \right) = 11,42 \delta_1 = 11,42 \cdot 0,7 \delta = \text{rund } 8 \delta$ und für den Mitteltheil nach Gleichung 119: $e = 1,4 \delta (1 + 3 \cdot 1,5) = 7,7 \delta = 11 \delta_1$.

Auch hier ist der Sicherheitsgrad $f = \frac{e-d}{e}$, also im zweiten Beispiele für die Aufsentheile $\frac{11,42 \delta_1 - 2 \delta_1}{11,42 \delta_1} = 0,825$, für den Innentheil $\frac{8 \delta - 1,4 \delta}{8 \delta} = 0,867$.

Der höchste zulässige Werth für e in auf einander liegenden Theilen ist $e = 8 d$ bis $10 d$, da bei weiterer Stellung der Niete namentlich schwache Bleche zwischen den Nieten von einander klaffen und so dem Roste eine sehr gefährliche Angriffsstelle bieten. Mit der Blechstärke nimmt diese äußerste Grenze für e ab.

Der Abstand a der Mitte des letzten Nietes vom Seitenrande des Bleches muß bei einreihiger Nietung mindestens $0,5 e$, bei mehrreihiger mindestens $0,25 e$ betragen. Sind diese Werthe aber kleiner, als $1,5 d$, so macht man $a = 1,5 d$, da man zur Herstellung des Loches aufsen eines Blechstreifens von der Breite d bedarf. Andererseits hält man als obere Grenze für a den Werth $2,5 d$ fest, da die Blechränder aufklaffen, wenn die ersten Niete zu weit vom Rande stehen.

γ) Die Festigkeit des Materials zwischen der letzten Nietreihe und dem hinteren (belasteten) Blechrande muß das Ausfchern des Nietes nach Fig. 413 verhindern. Für einchnittige Nietung ist sie $2 \left(a' - \frac{d}{2} \right) \delta t'$, für zweifchnittige $2 \left(a' - \frac{d}{2} \right) \delta t'$, und die Gleichungen, welche durch gleiche Sicherheit gegen Abschern im Bleche und Abschern des Nietes einerseits, Lochlaibungsdruck andererseits bedingt werden, lauten:

$$2 \left(a' - \frac{d}{2} \right) \delta t' = \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für einchnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \dots 120.$$

$$2 \left(a' - \frac{d}{2} \right) \delta t' = 2 \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \geq \delta; \dots 121.$$

$$2 \left(a' - \frac{d}{2} \right) \delta t' = d \delta s'' \text{ für einchnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left. \begin{array}{l} \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta, \end{array} \right\} \dots 122.$$

oder:

$$a' = d \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \text{ für einchnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \dots 123.$$

$$a' = d \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{4} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \geq \delta; \dots 124.$$

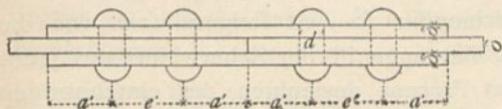
$$a' = d \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{s''}{t'} \right) \text{ für einchnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left. \begin{array}{l} \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} \dots 125.$$

•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 Aufsentheile (siehe Fig. 416) nach Gleichung 120 u. 123 $a' = 2 \delta_1 \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{5}{4} \frac{2 \delta_1}{\delta_1} \right) = 2,96 \delta_1$; ferner wird für den Innentheil nach Gleichung 122 u. 125 $a' = 1,4 \delta \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} 1,9 \right) = 2,03 \delta = 2,03 \frac{\delta_1}{0,7} = 2,9 \delta_1$. Unter Umständen kann a' in verschiedenen

Theilen einer Verbindung sehr verschiedene Werthe annehmen.

Fig. 423.



Dieser Randabstand kommt auch bei den mehrreihigen Nietungen in Frage, bei denen die Niete in den Reihen nicht versetzt sind (Fig. 422 u. 423); für solche

mufs offenbar $e' = a' + \frac{d}{2}$ sein, und die entsprechenden Gleichungen lauten daher:

$$e' = d \left(1 + \frac{\pi}{8} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d \geq 2 \delta; \dots 126.$$

$$e' = d \left(1 + \frac{\pi}{4} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \geq \delta; \dots 127.$$

$$e' = d \left(1 + \frac{1}{2} \frac{s''}{t'} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left. \dots \right\} 128.$$

Sind jedoch die Niete in den Reihen versetzt, wie in Fig. 420, 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 Mafs von e' ist $2,5 d$, welches Mafs dann ausgeführt wird, wenn die Formeln kleinere Werthe ergeben.

δ) Die Reibung der Bleche auf einander, welche nach dem in Art. 203 (S. 147) Gefagten auch bei einschnittigen Nietungen (Fig. 414 u. 417) 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 Theile (Hängestangen für Decken, Gefänge etc.) werden so berechnet, dafs die Reibung in dem Augenblicke überwunden wird, in welchem im Bleche die Elasticitäts-Grenze s_e erreicht wird. Dies führt zur Gleichung für die Nietzahl

211.
Reibung
zwischen den
Blechen.

$$n = P \frac{1}{300 d^2 \pi}, \dots 129.$$

und für die Theilung

$$\frac{d^2 \pi}{4} 1200 = (e - d) d s_e,$$

oder

$$e = d \left(1 + \frac{300 \pi d}{s_e \delta} \right), \dots 130.$$

also für $\delta = \frac{d}{2}$ und s_e (für gewöhnliches Schmiedeeisen) = 1500 kg auf 1 qcm

$$e = 2,25 d. \dots 131.$$

Für diese Nietungen mufs die Theilung im Allgemeinen etwas enger sein, als wenn die Scherfestigkeit der Niete in Betracht gezogen wird.

Unter Benutzung der Formel 130 kann hier die unter β angewendete Behandlung von ein- und mehrreihigen Nietungen gleichfalls durchgeführt werden.

Nietstellungen in Reihen, deren Nietzahl von 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 Nietvertheilung zur Erzielung gleichmäfsiger Reibung über die ganze Fugenfläche gleichförmig fein mufs.

212.
Festigkeit
des
Nietbolzens.

ε) Die Festigkeit des Nietbolzens ist in den obigen Formeln bereits dadurch genügend berücksichtigt, dafs seine Scherfestigkeit, bezw. der zuläffige Umfangsdruck, der Abmessung der Niettheilung zu Grunde gelegt wurde. Vortheilhaft 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 zweifchnittigen Nietungen ist der Scherwiderstand jedes Querschnittes bei guter Ausführung nur 90 Procent desjenigen der einschnittigen Nietung, weil es nicht möglich ist, beide Querschnitte ganz gleich zu beanspruchen.

213.
Druck
am Bolzen-
umfang.

ζ) Der Druck zwischen Bolzenumfang und Lochlaibung, dessen Steigerung über ein bestimmtes Mafs (höchstens 1400 kg für 1 qcm des Rechteckes aus Blechstärke und Bolzendurchmesser) unzuläffig ist, wurde durch obige Formelaufstellung für alle Abmessungen berücksichtigt, kommt aber nur in Frage, wenn das Verhältnifs $\frac{d}{\delta}$ grofs ist.

4) Nietverbindungen.

214.
Einfseitiger
Anschluss.

α) Der einseitige Anschluss. Fig. 414, 424 u. 425 zeigen diese Verbindung für zwei schmale Stäbe unter der Last P . Es entsteht ein Drehmoment $P\delta$, welches bei schlotterigen Nieten (Fig. 424) durch Verdrehen dieser und einseitiges Anlegen ihrer Köpfe ein Gegenmoment $Q \cdot 1,5 d$ erzeugt, das so lange wächst, bis beide sich aufheben. Es ist also $Q = \frac{P\delta}{1,5 d}$, und

der Niefschaft wird im Kopfanfatze vom

Momente $\frac{P\delta}{1,5 d} \cdot \frac{1,5 d}{2} = \frac{P\delta}{2}$ gebogen

und von der Kraft $\frac{P\delta}{1,5 d}$ gezogen. Die

Biegungsspannung σ_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 σ_2 aus $\frac{P\delta}{1,5 d} \cdot \frac{1}{\frac{d^2 \pi}{4}} = \frac{8 P\delta}{3 \pi d^3}$. Es entsteht im Niet also eine Zuschlag-

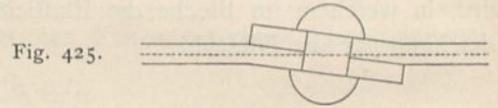
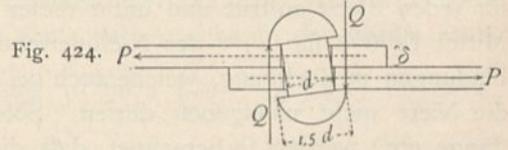
spannung $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \frac{56 P\delta}{3 \pi d^3}$, oder für $\delta = \frac{d}{2}$ ist $\sigma = \frac{28 P}{3 \pi d^2}$. Der Niet ist auf

$P = \frac{d^2 \pi}{4} t$ berechnet; fonach wird

$$\sigma = \frac{28}{3 \pi d^2} \cdot \frac{d^2 \pi}{4} t = \frac{7}{3} t.$$

Die Schubspannung t ist der Regel nach zu $\frac{4}{5}$ der zuläffigen 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.

Sind die Niete nicht schlotterig, füllen sie vielmehr das Loch ganz aus, oder ist in Folge der oben nachgewiesenen Spannungen ein Nietkopf verbogen oder abgeprengt, so wirkt nun das Moment $\sigma \delta$, allmählig abnehmend, biegend auf die Bleche ein, bis die beiden P in eine Gerade fallen. Als Breite des Stabes kann das Theilungsmaß e einer breiteren Nietung eingeführt werden. Die Biegungsspannung im Bleche σ ergibt sich aus $\frac{\sigma e \delta^2}{6} = P \delta$ zu $\sigma = \frac{6 P}{e \delta}$. Wegen der nothwendigen 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 III, wenn $t = s'$ gefetzt wird, $e = d \left(1 + \frac{\pi}{4} \frac{d}{\delta}\right)$, also

$$\sigma = 6 s' \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{\pi}{4} \frac{d}{\delta}}\right).$$

Wird fonach der Mittelwerth $\frac{d}{\delta} = 2$ eingeführt, so 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. 424 u. 425 wirklich auftritt, sondern eine Vereinigung beider, welche die beiden berechneten Spannungen jede nur zum Theile hervorruft, so muß doch die in Rede stehende Verbindung zur Uebertragung großer Kräfte als bedenklich bezeichnet und soll auf die Fälle beschränkt werden, in denen sie unvermeidlich ist. Auch mehrreihige Nietung ist möglich. Die Anordnung ergibt sich aus den obigen Gleichungen.

β) Der zweiseitige Anschluß (Fig. 416) vermeidet die Uebelstände des einseitigen; denn, wenn man die Verbindung in der Mittelebene durchschneidet, so entstehen in den beiden Hälften zwei Drehmomente der obigen Art, welche sich gegenseitig aufheben. Hat, wie es die Regel bildet, jeder der vereinigten Theile dieselbe Kraft P zu beiden Seiten der Verbindung zu tragen, so ist der Querschnitt beider Theile theoretisch gleich zu machen; dabei wird aber die Stärke der einzelnen Theile des doppelten Gliedes für die Ausführung meist zu gering, und man macht daher (Fig. 416) die Stärkenfumme des doppelten Theiles $2 \delta_1$ etwas größer, als die Stärke δ . Die Nietung kann einreihig und mehrreihig sein. Wenn jedoch die Abmessungen für die einschnittig angeschlossenen Theile des Doppelgliedes andere werden, als für den zweifchnittig angeschlossenen Mitteltheil, so muß man, da verschiedene Anordnungen in den verschiedenen Theilen wegen der durchgehenden Niete unmöglich sind, diejenigen Maße für alle Theile durchführen, welche für den einen Theil genügen, dem anderen zu große Stärke geben.

Von den obigen Formeln sind für die Aufsentheile die für einschnittige, für die Innentheile die für zweifchnittige Nietungen aufgestellten maßgebend. Die Wiederholung dieser Verbindung giebt schließlich die symmetrische Vereinigung vieltheiliger Glieder nach Fig. 419, bei welcher auch die Aufsenglieder als einschnittig, die Innenglieder als zweifchnittig angeschloffen zu betrachten sind. Haben die vereinigten

Theile ungleiche Kräfte zu übertragen, so muß die Vernietung nach den die größten Kräfte enthaltenden bemessen werden, was für die schwächeren dann leicht recht ungünstige Verhältnisse bedingt; es ist also zu empfehlen, alle Theile einer mehrgliederigen Construction thunlichst gleich zu machen.

Da jedoch die einzelnen Bolzen in solchen vieltheiligen Verbindungen sehr lang werden, so ist in derartigen Fällen in der Regel die Verwendung von Schraubenbolzen vorzuziehen, deren Stärkenbemessung für solche Fälle in Art. 232 besprochen wird.

216.
Einfseitige
Verlascung.

γ) Die einseitige Verlaschung (Fig. 417) 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.

217.
Doppelte
Verlascung.

δ) Die doppelte Verlaschung (Fig. 415) 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 der des Bleches sein; es wird aber in der Regel δ_1 etwas größer, als $\frac{\delta}{2}$ gemacht.

218.
Beispiel.

Beispiel. Eine Flacheifen-Diagonale von der Dicke $\delta = 1,5$ cm soll mit doppelten Lafchen von der Dicke $\delta_1 = 1,0$ cm und Nietem vom Durchmesser $d = 2,0$ cm an ein $1,5$ cm starkes Knotenblech angeschlossen werden; die Belastung beträgt 21000 kg. Die Spannungswerthe seien angenommen mit $s' = 700$ kg für 1 qcm, $t = s'$, $\frac{s''}{s'} = 1,5$, $\frac{s''}{t'} = 1,9$ und $\frac{t}{t'} = \frac{5}{4}$.

Die theoretische Stabbreite $b = \frac{21000}{700} = 30$ cm. Die Nietzahl für die Lafchen beträgt nach

$$\text{Gleichung 105: } n = \frac{4 \cdot \frac{1}{2} 21000}{2^2 \cdot 3,14 \cdot 700} = 4,8, \text{ für das Blech nach Gleichung 107: } n = \frac{21000}{2 \cdot 1,5 \cdot 1100} = 6,4.$$

Es müssen also 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 Theilen auf ermäßigte Spannungen, aber mit überall gleicher Sicherheit construirt. 7 Niete in eine Reihe zu setzen ist nicht angängig, da die Verbreiterung dadurch zu groß würde; es wird also zweireihige Vernietung ($n' = 2$) angenommen.

In den Lafchen ist dann nach Gleichung 117: $e = 2 \left(1 + \frac{2 \cdot 3,14}{4} 1 \frac{2}{1} \right) = 8,28$ cm, im Bleche nach Gleichung 119: $e = 2 (1 + 2 \cdot 1,5) = 8$ cm; es wird also $e = 8,3$ 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 123: $a' = 2 \left(\frac{1}{2} + \frac{3,14}{8} \frac{5}{4} \frac{2}{1} \right) = 2,96$ cm und der im Bleche nach Gleichung 125: $a' = 2 \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} 1,9 \right) = 2,9$ cm; der Randabstand wird also überall mit dem Mindestmaße $1,5 d = 3$ cm ausgeführt. Der Reihenabstand wird in den Lafchen nach Gleichung 126: $e' = 2 \left(1 + \frac{3,14}{8} \frac{5}{4} \frac{2}{1} \right) = 3,96$ cm, im Bleche nach Gleichung 128: $e' = 2 (1 + 2 \cdot 1,5) = 3,9$ cm. Beide sind kleiner als $2,5 d$; es wird hier also das Mindestmaße $e' = 2,5 d = 2,5 \cdot 2 = 5$ cm ausgeführt.

Es ergeben sich demnach die Verhältnisse, wie in Fig. 426 dargestellt. 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 $\frac{33,2 - 4 \cdot 2}{30} = 0,84$.

Fig. 426.

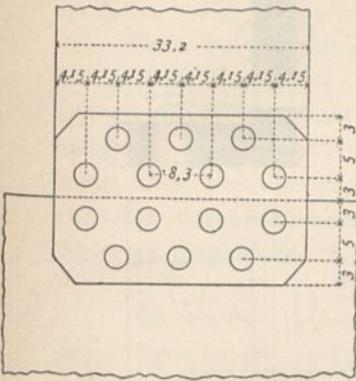


Fig. 427.

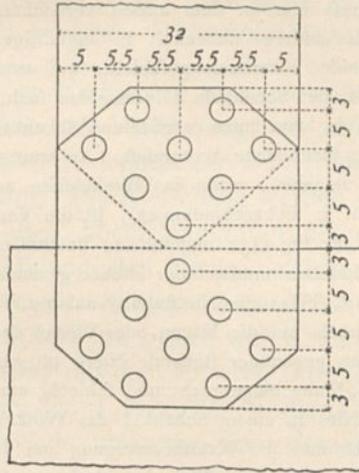
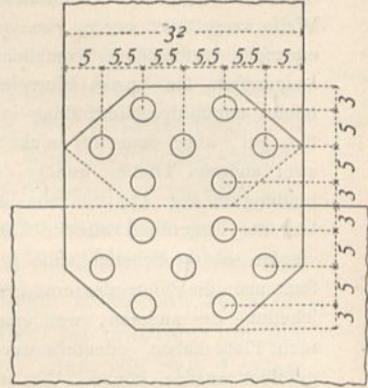


Fig. 428.



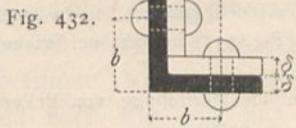
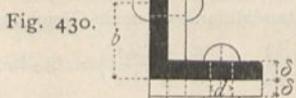
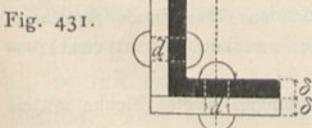
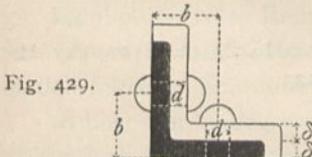
Nach der Art der Nietordnung mit wachsender Zahl der Nieten in den Reihen würde man hier nach dem Schema 1, 2, 3, 2 unter Zugabe eines Nietes oder nach 2, 3, 2 zu setzen haben. Die Stabbreite wird dabei $30 + d = 32$ cm gewählt, und es ergäbe sich wegen der Nietzahl 3 in einer Reihe bei dem größten Randabstande von $5 \text{ cm} = 2,5 d$ eine Theilung von $\frac{32 - 10}{2} = 11$ cm, also größer, als die aus der Formel folgende. Nach den übrigen oben bestimmten Mafsen ergeben sich die beiden Nietungen in Fig. 427 u. 428, 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 Theile hinzuzufügen.

Verbindungen für Blechrohre werden meist mit einseitiger Verlaschung oder einseitigem Anschlusse, genau nach den obigen Regeln, sowohl in den Quer-, wie in den Längsfugen, unter Berücksichtigung der etwa in beiden verschiedenen Kraftwirkungen hergestellt.

Profileisen können fast durchweg nur dadurch verbunden werden, dafs man jeden einzelnen Theil mittels gefonderter Blechstreifen einseitig oder zweiseitig verlascht, wobei dann die Verlaschung zweckmäfsig für jeden Theil gefondert berechnet wird. Die Theile solcher Profile sind jedoch meist so schmal, dafs nicht mehrere Nieten neben einander in ihnen Platz finden; man ist dann gezwungen, alle für einen Theil erforderlichen Nieten in eine Linie hinter einander zu setzen.

Am häufigsten kommen Winkeleisen-Verbindungen vor, welche nach Fig. 429 bis 432 auf vier verschiedene Weisen ausgeführt werden können.



Von diesen ist die Verbindung in Fig. 429 die stärkste, aber wegen der hohen Kosten der besonders zu walzenden Profil-Lafche nur höchst selten. Die nächstbeste ist die in Fig. 431, da die Lafchen sich auf die ebenen Winkeleisenflächen legen, stärker sind, als das Winkeleisen und einen kurzen Abstand b (Wurzelmass) der Nieten von der Winkelleisen-Aufsencke gestatten. Alsdann folgt zunächst die Verbindung in Fig. 430, welche die angeführten Vortheile wenigstens für einen Schenkel wahrt und dann an die Stelle der Anordnung in Fig. 431

219.
Verbindung
von
Rohren.

220.
Verbindung
von
Profileisen.

treten muß, wenn der zweite Schenkel an einem anderen Constructions-
theile anliegt; das Wurzelmaß b muß hier in dem außen verlaufenden
Schenkel wegen der Innenlafche des anderen Schenkels in ungünstiger
Weise vergrößert werden, was in beiden Schenkeln geschieht, weil man
einerseits verschiedene Wurzelmaße in den Schenkeln zu vermeiden sucht,
andererseits ein kurzes Wurzelmaß in dem innen verlaufenden Schenkel
höchst ungünstige Nietstellung in der Innenlafche hervorriefe. Am wenig-
sten gut, aber dann oft nicht zu umgehen, wenn das Winkelblech an
zwei anderen Theilen anliegt (d. h. in Eckverbindungen), ist die Ver-
bindung in Fig. 432, da von allen für Fig. 431 angeführten Vortheilen
hier das Gegentheil eintritt. Die Lafchen müssen hier dicker gemacht
werden, als die Schenkel, also $\delta_1 > \delta$. Was die Nietstellung anlangt, so
setzt man die Nieten des einen Schenkels auf die Mitten oder Viertel der
Theilung des anderen, weil einander gegenüber stehende Nieten oft gar
nicht Platz haben, jedenfalls nur mit Mühe eingebracht und schlecht aus-
gebildet werden können. Da ein Niet in einem Schenkel das Winkel-
blech um so unsymmetrischer macht und die Kraftübertragung um so
weiter vom Schwerpunkt verlegt, je näher der Niet dem Außenrande
sitzt, so soll das Wurzelmaß so klein wie möglich gewählt werden, und
zwar ist zu machen:

$$b = 1 + \delta + 0,75 d, \text{ wenn keine Lafche im Winkelblech liegt} \\ \text{(Fig. 431) 132.}$$

$$b = 1 + \delta + \delta_1 + 0,75 d, \text{ wenn eine oder zwei Innenlafchen} \\ \text{da sind (Fig. 429, 430 u. 432) . 133.}$$

Soll z. B. ein Winkelblech von $10 \times 10 \times 1,4$ cm nach Fig. 431 mit
2,5 cm Nietdurchmesser verlascht werden, so ist das zugehörige Wurzel-
maß $b = 1 + 1,4 + 0,75 \cdot 2,5 =$ rund 4,3 cm. Soll aber die Verlaschung
nach Fig. 432 mit 1,6 cm starken Lafchen erfolgen, so wird das Wurzel-
maß $b = 1 + 1,4 + 1,6 + 0,75 \cdot 2,5 = 5,9$ cm.

Handelt es sich nun aber um sehr breite Winkelbleche (Fig. 433),
so rücken die Nieten nach dieser Bemessung des Wurzelmaßes so nahe
nach der Ecke, daß die Lafchen außen abklaffen; man giebt dann dem
einen Nieten das vorgeschriebene Wurzelmaß und setzt den nächsten
um $1,5 d$ vom Außenrande. Dabei stellt man, wenn nicht besondere
Rückfichten eine bestimmte Theilung vorschreiben, zwei benachbarte in
die schräg gemessene Entfernung $e'' = 3d$ (Fig. 433, Grundrifs); alsdann muß ein äußerer Niet des
einen einem inneren des anderen Schenkels gegenüber stehen, da sonst die Ausbildung unmöglich wird
(Fig. 433, Schnitt MN).

Soll auf diese Weise ein Winkelblech von $13 \times 13 \times 1,4$ cm mit Nieten von 2,5 cm Durchmesser
verlascht werden, welches nach Abgang eines Nietloches mit 800 kg auf 1 qcm belastet ist, so ist die für
einen Schenkel zu übertragende Kraft $\frac{(13 + 13 - 1,4 - 2,5)}{2} 1,4 \cdot 800 = 12376$ kg. Nach Gleichung 105
ist für einen Schenkel

$$n = \frac{12376 \cdot 4}{2,5^2 \cdot 3,14 \cdot 700} = 3,7, \text{ also } n = 4.$$

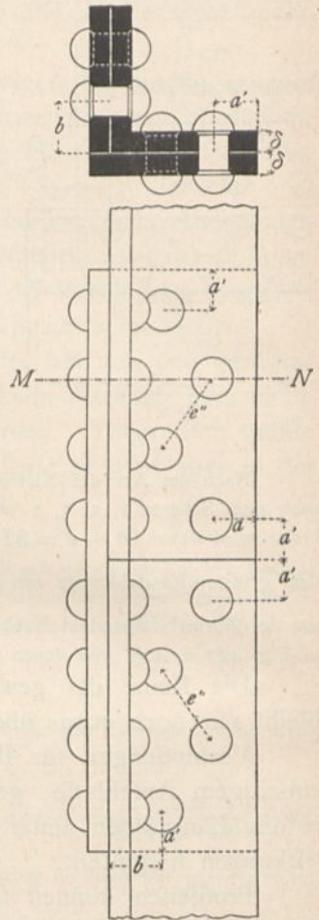
Das Wurzelmaß b wird $1 + 1,4 + 0,75 \cdot 2,5 = 4,3$ cm, der Randabstand $a' = 1,5 \cdot 2,5 = 3,8$ cm, der Ab-
stand $e'' = 3d = 7,5$ cm und der hintere Randabstand a' nach Gleichung 123

$$a' = 2,4 \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{5}{4} \frac{2,5}{1,4} \right) = 3,5 \text{ cm.}$$

Dieses Wurzelmaß, welches sich für eine Verbindungsstelle ergibt, bleibt, um die Theilung auf
einer Geraden zu behalten, für das ganze Winkelblech maßgebend. Ist keine Verbindungsstelle da, wird
z. B. ein durchlaufendes Winkelblech an ein Blech genietet, so bestimmt sich das Wurzelmaß stets nach
Gleichung 132. Die zweireihige Nietung (Fig. 433) beginnt bei Winkelblechen zweckmäßig erst von 12 cm
Schenkelbreite an.

Die obigen Regeln können auch auf die Herstellung von Eckverbindungen zweier Bleche mittels
Winkelblechen übertragen werden (siehe Kap. 3, unter a).

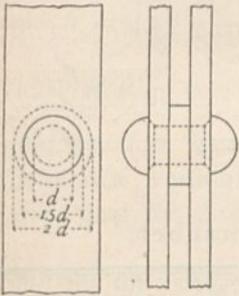
Fig. 433.
Schnitt MN .



Auch die Vernietung anderer Profile erfolgt nach Grundfätzen, welche aus den obigen zu entnehmen sind; nur tritt bei einigen auch die doppelte Lafschung auf. So würde man ein I-Eisen auf jedem Flansch einseitig, den Steg zweiseitig verlaschen. Solche Verbindungen anderer Profileisen als Winkeleisen sind jedoch höchst selten.

Einer besonderen Art von Vernietung ist noch zu erwähnen, nämlich der Vernietung mit Stehnieten, welche zur Verbindung von nicht unmittelbar auf einander liegenden Theilen verwendet wird, jedoch zur Uebertragung von Kräften thunlichst nicht herangezogen werden soll. Die Nietstäbe werden sehr lang und haben sonach, wenn sie Kräfte übertragen sollen, höchst ungünstige Biegungsspannungen zu erleiden. Um den vorgeschriebenen Abstand der Theile, welcher beim Stauchen des ohne Weiteres eingesetzten Nietes durch völliges Zerquetschen des Schaftes zwischen den Theilen verloren gehen würde, zu wahren, setzt man zunächst einen Ring mit dem äußeren Durchmesser $2d$ und dem inneren Durchmesser d so zwischen die Theile, daß die drei Löcher sich decken und nun eine durchlaufende Lochwandung ergeben.

Fig. 434.



Häufig werden zu diesem Zwecke auch auf dem Durchstoße gelochte Blechabfälle verwendet, welche dann aber keine zu unregelmäßige Außenform haben, von allen Graten befreit und thunlichst durch Pressen völlig eben hergerichtet sein sollen.

Fig. 434 zeigt eine Vernietung mit Stehbolzen. Da ein Abklaffen der Theile von einander zwischen den Nieten mit Rücksicht auf Rostbildung hier unschädlich ist, kann die Niettheilung, wenn die Kräfte es erlauben, bis $e = 20d$ gesteigert werden.

b) Schrauben und Schraubenverbindungen.

Schraubenverbindungen kommen in Eisentheilen da vor, 1) wo die zu verbindenden Theile des Materials wegen nicht genietet werden dürfen, d. h. bei Gußeisentheilen; 2) wo eine gewisse Beweglichkeit (Drehbarkeit) der Theile gewahrt werden soll, die bei der Vernietung auch nur mit einem Niete durch die Reibung verloren geht; 3) wo der Raum zu beengt ist, um Nietköpfe ausbilden zu können; 4) wo wegen Vereinigung vieler Constructionstheile die Bolzen zu lang werden, um noch als Niete ausgebildet werden zu können.

Die Schrauben können eingängig oder mehrgängig sein, und können rechteckigen Gangquerschnitt (flachgängige Schrauben) oder dreieckiges Gangprofil (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 ihnen 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.

Außer den beiden genannten kommen noch die Trapezschaube und die Schraube mit rundem Gangquerschnitt vor.

Das Gangprofil der scharfen Schraube zeigt Fig. 428; 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 fest gelegt, welche bestimmt, wie viele Gänge auf die Länge d des Bolzens kommen. Die Gänge werden nach Fig. 435 aus- und abgerundet; nur bei sehr

221.
Verbindung
mit
Stehnieten.

222.
Anwendung
und Ver-
schiedenheit.

223.
Gangprofil
und Durch-
messer der
Schrauben.

weichem Material (Messing, Bronze) mehr. Gemäß dem Abrundungsmaß und dem Spitzenwinkel von 55 Grad wird $\frac{3}{2} t = s \frac{1}{\operatorname{tg} 27^{\circ} 30'}$, also

$$t = 0,64 s, \dots \dots \dots 134.$$

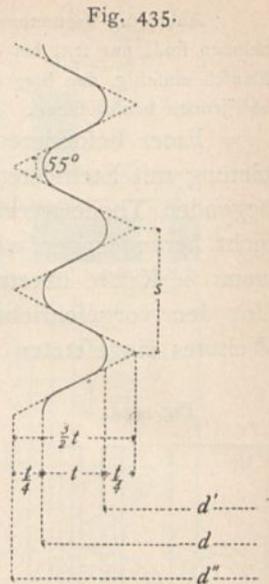
wofür man meist $t = 2 \frac{s}{3}$ setzt. Daraus folgt $d' = d - 2 t = d - 2 \cdot 0,64 s$; demnach

$$d' = d - 1,28 s \dots \dots \dots 135.$$

Es ist nun nach Obigem $s = \frac{d}{m}$, also $d' = d - \frac{1,28 d}{m}$, ferner

$$\frac{d'}{d} = \frac{m - 1,28}{m} \dots \dots \dots 136.$$

d' bestimmt sich nach der Last, und es sind dann d und s der nachstehenden Witworth'schen Schrauben-Scala zu entnehmen, welche die Form aller Schrauben gleichen Durchmessers allgemein fest legt, damit sie beliebig vertauscht werden können.



Witworth's Scala der eingängigen scharfen Schrauben.

Nr.	Bolzen-Durchmesser d''	Äußerer Gewinde-Durchmesser d	Anzahl der Gewindegänge m auf		Innerer Durchmesser d'	Schlüsselweite der Mutter D	Belastung		
			1 Zoll engl.	die Länge d			ohne Torfion	mit Torfion	
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	1299	779
9	2,7	1	2,54	8	8	2,13	4,1	1755	1053
10	3,0	$1\frac{1}{8}$	2,86	7	$7\frac{7}{8}$	2,39	4,5	2260	1356
11	3,3	$1\frac{1}{4}$	3,18	7	$8\frac{3}{4}$	2,72	5,0	2993	1796
12	3,6	$1\frac{3}{8}$	3,49	6	$8\frac{1}{4}$	2,95	5,4	3564	2138
13	3,9	$1\frac{1}{2}$	3,81	6	9	3,27	5,8	4441	2665
14	4,3	$1\frac{5}{8}$	4,13	5	$8\frac{1}{8}$	3,48	6,3	5070	3042
15	4,6	$1\frac{3}{4}$	4,45	5	$8\frac{3}{4}$	3,80	6,7	6107	3664
16	4,9	$1\frac{7}{8}$	4,76	$4\frac{1}{2}$	$8\frac{7}{16}$	4,00	7,2	6949	4169
17	5,2	2	5,08	$4\frac{1}{2}$	9	4,36	7,6	8155	4893
18	5,8	$2\frac{1}{4}$	5,72	4	9	4,91	8,5	10454	6272
19	6,5	$2\frac{1}{2}$	6,35	4	10	5,54	9,4	13438	8063
20	7,1	$2\frac{3}{4}$	6,99	$3\frac{1}{2}$	$9\frac{5}{8}$	6,06	10,3	16182	9709
21	7,7	3	7,62	$3\frac{1}{2}$	$10\frac{1}{2}$	6,69	11,2	19849	11909
22	8,4	$3\frac{1}{4}$	8,26	$3\frac{1}{4}$	$10\frac{9}{16}$	7,26	12,1	23488	14093
23	9,0	$3\frac{1}{2}$	8,89	$3\frac{1}{4}$	$11\frac{3}{8}$	7,89	13,0	27867	16720
24	9,6	$3\frac{3}{4}$	9,53	3	$11\frac{1}{4}$	8,44	13,8	31996	19198
25	10,3	4	10,16	3	12	9,07	14,7	37076	22245
	Centim.	Engl. Zoll.	Centim.			Centimeter		Kilogr.	

Um die neben stehende Tabelle nicht immer benutzen zu müssen, sind für d und s zwei Beziehungsgleichungen aufgestellt, welche lauten:

$$s = 0,07 \text{ cm} + 0,095 d \text{ für } d \geq 6 \text{ cm, 137.}$$

$$s = 0,262 \sqrt{d} \text{ für } d > 6 \text{ cm 138.}$$

Aus Gleichung 113, 114 u. 115 (S. 150 u. 151) kann nun eine directe Beziehung zwischen d'' , d und d' abgeleitet werden, und zwar ergibt sich für kleinere Schrauben unter Benutzung der Gleichungen 114, 113 u. 112

$$d = (1,139 d' + 0,103) \text{ Centim. und } d'' = d + \frac{t}{2} = (1,173 d' + 0,128) \text{ Centim. 139.}$$

Die Tragkraft einer Schraube auf Zug ist bei der zulässigen Beanspruchung s' für 1 qcm gleich $\frac{d'^2 \pi}{4} s'$; es ergibt sich fönach der der Last P entsprechende innere Durchmesser

aus $d' = 2 \sqrt{\frac{P}{\pi s'}}$, oder, da man in Folge des Anschneidens der Gewinde den

äufseren 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 Torsion⁸⁹⁾ in der Regel für Schrauben nur mit 600 kg angesetzt; die Gleichung für d' lautet demnach:

$$d' = 0,2 + 0,0046 \sqrt{P}, \text{ 140.}$$

und für die erforderliche Anzahl n , wenn mehrere Schrauben vom gegebenen inneren Durchmesser d' vorhanden sind,

$$n = \frac{P}{471 (d' - 0,2)^2} \text{ 141.}$$

Den nach Gleichung 139 u. 140 aus der Last ermittelten äufseren Durchmesser d'' kann man nicht ohne Weiteres beibehalten; es ist vielmehr der nächstgrößere der *Witworth'schen* Scala einzuföhren.

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 äufserer Durchmesser unmittelbar aus $\frac{d''^2 \pi}{4} t = P$ für einchnittige und aus $2 \frac{d''^2 \pi}{4} t = P$ für zweifchnittige Abscherung. Auch bei den Schraubenbolzen mufs der Lochlaibungs-Druck für kleine Durchmesser im Auge behalten werden, gemäfs der Gleichung $P = d'' \delta s''$ (vergl. Art. 205, S. 148), und es ergeben sich hier ähnlich, wie bei den Nieten, für d die Gleichungen:

$$d'' = 2 \sqrt{\frac{P}{\pi t}} \text{ für einchnittige Abscherung, } d'' \geq 2 \delta; \text{ 142.}$$

$$d'' = \sqrt{\frac{2P}{\pi t}} \text{ für zweifchnittige Abscherung, } d'' \geq \delta; \text{ 143.}$$

$$d'' = \frac{P}{s'' \delta} \left. \begin{array}{l} \text{für einchnittige Abscherung, } d'' > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweifchnittige Abscherung, } d'' > \delta. \end{array} \right\} \text{ 144.}$$

Wird eine Kraft durch mehrere Bolzen gemeinsam übertragen, so ist nach Annahme des Durchmessers d'' die Bolzenzahl n nach Gleichung 105 bis 107 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.

⁸⁹⁾ Ueber genaue Berücksichtigung der Torsionsspannungen vergl.: GRASHOF, F. Theorie der Elasticität und Festigkeit etc. 2. Aufl. Berlin 1878. S. 202.

Auf Torsion muß 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. Es darf in diesem Falle die zulässige Zugspannung nur auf $\frac{3}{5} s'$ getrieben werden, und es folgt somit der innere Gewindedurchmesser für diesen Fall aus $d' = 0,2 + 0,059 \sqrt{P}$. Hiernach ist die letzte Spalte der vorstehenden Scala berechnet.

224.
Schrauben-
mutter.

Die Schraubenmutter wird für einfache Fälle wohl rund oder quadratisch geformt; jedoch läßt sich die runde Mutter schwer andrehen; die quadratische enthält viel Material. Am besten ist die sechseckige Mutter, da sie wenig überflüssiges Material enthält und doeh das Aufsetzen eines Schlüssels erlaubt; sie braucht auch nur um 60 Grad gedreht zu werden, um das seitliche Ansetzen des Schlüssels von Neuem zu gestatten.

Um beim Andrehen keine zu große Berührungsfläche zu erhalten, wird die Mutter unten nach einer Kugel abgerundet, meist auch oben, um eine Gegenmutter nachschrauben, auch die Mutter umdrehen zu können; sie sitzt also nur mit einer schmalen Ringfläche auf. Die Schlüsselweite D wird aus der umstehenden Tabelle 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 Kreises ist dann $D' = (0,6 + 1,62 d)$ Centim.

Die Höhe h der Mutter muß so bemessen werden, daß der Zug im Bolzen die Gewindegänge in der Mutter nicht ausformen kann, d. h. es muß mindestens

$$t d' \pi h = \frac{s' d'^2 \pi}{4}, \text{ also } h = \frac{1}{4} \frac{s'}{t} d' \text{ sein.}$$

Nimmt man Rücksicht darauf, daß etwa auf $\frac{1}{6}$ der abzusicherenden Fläche das Material durch das Schneiden der Gewinde verletzt ist, so würde

$$h = \frac{6}{5} \frac{1}{4} \frac{s'}{t} d' \text{ gesetzt}$$

werden müssen, und nimmt man im Mittel $d' = \frac{8}{10} d$

$$\text{und } \frac{s'}{t} = \frac{5}{4} \text{ an, so ergibt sich } h = \frac{5 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 10}{6 \cdot 5 \cdot 8} d = \frac{3}{10} d.$$

Muttern dieser geringsten Höhe nutzen sich stark ab; man steigert die Höhe daher thatfächlich wohl bis $h = d$, und für solche Schrauben, die oft gelöst und wieder angezogen werden müssen, bis $h = D$. Hat der Bolzen

keinen Zug, sondern nur Absicherung zu übertragen, so macht man h nie größer als $0,3 d$, da die Mutter dann ganz unbelastet ist. Eine gewöhnliche Mutterform zeigen Fig. 436 u. 437, worin auch eine zur Vertheilung des Mutterdruckes auf eine große Fläche der Unterlage bestimmte Unterlegscheibe mit dargestellt ist.

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. 438). In seltenen Fällen wird der Kopf sechseckig geformt.

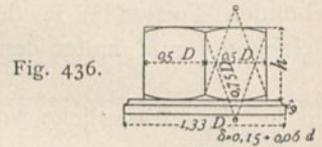


Fig. 436.

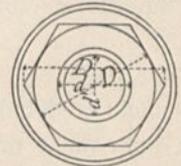


Fig. 437.

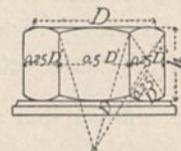
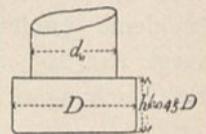


Fig. 438.



225.
Schrauben-
kopf.

226.
Besondere
Formen von
Mutter u. Kopf.

Besondere Formen von Mutter und Kopf entstehen in folgenden Fällen.

Soll die Mutter nicht vor den verbundenen Theilen vorstehen, so setzt man sie in eine Vertiefung, welche so weit gemacht wird, daß die Wandstärke des am Ende ein entsprechendes sechseckiges Loch

zeigenden Stockschlüssel aus Rundeisen mit doppeltem Handgriff darin Platz findet, oder man macht die Mutter kreisrund und giebt ihr in der Oberfläche 2 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, gegen halten. Geht dies nicht, so bringt man am unteren Schafttheile oder Kopfe geeignete Vorrichtungen zur Verhinderung der Drehung an.

Ist eine fest angezogene Schraube dauernd Erschütterungen ausgesetzt, so löst sich die Mutter allmählig von selbst, indem die Reibung zwischen Mutter und Bolzen- gewinde durch die Schwingungen überwunden wird. Man verwendet deshalb für die Bau-Constructionen geeignete Vorkehrungen gegen das Losdrehen der Muttern.

Wirken die Schrauben einfach auf Zug, so ist d' nach den Gleichungen 140 u. 141 zu bestimmen, welche, wenn mehrere Schrauben die Last P übertragen, auch die Anzahl n derselben ergeben.

227.
Schrauben-
verbindungen.

Auf Abschering ergibt sich der Bolzendurchmesser d'' für die Kraft P nach Gleichung 142 bis 144; sind mehrere Bolzen des Durchmessers d'' zu verwenden, so ergibt sich die erforderliche Anzahl n aus:

$$n = \frac{4 P}{\pi t d''^2} \text{ für einschnittige Bolzen, } d'' \leq 2 \delta; \dots \dots \dots 145.$$

$$n = \frac{2 P}{\pi t d''^2} \text{ für zweischnittige Bolzen, } d'' \leq \delta; \dots \dots \dots 146.$$

$$n = \frac{P}{s'' \delta d''} \text{ für einschnittige Bolzen, } d'' > 2 \delta, \text{ und } \left. \begin{array}{l} \text{für zweischnittige Bolzen, } d'' > \delta. \end{array} \right\} \dots \dots \dots 147.$$

Wird der Bolzen des Durchmessers d'' zugleich auf den Zug S und die Abschering T , d. h. schräg beansprucht, und bezeichnet d_s den dem Zuge S allein genügenden Rundeisen-Durchmesser, so mache man

$$d_s = d_s \sqrt{\frac{1}{8} \left[3 + 5 \sqrt{1 + \left(\frac{2 T}{S}\right)^2} \right]}; \dots \dots \dots 148.$$

für $T = S$ wird $d'' = 1,33 d_s$.

Die Gewichte der Schraubenbolzen werden mit Hilfe der Rundeisen-Tabelle fest gestellt, 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 Anschluß von Rundeisenstangen mittels angeflachten oder angeschweiften Auges und cylindrischen Verbindungsbolzens an andere Theile, meist Bleche, von besonderer Wichtigkeit. Das Auge wird kreisförmig (Fig. 439) oder länglich (Fig. 440) geformt. Bezeichnet δ die geringere der Stärken der beiden Theile (Auge des Befestigungsbolzens und Anschlußblech), so ist auch hier für einschnittigen Anschluß

228.
Bedingungen.

$$\delta d_s s'' \geq \frac{d_s^2 \pi}{4} t$$

die Bedingung, daß Abschering, nicht Lochlaibungs-Druck in Frage kommt; eben so für zweischnittigen Anschluß

$$\delta d_s s'' = 2 \frac{d_s^2 \pi}{4} t.$$

Hierin ist $\frac{s''}{t} = 1,9$ zu setzen, da in den Schraubenbolzen meist nicht besseres Material steckt, als in den Rundeisen und Blechen, und es lauten demnach die

obigen Bedingungen: Abscherung kommt in Frage bei ein-
schnittigen Bolzen, wenn $d_{,,} \leq 2,4 \delta$, und bei zweischnittigen
Bolzen, wenn $d_{,,} \leq 1,2 \delta$. Ist $d_{,,}$ gröfser, so ist in beiden
Fällen auf Lochlaibungs-Druck zu rechnen.

229.
Kreisförmiges
Bolzenauge.

Das kreisförmige Bolzenauge (Fig. 439) wird in der Regel
dadurch hergestellt, dafs man den voll mit s' beanspruch-
ten Rundeisen-Durchmesser 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 dieses in das kreisförmige Auge von der Randstärke b
und dem Augendurchmesser $d_{,,}$ übergehen läfst.

Bezeichnen, wie früher, s' die zulässige Zugspannung,
 t die zulässige Scherspannung im Rundeisen, Verbindungsbolzen
und Anschlufsbleche, so kann man hier $\frac{s'}{t} = \frac{5}{4}$ setzen; wie
früher ist auch im vorliegenden Falle der Lochlaibungs-Druck
 $s'' = 1,5 s'$ anzunehmen. Der Augendurchmesser mufs nun sein:

- $d_{,,} = 1,12 d_r$ für einchnittige Bolzen, wenn sich $d_{,,} \leq 2,4 \delta$, . . . 149.
- $d_{,,} = 0,79 d_r$ für zweischnittige Bolzen, wenn sich $d_{,,} \leq 1,2 \delta$, . . . 150.
- $d_{,,} = 0,52 d_r \frac{d_r}{\delta}$ für einchnittige Bolzen, wenn sich $d_{,,} > 2,4 \delta$ und } 151.
- $d_{,,} = 0,52 d_r \frac{d_r}{\delta}$ für zweischnittige Bolzen, wenn sich $d_{,,} > 1,2 \delta$ }

ergiebt.

Im Bolzenauge selbst ist $\delta = 1,1 d_r$; daher lautet für das Auge die Gleichung 151:
 $d_{,,} = 0,48 d_r$. Bei der Benutzung dieser Formel ist für δ sowohl die Augenstärke,
wie andererseits die Stärke des Theiles in Rückficht zu
ziehen, an welchen der Anschluß erfolgt.

Die Randbreite b des Auges ist gleich $0,72 d_r$ zu
machen. Sollte irgend wo an die Rundeisenfange ein
Schraubengewinde angefnitten sein, so ist als d_r der
innere Gewindedurchmesser d' einzuführen, für den
hier jedoch nicht, wie in Gleichung 140, die zulässige
Zugspannung auf 600 kg für 1 qcm ermäßigt zu werden
braucht.

In vielen Fällen ergibt sich für das kreisförmige
Auge nach Fig. 439 eine Stärke δ , welche erheblich
gröfser ist, als die desjenigen Theiles, an welchen der
Anschluß erfolgt; der Durchmesser $d_{,,}$ ist dann nach
der geringeren Stärke δ_1 dieses Theiles zu bemessen
und wirkt auf die Bildung des Auges äufserst ungünstig
ein. Man kann dann die Stärke δ im Anschlufsbleche
dadurch erreichen, dafs man dasselbe durch einseitiges
oder zweiseitiges Auflegen von Blechen um $\delta - \delta_1 = \delta_2$
verstärkt, mufs aber diese Verstärkungen mit dem An-
schlufsbleche vor Auflegen des Auges oder seiner Lafchen
mit einer Anzahl von Niete verbinden, welche nach
Gleichung 105 bis 107 (S. 150) aus der Kraftgröfse $\frac{P \delta_2}{\delta}$
zu ermitteln ist; diese Niete sind, so weit sie sich ganz

Fig. 439.

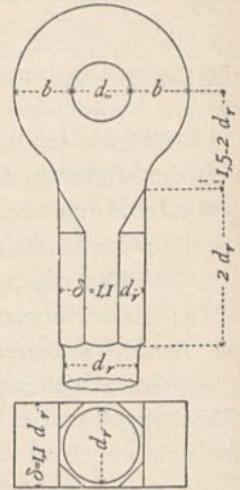
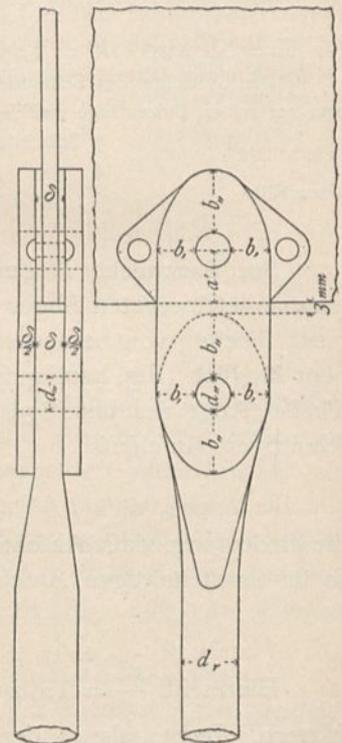


Fig. 440.

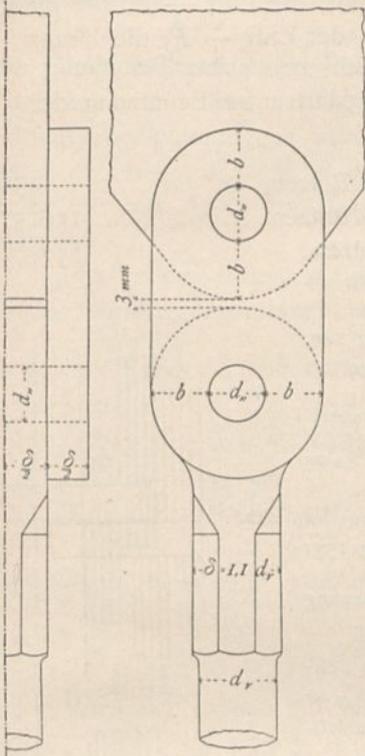


oder zum Theile in der Auflagerfläche des Auges oder der Lafchen befinden, beiderseits zu verfenken.

Der Anschluß solcher Theile 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

230.
Gabelförmiges
Doppelauge.

Fig. 441.



gleich der Dicke des Anschlußbleches an die Stange schweist. Das Schmieden und Schweißen dieser Gabelaugen ist aber schwierig und theuer; es ist deshalb für Bauarbeiten dieser Anschluß entweder zu kostspielig oder unsicher. Nur bei gegoffenen Druckgliedern ist die Verwendung dieser schwierigen Form zulässig; bei schmiedeeisernen Theilen 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. 440 u. 441) mit 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 Zugtange ohne Mittelglieder auf den Bolzen hängen.

Das elliptische Bolzenauge (Fig. 440) wird fast immer verwendet, wenn es sich um den Anschluß von Flacheisen handelt, jedoch auch häufig in den Anschlüssen von Rundeisen. In beiden Fällen wird das Auge meist durch Stauchen und Aus Schmieden erzielt. Da man aber beim Aus Schmieden bezüglich der Augendicke δ von der Dicke des Flach-

231.
Elliptisches
Bolzenauge.

oder Rundeisens unabhängig ist, so wird man sie der Dicke des Anschlußtheiles anzupassen streben, sie aber jedenfalls so bemessen, daß der Gelenkbolzen von der Last P auf Lochlaibungs-Druck und Abfcherung in gleichem Maße gefährdet wird. Man macht daher

$$d_{,,} = 2 \sqrt{\frac{P}{\pi t}} \text{ für einschnittige Abfcherung, 152.}$$

$$d_{,,} = \sqrt{\frac{2P}{\pi t}} \text{ für zweifchnittige Abfcherung 153.}$$

und hiernach dann gemäfs

$$\delta d_{,,} s'' = \frac{d_{,,}^2 \pi}{4} t \text{ für einschnittige,}$$

$$\delta d_{,,} s'' = 2 \frac{d_{,,}^2 \pi}{4} t \text{ für zweifchnittige Bolzen, bei } s'' = 1,9 t,$$

$$\delta = 0,42 d_{,,} \text{ für einschnittige Bolzen, 154.}$$

$$\delta = 0,83 d_{,,} \text{ für zweifchnittige Bolzen 155.}$$

Sollte der Anschlußtheil erheblich schwächer sein als δ , etwa δ_1 stark, so muß man

ihn zunächst wieder durch gefondert aufgenietete, thunlichst beiderseitige Zulagebleche von der Gesamttärke $\delta_{,,} = \delta - \delta_1$ verdicken. Nimmt man diese Verdickung des zu schwachen Anchlussbleches nicht vor, so muss der Bolzendurchmesser auf Lochlaibungs-Druck 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 hinter dem Auge $b_{,,}$, der Last $\frac{5}{4} P$ entspricht. Es ergibt sich dann unter Benutzung der Gleichungen 152 bis 155, bei $s' = \frac{5}{4} t$,

$$b_1 = 1,12 d_{,,} \text{ für ein- und zweifchnittige Bolzen, } \dots \dots \dots 156.$$

$$b_{,,} = 1,87 d_{,,} \text{ für ein- und zweifchnittige Bolzen } \dots \dots \dots 157.$$

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 140, wenn dort wegen fehlender Torsion 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 Scala (S. 160) als nächst größeres das Rundeisen Nr. 13 mit $d_r = 3,9 \text{ cm}$ Brutto-Durchmesser gehört.

Der Anschluss erfolgt zweifchnittig durch doppelte Lafchung; es muss daher der Durchmesser des Anschlussbolzens nach Gleichung 153:

$$d'' = \sqrt{\frac{2 \cdot 5000}{3,14 \cdot 600}} = 2,3 \text{ cm fein, wenn } t = 600 \text{ kg Absicherungsspannung zugelassen werden.}$$

Nach Gleichung 155 folgt weiter $\delta = 0,83 d_{,,} = 0,83 \cdot 2,3 = 1,9 \text{ cm}$; es muss also das Anschlussblech um 0,9 cm einseitig oder besser um 0,45 cm beiderseitig verstärkt werden. Es soll $\delta = 2 \text{ cm}$ gemacht, das Anschlussblech auf jeder Seite um 0,5 cm verstärkt werden.

Weiter wird noch nach Gleichung 156: $b_1 = 1,12 d_{,,} = 1,12 \cdot 2,3 = 2,6 \text{ cm}$ und nach Gleichung 157: $b_{,,} = 1,87 d_{,,} = 1,87 \cdot 2,3 = 4,3 \text{ cm}$.

Jede der beiderseitig aufzulegenden Lafchen wird nun 1 cm stark, und die Aus schmiedung des Rundeisens in das glatte Auge muss so angeordnet werden, dass mindestens überall die volle Querschnittsfläche eines Kreises vom Durchmesser $d' = 3,12 \text{ cm}$ vorhanden ist.

Die Kraft, welche aus jeder Verstärkung an das Anschlussblech abgegeben werden muss, beträgt $\frac{5000 \cdot 0,5}{2} = 1250 \text{ kg}$. Die für jede Verstärkung einschchnittigen Uebertragungsniete erhalten nach Gleichung 104 (S. 149) $d = 2 \cdot 0,5 = 1 \text{ cm}$ Durchmesser, und ihre Anzahl ist nach

$$\text{Gleichung 105: } n = \frac{1250 \cdot 4}{1^2 \cdot 3,14 \cdot 750}, \text{ wenn die Scherspannung im Niete zu } 750 \text{ kg für } 1 \text{ qcm gefetzt wird, also } n = 2. \text{ Die für die zweite Verstärkung gleichfalls einschchnittigen, anderen Längenhälften dieser Bolzen bewirken dort den Anschluss, so dass 2 Niete zum Anschlusse beider Verstärkungen genügen. Im verstärkten Anschlussbleche braucht der Bolzen nur um das}$$

aus Gleichung 125 (S. 152) folgende Mafs $a' = 2,3 \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{s''}{t'} \right)$ abzufehen; 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. 440 dargestellt.

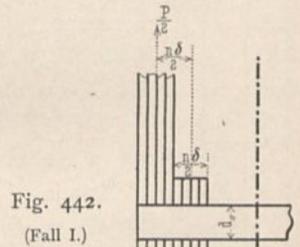


Fig. 442. (Fall I.)

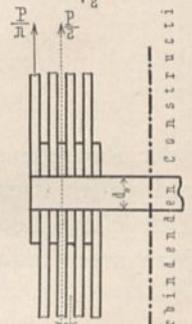


Fig. 443. (Fall II.)

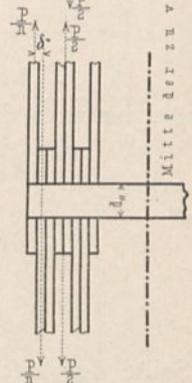


Fig. 444. (Fall III.)

Die Befestigungsbolzen dieser Verbindungen ordnet man häufig ganz ohne Mutter, nur mit einem schwachen durchgesteckten Splinte, welcher bloß das Herausfallen des Bolzens zu verhindern hat, an.

Bolzenverbindungen mehrtheiliger Constructionsglieder kommen fast ausschließlich in solchen Bautheilen vor, welche aus einer größeren Zahl von flachen Bändern mit Bolzenaugen bestehen und wegen der geringen Breite der Bänder dann nur einen durch sämmtliche Glieder gehenden Bolzen erhalten. Es soll hier daher nur dieser Fall unterfucht werden, und zwar zunächst unter der Einschränkung, daß die zu verbindenden Glieder in einer Geraden liegen.

In Fig. 442, 443 u. 444 sind die drei Möglichkeiten dargestellt, wie n Bänder der Dicke δ durch einen Bolzen des Durchmessers d'' verbunden werden können. Es bezeichnen s' die zulässige Zugspannung im Gliede und Bolzen, t die zulässige Abfcherungsspannung in beiden, s'' den zulässigen Lochlaibungsdruck am Bolzen; unter $\delta^{a,b}$, bezw. $d''^{a,b}$ 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 Biegemoment aufzunehmen, welches beträgt

$$\begin{array}{l} \text{im Falle I (Fig. 442): } M = \frac{P}{2} \frac{n \delta}{2} = \frac{P n \delta}{4} \\ \text{» » II (Fig. 443): } M = \frac{P}{2} \delta \\ \text{» » III (Fig. 444): } M = \frac{P}{n} \delta \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{im Falle I} \\ \text{» » II} \\ \text{» » III} \end{array}} \right\} = a P \delta \quad \begin{array}{l} a = \frac{n}{4}; \\ a = \frac{1}{2}; \\ a = \frac{1}{n}. \end{array}$$

Die Biegungsspannung σ im Bolzen folgt aus $M = \frac{\sigma d''^4 \pi \cdot 2}{64 d''}$ mit

$$\sigma = 10,2 \frac{M}{d''^3} = 10,2 \frac{a P \delta}{d''^3}.$$

Wird der Bolzen auf Abfcherung und Biegung berechnet, so ergibt sich

für Fall I:

für Fall II u. III:

auf Abfcherung

$$\frac{P}{2} = \frac{d''^2 \pi}{4} t, \quad d''^a = 0,807 \sqrt{\frac{P}{t}}; \quad 158. \quad \left| \quad \frac{P}{n} = \frac{d''^2 \pi}{4} t, \quad d''^a = 1,128 \sqrt{\frac{P}{n t}}; \quad 158.$$

$$\text{aus der Biegung nach } s' \geq 10,2 \frac{a P \cdot \delta}{d''^3}$$

$$\begin{array}{l} \text{also} \\ s' \geq 10,2 \frac{a P \delta \sqrt{t^3}}{0,807^3 \sqrt{P^3}}, \quad \left| \quad s' \geq 10,2 \frac{a P \cdot \delta \sqrt{n^3 t^3}}{1,128^3 \sqrt{P^3}}, \right. \\ \delta^{a,b} \leq 0,0516 \frac{s'}{a} \sqrt{\frac{P}{t^3}}. \quad 159. \quad \left| \quad \delta^{a,b} \leq 0,1408 \frac{s'}{a} \sqrt{\frac{P}{n^3 t^3}}. \quad 159. \right. \end{array}$$

Wegen des Lochlaibungsdruckes muß $\delta d'' s'' \geq \frac{K}{n}$ fein; daher

$$\begin{array}{l} 0,807 \sqrt{\frac{P}{t}} \quad 0,0516 \frac{s'}{a} \sqrt{\frac{P}{t^3}} \quad s'' \geq \frac{P}{n} \quad \left| \quad 1,128 \sqrt{\frac{P}{n t}} \quad 0,1408 \frac{s'}{a} \sqrt{\frac{P}{n^3 t^3}} \quad s'' \geq \frac{P}{n} \right. \\ \text{oder} \\ 0,0416 \frac{n}{a} \frac{s'}{t} \frac{s''}{t} \geq 1. \quad \left| \quad \text{oder} \right. \\ 0,1588 \frac{s'}{t} \frac{s''}{t} \geq n a. \end{array}$$

Da $a = \frac{n}{4}$ ist, fo ergibt sich

$$0,1664 \frac{s'}{t} \frac{s''}{t} \geq 1.$$

Nun ist

$$\frac{s'}{t} = \frac{5}{4}, \quad \frac{s''}{t} = \frac{s''}{s'} \frac{s'}{t} = 1,5 \frac{5}{4} = 1,9;$$

demnach müßte, wenn dem Lochlaibungsdrucke genügt fein sollte

$$0,1664 \frac{5}{4} 1,9 \geq 1 \quad \text{oder} \quad 0,395 \geq 1$$

fein. Diefes Widerspruch würde nur fchwinden, wenn t weit unter das übliche Maß gebracht, d. h. d'' , fehr groß gemacht würde.

Im Falle I wird fonach fast stets die Berechnung auf Biegung und Lochlaibungsdruck durchzuführen fein.

Demnach muß der Regel nach die Berechnung derartiger Bolzen auf Biegung und Lochlaibungsdruck erfolgen; alsdann ist für alle drei Fälle

$$d'', \delta s'' \geq \frac{P}{n} \quad \text{und} \quad s' \geq \frac{P \delta a}{d''^3} 10,2, \quad \text{daher} \quad s' \geq \frac{P a \cdot 10,2}{d''^3} \frac{P}{n d'' s''},$$

und daraus folgen:

$$d'', \delta b \geq 1,787 \sqrt{P} \sqrt[4]{\frac{a}{n s' s''}}, \quad \delta^{ab} \geq 0,56 \sqrt{P} \sqrt[4]{\frac{s'}{a n^3 s''^3}} \quad \dots \quad 160.$$

Beispiel. Ein Constructionstheil, welcher 200 000 kg zu tragen hat und aus $n = 8$ Bändern besteht, soll gestofen werden, und zwar sollen in nicht genauer Uebereinstimmung mit den oben verwendeten Verhältnißwerthen $s' = 1000$ 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:

$$\text{im Falle I: } a = \frac{n}{4} = 2;$$

nach Gleichung 158

$$d'', a = 0,807 \sqrt{\frac{200000}{800}} = 12,76 \text{ cm},$$

$$\delta^{ab} \leq 0,0516 \frac{1000}{2} \sqrt{\frac{200000}{800^3}} = 0,509 \text{ cm}.$$

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 find also zu schwach.

$$\text{im Falle II: } a = \frac{1}{2}; \quad \text{III: } a = \frac{1}{8};$$

$$d'', a = 1,128 \sqrt{\frac{200000}{8 \cdot 800}} = 6,3 \text{ cm},$$

$$\delta^{ab} \leq 0,1408 \frac{1000}{1/2} \sqrt{\frac{200000}{8^3 \cdot 800^3}} \leq 0,246 \text{ cm für II,}$$

$$\delta^{ab} \leq 0,1408 \frac{1000}{1/8} \sqrt{\frac{200000}{8^3 \cdot 800^3}} \leq 0,984 \text{ cm für III.}$$

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 find also auch diese beiden Verhältnisse zu schwach.

Für Berechnung auf Biegung und Lochlaibungsdruck find nach Gleichung 160

$$\text{für Fall I: } a = 2 \quad d'', \delta d \geq 1,787 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{2}{8 \cdot 1000 \cdot 1400}} = 16,43 \text{ cm},$$

$$\delta^{bd} \geq 0,56 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{1000}{2 \cdot 8^3 \cdot 1400^3}} = 1,088 \text{ cm};$$

$$\begin{aligned} \text{für Fall II: } a &= \frac{1}{2} d_{,,}^{b,d} \geq 1,787 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{1}{2 \cdot 8 \cdot 1000 \cdot 1400}} = 11,62 \text{ cm,} \\ \delta^{b,d} &\geq 0,56 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{2 \cdot 1000}{8^3 \cdot 1400^3}} = 1,54 \text{ cm;} \\ \text{» » III: } a &= \frac{1}{8} d_{,,}^{b,d} \geq 1,787 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{1}{8 \cdot 8 \cdot 1000 \cdot 1400}} = 8,21 \text{ cm,} \\ \delta^{b,d} &\geq 0,56 \sqrt{200000} \sqrt[4]{\frac{8 \cdot 1000}{8^3 \cdot 1400^3}} = 2,18 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Es zeigt sich hiernach, wie auch von vornherein zu erkennen war, daß der Fall III (Fig. 444) weitaus der günstigste ist.

Die Ausbildung der Augen erfolgt für alle Fälle nach Art. 229 oder 231 (S. 164 u. 165).

Rechnet man die tatsächlich auftretende Abfcherungsspannung hier nach, so ergeben sich für $n = 8$

$$\begin{aligned} \text{im Falle I: } \frac{P4}{2 d_{,,}^2 \pi} &= \frac{2 \cdot 200000}{3,14 \cdot 16,43^2} = 472 \text{ kg für 1 qcm;} \\ \text{» » II: } \frac{P4}{8 d_{,,}^2 \pi} &= \frac{200000}{2 \cdot 3,14 \cdot 11,62^2} = 235 \text{ kg für 1 qcm;} \\ \text{» » III: } \frac{P4}{8 d_{,,}^2 \pi} &= \frac{200000}{2 \cdot 3,14 \cdot 8,21^2} = 472 \text{ kg für 1 qcm,} \end{aligned}$$

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 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. 440 u. 441 dargestellt ist, läßt sich nach Gleichung 160 behandeln, wenn $n = 2$ gesetzt wird, und die 3 Fälle fallen dann mit $a = 1/2$ zusammen. Die Gleichung 160 lautet dann:

$$d_{,,}^{d,b} \geq 1,787 \sqrt{P} \sqrt[4]{\frac{1}{4 s' s''}}, \quad \delta^{d,b} \geq 0,56 \sqrt{P} \sqrt[4]{\frac{2 s'}{8 s''^3}},$$

oder

$$d_{,,}^{d,b} \geq \frac{1,265 \sqrt{P}}{\sqrt{s' s''}}, \quad \delta^{d,b} \geq 0,317 \sqrt{P} \sqrt[4]{\frac{s'}{s''^3}}.$$

Beispiel. Wird das Beispiel zu Art. 231 u. Fig. 440 (S. 164 u. 165) 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

$$\begin{aligned} d_{,,}^{d,b} &\geq \frac{1,265 \sqrt{5000}}{\sqrt{750 \cdot 1140}} = 2,95 = \infty 3,0 \text{ cm,} \\ \delta^{d,b} &\geq 0,397 \sqrt{5000} \sqrt[4]{\frac{750}{1140^3}} = 0,749 = \infty 0,75 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Hierin entspricht aber $\delta^{d,b}$ als Stärke des Bandes in jeder Gliedhälfte den $\frac{\delta}{2}$ in Fig. 440. Die Abfcherung im Bolzen wird dann nur

$$\frac{2500 \cdot 4}{2,95^2 \cdot 3,14} = 367 \text{ kg.}$$

Die Verbindung ist also in dieser Ausführung mit gegen früher stärkerem Bolzen und schwächeren Lafchen für Biegung und Lochlaibungsdruck genügend, für Abfcherung zu stark, während sie in der in Art. 231 (S. 165) ohne Rücksicht auf Biegung ausgerechneten Ausführung auf Lochlaibungsdruck und Abfcherung genügte, für Biegung dagegen schwach war.

Es zeigt auch dieses Beispiel, 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 Unterfuchung etwas umständlicher und kann nicht in so allgemein giltige Formeln gekleidet werden, wie die obigen.

d) Keile und Splinte, Keil- und Splintverbindungen.

233.
Keile
und
Splinte.

Der Unterschied zwischen Keilen und Splinten besteht darin, daß Splinte in Folge des Einsteckens oder Eintreibens keine Abscherungsspannung erleiden, sondern nur nachträgliche Löfung der Verbindung verhindern, während Keile durch ihre Form beim Einfsetzen in den verbundenen Theilen 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 Theile 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 eine selbstthätige Löfung durch besondere Vorkehrungen verhindert, macht man ihn größer, etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{6}$ der Länge.

Da ein einfacher Keil seiner Form wegen im rechteckigen Loche immer nur mit einer Kante anliegen kann und hier Zerstörungen hervorruft, und da man diesen Mangel auch durch entsprechend trapezförmig hergestellte Keillöcher nicht ganz beseitigen kann, so verwendet man für stark belastete Verbindungen gern Doppelkeile, welche stets parallele Kanten geben (Fig. 445), oder dreifache Keile, deren beide Aufsentheile die zu verbindenden Theile mit Nafen umfassen (Fig. 446). Es muß dabei die Summe der Nafenbreiten kleiner sein, als der kleinste Abstand zwischen den Aufsentheilen, da sonst letztere nicht eingebracht werden können.

Fig. 445.

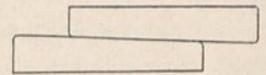
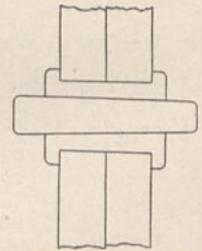


Fig. 446.



Bei mehrfachen Keilen nennt man die Theile, welche die zu verbindenden Stücke mit Nafen umfassen, Nafenkeile, 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 Einfrissen vorkommt.

Der rechteckige Querschnitt der Keile und Splinte wird wohl beiderseits nach einem Halbkreise abgerundet, damit die verbundenen Theile eben so beansprucht werden, wie durch Niet- oder Schrauben- oder Befestigungsbolzen.

Um die Keile nachträglich nachziehen zu können, macht man die Keillöcher in den zu verbindenden Theilen etwas zu lang, so daß sie auf der unbelasteten Seite nicht ganz am Keile anliegen.

Um selbstthätiges Löfen der Keile zu verhindern, steckt man bei einfachen Keilen einen Splint durch ein Bohrloch am dünnen Ende oder durch die verbundenen Theile 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 Theile nachträglich fest mit einander verbunden werden.

Rechteckige Keile, bezw. Splinte vorausgesetzt, muß unter dem Zuge P die Stange neben dem Keile eben so leicht abreißen, wie die beiden Keil-Endflächen, und eine der in den Keilflanken liegenden Ebenen im hinteren Stangenkopfe ab-, bezw. ausgehoren werden; schließlich darf der Lochlaibungs-Druck 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; meist 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 fest gelegten Keile auf ihre Biegebeanspruchung nicht zu unterlassen.

Es seien, wie früher, t die zulässige Scherspannung im Keile und in der Stange, s' die zulässige Zugspannung in letzterer. Für das Rundeisen (Fig. 448) ergeben sich folgende 4 Gleichungen:

$$\left(\frac{d^2 \pi}{4} - d \delta\right) s' = P, \quad 2 b \delta t = P, \quad d h t = P \quad \text{und} \quad d \delta s'' = P;$$

daraus folgt

Fig. 447. Fig. 448.

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P \pi}{s''} \frac{1}{1 + \frac{s''}{s'}}}, \\ d &= 2 \sqrt{\frac{P}{\pi s''} \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)}, \\ b &= \sqrt{\frac{P}{\pi t} \frac{s''}{t} \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)}, \\ h &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P \pi}{t} \frac{s''}{t} \frac{1}{1 + \frac{s''}{s'}}}. \end{aligned} \right\} \dots \dots 161.$$

Soll z. B. eine eiserne Stange mittels eisernen Keiles 3500 kg tragen, so sind $\frac{s''}{t} = 1,9$ und $\frac{s''}{s'} = 1,5$ zu setzen, und macht man $s' = 800$ kg, so sind $t = 640$ und $s'' = 1200$ kg. Gleichung 161 liefert alsdann folgende Werthe:

$$\delta = 0,95 \text{ cm}, \quad d = 3,03 \text{ cm}, \quad b = 2,88 \text{ cm} \quad \text{und} \quad h = 1,81 \text{ cm},$$

welche für die Ausführung abgerundet werden.

Für das Quadrateisen (Fig. 448) 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:

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \sqrt{\frac{P}{s' + s''} \frac{s'}{s''}}, & b' &= \sqrt{P \frac{s' + s''}{s' s''}}, \\ b &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P}{s'} \frac{s' + s''}{t} \frac{s''}{t}}, & h &= \sqrt{\frac{P}{s' + s''} \frac{s'}{t} \frac{s''}{t}}. \end{aligned} \right\} \dots \dots 162.$$

Für obiges Beispiel giebt Gleichung 162 die Werthe:

$$\delta = 1,08 \text{ cm}, \quad b' = 2,7 \text{ cm}, \quad b = 2,56 \text{ cm} \quad \text{und} \quad h = 2,08 \text{ cm}.$$

Meistens wird man die Enden der Eifen vor Herstellung des Loches behufs Ausführung obiger Mafse etwas anstauchen, so dafs die Abmessungen d und b' nicht in der ganzen Stange durchgeführt zu werden brauchen, sondern auf die der Fläche $\frac{P}{s'}$ entsprechenden Mafse vermindert werden können (Fig. 447 u. 448).

Für das Flacheifen (Fig. 449) des Querschnittes $\frac{P}{s'}$ und der Dicke δ' ergeben sich die Mafse im Keilanschluffe 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:

$$\delta = \frac{P}{s'' \delta'}, \quad b' = \frac{P}{\delta'} \frac{s' + s''}{s' s''}, \quad b = \frac{\delta'}{2} \frac{s''}{t}, \quad h = \frac{P}{t \delta'} \quad 163.$$

Soll z. B. eine Flacheifenstange von $\delta' = 1,5$ cm Dicke eine Last von 5000 kg bei den obigen Spannungsverhältnissen tragen, so werden nach Gleichung 163

$$\delta = 2,74 \text{ cm}, \quad b' = 7 \text{ cm}, \quad b = 1,43 \text{ cm} \quad \text{und} \quad h = 5,2 \text{ cm}.$$

$$\text{Die Stangenbreite selbst ist } \frac{5000}{800 \cdot 1,5} = 4,2 \text{ cm}.$$

Es wird nun nach diesen Gleichungen für gleiche Sicherheit in allen Theilen für Flacheifen fast regelmäfsig, für Rund- und Quadratischeifen häufig die Keilbreite b so gering, dafs man sie für die Ausführung über das berechnete Mafs hinaus vergrößern mufs; es sind dann alle anderen Mafse beizubehalten; der ganze Anschluff ist aber um das Mafs, das dem theoretischen b zugefetzt wurde, zu verlängern.

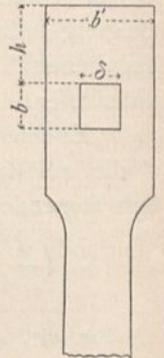
Die Vergrößerung von b wird bei Doppelkeilen und dreifachen Keilen immer nöthig, weil sonst die einzelnen Theile unausführbar geringe Breitenabmessungen erhielten. Man macht

$$b = 3 \delta \text{ bis } 4 \delta \text{ für Doppelkeile und} \\ b = 4 \delta \text{ bis } 5 \delta \text{ für dreifache Keile.}$$

Selbstverständlich mufs der Keil an beiden Seiten des angeschlossenen Theiles so viel Auflagerlänge haben, dafs auch hier der zuläffige Flächendruck auf den stützenden Theilen nicht überschritten wird.

Sehr häufig werden Keilanschluffe, namentlich mit abgerundeten Keilen, auch nach den zu Fig. 439 bis 441 gegebenen Regeln ausgeführt, indem man die Augen um so viel verlängert, wie die Keillänge b den zu den Figuren gehörenden Bolzendurchmesser d'' übertrifft.

Fig. 449.



2. Kapitel.

Verlängerung von Eifentheilen.

Die Verlängerung von Eifentheilen kommt hier nur für Constructionstheile aus Schweifeseifen oder Stahl in Frage.

Die Verlängerung einfacher Querschnitte ist zum Theile bereits bei den Verbindungen durch Niete (Fig. 414 bis 417), Schrauben (Fig. 440 u. 441) und Keile (Fig. 447 bis 449) behandelt worden, da alle dort für Anschluffe an anderweitige Theile gegebenen Formen und Regeln auch für den Zusammenchluff gleichartiger Theile verwendet werden können.

Die bei Verlängerungen zu beobachtenden allgemeinen Regeln sind folgende:

1) Die Mittelkraft aller Spannungen muß in fämmtlichen Theilen der Verbindung in die Schwerpunktsaxe der verbindenden und verbundenen Theile fallen.

2) Derjenige Querschnitt der verlängerten, bezw. verbindenden Theile, welcher durch die bei fast allen Verbindungen nöthige Lochung am meisten geschwächt ist, muß auch den vom ganzen Gliede verlangten Sicherheitsgrad besitzen. Es muß daher entweder das ganze Glied um die Verchwächung in der Verbindung mit Rücksicht auf das bei den Nietungen (in Art. 201, S. 145 u. 218, S. 156) Gefagte verstärkt werden, oder man muß dem Theile ein besonders geformtes Verbindungsglied anschweißen oder anstauchen, wie in Fig. 440, 441, 447 u. 448.

3) Die verbindenden Theile: Nieten, Schrauben, Keile etc., sollen in sich auf Abfcherung, Biegung und Lochlaibungs-Druck denselben Sicherheitsgrad besitzen, wie die verbundenen Theile an der schwächsten Stelle. Bezeichnen s'_a die zulässige Normalspannung in den verbundenen Theilen 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 Theilen und Laschen, so kann man nach den gemachten Erfahrungen folgende Verhältnisse dieser Spannungsgrößen einführen, wenn die verbindenden Theile als aus besonders gutem Material hergestellt angenommen werden:

$$\frac{s'_b}{s'_a} = 1,25, \quad \frac{t}{s'_a} = 1, \quad \frac{t'}{s'_a} = 0,8 \quad \text{und} \quad \frac{s''}{s'_a} = 1,5 \quad . \quad . \quad . \quad 164.$$

4) Die verbundenen Theile müssen hinter der Lochung für die verbindenden noch stark genug sein, um nicht auszureißen, bezw. ausgeschert zu werden.

5) Bei Verlängerung gedrückter Glieder rechnet man selten auf Kraftübertragung durch Flächendruck; meist macht man die verbindenden Theile, wie bei Zug, stark genug zur Uebertragung der ganzen Kraft.

Nach diesen Regeln lassen sich die Verlängerungen eintheiliger Querschnitte unter Benutzung der im vorhergehenden Kapitel gegebenen Formeln stets ausführen.

Nietverbindungen kommen hauptsächlich bei Verlängerung von Blechen, Flacheisen, Formeisen und Eisentheilen zusammengesetzten Querschnittes, Keile fast nur bei Verlängerung von Flacheisen, Schrauben bei Verlängerung von Rundeisen zur Anwendung. Bei Flacheisen hat man früher vielfach, gegenwärtig feltener 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 biegender, so wie abfcherenden 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 Nieten gerade so, wie die der Theile der Blechwand selbst in geradem Verhältnisse zum Abstände von der Mitte der Höhe stehen, und im Stande sein müssen, das Biegemoment zu übertragen, welches die volle Blechwand bis zur zulässigen Grenze der Spannungen in Anspruch nimmt.

236.
Verlängerung
von
Blechen.

Bezeichnen 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 Theiles, auf welchem mit Rücksicht auf den erforderlichen Randabstand $a = 1,5 d$ (siehe Art. 209, S. 152) oder wegen anderer Rücksichten Niete untergebracht werden können; k die in die Rechnung einzuführende geringste Tragfähigkeit eines Nietes, d. h. bei der regelmäßsig auszuführenden doppelten Lafchung den kleineren der beiden Werthe $d \delta s''$ oder $2 \frac{d^2 \pi}{4} t'$; δ die Dicke der Blechwand; so ist die Anzahl n der Niete zu bestimmen nach

$$n = \frac{1}{2} \left[\frac{s' \delta h^2}{k h_1} - 1 + \sqrt{\left(\frac{s' \delta h^2}{k h_1} - 3 \right)^2 - 8} \right] \dots \dots \dots 165.$$

Diese Zahl ist dann nach Erfordernis in einer, zwei oder drei Reihen unterzubringen.

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 belastet und mit Nieten von $d = 2$ cm zu verlaschen; t' soll 600 kg für 1 qcm und $s'' = 1400$ kg für 1 qcm sein. Es ist dann $k = 1 \cdot 2 \cdot 1400 = 2800$ 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

$$\frac{s' \delta h^2}{k h_1} = \frac{700 \cdot 1 \cdot 100^2}{2800 \cdot 94} = 26,6,$$

somit nach Gleichung 165

$$n = \frac{1}{2} \left[26,6 - 1 + \sqrt{(26,6 - 3)^2 - 8} \right] = 24,5 = \infty 25 \text{ Niete.}$$

Sollten diese in einer Reihe stehen, so könnte die Theilung nur $\frac{94}{25} = 3,76$ cm betragen, was unmöglich

ist. Werden in zwei Reihen: vorn 13, hinten 12 Niete, untergebracht, so ist die Theilung $\frac{94}{12} = 7,833$ cm,

und die Kantenspannung 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 Niettheilung e bei zweireihiger Nietung nach Gleichung 119 (S. 152) 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 Niettheilung ist also auch knapp, und es dürfte sich daher bei sorgfältiger Durchbildung empfehlen, die 25 Niete in drei Reihen mit 9, 8 und 9 Nieten unterzubringen, wodurch gleichzeitig eine erhebliche Abminderung der größten Kantenspannung des Bleches an der Nietstelle erzielt würde.

Tritt neben der Biegungsspannung s' noch eine erhebliche Scherspannung t auf, so führe man in Gleichung 165 statt s' den Werth $\sqrt{s'^2 + t^2}$ ein und wird dann die Scherspannung genügend berücksichtigt haben.

b) Verlängerung von Flacheifen und Rundeifen.

Für die Verlängerung von Constructionstheilen, die aus Flacheifen gebildet sind, werden hauptsächlich die nachstehenden Mittel verwendet.

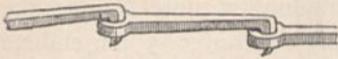
1) Klammerverbindung (Fig. 450⁹⁰). Eine nach Art der Holzklammern

⁹⁰) Facf.-Repr. nach: Gazette des arch. 1873, S. 76 u. 77.

237.
Be-
rückichtigung
der Scher-
spannungen.

238.
Verlängerung
von
Flacheifen.

Fig. 450.



(siehe Art. 121, S. 99) gefaltete Klammer bewirkt die Vereinigung der beiden zu verbindenden Theile; an einem der letzteren ist ein Haken, am anderen ein Auge angeschmiedet; eben so ist die Klammer am einen Ende mit einem Haken, am anderen mit einer Oese versehen⁹¹⁾.

2) Splintverbindung, deren Anordnung aus Fig. 451 u. 452⁹⁰⁾ ohne Weiteres ersichtlich ist.

Fig. 451.

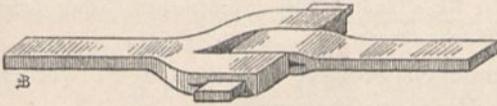


Fig. 452.

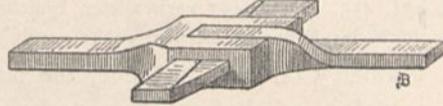
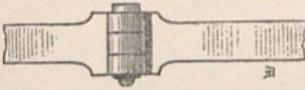


Fig. 453.



3) Charnier-Verbindung (Fig. 453), deren Bolzen mit oder ohne Schraubengewinde gebildet ist.

4) Keil-, bezw. Splintverbindung unter Zuhilfenahme von Ringen. An die Enden der zu verbindenden Theile werden Nasen angeschmiedet; die in entgegengesetztem Sinne angeordneten Nasen werden in der durch Fig. 454 u. 455⁹⁰⁾ veranschaulichten Weise an einander gelegt und durch Keile, bezw. Splinte aus

Fig. 454.

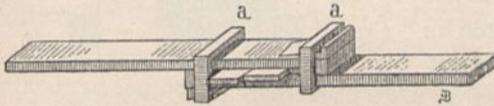
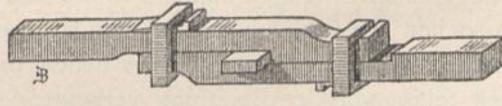


Fig. 455.



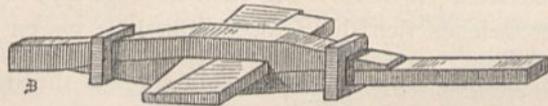
einander gehalten; zwei eiserne Ringe *a* haben die Lösung der Verbindung zu verhüten.

Bei den in Fig. 454 u. 455 dargestellten Verbindungen sind noch besondere Hilfsstücke erforderlich; wo Keile in Anwendung sind, ist ein Anspannen des betreffenden Constructionstheiles möglich.

Fig. 456.



Fig. 457.



5) Verzahnung (Fig. 456 u. 457⁹⁰⁾. Auch hier wird häufig das Umlegen von zwei Eifenringen um die Verbindungsstelle nothwendig.

6) Vernietung. Bei Verlängerung von Flacheisen kommt der einseitige oder doppelte Anschluss, bezw. die einfache oder doppelte Verlaschung (siehe Art. 214 bis 217, S. 154 bis 156) zur Verwendung.

Diese Verbindungen sind bis auf die unter 6 angeführten Vernietungen den altgewohnten Holzverbindungen nachgebildet, deren Gestalt sie größtentheils mit

⁹¹⁾ Diese Verbindungsweise ist von *Pierre de Montereau* in der *Sainte-Chapelle* zu Paris in Anwendung gekommen; die Verbindungsklammern sind nach Art der Ketten in größerer Zahl an einander gereiht.

unwesentlichen Veränderungen beibehalten haben. Sie können heute als veraltet angefehen 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. Der Grund des Verschwindens dieser früher meist verwendeten Verbindungen liegt darin, daß ihre Form dem Wesen des Eisens wenig entspricht und daher hohe Herstellungskosten verursacht.

Die geschweiften Augen, wie in Fig. 451, sind wegen der Schweißung unzuverlässig; eben so bedingten Gabelungen, wie in Fig. 451 u. 452, ganz besonders sorgfältige Herstellung, und die in Fig. 451, 452, 454, 455, 456 u. 457 verwendeten Einschnitte für Keile sind in der erforderlichen Gestalt scharf nur mittels der Feile herzustellen, daher vergleichsweise sehr theuer.

239.
Verlängerung
von
Rundeisen.

Sollen Constructionstheile, die aus Rundeisen gebildet sind, verlängert werden, so kann dies im Wesentlichen in dreifacher Weise geschehen:

1) Der eine der zu verbindenden Theile wird in eine Oese, der andere in einen Haken ausgeschmiedet, welcher letzterer nach Art der Kettenhaken gefaltet wird (vergl. Fig. 450).

2) Man benutzt die im vorhergehenden Kapitel (unter c) vorgeführten Bolzenverbindungen bei doppeltem Anschlusse oder doppelter Lascung (siehe Art. 228 bis 231, S. 163 bis 165).

3) Es wird ein sog. Spannschloß (Fig. 458) 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 Theilen gestatten, von denen man Straffheit schon vor der Belastung verlangt.

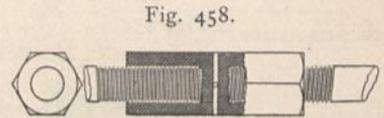
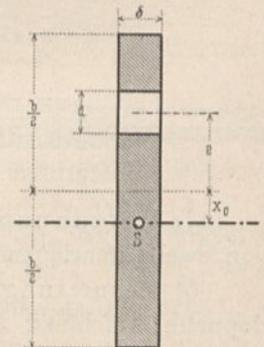


Fig. 458.

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 Theilen verbunden werden soll, wird nicht verstärkt, wenn man die Bolzen oder Nietlöcher in zwei zur Mitte symmetrisch liegenden Theilungslinien versetzt. Entgegen der viel verbreiteten gegentheiligen Ansicht erweist sich ein Band mit einem schief gefetzten Nietloche als höher beansprucht, d. h. schwächer, als ein gleiches mit zwei zur Mitte symmetrisch gestellten Löchern. Für das in Fig. 459 dargestellte Band, für welches sich die Schwerpunktslage gegen die geometrische

Fig. 459.



Mitte aus $x_0 = \frac{de}{b-d}$ ergibt, folgt die größte Kantenbeanspruchung σ' an der Seite, nach welcher das Loch verschoben ist, bei der Spannkraft P aus

$$\sigma' = \frac{P}{\delta(b-d)} \left\{ 1 + \frac{6de(b^2 - d[b - 2e])}{(b^3 - d^3)(b-d) - 12db e^2} \right\} \quad 166.$$

Wären zwei Löcher symmetrisch zur Mitte angeordnet, so wäre die Spannung

$$\sigma^2 = \frac{P}{\delta(b-2d)} \quad \dots \quad 167.$$

Derjenige Abstand e^1 , den das eine Loch von der geometrischen Mitte erhalten darf, damit die Kanten­spannung σ^1 gerade so groß wird, wie die gleichförmig ver-

theilte σ^2 bei Vorhandensein von zwei Löchern ergibt sich aus der Gleichsetzung $\sigma^1 = \sigma^2$ mit

$$e^1 = \sqrt{\frac{b^2 (b - 2d)^2}{64 d^2} - \frac{b^3 - d^3}{24 d} - \frac{b (b - 2d)}{8 d}} \quad 168.$$

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 $\delta = 1 \text{ cm}$ soll durch $P = 16\,000 \text{ kg}$ im ungeschwächten Querschnitte mit 800 kg für 1 qcm beansprucht sein, muß also $b = \frac{16\,000}{800 \cdot 1} = 20 \text{ cm}$ Breite erhalten. Erfolgt die Verbindung mit anderen Theilen durch Niete von $d = 2 \text{ cm}$ Durchmesser, so ist der Abstand e^1 von der Mitte nach der Gleichung 168

$$e^1 = \sqrt{\frac{20^2 (20 - 2 \cdot 2)}{64 \cdot 2^2} - \frac{20^3 - 2^3}{24 \cdot 2} - \frac{20 (20 - 2 \cdot 2)}{8 \cdot 2}} = 23,8 - 20 = 3,8 \text{ cm},$$

und die Beanspruchung wäre bei dieser Lochstellung so groß, wie wenn zwei Löcher vorhanden wären, also nach Gleichung 167

$$\sigma^2 = \frac{16\,000}{1 (20 - 2 \cdot 2)} = 1000 \text{ kg für } 1 \text{ qcm}.$$

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. bei Versetzen der Niete in den Reihen gegen einander, wird nun die größte Kantenspannung nach Gleichung 166

$$\sigma' = \frac{16\,000}{1 (20 - 2)} \left[1 + \frac{6 \cdot 2 \cdot 5 [20^2 - 2 (20 - 2 \cdot 5)]}{(20^3 - 2^3) (20 - 2) - 12 \cdot 2 \cdot 20 \cdot 5^2} \right] = 1043 \text{ kg für } 1 \text{ qcm},$$

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 fest gestellt werden, daß das Versetzen der Niete in zwei zur geometrischen Mitte symmetrisch liegenden Nietreihen gegen einander stets ein Fehler ist.

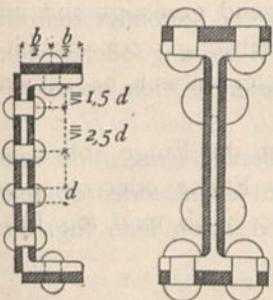
c) Verlängerung von Profileisen und Eisenteilen zusammengefetzten Querschnittes.

Für Constructionstheile, die aus einzelnen oder mehreren Profileisen bestehen, kommen fast ausschließlich Vernietungen in Frage. Es kommen zur Anwendung:

- 1) Für Winkelisen die bereits in Art. 220 (S. 157) angegebenen Laschungen.
- 2) Kreuzisen werden durch doppelte Verlaschung eines jeden der 4 Schenkel verbunden; dieses Verfahren ist unbequem und selten.

241.
Verlängerung
von
Profileisen.

Fig. 460. Fig. 461.



3) L-Eisen werden mittels doppelter Laschung des Steges und einfacher Laschung der Flansche gestoßen (Fig. 460).

4) Das I-Eisen wird wie das L-Eisen gestoßen (Fig. 461).

5) Das T-Eisen wird mittels doppelter Laschung des Steges und einfacher äußerer Laschung des Flansches gestoßen; im Uebrigen wird dieser Stoß selten nothwendig.

6) Das Z-Eisen wird wie die vorhergehenden gestoßen; es hat indess der Stoß von Z-Eisen meist nur als Auflager des einen Stückes zu dienen und beschränkt sich dann auf die doppelte Laschung des Steges.

242.
Berechnung
dieser
Verbindungen.

Bei der Berechnung dieser Verbindungen sind die folgenden Punkte im Auge zu behalten.

Die Berechnung darf nicht für den Querschnitt im Ganzen aufgestellt, sondern muß für jeden Theil (Steg, Flansch etc.) gesondert durchgeführt werden, damit nicht die Verbindung in einem Theile zu stark, im anderen zu schwach wird. Die Verbindungstheile (Niete, Bolzen, Keile) müssen in gleichartigen Theilen des Querschnittes in dieselbe Schnittebene, in verschiedenen Theilen 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. 176) für das Bandeisen nachgewiesen wurde. Beim **T**-, **E**- und **L**-Eisen ist dies nicht immer durchzuführen.

Liegt der Stofs in einem gedrückten Theile, welcher wegen des erforderlichen Widerstandes gegen Zerknicken eine Verstärkung gegenüber dem nur auf Druck nöthigen 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 vertheilt gedachte, wirklich vorhandene Drucklast bemessen zu werden (vergl. Art. 201, S. 145).

Für Theile, welche Spannungswechselfn ausgesetzt und daher nach den neueren Methoden mit Rücksicht auf die *Wöhler'schen* Versuchsergebnisse⁹²⁾ bemessen sind, empfiehlt es sich, gleiche Spannungsermächtigungen auch in den Verbindungen eintreten zu lassen. Dies geschieht von selbst, wenn man die Verbindungstheile nicht mit Spannungswerthen, sondern, von der Flächengröße des ver schwächten Querschnittes der zu verbindenden Theile ausgehend, mit den Verhältniszahlen der Spannungswerthe in Gleichung 164 (S. 173) berechnet.

Uebrigens zeigt Fig. 461 ganz besonders deutlich, wie ungünstig solche Profile 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 Profile ganz zu vermeiden.

243.
Verlängerung
zusammen-
gesetzter
Querschnitte.

Für die zusammengesetzten Querschnitte gelten sowohl die allgemeinen, wie auch die für mehrtheilige Profile im Vorstehenden gegebenen Regeln.

Man legt zwischen die Theile zusammengesetzter Querschnitte gern offene Schlitzte von solcher Breite, daß an den Stofsstellen entsprechend starke Lafchen für die inneren Theile unmittelbar auf diese eingelegt werden können. Dieses Verfahren führt zu bequemen und gut wirkenden Verbindungen, hat aber den wesentlichen Nachtheil, daß die engen, langen Schlitzte nicht genügend gereinigt und im Anstriche erhalten werden können. Bei Theilen, welche der Witterung oder Feuchtigkeit (z. B. Dampf) ausgesetzt sind, sieht man daher von dieser an sich bequemen Anordnung zweckmäßiger Weise möglichst ab.

Von wesentlichem Einflusse auf die Stofsanordnungen ist die Frage, ob man alle Theile des ganzen Querschnittes in einer und derselben Ebene oder ob man einzelne Gruppen der Theile in verschiedenen Ebenen stößt, d. h. ob man sog. *Gesammtstöße* oder *versetzte Stöße* anordnet.

⁹²⁾ Siehe Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«, Art. 283 (S. 248).

Die Verwendung des Gefammtstosses hat den Vortheil, dafs die zwischen zwei Stössen liegenden Gliedtheile in der Fabrik vollkommen fertig gestellt werden können, so dafs beim Aufstellen nur die Stofsverbindungsstücke einzufügen sind; allein das Durchschneiden aller Theile an einer Stelle ist der gleichmäfsigen 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; es ergibt sich also viel Arbeit auf der Baustelle selbst, aber zugleich eine gleichmäfsigere Widerstandsfähigkeit.

Gefammtstöße 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 Constructionstheile (z. B. grofse und starke Knotenbleche) erzielt werden kann; versetzte Stöße dagegen, wenn es bei langen Constructionstheilen auf thunlichst gleichmäfsige Festigkeit in allen Querschnitten in erster Linie ankommt und die nachträgliche Verbindung der überstehenden Theile auf der Baustelle keine erheblichen Schwierigkeiten verursacht.

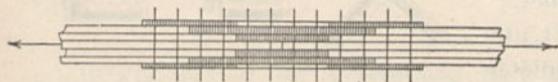
Die einfacheren Formen zusammengesetzter Querschnitte sind die folgenden.

1) Das mehrfache Flacheisenband. Ist ein Schlitz darin vorhanden, so erfolgt die Verbindung durch eine eingelegte Lasche; bei Gefammtstofs mufs der Schlitz die doppelte Stärke des einzelnen Bandes haben, bei versetztem Stofs die einfache. Bei versetztem Stofs mufs selbstverständlich zwischen den beiden Stofsstellen die Zahl der für den Stofs nöthigen Verbindungsstücke (Niete, Bolzen) doppelt vorhanden sein.

Ist kein Schlitz angeordnet, so erfolgt die Verbindung für Gefammtstofs durch beiderseits, für versetzten Stofs durch einseitig aufgelegte Lafchen von der Stärke der Bänder.

Soll von mehreren unmittelbar auf einander liegenden Bändern eines der inneren gestossen werden, so mufs man die Stofsplatte ein- oder zweiseitig auf die äufsersten Bänder legen. Man hat sich dann aus den nicht gestossenen Bändern die in Fig. 462

Fig. 462.

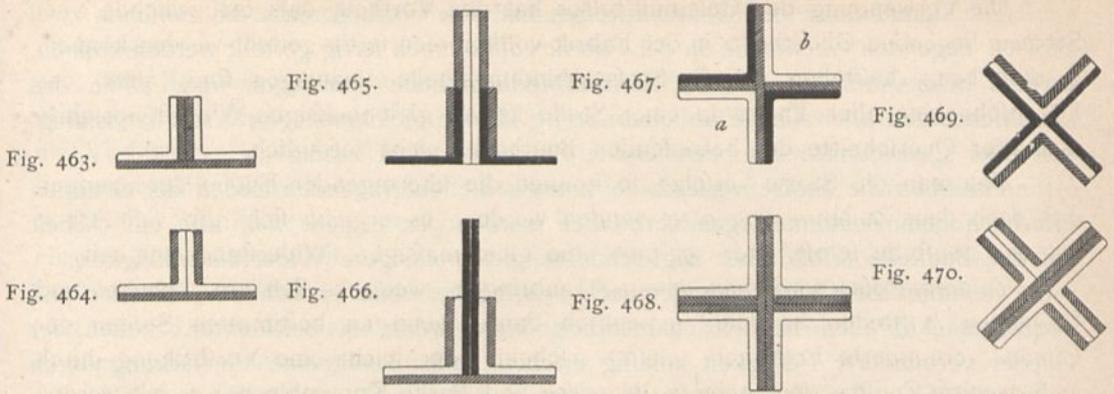


veranschaulichte Lafchenreihe herausgeschnitten zu denken, worin die Länge der eigentlichen Aufsenslatten nach jeder Seite des Stosses sich aus derjenigen Anzahl von Verbindungs-

teilen ergibt, welche einmal mehr diejenige Anzahl enthält, welche zur Uebertragung der im gestossenen Bande wirkenden Kraft erforderlich ist, als Bänder zwischen dem gestossenen Bande und der Lafche liegen; in Fig. 462 sind 2 Nietreihen für die Kraftübertragung und 2 Platten zwischen Stofs und Lafche angenommen; die Zahl der Nietreihen zu jeder Seite des Stosses beträgt also: $2(2 + 1) = 6$.

2) Der aus Profileisen und Blechen zusammengesetzte T- und +-förmige Querschnitt. Fig. 463 u. 464⁹³⁾ zeigen T-förmige Querschnitte aus 2 Winkeleisen, und zwar Fig. 463 die Stofsanordnung für Gefammtstofs, wenn ein Schlitz angeordnet ist, Fig. 464, wenn dieser fehlt. Die Verbindung der Winkeleisen aufserhalb der Lafchen geschieht in Fig. 463 durch Stehniete mit der Theilung $\geq 15 d$, in Fig. 464 durch Heftniete mit der Theilung $\geq 8 d$.

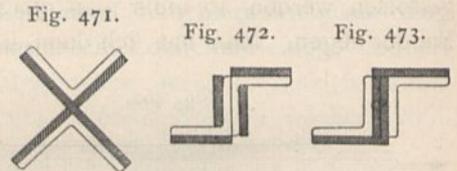
⁹³⁾ In Fig. 463 bis 473 sind durchlaufende Theile schwarz gekennzeichnet, Lafchen schraffirt, gestossene Theile weiß gelassen.



In Fig. 465 u. 466 sind T-förmige Querschnitte aus Winkeleisen und Blechen dargestellt, bei denen der Gefammtstofs sehr unbequem werden würde. Fig. 465 zeigt den Stofs der Bleche, Fig. 466 den der Winkeleisen an versetzter Stelle. Fig. 467 bis 470 geben die Anordnung einiger +-förmiger Querschnitte aus 4 Winkeleisen; sind Schlitzte angeordnet, so erfolgt die Verbindung der Winkeleisen unter einander durch wechselweises Einlegen von Blechstreifen dicht über einander in beide Schlitzte in Abständen $\leq 20 d$; fehlen die Schlitzte, so werden Heftniete in Abständen $\leq 8 d$ in den Schenkeln eines Winkeleisens versetzt eingezogen. Im Besonderen stellen Fig. 467 den versetzten Stofs des +-förmigen Querschnittes in den Winkeleisen *a* und *b* mit schmalem Schlitzte, Fig. 468 den Gefammtstofs desselben bei breitem Schlitzte, Fig. 469 den versetzten Stofs eines geschlossenen und Fig. 470 den Gefammtstofs eines halb geschlossenen Kreuzquerschnittes dar. Aus diesen Beispielen folgen die übrigen Arten dieses Querschnittes. Liegen Bleche zwischen den Winkeleisen, so ist Gefammtstofs oder versetzter Stofs nach Fig. 469 anzuwenden.

3) Der Kreuzquerschnitt aus 2 Winkeleisen muß stets zwei Schlitzte haben, da die Verbindung der Winkeleisen nur durch eingelegte Blechfläbe erfolgen kann. Es wird daher Gefammtstofs (Fig. 471) angeordnet.

4) Der Z-förmige Querschnitt aus 2 Winkeleisen kann offen mit Stehnieten oder geschlossen mit Heftnieten angeordnet sein. In beiden Formen erhält er am besten Gefammtstofs (Fig. 473 u. 472).



Nach diesen einfachen Beispielen lassen sich auch verwickeltere Querschnitte behandeln. Bei diesen ist noch mehr, als bei den obigen mehrtheiligen Querschnitten, die Regel von Wichtigkeit, daß man den Querschnitt für die Berechnung in seine einfachen Theile (Bänder, Platten, Winkelschenkel, Stege und Flansche von E-Eisen u. f. w.) zerlegen, für jeden den auf ihn entfallenden Antheil der den ganzen Constructions-theil beanspruchenden Kraft ermitteln und auf dieser Grundlage die Verbindung für jeden Theil für sich berechnen soll. Rechnet man für grössere Gruppen von Querschnittstheilen die nöthige Stärke der Verbindung im Ganzen aus, so wird man meist die Verbindung für einzelne Theile der Gruppe zu stark, für andere zu schwach ausbilden.

Sollen Theile von verschiedener Querschnittsgröfse vereinigt werden, so ist die Verbindung auf den schwächeren einzurichten; denn da kein Theil mehr, als die

feinem Querschnitte entsprechende Kraft tragen soll, so darf aus einem stärkeren Theile 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.

3. Kapitel.

Eckverbindung, Endverbindung und Kreuzung von Eifentheilen.

Die in diesem Kapitel zu besprechenden Verbindungen sind so mannigfaltiger Art, dafs nur eine Reihe von Beispielen vorgeführt werden kann.

246.
Uebersicht.

Die Berechnung dieser Verbindungen erfolgt auf Grund der Regeln, welche im 1. Kapitel für Vernietungen, Verschraubungen und Keilverbindungen gegeben wurden.

Die nachstehenden Beispiele sind keine fest stehenden 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. 474 bis 478). Bei der Verbindung in Fig. 474 ist das eine der beiden Flacheisen umgeschmiedet und hierauf mit dem zweiten vernietet; diese häufig angewendete Rahmenverbindung ist gegen Zug nur wenig widerstandsfähig.

247.
Flacheisen.

Fig. 474.

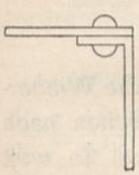


Fig. 475.

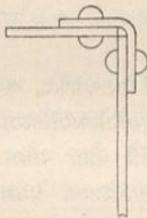


Fig. 476.

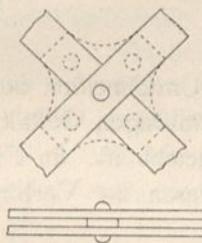
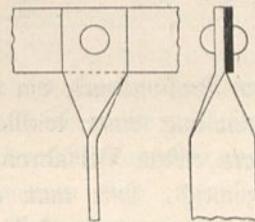


Fig. 477.



In Fig. 475 ist zur Verbindung eine gebogene Lafche aufgelegt, so dafs die Innenseite glatt bleibt; soll innen keine Unebenheit vorhanden sein, so müssen die Niete innen versenkt werden. Die Lafche kann auch innen liegen (vergl. Fig. 489).

Flach liegende Eisen können nach Fig. 476 verbunden werden; soll dabei Drehung um den einen Niet verhindert werden, so füge man zwischen die Flacheisen ein Knotenblech ein, welches das Einsetzen eines zweiten Nietes in jedes Eisen, wie z. B. in Fig. 483 u. 487, gestattet. Werden hochkantig stehende Flacheisen blofs durch Niete verbunden, so wird ein Verdrehen des einen, bzw. beider, wie in Fig. 477, erforderlich.

Fig. 478.

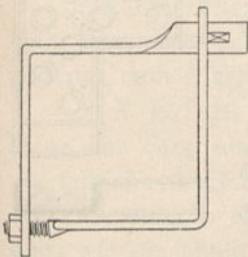
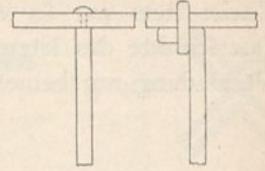


Fig. 478 zeigt die Eckverbindungen eines Klemmbandes für mehrtheilige Holztheile unter Verwendung von Keil- und Schraubenverbindung. Für Keile muß das Band von vornherein entsprechend breit gewählt und verdreht werden; für

Schraubengewinde wird ein Zusammenschweißen von Flach- und Rundeisen nöthig.

Fig. 479. Fig. 480.



248.
Quadrat-
und
Rundeisen.

2) Für Quadrateisen und Rundeisen sind Verbindungsarten in Fig. 479 u. 480 dargestellt, welche auch für T-Verbindungen brauchbar sind. Soll die Ecke glatt fein, so wird man sie durch Umbiegen, bezw. Umschmieden gerader Eisen herstellen.

249.
L-Eisen.

3) Winkeleisen. Eine völlig glatte Ecke (Fig. 481) wird erzielt, wenn man aus dem einen Schenkel ein dem Eckenwinkel entsprechendes Dreieck herauschneidet, den anderen umbiegt und die Fuge wieder zuzschweifst. Diese Art der Eckenbildung ist jedoch als Nothbehelf anzusehen. Namentlich in englischen Bauanstalten wird sie besser hergestellt, indem man je 2 zu biegende Winkeleisen zugleich heiß macht und neben einander legt, so daß ein Querschnitt entsteht, dessen neutrale Axe senkrecht zur Richtung des biegenden Druckes steht. Die Winkel werden dann in ihrem Querschnitte genau entsprechende, nach dem Winkel der herzustellenden Ecke geformte Gufslehren gelegt und unter Wasserdruck-Pressen gebogen. Die Gufslehren sichern dabei die Wahrung des ursprünglichen Querschnittes an allen Stellen, indem

Fig. 481.

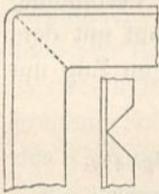


Fig. 482.

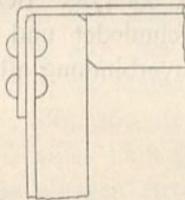


Fig. 483.

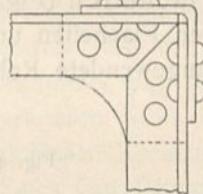


Fig. 484.

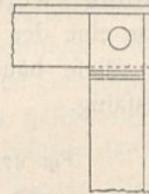
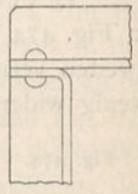


Fig. 485.



der Pressendruck ein völliges Umschneiden der Winkel bewirkt, während die Wiedererzielung einer leidlich regelmäßigen Gestalt beim geschweiften Winkeleisen nach dem ersten Verfahren nicht leicht ist. In Fig. 482 ist der eine Schenkel so weit beseitigt, daß man den anderen zur Verbindung benutzen kann; die Verbindung wird aber wenig steif.

Eine bessere Verbindung entsteht durch besondere Lafchung jedes Schenkels mit zwei Blechen (Fig. 483), von denen das eine ausgeschnitten, das andere umgebogen werden muß; beide Lafchen sind bequemer und besser außen, als innen anzubringen. Die Verbindung in Fig. 484 bedingt Kröpfung des einen Winkeleisens, wenn beide in einer Ebene liegen sollen, ist übrigens nur zu brauchen, wenn Verdrehungen um die Axe des einen Nietes nicht zu fürchten sind. Fig. 485 ist zu verwenden, wenn ein innen glatter Rahmen gefordert ist, der mit

Fig. 486.

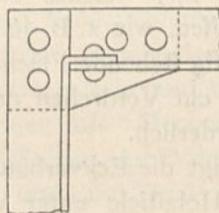


Fig. 487.

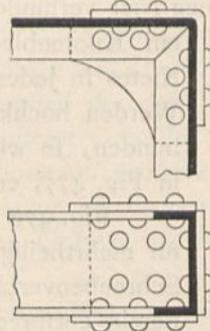
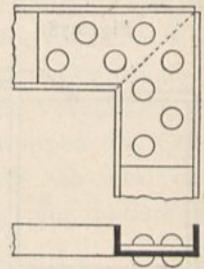


Fig. 488.



größerer Festigkeit auch nach Fig. 486 gewonnen werden kann, sobald man hier die Nietung innen verfenkt und das Knotenblech ausschneidet.

4) **C**-Eisen können stehend (Fig. 487) und liegend (Fig. 488) zusammenstoßen. Bei großen Profilen verbindet man die Stücke im Stege mittels gebogener Lasche, in den Flanschen durch zwei ausgefehlte Knotenbleche (Fig. 487); bei kleinen Profilen sind die Flansche zum Nieteten zu schmal; man muß sich daher hier mit der Verflachung des Steges begnügen, welche außen oder innen (Fig. 488) oder beiderseits erfolgen kann.

5) **I**-Eisen sind selten in einer Ecke zu vereinigen. Da die Flansche auch hier meist sehr schmal sind, so erfolgt die Verbindung durch gebogene Laschen am Stege nach Art der Fig. 501.

Fig. 489.

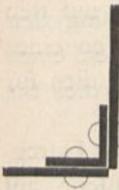
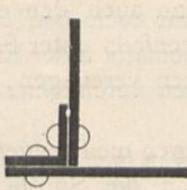


Fig. 490.



6) Bleche für Gefäße können in den Ecken nach Fig. 474 verbunden werden. Da diese Verbindung aber schwach ist, so findet man meist Winkeleisen zur Verbindung verwendet, welche im Gefäße (Fig. 489) oder neben demselben (Fig. 490) oder beiderseits eingesetzt werden oder die Bleche nach Fig. 475 außen umfassen.

7) Zusammengesetzte Querschnitte kommen in Eckverbindungen nur äußerst selten vor.

b) End- (T-) Verbindungen.

1) Flacheisen können, wenn sie flach liegen, mit Füllstück nach Fig. 476 oder ohne dasselbe, wenn nöthig unter Einfügen eines Knotenbleches, auf einander genietet werden. Stehen sie hochkantig, so müssen sie erst nach Fig. 477 um 90 Grad verdreht umgeschmiedet werden. Ohne Verdrehung werden hochkantig stehende

Flacheisen durch Winkelaschen nach Fig. 491, mittels Lochung und Keil nach Fig. 492 oder auch mit Schraube auf angeschweißtem Rundeisen nach Fig. 478 verbunden.

Fig. 491.

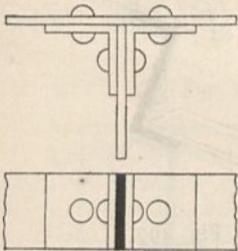
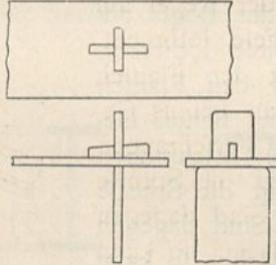


Fig. 492.



2) Rundeisen und Quadratischeisen werden vereinigt, indem man ein Stück durchbohrt und an das andere einen Stift anfeilt, welcher durchgesteckt und kalt umgenietet wird (Fig. 479), oder man schmiedet

das Ende des einen um und zieht auf dieses und das andere Stück einen Ring heiß auf, dessen Schlufs meist offen gelassen wird (Fig. 480).

Mit Flacheisen kann eine Endverbindung nach Fig. 511 erzielt werden, indem man eine aus Bandeisen gebogene Schelle um das Quadrat- oder Rundeisen legt und mit dem Flacheisen verbolzt.

2) **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. 493); die Verbindung hat eben so wenig Festigkeit, wie die ähnlichen in Fig. 474 u. 482.

250.
C-Eisen.251.
I-Eisen.252.
Bleche.253.
Zusammen-
gesetzte
Querschnitte.254.
Flacheisen.255.
Rund. u.
Quadratischeisen.256.
T-Eisen.

Fig. 493.

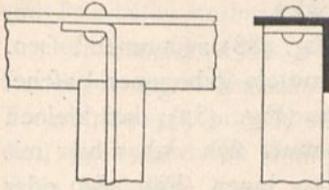
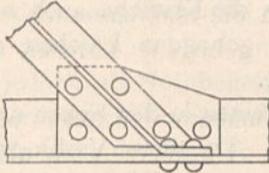


Fig. 495.



Wird gröfsere Widerstandsfähigkeit, namentlich auf Zug, im angeschlossenen Eisen verlangt, so schneide man die Flanſche auf Geh rung zuſammen, verbinde ſie durch ein Knotenblech und lege noch Winkelſtafchen zwiſchen die Stege ein (Fig. 494).

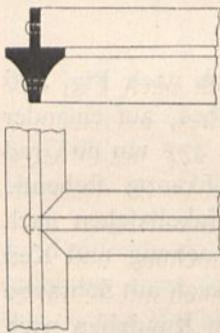
Wird nicht verlangt, daſs die Flanſche in einer Ebene liegen, ſo kann man auch den einen auf den anderen legen, erforderlichenfalls unter Einfügen eines

Knotenbleches, und die Stege auf eine der obigen Arten vereinigen, wie dies für ſchiefwinkligen Anſchluss in Fig. 495 gezeigt iſt.

257.
Sproſſeneiſen.

4) Sproſſeneiſen. Da bei Sproſſeneiſen-Verbindungen meiſt ungeſtörtes Durch führen des Kittfalzes verlangt wird, ſo ſchneidet man die Sproſſenflanſche auf

Fig. 496.



Geh rung in einander, durchbohrt das durchlaufende Eiſen im Aus ſchnitte zweimal und feilt an das endigende entſprechende Stiſte an, welche, erhaben oder verſenkt, kalt vernietet werden (Fig. 496). Auch wenn das durchlaufende ein halbes (Rand-) Sproſſeneiſen iſt, bleibt die Verbindung dieſelbe.

Die T-Sproſſen von Deckenlichtern ruhen in der Regel auf Pfetten. Stehen dieſe lothrecht, ſo biegt man meiſt den Flanſch

der geneigten Sproſſe um, nachdem man behufs Ge winnung des Platzes zum Nietens oder Verſchrauben den Steg weggeſchnitten hat, und bringt die Sproſſe ſo zu wagrechtem Auflager (Fig. 497). Sind dagegen die Pfetten winkeltrecht zur Deckenlichtfläche, ſo kann man die Sproſſen unmittelbar auflagern (Fig. 498); 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 unliebfamer Weiſe ſchwächende Lochung der Pfettenflanſche vermieden.

Befonders beliebt iſt in ſolchen Fällen die Verbin dung in Fig. 499 mit Klemmhaken, da das Anbringen der Sproſſen im Bauwerke kein Arbeiten an Nietens

Fig. 494.

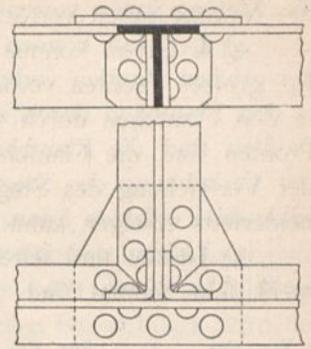


Fig. 497.

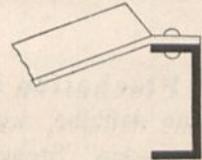


Fig. 498.

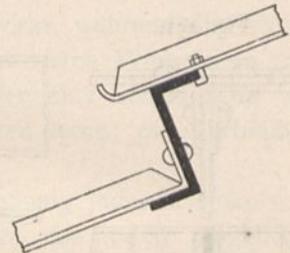
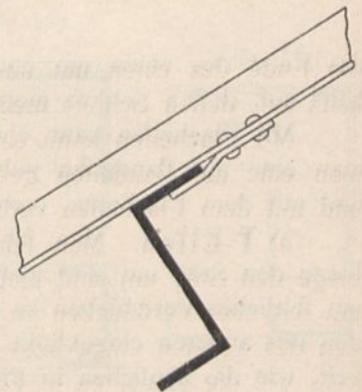


Fig. 499.



oder Schrauben bedingt, auch die Befestigungsteile, mit den Sproffen fest verbunden, mit diesen in einem Stücke verzinkt werden können. Nur wenn in Ausnahmefällen feiliche Verschiebungen der Sproffe entlang der Pfette zu fürchten sein sollten, ist diese Verbindung nicht zuverlässig.

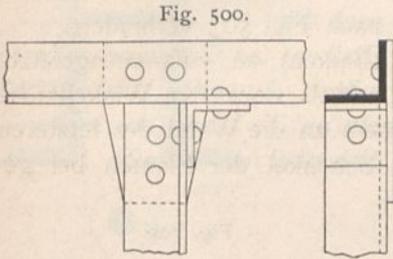


Fig. 500.

untergelegten Knotenbleches nach Fig. 500.

5) Winkeleisen. Stossen die Winkeleisen mit den liegenden Schenkeln zusammen, so sind die Verbindungen der L-Eisen nach Fig. 493 bis 495 auszuführen oder die der Ecken aus Winkeleisen nach Fig. 482 bis 484 hierher zu übertragen. Endigt dagegen ein Winkel am stehenden Schenkel des anderen, so erfolgt die Vereinigung ohne Verschneiden der Stücke mittels Winkellafche und

258.
L-Eisen.

6) Kreuzeisen werden mit anderen Theilen dadurch verbunden, dafs man zur Gewinnung von Platz für Niete und Schrauben zwei Flansche wegschneidet und

259.
+-Eisen.

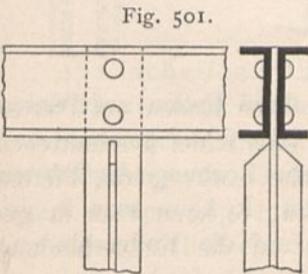


Fig. 501.

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. 501 zeigt den unmittelbaren Anschluss einer solchen +-Steiße an die aus zwei L-Eisen mit Schlitz gebildete obere Gurtung eines Trägers.

7) I- und L-Eisen. Beide können in den Endverbindungen der Regel nach ganz gleich behandelt werden. Sind die zu vereinigenden Theile gleich hoch, so schneide man vom endigenden die Flansche so weit ab, dafs man den Steg bis an den des durchlaufenden heranschieben kann, und verbinde die Stege durch Winkellafchen (Fig. 502). Bei starken Profilen mit genügender Flanschbreite kann man

260.
I- u. L-Eisen.

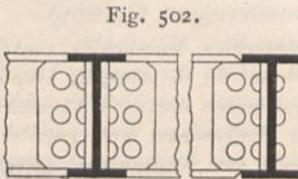


Fig. 502.

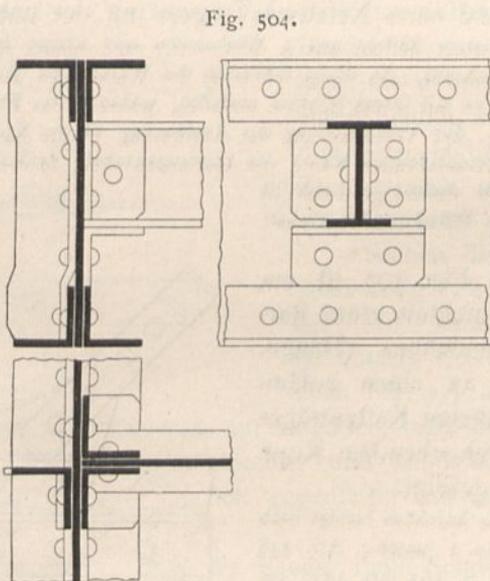


Fig. 504.

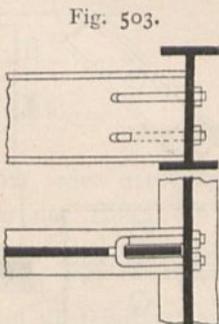


Fig. 503.

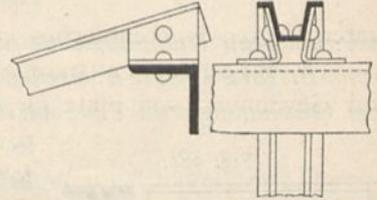
diese Verbindung noch wesentlich durch Auflegen von Knotenblechen auf beide Flansche, wie in Fig. 487, verstärken.

In vielen Fällen ist das endigende Profil das schwächere; man kann dann feinen unteren Flansch auf den des durchlaufenden lagern, indem man das Herausziehen des eingelagerten Profiles durch lange Hakenbolzen nach Fig. 503 verhindert.

Die Mittel zum Anlagern dieser Walzträger (Balken) an zusammengesetzte Träger (Unterzüge) zeigt Fig. 504. Der Balken ist mittels doppelter Winkelleisen an den Unterzug genietet und ruht außerdem auf einem an die Wand des letzteren gefetzten Winkelabschnitte, mit dessen wagrechtem Schenkel der Flansch bei genügender Breite noch vernietet werden könnte.

Will man dem Balken Spielraum für Wärmebewegungen gewähren, so ersetze man alle in ihn gezogenen Niete durch Schrauben, deren Löcher nach der Richtung seiner Länge länglich geformt sind. Der zusammengesetzte Träger ist in der Anschlussstelle ausen durch ein Winkeleisen versteift, damit die schwache Wand nicht unter der Balkenlast einknickt.

Fig. 505.



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. 505). Soll letztere vermieden werden, so kann man in geeigneten Fällen auch die Anordnung in Fig. 512 u. 521 auf die Endverbindung übertragen.

9) Bleche werden in Endverbindungen entweder durch Umbiegen des endigenden (Fig. 474) oder besser mittels doppelten (Fig. 491) oder einfachen (Fig. 490) Verbindungswinkels vereinigt.

10) Zusammengesetzte Querschnitte. Aus der ungemein grossen Zahl der hier denkbaren Fälle mögen nur zwei herausgegriffen werden.

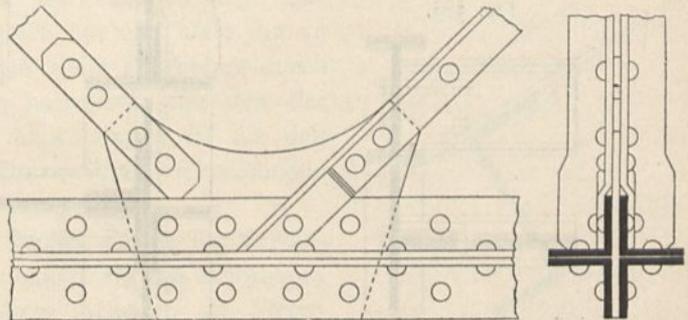
Fig. 506 zeigt die Verbindung einer Flacheisen- und einer Γ -Diagonalen aus der Wand eines Netzwerk-Trägers mit der unteren kreuzförmigen Gurtung.

Letztere besteht aus 4 Winkeleisen und nimmt in ihren lothrechten Mittelschlitz zunächst ein Knotenblech auf. An dieses schliessen die Winkeleisen der Steife sich auf die der Gurtung kröpfend an, indem sie es mit ihrem Schlitze umfassen, während das Flacheisenband mittels doppelter Verflachung befestigt ist. Zur Vereinfachung der Ausführung ist die Kröpfung der Steifenwinkel nicht parallel zu der dieselbe veranlassenden Kante der Gurtungswinkel, sondern winkelrecht zum Steifenwinkel gelegt. Das entstehende dreieckige Loch ist mit Blech, Eisenkitt oder Asphalt zu füllen.

Fig. 506.

In Fig. 507 ist ein Bolzenanschluss eines starken Rundeisens (Hängeflange) an einen zusammengesetzten Kastenträger mit durchgehendem Kopfbleche gezeigt.

Der Anschluss erfolgt nach den in Kap. I (unter c, Art. 228 bis 231, S. 163 bis 165) ge-

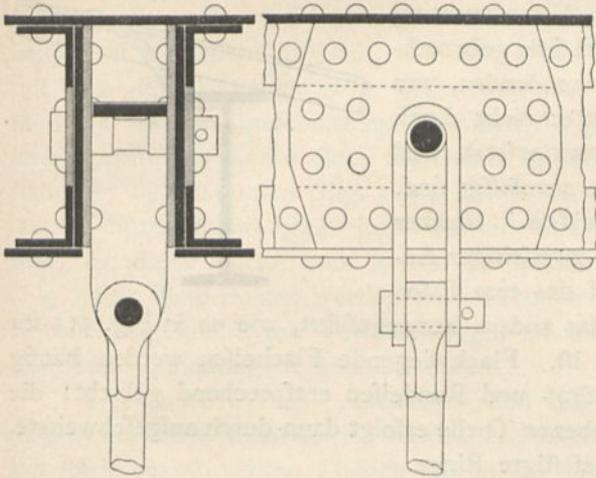


261.
Rinnen-
eisen.

262.
Bleche.

263.
Zusammen-
gesetzte
Querschnitte.

Fig. 507.



gebenen Regeln; jedoch bestehen die beiden Laschen hier aus einem halbkreisförmig umgebogenen Bleche, welches, genau ausgehobelt und geschmirgelt, sich 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 Biegebbeanspruchung im Bolzen wird auf diese Weise thunlichst verringert. Um in den Trägerwänden die nöthige Lochlaibungs-Länge zu erhalten, sind sie durch aufgenietete (in Fig. 507 schraffierte) Platten verstärkt.

c) Kreuzungen (+-Verbindungen).

1) Flacheisen. Liegen diese mit oder ohne Zwischenraum flach zu einander, so werden sie ohne Weiteres mit einander vernietet, wobei bei Vorhandensein eines Zwischenraumes Stehniete erforderlich sind (Fig. 476); die Ringe der letzteren können zur Verhütung von Verdrehungen nöthigenfalls zu Knotenblechen mit 5 Nieten erweitert werden (Fig. 476 punktirt), auf denen schliesslich unter entsprechender Vermehrung der Nieten ein Stofs der Flacheisen erfolgen kann (Fig. 508).

Liegen beide Eisen in derselben Ebene, so wird doppelte Verlaschung mindestens des einen erforderlich, um das andere durchführen zu können (Fig. 509); auch dabei

264.
Flacheisen.

Fig. 508.

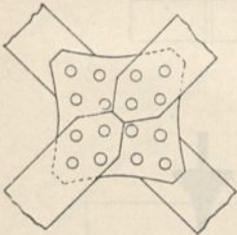


Fig. 509.

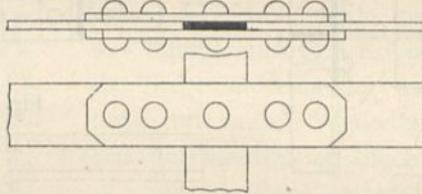


Fig. 511.

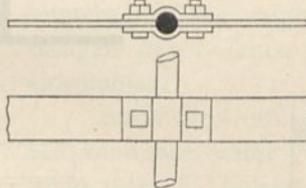
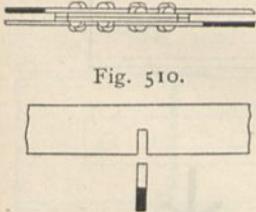


Fig. 510.



ist es möglich, die Laschen zu Kreuzlaschen 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. 518.

Stehen die Eisen hochkantig zu einander, so kann man sie mittels Verdrehung nach Fig. 477 auf ein-

ander legen, oder man überschneidet sie nach Fig. 510 mit einander; man schneidet aus jedem der Eisen die Hälfte aus, schiebt sie in einander und kann sie dann schweißen oder kalt so zusammenhämmern, dass sie sich gegenseitig aufeinander fest klemmen.

Dabei ist selbstverständlich Voraussetzung, dass die Bänder diese Schwächung

vertragen können. Auch die in Fig. 512 nach dem Vorbilde von Fig. 499 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 zweiseitiger Anordnung der Fig. 480, oder es wird das eine Eisen mittels doppelter Schellenlasche um das andere herumgeführt, wie es in Fig. 511 für Flacheisen und Rundeisen angedeutet ist. Flach liegende Flacheisen werden häufig (Gitteranordnungen) für dünnere Quadrat- und Rundeisen entsprechend gelocht; die Verbindung der durch einander geschobenen Theile erfolgt dann durch aufgeschweißte, bezw. mit durchgebohrtem Splinte befestigte Ringe.

3) T-Eisen. Kreuzverbindungen aus T-Eisen ergeben sich aus der Verdoppelung von Fig. 493 u. 494. 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 Profiles aufnieten (Fig. 513).

Wird keine große Steifigkeit von der Verbindung verlangt, so kann man die T-Eisen unter Einklinken der Flansche voll mit einander überschneiden und die Stege mittels Winkellaschen verbinden (Fig. 514).

Fig. 512.

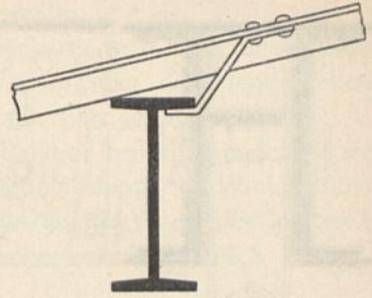


Fig. 513.

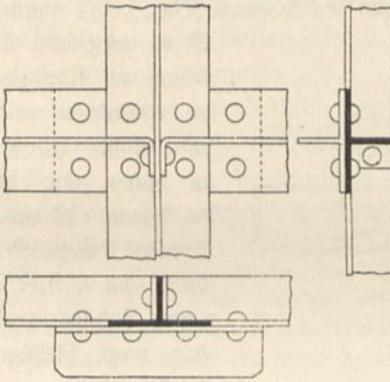


Fig. 514.

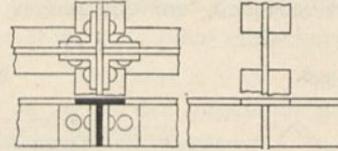


Fig. 515.

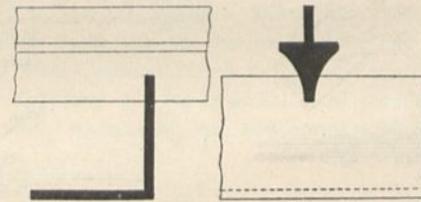


Fig. 516.

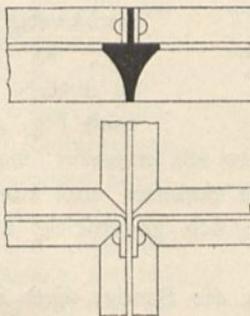
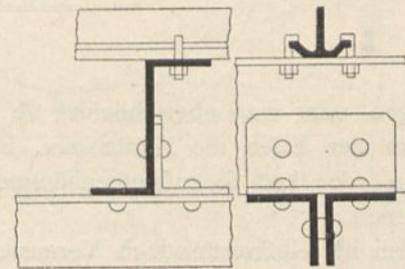


Fig. 517.



265.
Rund- u.
Quadrateisen.

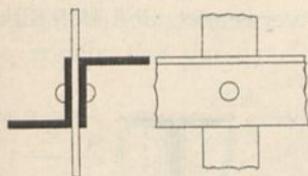
266.
T-Eisen.

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. 516). Soll der Kittfalz ganz frei sein, so hämmert man die zusammengeschnittenen Sproffen, so gut es geht, in einander. Ueberkreuzt eine Sproffe die Kante eines tragenden Eisens, so feilt man beide etwas aus und hämmert sie zusammen (Fig. 515).

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. 517); diese Bolzen werden am Haken vierkantig geformt und in den Rand der Sproffe eingeklinkt, um Verschiebungen zu verhindern. Auch die in Fig. 499 dargestellte Verbindung ist hier am Platze.

5) Winkeleisen. Auch hier sind die Verbindungen der T-Eisen (Fig. 513 u. 514) auf die Winkeleisen zu übertragen; doch sind Ueberblattungen (wie in Fig. 514) bei stark beanspruchten Theilen wegen der großen Schwächung zu vermeiden.

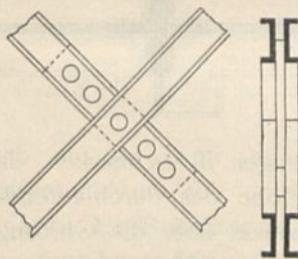
Fig. 518.



Sehr häufig sind Verbindungen mehrerer Winkeleisen mit offenem Schlitz mit anderen Theilen, welche sich durch den Schlitz stecken. Als Beispiel zeigt Fig. 518 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 gefloßen und verbunden werden.

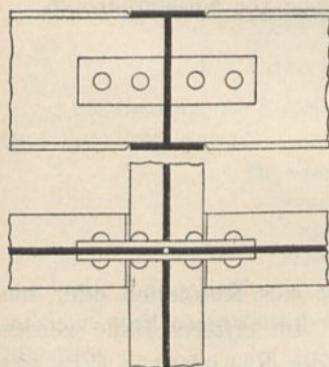
6) I- und C-Eisen. Fig. 519 zeigt die Kreuzung zweier Glieder, welche aus flach liegenden, kleinen E-Eisen mit offenem Schlitz bestehen; durch den Schlitz des

Fig. 519.



durchlaufenden ist ein Laschenblech 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 an einander und verlasse sie dann, und zwar statt mittels Winkellaschen (wie in Fig. 502) mittels durchgesteckter Flachlaschen (Fig. 520).

Fig. 520.



Da meistens verlangt wird, daß die Enden des durchschnittenen Eisens fest auf den Flanschen des durchlaufenden ruhen, so ist es zweckmäßig, zwischen letztere und die eingeschobenen Stegenden nach Anbringen der Laschen kleine Keile aus Blechabfällen einzuschlagen.

Auch die Verbindung in Fig. 503 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 Profile in Berührung kommen.

Die Verbindung der durchschnittenen Theile mittels durchgesteckter Laschen nach Fig. 520 kann auch auf Anordnungen nach Fig. 504 zum Erfatze der Winkellaschen ohne Weiteres übertragen werden.

267.
Sproffen-
eisen.268.
L-Eisen.269.
I- u. C-
Eisen.

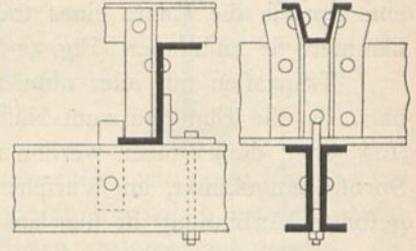
270.
Rinneneisen.

7) Rinneneisen überkreuzen sich mit Pfetten von I- oder L-, bzw. Z-förmigem Profil. Im ersteren Falle ist die Verbindung mit gebogenen Blechen nach Fig. 505 unter Lochung des Pfettenflansches zu wählen; bei den letzteren Profilen ist die bessere Verbindung mittels schwacher, an den Pfettensteg genieteter L-Eisen ausführbar (Fig. 521). Auch die die Lochung vermeidende Verbindung mit Klemmhaken von den Flanschen des Rinneneisens aus (Fig. 512) ist hier am Platze.

271.
Z-Eisen.

8) Z-Eisen, welche mit besonderer Vorliebe für continuirliche Gelenkpfetten verwendet werden, überkreuzen sich daher häufig mit den oberen Gurtungen von Dachstühlen, dürfen aber in dieser Ueberkreuzung im Flansch, wegen des hier wirkenden Momenten-Höchstwerthes, nicht gelocht werden. Das Befestigen auf einer oberen Gurtung aus zwei L-Eisen, welche diesen Anforderungen genügt, zeigt Fig. 521, in welcher bei sehr sicherer Verbindung Lochungen nur im Pfettenstege vorhanden sind.

Fig. 521.

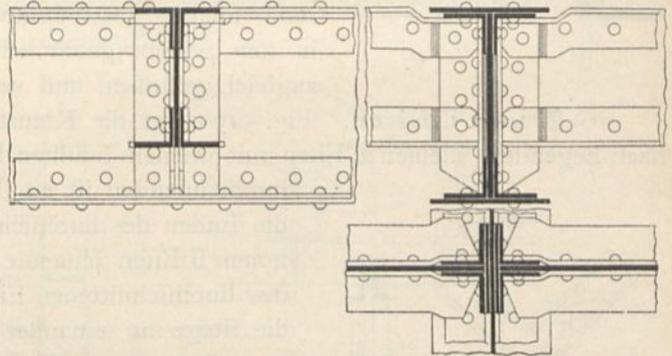


272.
Bleche
etc.

9) Bleche werden in +-Verbindungen mittels vier Winkel in den Ecken verbunden (Verdoppelung von Fig. 491).

10) Von zusammengesetzten Querschnitten ist hier nur eine Kreuzverbindung von zusammengesetzten I-Trägern gegeben, bei welcher die Oberkanten aller Theile durch Kröpfungen in eine Ebene gebracht

Fig. 522.



sind (Fig. 522). Als wichtigste Regel für derartige Verbindungen ist zu merken, daß die Anschluß-Winkeleisen sich jedenfalls über die ganze Höhe des durchlaufenden Trägers erstrecken müssen; 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 angeschlossenen Trägerenden werden auf die Anschlußwinkel heraufgekröpft.

4. Kapitel.

Ketten und Drahtseile.

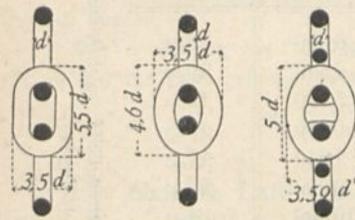
a) Ketten.

273.
Verschieden-
heit.

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 in einander geschoben und dann bei der Ringkette (Fig. 523

bis 525) zugefchweift, bei der Hakenkette (*Vaucanson'sche Kette*, Fig. 526) offen gelassen. Die Glieder der Ringkette können lang (deutsche Kette, Fig. 523) oder kurz (englische Kette, Fig. 524) ausgebildet fein und werden bei schweren Ketten

Fig. 523. Fig. 524. Fig. 525.



durch Einsetzen eines Mittelsteiges (Stegkette oder Kettentau, Fig. 525) wesentlich verstärkt.

Als endgiltige Constructions-theile kommen Ketten im Hochbauwesen fast gar nicht zur Anwendung; sie werden hauptsächlich bei Bauausführungen benutzt und dann fast nur die aus Rundeisen hergestellten Gliederketten,

weshalb auch blofs diese eine kurze Besprechung erfahren.

Die Tragfähigkeit der Rundeisen-Gliederketten (Fig. 523 u. 524) ist nach angestellten Versuchen gleich dem $\frac{11}{9}$ -fachen der Tragfähigkeit des einfachen Rundeisens, aus welchem die Kette angefertigt ist. Wird bei 4-facher Sicherheit die zulässige Anftrengung des besonders guten Ketteneisens auf 1000 kg für 1 qcm angesetzt, so ergibt sich der der Last *P* entsprechende Eisendurchmesser *d* aus:

274.
Tragfähigkeit.

$$\frac{d^2 \pi}{4} 1000 \frac{11}{9} = P \text{ mit } d = 0,032 \sqrt{P} \text{ Centim. 169.}$$

Werden die Kettenglieder oder Schaken durch Mittelstege verstärkt (Fig. 525), so kann die Anftrengung auf das $\frac{4}{3}$ -fache gesteigert werden; der Durchmesser *d* folgt für diesen Fall aus

$$\frac{d^2 \pi}{4} 1000 \frac{4}{3} \cdot \frac{11}{9} = P \text{ mit } d = 0,028 \sqrt{P} \text{ Centim. 170.}$$

Die Kette z. B. eines Krahnens für 15 t Tragkraft muß also aus Eisen von $d = 0,028 \sqrt{15000}$ = rund 3,5 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 sich gleich bleibende, so kann die Beanspruchung bis auf das 1,8-fache der obigen Angaben gesteigert werden. Die Gleichungen lauten dann:

$$d = 0,024 \sqrt{P} \text{ Centim. für gewöhnliche Ketten und 171.}$$

$$d = 0,021 \sqrt{P} \text{ » für Stegketten. 172.}$$

Die Gewichte der Ketten aus Rundeisen betragen, wenn *d* den Durchmesser (in Centim.) angiebt, für 1 lauf. Meter etwa:

275.
Gewichte.

- 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.

Ketten- eisen- stärke	Zulässige Belastung	Ungefähres Gewicht auf 1 m	Ketten- eisen- stärke	Zulässige Belastung	Ungefähres Gewicht auf 1 m
5	250	0,58	20	4000	8,98
6	360	0,81	22	4840	10,87
7	490	1,10	24	5760	12,94
8	640	1,44	26	6760	15,18
9	810	1,82	28	7840	17,61
10	1000	2,25	30	9000	20,22
11	1210	2,72	33	10890	24,46
12	1440	3,24	36	12960	29,11
13	1690	3,60	39	15210	34,16
14	1960	4,41	43	18490	41,53
15	2250	5,06	46	21160	47,53
16	2560	5,75	49	24010	53,82
18	3240	7,28	52	27040	60,73
Millim.	Kilogramm.		Millim.	Kilogramm.	

Aeusere Breite der Kettenglieder = $3\frac{1}{2}$ -fache Ketten-
eisenstärke.

b) Drahtfeile.

276.
Verschieden-
heit.

Drahtfeile werden als Litzenfeile, als flache Bänder aus Litzen und als Kabel-
feile angefertigt.

Die Litzenfeile bestehen der Regel nach aus 7 Litzen, von denen jedoch
die innere durch eine Hanffeile gebildet wird. Jede der äusseren 6 Litzen besteht
entweder aus 6 Drähten und dünner Hanffeile oder aus 7 Drähten, so dass normale
Litzenfeile entweder $6 \times 6 = 36$ oder $6 \times 7 = 42$ Drähte enthalten. Schwache Seile
werden wohl ohne Seele aus 4 fechsdräftigen Litzen zusammengedreht und enthalten
dann $6 \times 4 = 24$ Drähte. Der äussere Durchmesser d eines aus 36 Drähten be-
stehenden Seiles beträgt fast genau 8 Drahtdurchmesser δ , so dass $d = 8 \delta$.

Die Bandfeile können sehr verschiedene Zahlen von Drähten enthalten; gewöhn-
lich 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 Theile oder gar nicht aus Litzen gedreht,
sondern aus einzelnen Drähten zusammengesetzt. Die Verschiedenheit der Draht-
anzahlen ist also hier eine weit gehende.

Außerdem kommen, namentlich bei Verwendung des spröden Stahldrahtes, ungedrehte Seile vor,
welche jedoch nur für grosse Trag-Constructions (Kabelbrücken) Bedeutung haben; für Bauarbeiten werden
sie nicht verwendet.

277.
Berechnung.

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.

Bezeichnen δ 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

$$n \frac{\delta^2 \pi}{4} s' = P \quad \text{und} \quad \delta = \sqrt{\frac{4 P}{n \pi s'}} \quad \dots \dots \dots 173.$$

Bei 1000 kg zulässiger Beanspruchung ergibt sich danach:

für Seile mit 36 Drähten $\delta = 0,006 \sqrt{P}$ Centim.,

» » » 42 » $\delta = 0,0055 \sqrt{P}$ Centim.

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-Drahtseilen 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:

für Seile mit 36 Drähten $\delta = 0,0043 \sqrt{P}$ Centim.,

» » » 42 » $\delta = 0,0039 \sqrt{P}$ Centim.

Für kleinere Lasten werden der Regel nach Litzenseile, für schwerere Bandseile oder auch Kabelleile verwendet, für welche die obige allgemeine Formel

$$\delta = \sqrt{\frac{4P}{n\pi s'}}$$

unter mehr willkürlicher Annahme von n giltig bleibt.

Der Verschleiß der Drahtseile ist erheblich und ist bei der Berechnung in Rücksicht zu ziehen, da die in neuem Zustande eben genügend starken Seile bald zu schwach werden; übermäßig starke Seile sind andererseits zu theuer; man darf daher in der Verstärkung nicht zu weit gehen. Die ökonomisch besten Seile sind etwa die für den Zustand der Neuheit mit 10-facher Sicherheit, d. h. mit $s' = 500$ kg auf 1 qcm für Eisendraht und $s' = 1000$ kg auf 1 qcm für Stahldraht berechneten.

Gebräuchliche Abmessungen von Drahtseilen aus bestem Schmiedeeisen giebt die nachfolgende Tabelle.

Drahtseile aus gehämmertem Holzkohleneisen
von Felten & Guillaume in Cöln.

Litzenseile					Bandseile					Kabelleile					
d	n	δ	G	G_1	b	d	n	δ	G	G_1	d	n	δ	G	G_1
7	24	0,9	0,21	1200	40	8	144	0,9	1,07	3600	30	114	1,9	3,20	13000
8	36	0,9	0,32	1800	55	11	144	1,2	1,60	7200	33	133	1,9	4,00	15000
10	42	0,9	0,38	2100	65	13	120	1,5	2,66	13000	35	84	2,5	4,00	16800
11	36	1,2	0,48	2500	75	16	144	1,5	3,50	16000	40	114	2,5	5,90	23000
13	42	1,2	0,58	3000	90	16	168	1,5	4,10	18500	43	133	2,5	6,72	26000
15	36	1,5	0,75	4200	75	14	120	1,9	3,68	21000	45	234	1,7	6,90	24000
16	42	1,5	0,85	5000	80	17	144	1,9	4,25	25000	48	152	2,5	7,84	30000
18	36	1,9	1,07	6300	100	20	168	1,9	5,10	29000	50	294	1,9	9,00	34000
20	42	1,9	1,28	7400	110	20	196	1,9	5,84	34000	50	133	3,1	9,30	40000
22	49	1,9	1,53	8600	125	20	224	1,9	6,67	39000	60	234	2,3	11,50	39000
23	36	2,5	1,70	11000	135	22	256	1,9	8,00	45000	60	133	3,5	12,00	50000
25	42	2,5	2,13	12600	130	23	168	2,5	7,97	50000	65	294	2,3	13,90	50000
25	84	1,9	2,40	14700	150	23	196	2,5	9,30	58800	65	152	3,5	13,90	57000
28	42	2,7	2,40	14700	170	23	224	2,5	10,70	67000	72	294	2,5	16,00	58000
30	36	3,1	2,55	16200	175	28	256	2,5	14,50	77000	75	294	2,7	17,60	68000
Millim.		Millim.	Kilogr.		Millim.		Millim.	Kilogr.		Millim.		Millim.	Kilogr.		

d = Durchmesser
bezw.
 d = Dicke
 b = Breite
des Seiles.

δ = Durchmesser der Drähte,
 n = Zahl der Drähte,
 G = Gewicht für 1 lauf. Meter in Kilogr.,
 G_1 = Bruchbelastung.

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 Wölb-Constructions und als Fundament-Anker vor, um namentlich Eisentheile mit gemauerten Fundamenten in feste Verbindung zu bringen. Von den Steinankern war bereits in Abchn. 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.

Fig. 527.

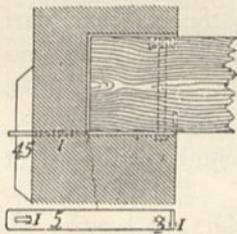


Fig. 528.

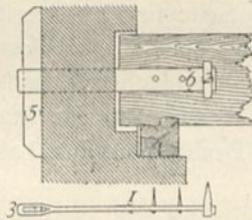
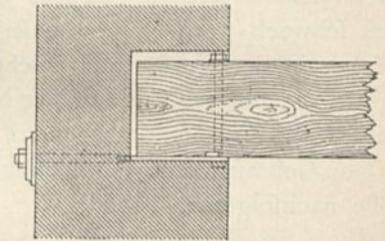
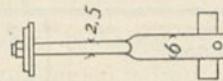


Fig. 529.



Sie bestehen meist aus Flacheisen, feltener aus Rundeisen, werden an dem einen Ende an der Seitenflanke oder Unterfläche der Balken mit ange schmiedeter Spitze, übergeschlagenem Krampen oder durchgezogenem Schraubenbolzen und Druckplättchen am Balken befestigt und tragen am anderen Ende ein Auge, durch welches ein außen vor springender oder in das Mauerwerk eingreifender Splint gesteckt wird. Der Splint ist der die Mauer haltende Theil, soll daher eine grössere Zahl von Mauerfichten fassen, muss also lothrecht 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. 527 bis 529.



Die bei Verankerung ganzer Balkenlagen in Reihen auftretenden Ankerfplinte können zur Herstellung von Namen oder Jahreszahlen benutzt werden, indem man jedem Splinte die Form eines Buchstabens (Fig. 530 u. 539) oder einer Ziffer (Fig. 533 u. 537) giebt; indess haben die Splinte auch anderweitige formale Durchbildungen erfahren (Fig. 531, 532, 534, 535, 536 u. 538).

Bestehen die Anker aus Rundeisen, so ersetzt man die Splinte gern durch Muttern mit grossen gusseisernen Druckplatten (Fig. 529).

280.
Anker
in Holz-
Constructions.

Zuganker in Holz-Constructions bilden den Ersatz für Zug übertragende Hölzer, wie Zangen und Hängesäulen, oder bilden die eine Schaar (Verticalen oder Diagonalen) in hölzernen Fachwerkträgern (vergl. den vorhergehenden Abschnitt, Art. 163, S. 120).

BALKENANKER.

Fig. 530.



Fig. 531.

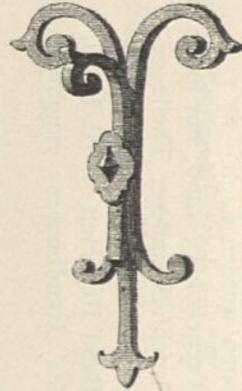


Fig. 534.

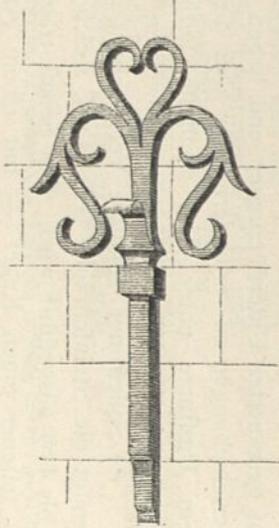


Fig. 535.

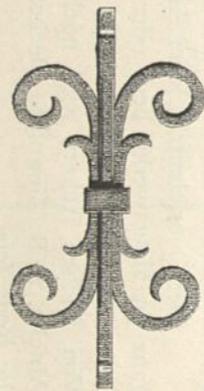


Fig. 532.

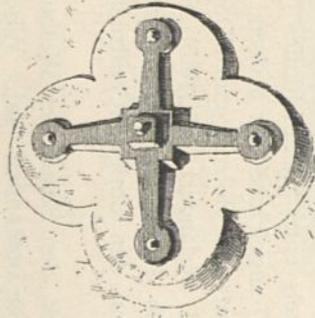


Fig. 536.

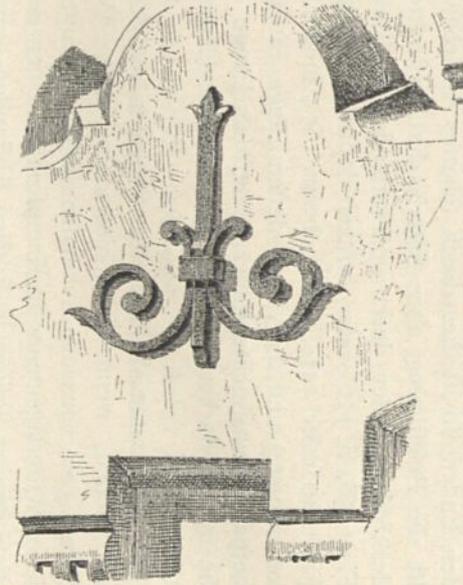


Fig. 533.

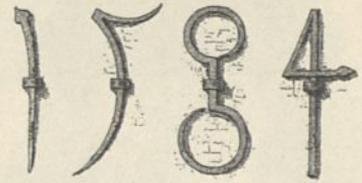


Fig. 537.

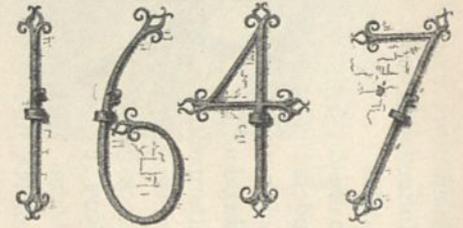
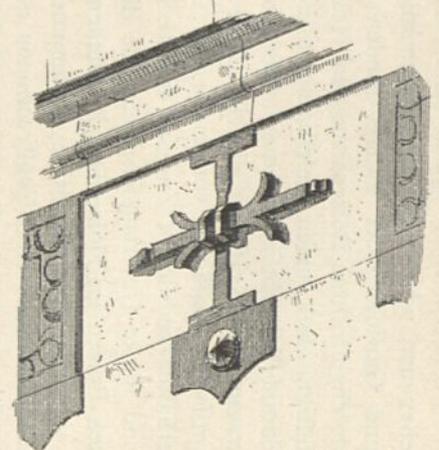


Fig. 538.



Sie bestehen fast ausnahmslos aus Runden eisen und werden an den Enden mittels Mutter und Gewinde oder mittels runden Auges und durchgesteckten Bolzens an den Holztheilen befestigt. Bei diesen Befestigungen ist besonders darauf Bedacht zu nehmen, daß für die Uebertragung der Kräfte auf die Holztheile hinreichend große Druckflächen vorhanden sind; die Muttern erhalten zu diesem Zwecke entsprechend große und starke Unterlagscheiben, die durchgesteckten Bolzen im Holze Druckplättchen (Fig. 529).

Man fügt derartige Anker meist zu dem Zwecke in die Holz-Constructionen 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. Ist die Befestigung aber mittels durchgesteckter Bolzen erfolgt, so schneidet man den Anker mitten durch und verbindet die Enden mittels eines Spannschlosses (siehe Fig. 458, S. 176) oder mittels doppelter Verlafchung angeschweifster Augen nach Fig. 440 oder 441 (S. 164, bzw. 165), indem man statt des Bolzens einen Doppelkeil einsetzt und das Auge, dessen Länge entsprechend, verlängert. Da selbst scharf gespannte wagrechte Anker bei großer Länge erheblich durchhängen, so hängt man sie mittels starker Drähte oder schwacher Runden eisen an den übrigen Constructionstheilen auf.

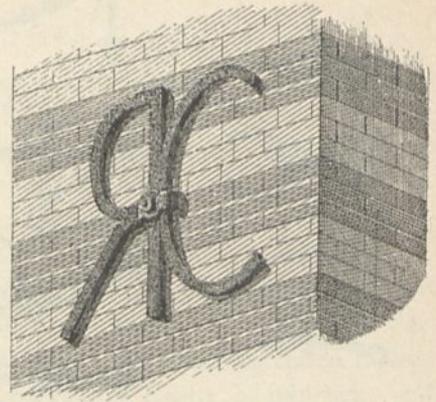


Fig. 539.

281.
Gewölbe-
anker.

Anker für Wölb-Constructionen haben den Zweck, den Schub der Wölbungen aufzuheben, wenn nicht hinreichend starke Widerlager vorhanden sind. Wird der Schub von einzelnen schmalen Bogen erzeugt, so ordnet man an der Außenseite jeder Widerlagsmauer in Kämpferhöhe einen durchlaufenden Träger an und verbindet diese beiden Träger in solchen Abständen durch Zuganker, daß zwischen je zweien derselben der durchweg gleichmäßig wirkende Gewölbeschub 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 Theile gestatten soll, flach und an den Enden in den Kreis übergeführt. Von solchen Ankern wird noch im Band III, Heft 3 (Abth. III, Abchn. 2, B: Gewölbte Decken) dieses »Handbuches« eingehend die Rede sein.

282.
Fundament-
Anker.

Fundament- oder Grundanker dienen meist zur Befestigung von Metalltheilen (z. B. Säulen, anderen Freistützen, Statuen etc.) auf gemauerten Unterstützungen und haben entweder nur zufällige Verschiebungen zu verhindern oder aber die befestigten Theile vor dem Umstürze unter dem Einflusse seitlich wirkender Kräfte, namentlich des Winddruckes, zu bewahren.

1) Sollen nur zufällige Verschiebungen verhütet werden, so genügt die Steinschraube (Fig. 540), 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

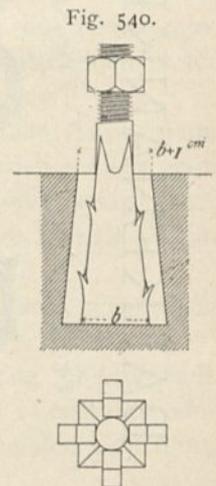
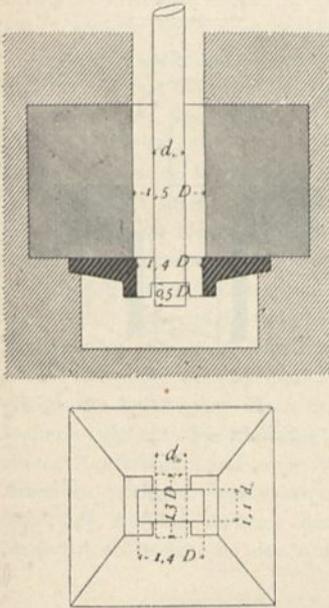


Fig. 540.

1:15 bis 1:10, deren Kanten zweckmäfsig durch Meifselfchläge aufgeraut werden. Diefes Vierkant wird in dem gleichfalls nach oben verengten Loche bei schweren und Erfchütterungen ausgesetzten Constructions durch eiserne Zulagen (Fig. 540) fest gestellt und vergossen; bei ruhiger Belastung fehlen die Zulagen. Zum Vergiefsen wird Blei verwendet, das im kalten Loche aber meist nicht ausläuft und

Fig. 541.



dann auch durch Verftemmen nicht zu dichtem Schluffe zu bringen ift; man zieht daher jetzt meist guten Cement für diesen Zweck vor. Die Tiefe des Eingriffes beträgt für kleine Bolzen 15 cm, steigt für die stärkften nicht über 40 cm.

2) Haben die Anker Lasten zu tragen, wie dies z. B. bei Verankerungen gegen Winddruck immer der Fall ift, fo müffen sie eine ihrer Last entsprechende Menge Mauerwerk faffen, daher ihr Auflager mittels Splint oder Mutter auf einer Druckplatte finden, welche behufs Faßens großer Mauermaffen durch mehrere Anker in einen Träger übergehen kann. Da diese im Mauerwerke steckenden Platten schwer zugänglich find, fo 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 fest

legt (Fig. 541). Die Druckplatte erhält einen Auflagerquader.

Die Grundplatten werden quadratisch oder kreisrund aus Gufseifen hergestellt; sie müffen eine fo große Fläche F erhalten, dafs sie den Ankerzug P^{94} mit Sicherheit auf eine hinreichend große Fläche übertragen. Ift die im Anker wirkfame Zugkraft P (in Kilogr.) ausgedrückt, fo ift

für gewöhnliches Backsteinmauerwerk	$F = \frac{P}{7}$	Quadr.-Centim.	} 174.
» Klinkermauerwerk in Cement-Mörtel	$F = \frac{P}{12}$	» »	
» lose Quader	$F = \frac{P}{20}$	» »	
» fehr feste Quader	$F = \frac{P}{45}$	» »	

Die Dicke δ der Ankerplatten berechnet sich zu

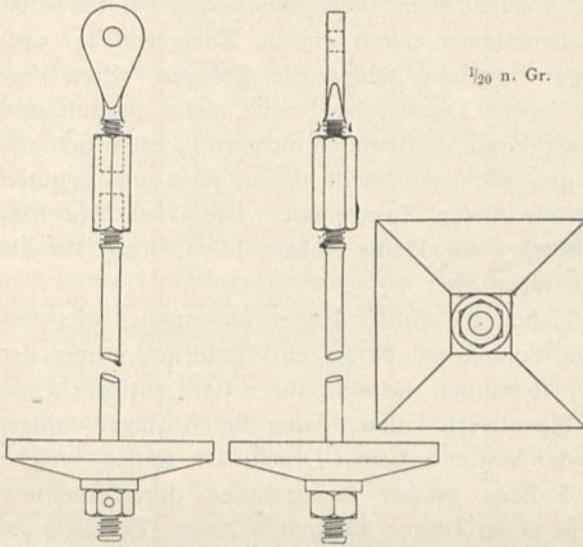
$$\delta = 0,05 \sqrt{P} \text{ Centim. für kreisrunde Platten und}$$

$$\delta = 0,055 \sqrt{P} \text{ » » quadratische Platten.}$$

Geht für eine ganze Reihe von zu verankernden Freiftützen etc. die Ankerplatte in einen Träger über, fo muß letzterer die genügende Steifigkeit besitzen, um unter dem Zuge zwischen je zwei Stützen nicht durchzubiegen.

⁹⁴⁾ Ueber die Ermittlung des Ankerzuges, fo weit er bei zu verankernden Freiftützen in Frage kommt, giebt das folgende Kapitel (unter d, 2) die erforderlichen Anhaltspunkte.

Fig. 542.



$\frac{1}{20}$ n. Gr.

Fig. 543.

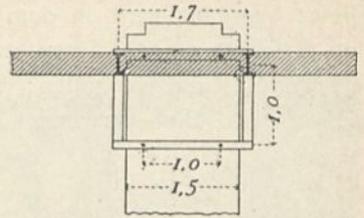
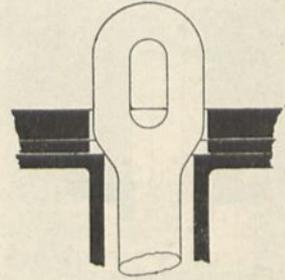


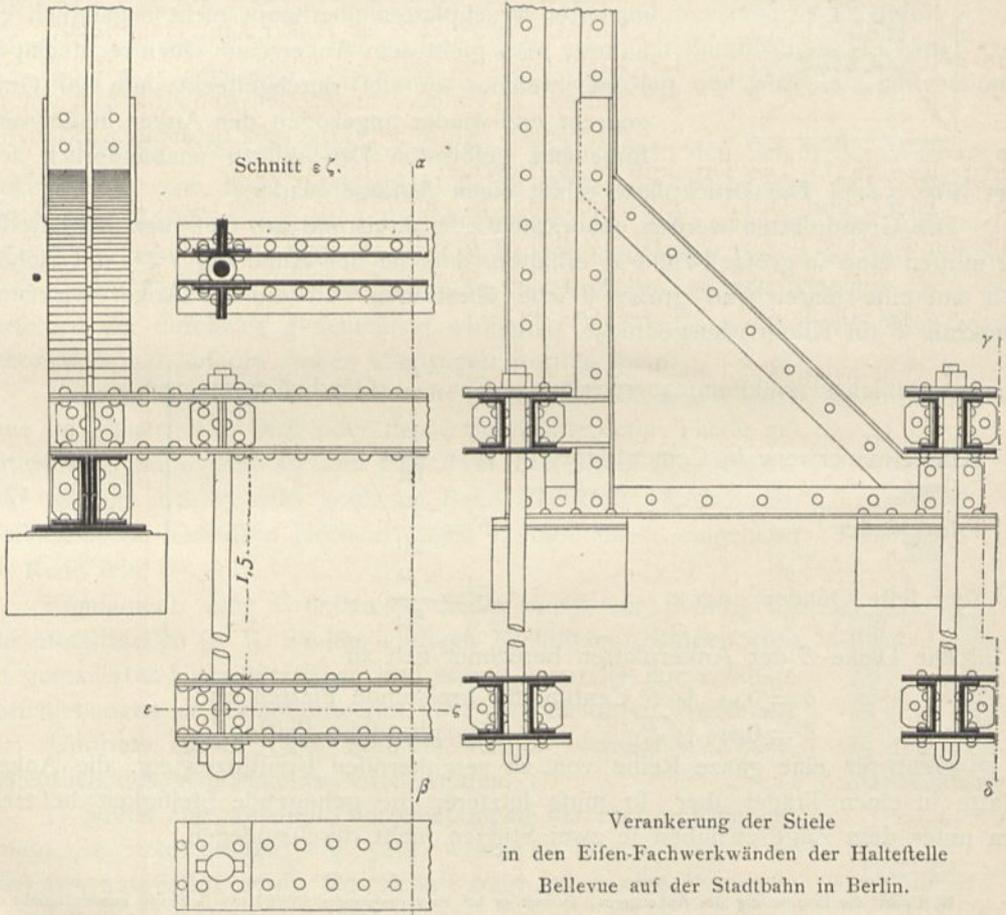
Fig. 544.



Schnitt $\gamma \delta$.

Fig. 545.

Schnitt $\alpha \beta$.



Verankerung der Stiele
in den Eisen-Fachwerk-wänden der Haltestelle
Bellevue auf der Stadtbahn in Berlin.

$\frac{1}{20}$ w. Gr.

Einzelheiten ausgeführter Anker-Constructionen sind aus Fig. 542 bis 545 zu entnehmen.

Fig. 542 zeigt die Anker, welche im Bahnhofe Friedrichstraße der Stadtbahn in Berlin die Füße der Hallenbogen mit den Pfeilern der Viaducte verbinden, auf denen die Geleise ruhen. Die Anker liegen schräg geneigt in den Pfeilern, die Druckplatten so nahe an der Viaduct-Stirn, daß man sie leicht erreichen kann. Die Anker haben hier zugleich den Schub der Bogen, so wie die wagrechten Windangriffe aufzunehmen. Die Mitten ihrer Bolzenaugen liegen in der Drehaxe 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. 543 bis 545 zeigen die Verankerung der Stiele in den Eisen-Fachwerkwänden 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 angeschlossenen Consolen oder Kragstücke haben wegen dieser wechselnden Windbeanspruchung an jedem Ende einen Anker und einen Druckquader. Auch diese Halle steht auf steinernen Viaducten; es wurden jedoch, wegen architektonischer Anforderungen, die beiden über einem 1,5 m dicken Viaduct-Pfeiler stehenden Wandstiele (Fig. 543) 1,7 m aus einander gerückt, und somit war unmittelbare lothrechte Verankerung unmöglich, da die Anker in dieser Lage kein Mauerwerk mehr gefaßt hätten. Es wurden daher zwischen die Stielfüße und über die Consolen-Enden die in Fig. 545 dargestellten Ankerträger gelegt, welche die Muttern der 1 m von einander 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. 544; 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 bestiegen werden kann. Die unteren Ankerträger liegen so tief im Pfeiler, daß der lichte lothrechte Abstand zwischen den Ankerträgern 1,5 m beträgt. Diese Tiefe hängt von der Größe der Mauerlast ab, welche an den Ankern hängen muß, um das Angriffsmoment des Winddruckes aufzuheben.

6. Kapitel.

Freistützen.

a) Beanspruchung und Berechnung.

Freistützen in Eisen werden, da sie in der Regel vorwiegend Druckspannungen ausgesetzt sind, sowohl in Gufseisen, wie in Schmiedeeisen ausgeführt.

1) Der Längsdruck erfolgt in der Schwerpunktsaxe.

Unter allen Umständen muß beim Querschnitte F und der zulässigen Beanspruchung K die zulässige Stützenlast P der Gleichung genügen:

$$P \geq F K^{95}). \quad \dots \dots \dots 175.$$

283.
Längsdruck
in der
Schweraxe
wirksam.

Außerdem kommt die Gefahr des Zerknickens in Frage; mit Rücksicht darauf ist die zulässige Last

$$P \geq \frac{CE \mathcal{J}_{kl}}{s l^2} \quad \dots \dots \dots 176.$$

Darin bezeichnet C die fog. Einspannungsziffer, welche die folgenden Werthe hat.

⁹⁵⁾ Siehe Gleichung 127 (S. 302) in Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuchs« (2. Aufl.: Gleichung 118, S. 104).

⁹⁶⁾ Siehe Gleichungen 128 u. 130 (S. 302 u. 303) ebendaf. (2. Aufl.: Gleichungen 117 u. 121, S. 104 u. 106).

Fall I: die Stütze ist an einem Ende eingespannt, am anderen völlig frei; alsdann

$$\text{ist } C = \frac{\pi^2}{4} = \infty 2,5.$$

Fall II: die Stütze ist an beiden Enden frei verdrehbar, aber in der Richtung ihrer Axe geführt; $C = \pi^2 = 10$.

Fall III: die Stütze ist an einem Ende fest eingespannt, am anderen frei verdrehbar, aber in der Richtung ihrer Axe geführt; $C = 2\pi^2 = 20$.

Fall IV: die Stütze ist an beiden Enden fest eingespannt; $C = 4\pi^2 = 40$.

Hierzu ist zu bemerken, daß man das volle Aufsetzen des Endquerschnittes einer starken Stütze 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 der Elasticitäts-Coefficient, für den man folgende Werthe einzusetzen hat:

für Holz	100000 bis 120000 kg	für 1 qcm,
für Gufseifen	1000000 kg	für 1 qcm,
für Schweifseifen	2000000 kg	für 1 qcm,
für Stahl	2200000 kg	für 1 qcm.

\mathcal{F}_{kl} ist das kleinste Trägheitsmoment des Stützenquerschnittes, welches für einfache Querschnittsformen zweckmäÙig $= c F h^2$ gesetzt wird. Hierin bedeutet c eine dem Querschnitte eigenthümliche Werthziffer, die sog. Steifigkeitsziffer, welche für einfache Querschnittsformen allgemein nach

$$c = \frac{\mathcal{F}_{kl}}{F h^2} \dots \dots \dots 177.$$

fest gelegt werden kann, und h die für das kleinste Trägheitsmoment hauptfächliche Querabmessung des Stützenquerschnittes F . Wird dieser Werth eingeführt, so lautet die obige Gleichung für die mit Rücksicht auf Zerknicken zulässige Last

$$P \leq \frac{C E c F h^2}{s l^2}, \quad F h^2 \geq \frac{s P l^2}{C E c} \dots \dots \dots 178.$$

s bedeutet den einzuführenden Sicherheitsgrad, der für Schweifseifen und Stahl 4- bis 6-fach, für Gufseifen 7- bis 9-fach und für Holz 8- bis 12-fach 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, die für Druck (Gleichung 175) und die für Zerknicken (Gleichungen 176 oder 178) 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 der des Zerdrücktwerdens gerade gleich ist, nach ⁹⁷⁾

$$l_1 = \sqrt{\frac{C E \mathcal{F}_{kl}}{s K F}} \dots \dots \dots 179.$$

oder, wenn nach Gleichung $\mathcal{F}_{kl} = c F h^2$ eingeführt wird, nach

$$l_1 = h \sqrt{\frac{C E c}{s K}} \dots \dots \dots 180.$$

ermitteln. Ist die wirkliche Länge $l > l_1$, so ist die Stütze nach Gleichung 176 oder 178 auf Zerknicken, ist $l < l_1$, so ist sie nach Gleichung 175 auf Druck zu berechnen.

⁹⁷⁾ Siehe Gleichung 131 (S. 303) in Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (2. Aufl.: Gleichung 122, S. 106).

Da sich die Benutzung der Steifigkeitsziffer c insbesondere bei einfachen Querschnittsformen als sehr bequem erweist, so geben wir umstehend in übersichtlicher Zusammenstellung ihre Werthe für einfache Querschnittsformen an.

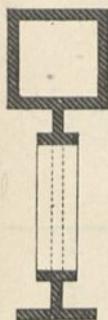
Erläuterungen zu dieser Zusammenstellung. Der auf S. 202 bis 207 nachfolgenden Feststellung liegen die deutschen Normal-Profile zu Grunde.

Die Bestimmung der c -Werthe ist nicht für alle Querschnitte genau, weil die Verhältnisse der Abmessungen bei verschiedenen Abstufungen eines Querschnittes nicht unveränderlich sind; es wurde daher die dritte lothrechte Spalte eingefügt, welche angiebt, 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 ein genaues unmittelbares Nachrechnen des Trägheitsmomentes zu empfehlen; in allen Fällen genügen die Angaben zu sehr annähernder Feststellung des erforderlichen Querschnittes.

Bei den Querschnitten 21 und 23 erscheint die Steifigkeitsziffer c für Axe II nicht als reiner Zahlenwerth; gleich wohl ist die Benutzung der Werthe einfach, weil man die Querschnitte nach den Werthen für Axe I bestimmen und, nachdem so das zu wählende Eisen fest gelegt ist, nach der Angabe unter »Bemerkungen« bestimmen kann, wie weit man die beiden Eisen von einander zu entfernen hat, damit die Steifigkeit für Axe II eben so groß wird.

Für verwickeltere Querschnitte (z. B. den viel verwendeten in Fig. 546) ist es häufig bequem, diejenige gleichförmig vertheilt gedachte Spannung K_z zu ermitteln, welche mit Rücksicht auf Zerknicken zulässig ist. Sollte diese größer als K , 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 $l_1 \cong l$ (Gleichung 179 u. 180).

Fig. 546.



Die zulässige Zerknickungsspannung K_z folgt aus

$$K_z = \frac{C E \mathcal{J}_{kl}}{s l^2 F} \dots \dots \dots 181.$$

In der Regel wird es für derartige Querschnitte jedoch am einfachsten sein, sie, probeweise vom Druckquerschnitte ausgehend, schätzungsweise fest zu legen, ihr kleinstes Trägheitsmoment auszurechnen und dann zu prüfen, ob dieses diejenige Größe

$$\mathcal{J}_{kl} \cong \frac{P s l^2}{C E} \dots \dots \dots 182.$$

erreicht, welche sich aus Umkehrung der Gleichung 176 ergibt, wenn man darin für P die wirklich zu tragende Last einführt.

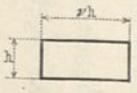
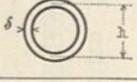
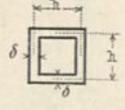
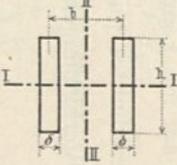
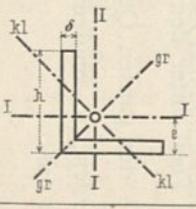
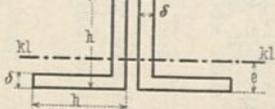
Ist für ein zusammengesetztes Glied der Gesamtquerschnitt auch steif genug gebildet, so können die einzelnen Theile doch noch jeder für sich zerknicken, weil der n -te Theil eines ganzen Querschnittes dem n -ten Theile der Last an Trägheitsmoment sehr viel weniger, als den n -ten Theil des ganzen Trägheitsmomentes entgegensetzt. Die Theile eines zusammengesetzten Querschnittes müssen daher durch hinreichend oftmalige Verbindung unter einander zu gemeinsamer Widerstande befähigt werden, so dass kein Theil unter dem auf ihn kommenden Lasttheile allein ausknicken kann.

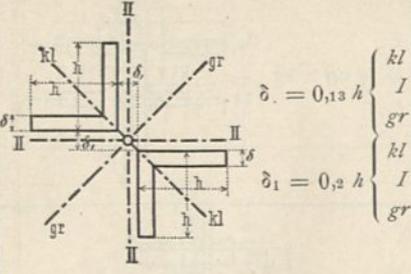
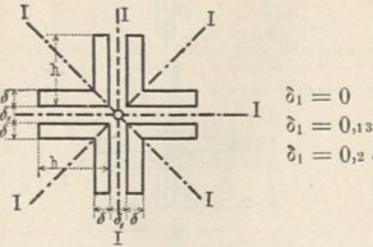
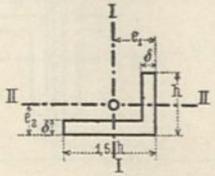
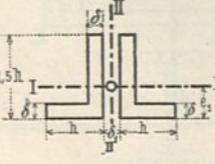
Soll $\frac{1}{n}$ des ganzen Querschnittes mit dem kleinsten Trägheitsmomente i steif gemacht werden, so müssen Verbindungen in der Theilung λ angebracht werden, welche folgt aus:

$$\lambda = \frac{l}{2a+1}, \quad a \geq \frac{l}{\pi} \sqrt{\frac{s P}{n E i}} - 1 \quad \dots \dots \dots 183.$$

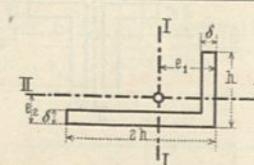
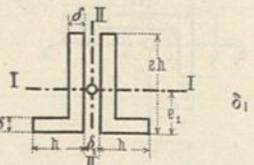
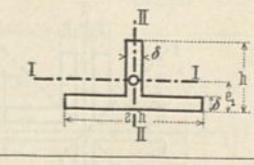
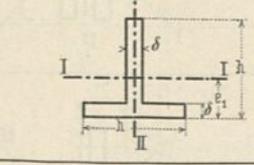
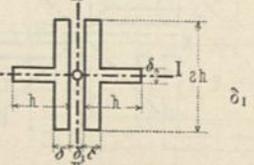
worin jedoch a stets nach oben auf eine ganze Zahl abgerundet werden muss.

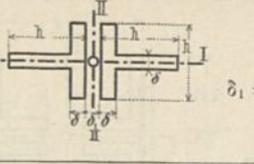
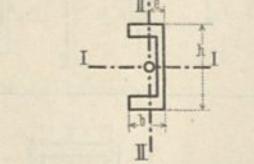
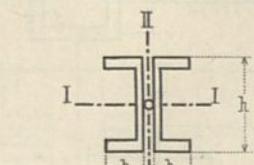
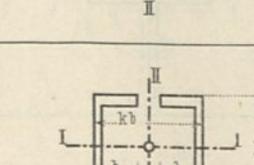
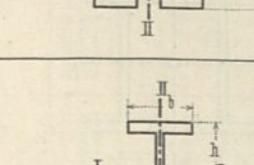
⁹⁸⁾ Vergl. Gleichung 94 (S. 296) in Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (2. Aufl.: Gleichung 87, S. 98).

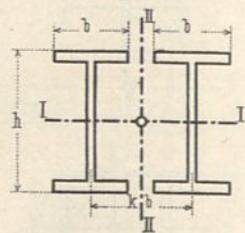
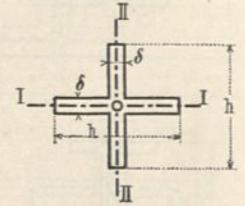
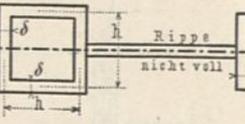
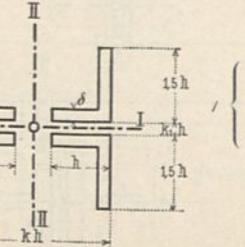
Nr.	Querschnittsform	Genau für	Schwerpunkts- lage e	$c = \frac{J}{Fh^2}$	Bemerkungen
1	Voller Kreis, Durchmesser h	alle h	—	0,0625	nur bei Holzstützen.
2	Volles Quadrat, Seite h	alle h	—	0,0833	nur bei Holzstützen.
3		alle h	—	0,0833	nur bei Holzstützen; $J_{kl} = 0,0833 \cdot b \cdot h \cdot h^2 = 0,0833 \cdot b \cdot h^3$.
4		$\delta : h = 0$	—	0,125	nur bei Gufseifen; $J_{kl} = 0,125 \cdot \pi \cdot h \cdot \delta \cdot h^2 = 0,125 \cdot \pi \cdot \delta \cdot h^3$.
5		$\delta : h = 0$	—	0,1667	nur bei Gufseifen; $J_{kl} = 0,1667 \cdot 4 \cdot \delta \cdot h \cdot h^2 = 0,6668 \cdot \delta \cdot h^3$.
6*)		I alle h, b u. δ II $\delta : b = 0$	— —	0,0833 0,250	h maßgebend, $J_{kl}^I = 0,0833 \cdot 2 \cdot \delta \cdot h \cdot h^2$ } J_{kl}^I wird = J_{kl}^{II} für b maßgebend, $J_{kl}^{II} = 0,25 \cdot 2 \cdot \delta \cdot h \cdot b^2$ } $b = 0,577 h$ (beste Form).
7		I } $\delta = 0,1 h$ gr kl	$e = 0,287 h$	0,0946 0,15 0,0381	
8		$\delta = 0,1 h$	$e = 0,287 h$	0,0946	Querschnitt eines L-Eisens f ; $J_{kl} = 0,0946 \cdot 2 f h^2$.

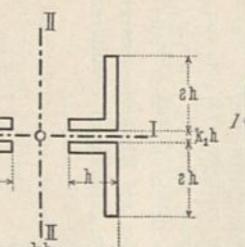
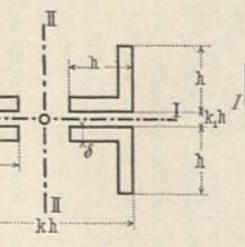
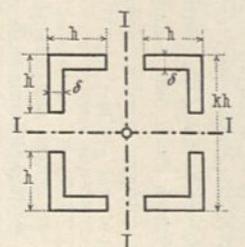
9		$\delta_1 = 0,13 h$ } $\delta = 0,1 h$ $\delta_1 = 0,2 h$ }	— — — — — —	0,151 0,218 0,287 0,151 0,2443 0,3370	Querschnitt mit $2f$ einzuführen; $J = c \cdot 2f h^2$.
10		$\delta_1 = 0$ } $\delta = 0,1 h$ $\delta_1 = 0,13 h$ } $\delta_1 = 0,2 h$ }	— — —	0,177 0,218 0,2443	Querschnitt mit $4f$ einzuführen; für die Schlitzweite δ_1 ist allgemein $c = 0,0945 + \left(0,287 + \frac{\delta_1}{2h}\right)^2$.
11		I } $\delta = 0,15 h$ II	$e_1 = 0,506 h$ $e_2 = 0,256 h$	0,231 0,0807	
12		I } $\delta = 0,15 h$ II	$e_1 = 0,506 h$ —	0,231 0,2455	Querschnitt mit $2f$ einzuführen. Soll $J_I = J_{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k h$ für $k = 0,264$ zu machen.

*) Giltig für Querschnitte nach Fig. 551 u. 552 in Gufseifen.

Nr.	Querschnittsform	Genau für	Schwerpunkts- lage ϵ	$\epsilon = \frac{f}{F h^2}$	Bemerkungen
13		$\delta = 0,17 h$	$\epsilon_1 = 0,7317 h$ $\epsilon_2 = 0,232 h$	0,41 0,0702	
14		$\delta_1 = 0,34 h$	$\delta = 0,17 h$ $\epsilon_1 = 0,7317 h$ —	0,41 0,2318	Querschnitt mit $2f$ einzuführen. Soll $\mathcal{F}_I = \mathcal{F}_{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k h$ für $k = 0,708$ zu machen.
15		$\delta = 0,165 h$	$\epsilon_1 = 0,222 h$ —	0,071 0,241	
16		$\delta = 0,11 h$	$\epsilon_1 = 0,29 h$ —	0,094 0,0445	
17		$\delta_1 = 0,3 h$	$\delta = 0,165 h$ — —	0,241 0,2095	Querschnitt mit $2f$ einzuführen. Soll $\mathcal{F}_I = \mathcal{F}_{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k h$ für $k = 0,38$ zu machen.

18		$\delta_1 = 0,2 h$	$\delta = 0,11 h$ — —	0,0445 0,246	
19		Mittel der I-Eifen	$\epsilon = 0,31 b$	0,151 0,0955	h maßgebend; $\mathcal{F}_I = 0,151 F h^2$. b maßgebend; $\mathcal{F}_{II} = 0,0955 F b^2$.
20		Mittel der I-Eifen	— —	0,151 0,285	Soll $\mathcal{F}_I = \mathcal{F}_{II}$ werden, so hat man $\delta_1 = k b$ für $k = 0,62 \left[\sqrt{1,58 \left(\frac{h}{b}\right)^2 - 1} - 1 \right]$ zu machen.
21		Mittel der I-Eifen	— —	$\left(\frac{k}{2} - 0,31\right)^2 + 0,0955$	Soll $\mathcal{F}_I = \mathcal{F}_{II}$ werden, so hat man k in $k b$ $k = 0,62 \left[1 + \sqrt{1,58 \left(\frac{h}{b}\right)^2 - 1} \right]$ zu machen.
22		Mittel der I-Eifen Nr. 12 bis 50	— —	0,159 0,0494	h maßgebend; $\mathcal{F}_I = 0,159 F h^2$. b maßgebend; $\mathcal{F}_{II} = 0,0494 F b^2$.

Nr.	Querschnittsform	Genau für	Schwerpunkts- lage e	$c = \frac{f}{Fh^2}$	Bemerkungen
23		Mittel der I-Eisen Nr. 12 bis 50	—	$0,159$ $\left(\frac{k}{2}\right)^2 + 0,0494$	h maßgebend } Soll $\mathcal{F}_I = \mathcal{F}_{II}$ werden, so hat man k in kb b maßgebend } $k = \sqrt{0,036 \left(\frac{h}{b}\right)^2 - 0,1976}$ zu machen.
24		$\delta = 0,0833 h$ $\delta = 0,1 h$ $\delta = 0,125 h$	— — —	$0,0437$ $0,0443$ $0,0450$	
25		$\delta : k = 0$	—	$0,15$	Nur für Gufseisen.
26		$\delta = 0,15 h$ k_1 $k_1 = 0,3$ II	— — —	$\left(\frac{k_1}{2} + 0,506\right)^2 + 0,331$ $0,6613$ $\left(\frac{k}{2} - 0,256\right)^2 + 0,0807$	Soll $\mathcal{F}_I = \mathcal{F}_{II}$ 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		$\delta = 0,17 h$ k_1 $k_1 = 0,34$ II	— — —	$\left(\frac{k_1}{2} + 0,7317\right)^2 + 0,41$ $1,2231$ $\left(\frac{k}{2} - 0,232\right)^2 + 0,0702$	Soll $\mathcal{F}_I = \mathcal{F}_{II}$ werden, so hat man $k = 0,464 + \sqrt{(k_1 + 1,4634)^2 + 1,3594}$ oder $k_1 = \sqrt{(k - 0,464)^2 - 1,3594} - 1,4634$ zu machen. Für $k_1 = 0,34$ nach Nr. 14 wird dann $k = 2,6115$. Querschnitt mit $4f$ einzuführen.
28		$\delta = 0,1 h$ k_1 $k_1 = 0,2$ II	— — —	$\left(\frac{k_1}{2} + 0,287\right)^2 + 0,0946$ $0,2444$ $\left(\frac{k}{2} - 0,287\right)^2 + 0,0946$	Soll $\mathcal{F}_I = \mathcal{F}_{II}$ 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		$\delta = 0,1 h$	—	$\left(\frac{k}{2} - 0,287\right)^2 + 0,0946$	Querschnitt mit $4f$ einzuführen, also $\mathcal{F}_I = c \cdot 4f \cdot h^2$.

2) Der Längsdruck wirkt im Abstände u von der Schwerpunktsaxe.

284.
Längsdruck
nahe der
Schweraxe
wirksam.

Bei Freistützen wird u stets in der Richtung einer der Trägheits-Haupttaxen (siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«, Art. 314, S. 270⁹⁹) liegen, so daß für die aus der Excentricität entstehende Biegung die zu u senkrechte neutrale Axe und eines der Hauptträgheitsmomente \mathcal{F} in Frage kommen. Es bezeichne noch e den Abstand der äußersten Fasern von der neutralen Axe.

Man bemesse den Querschnitt zunächst für Druck in der Schweraxe nach obigen Regeln auf Zerknicken und unterfuche dann den Einfluß der biegenden (excentrischen) Wirkung des Momentes $M = Pu$, indem man die Spannungswerthe¹⁰⁰)

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{Me}{\mathcal{F}} \quad \text{oder} \quad \sigma = \frac{P}{F} \left(1 \pm \frac{F}{\mathcal{F}} ue \right) \dots \dots \dots 184.$$

berechnet; darin ist für die entfernteste Fafer auf derjenigen Seite der neutralen Axe, auf welcher P wirkt, neben dem entsprechenden Werthe von e das Plus-Zeichen, für die entfernteste Fafer der abgewendeten Seite der entgegengesetzte Werth von e und das Minus-Zeichen zu berücksichtigen. Für die 29 einfachen Querschnitte der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207 kann man auch hier $\mathcal{F} = c F h^2$ einführen; die Gleichung lautet dann:

$$\sigma = \frac{P}{F} \left(1 \pm \frac{ue}{ch^2} \right), \dots \dots \dots 185.$$

worin nun h die Querschnittsabmessung senkrecht zur neutralen Axe bedeutet.

Sollte das Binom in der Klammer für eine der äußersten Fasern negativ, d. h. $ue > ch^2$ oder $Fue > \mathcal{F}$ werden, so ergäbe sich für σ Zugspannung, und es empfiehlt sich dann bei Gufstützen, den Querschnitt so abzuändern, daß auch in dieser Fafer Druck entsteht; auf der anderen Seite darf σ die zulässige Druckbeanspruchung nicht überschreiten.

b) Freistützen in Gufseifen.

285.
Anwendung.

Die in Gufseifen ausgeführte Freistütze hat in vielen Fällen dadurch Unglücksfälle verurfacht, daß sie bei Feuersbrünften stark erhitzt, dann, vom kalten Strahle des Spritzenschlauches getroffen, sprang und plötzlich zusammenbrach. Dieser Mangel hat schon seit längerer Zeit die gufseiferne Freistütze, wie den gufseiferen Träger aus den Hochbauten nordamerikanischer Städte ganz verbannt, wo sie durch Schmiedeeisen ersetzt ist. In Europa überwiegt die Verwendung des Gufseifens für diese Constructionstheile, wegen der bequemen Formgebung und des meist geringeren Preifes gegenüber dem des Schmiedeeifens, noch erheblich.

Indefs ist durch die neue »Baupolizeiliche Vorschrift über Stützen-Constructionen in Hochbauten in Berlin« (vom 4. April 1884¹⁰¹) die Verwendung gufseiferer Freistützen unter massiven Wänden von Gebäuden, welche unten Geschäfts-, oben Wohnräume enthalten, von der Bedingung abhängig gemacht, daß diese Stützen durch feste Ummantelungen aus Schmiedeeisen der unmittelbaren Berührung durch Feuer und Wasser entzogen werden; anderenfalls dürfen sie nur aus Schmiedeeisen oder aus Klinkermauerwerk in Cement-Mörtel gebildet sein¹⁰²). Als anderweitige Mittel, um das Erhitzen von gufseiferen Freistützen zu

⁹⁹) 2. Aufl.: Art. 59, S. 39.

¹⁰⁰) Nach Gleichung 50 (S. 273) in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

¹⁰¹) Siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 153. — Deutsche Bauz. 1884, S. 190. — Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 174.

¹⁰²) Durch diese Bestimmung veranlaßt, hat neuerdings *Bauschinger* vergleichende Versuche über die Tragfähigkeit von erst erhitzten, dann kalt angespritzten Säulen aus Gufseifen und Schmiedeeisen angestellt, nach denen die ersteren den letzteren überlegen sein sollen. (Vergl.: BAUSCHINGER, J. Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium an der k. technischen Hochschule in München. 1885, Heft 12 — ferner: Wochbl. f. Baukde. 1885, S. 125 u. 149.)

verhindern, sind für hohle Querschnitte Vorkehrungen zu schneller Füllung mit Wasser oder zur Erzeugung von frischem Luftzuge von unten her bei Feuersgefahr vorgeschlagen; diese stoßen jedoch meist auf Schwierigkeiten und sind in ihrem Erfolge nicht erprobt¹⁰³⁾.

Weitere Beobachtungen über die Tragfähigkeit der Stützen im Feuer¹⁰⁴⁾, namentlich auch bei fortgesetzten Versuchen *Baufchinger's*, ergeben jedoch, daß schmiedeeiserne Stützen durch das Erhitzen schneller ihre Tragfähigkeit verlieren, als richtig, d. h. ohne plötzliche Querschnittsübergänge, geformte Gufsstützen, und daher als mindestens so unsicher, wie diese anzusehen sind. Wirkliche Sicherheit erhält man also nur durch feuerfeste Ummantelung beider Stoffe, von denen im nächsten Bande, Heft 3 (Abth. III, Abfchn. 2, A, Kap. 1) die Rede sein wird (vergl. auch Fig. 568). Ohne diese sind nach den heutigen Erfahrungen aber gut durchgebildete Gufsstützen als widerstandsfähiger gegen Feuer anzusehen, als schweiß-eiserne und stählerne¹⁰⁵⁾.

Bei schweren Lasten ist auch die häufig durchgeführte Ausnutzung hohler Freistützen zu Rauchrohren nicht zu empfehlen, da die Erhitzung der Wandungen und die Einführung 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 Theilung mit kleinen Bohrlöchern durchbrechen, damit das quellende Eis einigen Ausweg findet, und in das Innere noch befondere Leitungsrohre aus Gußeisen einsetzt.

Die Querschnittsformen gusseiserner Freistützen sind bei völlig freier Stellung der Kreisring (Fig. 547), der quadratische Kasten (Fig. 548) und das Kreuz (Fig. 549).

286.
Querschnitt.

Stehen die Stützen in der Richtung einer Wand als Einfassung großer Oeffnungen, so verwendet man den Querschnitt nach Fig. 550 auch wohl mit Kreisring statt des quadratischen Kastens an der Außenseite, den I- (Fig. 551) oder den \square -förmigen Querschnitt (Fig. 552), bei denen der Steg gewöhnlich durchbrochen ist¹⁰⁶⁾.

Bezüglich der Höhenentwicklung der Stützen ist zu beachten, daß starke Ausladungen in Fuß- oder Kopfprofilen, welche den Querschnitt plötzlich, ohne Verstärkung, auf einen

größeren Umfang bringen, bereits Grund zu Zusammenbrüchen geworden sind, indem der schräge Theil der Ausweitung ringsum abgeseuert wurde und der engere Theil sich in den weiteren hineinschob. Der Stützenquerschnitt soll daher thunlichst unverändert durchlaufen, weshalb weit ausladende Formen massiv angegossen, besser in leichter Ausführung in Gußeisen oder Zinkguß umgelegt werden; die erstere Art der Herstellung bringt Gefahren durch die erheblichen und meist plötzlichen Schwankungen der Wandstärke, insbesondere bei Feuersbrünsten, so daß das letztere Verfahren vorzuziehen ist.

¹⁰³⁾ Siehe auch Theil III, Bd. 6 dieses »Handbuchs«, Abth. V, Abfchn. 1, Kap. 1: Sicherungen gegen Feuer.

¹⁰⁴⁾ Vergl.: MÖLLER & LÜHMANN. Berechnung der Stützen mit Berücksichtigung der Erhitzung. Preisschrift des Vereines zur Förderung des Gewerbetreibens in Preußen. Verh. d. Ver. z. Beförd. d. Gwbl. in Preußen. 1887, S. 573. (Auch als Sonderabdruck erschienen.) — Siehe auch Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte, 2. Aufl. (Art. 145, S. 123) dieses »Handbuchs«.

¹⁰⁵⁾ 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 Kohlenschicht bedeckt, im Inneren aber völlig gesund. Auf derartigen Erfahrungen fußend, hat man neuerdings die Freistützen der Speicher im Bremer Freihafengebiet aus Eichenholz hergestellt.

¹⁰⁶⁾ Ueber Ausbildung der nicht centralen Querschnitte siehe: Deutsche Bauz. 1881, S. 344; 1882, S. 468.

Glaubt man zur Erzielung von kräftigen Profilierungen die Ausweitung des ganzen Stützenquerschnittes auch im Inneren nicht entbehren zu können, so muß die Ausweitungsstelle im Inneren durch starke, nach oben und unten schlang verlaufende Rippen verstärkt werden.

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.

287.
Berechnung
und
Ausführung.

Die Beanspruchung gusseiserner Freistützen durch äußere Kräfte erfolgt lothrecht und ganz oder nahezu genau im Schwerpunkte (centrifch). In den seltenen Fällen, in denen die äußeren Kräfte wagrecht, geneigt oder erheblich schief (excentrifch) wirken, verwendet man zweckmäßiger Schmiedeeisen.

Die Berechnung der gusseisernen Freistützen erfolgt daher hier nur für Längsdruck, welcher in oder nahe der Stützen-Schwerpunktsaxe wirkt.

Die Herstellung der gusseisernen Stützen erfolgt der Einfachheit halber bei großer Länge in liegender Stellung; diese Art gestattet zwar den Guß sehr langer Theile 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 grade 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 nur bei stehendem Guße vermieden. Hierbei ist die Länge der Theile eine beschränktere, da Gießgruben von entsprechender Tiefe erforderlich sind. Nur größere Gießereien haben die nöthigen Anlagen und gießen Längen bis zu etwa 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 centrifch und gerade gehalten werden.

Die Dichtigkeit des Gusses prüft man am besten durch Nachwägen der Stücke von bekanntem Inhalte.

288.
Beispiele.

Beispiel 1. Eine gusseiserne Ringstütze Nr. 4 der Zusammenstellung auf S. 202, 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 ($s =$) 8-facher Sicherheit tragen; die zulässige reine Druckspannung ist für schweren Guß ($K =$) 500 kg für 1 qcm.

Das Längenverhältniß, bei dem die Gefahr des Zerdrücktwerdens und des Zerknickens gleich groß ist, folgt nach Gleichung 180 (S. 200) 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 178 (S. 200) 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

$$\pi h \cdot 1,8 h^2 = \frac{8 \cdot 25\,000 \cdot 500^2}{2,5 \cdot 1\,000\,000 \cdot 0,125}$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{8 \cdot 25000 \cdot 500^2}{1,8 \cdot 3,14 \cdot 2,5 \cdot 1000000 \cdot 0,125}} = 30,5 \text{ cm.}$$

Der äußere Durchmesser ist also $30,5 + 0,9 = 31,4 \text{ cm}$, der innere $30,5 - 0,9 = 29,6 \text{ cm}$.

Beispiel 2. Es ist eine kastenförmige Gufsstütze Nr. 5 der Zusammenstellung auf S. 202 mit den Querschnittsabmessungen $h = 18,5 \text{ cm}$, $\delta = 1,5 \text{ cm}$ und von 750 cm Länge vorhanden; es fragt sich, wie viel diese mit ($s =$) 7-facher Sicherheit tragen kann, wenn sie unten mit großer Grundplatte flach aufgefetzt und oben am Ausweichen verhindert wird (Fall III, $C = 20$).

Das Längenverhältnifs, bei dem Zerknicken noch nicht eintritt, folgt bei $K = 500 \text{ kg}$ für 1 qcm zulässiger Druckspannung nach Gleichung 180 (S. 200) 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 dafs 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 178 (S. 200) 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 cm Länge 47000 kg zu tragen, muß als oben und unten verdrehbar gehalten (Fall II) angefehen werden und soll einen Querschnitt nach Fig. 550, 553 u. 554 (Nr. 25 der Zusammenstellung auf S. 206) mit 18 cm größter Breite erhalten; die für die Berechnung unwesentliche Tiefe ist 77 cm . Da die äußere Breite nur 18 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 kg Druck für 1 qcm zu berechnen sein würde, ist nach Gleichung 180 bei $s = 8$

$$l_1 = 15 \sqrt{\frac{10 \cdot 1000000 \cdot 0,15}{8 \cdot 500}} = \infty 281 \text{ cm.}$$

Da die Stütze länger ist, muß sie nach Gleichung 178 (S. 200) bemessen werden, und zwar wird

$$Fh^2 = Fb^2 = \frac{8 \cdot 47000 \cdot 375^2}{10 \cdot 1000000 \cdot 0,15} = 35250; \quad F = \frac{35250}{15^2} = 157 \text{ qcm,} \quad \text{und da } F = 5b\delta,$$

$$\delta = \frac{157}{5 \cdot 15} = 2,09 \text{ cm;}$$

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 Theilung λ , in welcher der hintere Flansch mit dem vorderen Kasten durch angegoffene Stege verbunden werden muß, ergibt sich in folgender Weise. Nach Fig. 554 ist

$$x_0 (18 \cdot 1,7 + 3 \cdot 1,7) = 18 \cdot 1,7 \frac{1,7}{2} + 3 \cdot 1,7 \left(1,7 + \frac{3}{2}\right), \quad \text{also } x_0 = 1,16 = \infty 1,2 \text{ cm, und}$$

$$i = 18 \frac{1,2^3 + (1,7 - 1,2)^3}{3} + 1,7 \frac{3,5^3 - 0,5^3}{3} = 36.$$

Die Belastung des Hinterflansches ist $\frac{1}{5}$ der ganzen Last $n = 5$, also nach Gleichung 183 (S. 201):

$$a \geq \frac{750}{3,14} \sqrt{\frac{8 \cdot 47000}{5 \cdot 1000000 \cdot 36}} - 1 \geq 4,955, \quad a = 5 \quad \text{und} \quad \lambda = \frac{750}{2 \cdot 5 + 1} = \frac{750}{11} = 68,2 \text{ cm.}$$

Einschließlich derjenigen am oberen und unteren Ende sind 12 Stegverbindungen anzugiefen.

Beispiel 4. In eine 1 Stein starke Innenwand soll ein gufseiserner Ständer mit I-förmigem Profil nach Fig. 551 (Nr. 6 der Zusammenstellung auf S. 202) 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 cm hoch und (nach Fall II) 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 180 (S. 200) aus Axe I in Nr. 6 für 8-fache Sicherheit und $K = 500 \text{ kg}$ für 1 qcm

$$l_1 = h \sqrt{\frac{10 \cdot 1000000 \cdot 0,0833}{8 \cdot 500}} = 14,4 h.$$

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 178 (S. 200) auf Zerknicken zu berechnen sein, und es folgt

$$F h^2 = \frac{8 \cdot 36000 \cdot 450^2}{10 \cdot 1000000 \cdot 0,0833} = 70012.$$

$$F \text{ ist } = 2 \delta h, \text{ also } 2 \cdot 1,8 \cdot h \cdot h^2 = 70012 \text{ und } h = \sqrt[3]{\frac{70012}{3,6}} = 27,0 \text{ cm.}$$

Damit die Steifigkeit für Axe 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 Axe I bei $b = 26,8$, also jedenfalls zu steif.

Für die Berechnung der Theilung λ für die Verbindungsstege nach Gleichung 183 (S. 201) ist

$$n = 2, i = \frac{27 \cdot 1,8^3}{12} = 13, \text{ also } a \geq \frac{450}{3,14} \sqrt{\frac{8 \cdot 36000}{2 \cdot 1000000 \cdot 13}} - 1 \text{ oder } a \geq 7,04;$$

dafür $a = 7$, also $\lambda = \frac{450}{2 \cdot 7 + 1} = 30 \text{ cm}$. Statt die 16 einzelnen Querstege in 30 cm Theilung auszuführen, wird man hier einen vollen Steg zwischen die Flansche gießen, oder man verfiert jeden Flansch, wie in Beispiel 3 (Fig. 553 u. 554), mit einer durchlaufenden Rippe und bringt dann Verbindungsstege in weiterer Theilung an, die zu berechnen ist, wie in Beispiel 3.

Beispiel 5. Hier möge die in Art. 284 (S. 285) besprochene schiefe (excentrische) Belastung der Stützen berücksichtigt werden. Auf die Freistütze des Beispiels 3 sei die Last von 47000 kg so gelagert, dass sie in der Mitte A (Fig. 553) der Tiefe von 77 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

$$x_0 = \frac{18 \cdot 1,7 (0,85 + 17,15 + 76,15) + 2 \cdot 14,6 \cdot 1,7 \cdot 9}{141} = 23,5;$$

somit ist für die Zugseite $e = 23,5 \text{ cm}$, für die Druckseite $e = 77 - 23,5 = 53,5 \text{ cm}$; das Trägheitsmoment für die Schwerpunktsaxe, welches berechnet werden muss, weil hier Gleichung 184 (S. 208) zur Verwendung kommt, ist

$$J = 18 \frac{23,5^3 - 21,8^3 + 7,3^3 - 5,5^3 + 53,5^3 - 51,8^3}{3} + 2 \cdot 1,7 \frac{21,8^3 - 7,2^3}{3} = 118096.$$

Die größten Spannungen sind demnach nach Gleichung 184

$$\sigma = \frac{47000}{141} \left(1 + \frac{15 \cdot 53,5 \cdot 141}{118096} \right) = 666 \text{ kg Druck an der Innenseite}$$

und

$$\sigma = \frac{47000}{141} \left(1 - \frac{15 \cdot 23,5 \cdot 141}{118096} \right) = 187 \text{ kg Druck außen.}$$

Die Stütze genügt demnach eben für die excentrische Belastung. Die stärkere Belastung des Innenflansches hat nun aber nach Maßgabe der Gleichung 183 (S. 201) eine Verkürzung der Theilung λ der Verbindungsstege zur Folge.

c) Freistützen in Schmiedeeisen.

Schmiedeeiserne Stützen bestehen ausschließlich aus Walzprofilen, und zwar sind für ganz leichte Stützen I- und C-Profile zu verwenden; schwerere werden durch Vernieten mehrerer Walzeisen hergestellt.

Da die Theile eines Querschnittes ohne offenen Schlitz fest auf einander genietet werden, da aber die mit Rücksicht auf dichten Schlus der Fuge zu ver-

Fig. 553.

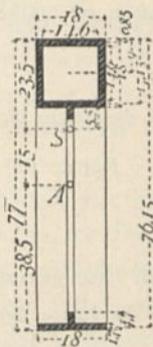
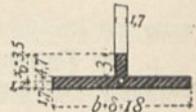


Fig. 554.



wendende Heftniettheilung (siehe Art. 209, S. 150 u. Art. 244, S. 179) von $6d$ bis $8d$ kleinere Abstände der Verbindungen liefert, als die Rücksicht auf Widerstand der einzelnen Theile gegen Zerknicken, so braucht dieser bei dicht geschlossenen Querschnitten nicht nach Gleichung 183 (S. 201) der Berechnung der Theilung der Verbindungen zu Grunde gelegt zu werden. Es kann also der Gesamtquerschnitt mit feinem Trägheitsmomente bei der Berechnung ohne Weiteres benutzt werden, sobald die einzelnen Theile ohne Zwischenraum auf einander liegen. Liegen die einzelnen Theile nicht unmittelbar auf einander, so sind Gitterwerk oder einfache Querverbindungen erforderlich, deren Theilung dann wieder mindestens dem Werthe λ aus Gleichung 183 entsprechen muß.

Außer den einheitlichen Walzprofilen, nämlich den I-, C- und für schwache Stützen den +-Eisen¹⁰⁷⁾, deren Berechnung ganz nach den obigen Regeln durchgeführt werden kann, sind neben den in der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207 aufgeführten Walzprofilen namentlich die in Fig. 555 bis 567 dargestellten zusam-

Fig. 555.

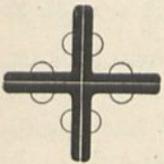


Fig. 556.

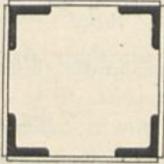


Fig. 557.

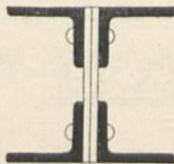


Fig. 558.

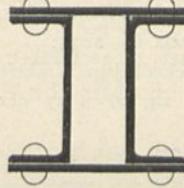


Fig. 559.

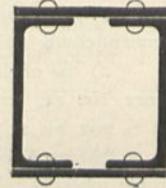


Fig. 560.

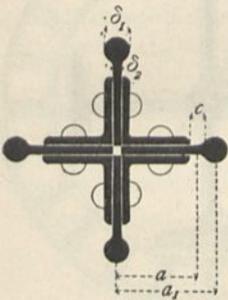


Fig. 561.



Fig. 562.



Fig. 563.

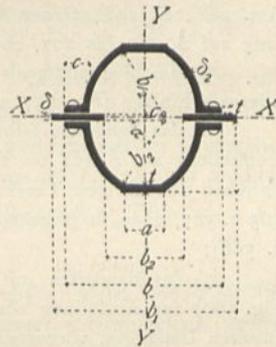
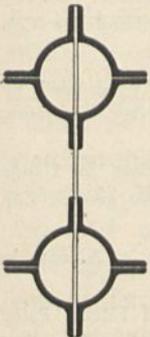


Fig. 564.



mengesetzten Querschnitte verwendbar.

Gemeinsame Eigenschaft der meisten genieteten Querschnitte sind die durch die Verbindungstheile 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. 559 (Berliner Stadt-Eisenbahn), sind nur in kurzen Stücken herzustellen, und selbst da bedingt die Nietung der zweiten Platte besondere Vorkehrungen und theuere, weil mühsame Ausführung. Aus dem gleichen Grunde sind kreisringförmige Stützen aus genietetem Bleche mit kleinem Durchmesser selten, auch nicht zu

¹⁰⁷⁾ Ueber starke +-Eisen-Profile nebst zugehörigen Köpfen und Füßen siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 552 — ferner: Zeitfchr. d. Ver. deutsch. Ing. 1885, S. 936; 1886, S. 40.

Fig. 565.

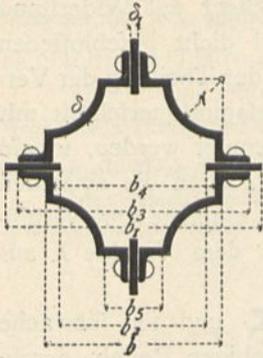


Fig. 566.

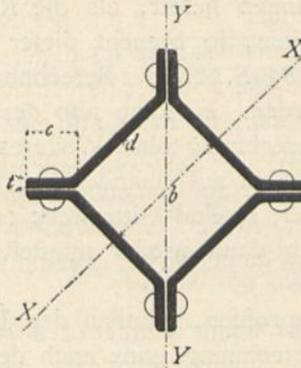
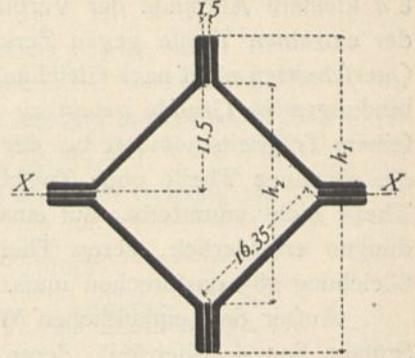


Fig. 567.



empfehlen, da die zur Mitte nicht allseitig symmetrischen Nietnähte den Querschnitt schief machen.

Die Grundformen für die Querschnittsbildung schweißeiserner Freistützen sind:

1) das gleichschenkelige Winkelleisen (Fig. 555, 556, 560 u. 562, siehe die Normalprofile in Theil I, Band I, erste Hälfte dieses »Handbuches«, Art. 182, S. 194, ferner Nr. 7, 8, 9, 10, 28 u. 29 der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207);

2) das ungleichschenkelige Winkelleisen (Fig. 557, siehe die Normalprofile ebendaf., Art. 182, S. 195, ferner Nr. 11, 12, 13, 14, 26 u. 27 der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207);

3) das L-Eisen (Fig. 558 u. 559, siehe die Normalprofile ebendaf., Art. 185, S. 197, ferner Nr. 19, 20, 21 der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207);

4) das I-Eisen (siehe die Normalprofile ebendaf., Art. 188, S. 198, ferner Nr. 22 u. 23 der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207, endlich auch Fig. 568);

5) die Blechplatte als Aufsenplatte (Fig. 556 u. 559) oder als Einlage (Fig. 557 u. 562);

6) das Bandeisen selbständig nach Nr. 6 der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207 oder als Einlage in Schlitze zwischen den übrigen Theilen (z. B. dargestellt in Fig. 563, 565 u. 567, eben so einzulegen in die Querschnitte Fig. 561 u. 566);

7) das Bandeisen mit Rundstab (*fer plat à boudin*, Fig. 560) zur Ausfüllung von Schlitzen und Versteifung des äußeren Umfanges, vorwiegend in Frankreich angewendet;

8) das Quadrant-Eisen (Fig. 561, 562 u. 564, siehe die Normalprofile im genannten Bande, Art. 187, S. 197), die bequemste Form für cylindrische Freistützen, gebräuchlichstes Profil amerikanischer Constructionen;

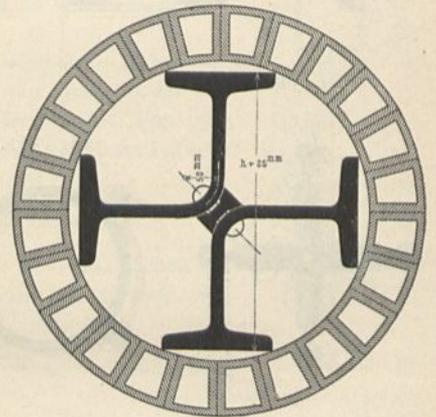
9) das Belageisen (Fig. 563), siehe die Normalprofile ebendaf., Art. 184, S. 196), welches einen ungewöhnlich lang gestreckten Querschnitt und, wegen der schmalen Flansche, eine schwierige Vernietung ergibt;

10) das Quadrant-Eisen mit doppeltem Winkel (Fig. 565, Völklinger Hütte), welches im Handel nicht stets zu haben ist, indefs durch verschiedenartige Zusammenfassung die Bildung einer großen Zahl von zweckmäßigen Querschnitten gestattet;

11) das Trapez-Eisen oder schiefwinkelige Rinneneisen (Fig. 566 u. 567), welches u. A. von der Burbacher Hütte in den auf S. 215 angegebenen Profilen hergestellt wird.

12) Einen eigenartigen Stützenquerschnitt aus 2 zwischen Walzen verbogenen I-Eisen, Patent *Jones & Laughlins*, zeigt Fig. 568. Der Querschnitt ist leicht herzustellen und offenbar sehr steif. Fig. 568 zeigt ihn mit feuersicherer Umhüllung, wie er von den Patentinhabern in Chicago für die Stützung von Gebäuden verwendet wird, die außer dem Erdgeschoß noch 16 Geschosse über einander enthalten. Das kleine Einfatzstück in der Mitte ist gleichfalls ein Walzeisen.

Fig. 568.



Schiefwinkelige Rinneneisen der Burbacher Hütte.

Profil		<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	<i>t</i>	Querschnitt	Gewicht	Trägheitsmoment für die Axen <i>XX</i> oder <i>YY</i> für 4 Eifen.
Blatt	Nr.							
XXIV	6	16,35	7	1,3	1,3	36,9	28,6	11 747
XXIV	6 ^a	16,35	7	1,5	1,5	42,0	32,6	13 814
XXIV	6 ^b	16,35	7,3	1,7	1,7	47,2	36,6	15 880
XXIV	7	28	8,33	1,8	1,8	88,8	68,9	73 957
XXIV	7 ^a	28	8,5	2	2	96,8	75,1	81 602
XXIV	7 ^b	28	8,63	2,2	2,2	104,8	81,3	89 247
XXIV	7 ^c	28	8,77	2,4	2,4	112,8	87,5	96 892
XXIV	7 ^d	28	8,9	2,6	2,6	120,8	93,7	104 537
XXIV	7 ^e	28	9,05	2,8	2,8	128,8	99,9	112 182
XXIV	7 ^f	28	9,2	3	3	136,8	106,1	119 827
XXIV	7 ^g	28	9,33	3,2	3,2	144,8	112,3	127 472
XXIV	7 ^h	28	9,5	3,4	3,4	152,8	118,5	135 117
XXIV	7 ⁱ	28	9,6	3,6	3,6	160,8	124,7	142 760
Centimeter.						Quadr.-Centim.	Kilogr.	

Aufser 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. 564) oder in die Hohlräume der einfachen Querschnitte noch Bleche und Winkeleisen einfügt (Fig. 562).

Einen Querschnitt ersterer Art bildet streng genommen schon der I-förmige Querschnitt in Fig. 557, welcher aus 2 T-förmigen Querschnitten mittels Vergitterung erzielt wurde. Fig. 556 (Nr. 29 der Zusammenstellung auf S. 207) zeigt einen Quadrat-Querschnitt aus 4 Winkeleisen und 4 Gitterwänden, in welchem die Winkeleisen sehr häufig umgedreht erscheinen, so daß ein Kreuz aus 4 Winkeln (Nr. 10 derselben Zusammenstellung) mit sehr breiten Schlitzn entsteht. Fig. 564 stellt einen zweitheiligen Querschnitt aus 2 Quadrant-Eisen-Säulen 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 Unterfütterung der Dächer weiter Hallen, also in Bahnhof, Markt-, Festhallen, Ausstellungsgebäuden etc. vor, wo sie die seitlichen Winddrücke aufzunehmen haben.

Für die äußere Ausstattung der schmiedeeisernen Stützen sind völlig befriedigende Formen bisher nicht gefunden, da fast alle Profile die mageren Eisdicken zeigen und sich daher den kräftigeren Formen steinerer oder hölzerner Constructionstheile schlecht anschließen¹⁰⁸⁾. Das Walzverfahren gestattet nur die Herstellung völlig prismatischer Formen. Verjüngungen und Schwellungen können bloß durch Verwendung schwieriger Herstellungsverfahren (Berliner Stadt-Eisenbahn: trapezförmig geschnittene Platten für Fig. 559, keilförmig geschmiedete Einlagestreifen für Fig. 566) mit vergleichsweise hohen Kosten erzielt werden; verzierende Theile müssen aus anderweitigem Materiale (Zink, Zinkguss, Gusseisen) gebildet und mittels Verschraubung angefügt werden. Die Nietköpfe verschwinden durch Versenkung. Zur völligen Beseitigung dieser Schwierigkeiten sind in Amerika Ummantelungen mit vollen oder hohlen Terracotta-Platten vorgenommen worden, welche mittels Blechklammern an

¹⁰⁸⁾ 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.

befonderen Befestigungstheilen, bezw. an den Nietköpfen aufgehängt, dann in den Fugen verfrichen oder ganz geputzt sind, die Stütze auch ganz frei umgeben (Fig. 568). Es entsteht so scheinbar eine steinerne Stütze, der man jedes gewünschte Profil geben kann und deren feuerfester Mantel zugleich den eisernen Kern schützt. Die Anordnung ist jedoch verwickelt und theuer und hat den Mangel, daß bei Wärmeänderungen in Folge der Bewegungen des Eisens leicht Risse in den Plattenfugen entstehen, wenn die Umhüllung in fester Verbindung mit der Stütze steht.

292.
Berechnung.

Für einfache Querschnitte erfolgt die Berechnung auf Zerknicken nach Ermittlung des Coefficienten c (siehe Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«, Art. 340, S. 303¹⁰⁹) nach Gleichung 178 (S. 200) ganz so, wie es in der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207 für 29 Querschnitte durchgeführt ist und oben für gusseiserne Stützen gezeigt wurde. Es ist jedoch die allgemeine Ermittlung von c nicht für alle Querschnittsarten möglich; dann tritt die Berechnung durch Versuchen mit vorläufigen Annahmen ein, indem man das erforderliche kleinste Trägheitsmoment nach Gleichung 182 (S. 201) bestimmt oder die zulässige Zerknickspannung K_z nach Gleichung 181 (S. 201) berechnet.

Daß bei den einheitlich vernieteten Querschnitten wegen der engen Heftniettheilung die einzelnen Bestandtheile nicht auf ihre Steifigkeit untersucht zu werden brauchen, ist oben gefagt. Bei den mit Vergitterungen oder einfachen Querverbindungen hergestellten Querschnitten ist jedoch wieder die Verbindungstheilung λ nach Gleichung 183 (S. 201) zu bestimmen.

Die Berechnung auf Biegung bei schiefer (excentrischer) oder geneigter Belastung erfolgt nach Gleichung 184, bezw. 185 (S. 208).

Bei Benutzung der Gleichungen 176, 179 oder 181 müssen die mit Hilfe der Steifigkeitsziffer c nach der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207 nicht zu ermittelnden Trägheitsmomente aus den vorläufig angenommenen Querschnitten berechnet werden. Ueber diese Berechnung möge, so weit sie nicht durch die Querschnittsverzeichnisse unnöthig 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. 555, 556, 557, 558 u. 559 erfolgt durch wiederholte Anwendung der Formel für das Rechteck, wie es a. a. O. in Art. 308 bis 311 (S. 267 u. 268¹¹⁰) für mehrere Fälle durchgeführt ist.

Die Trägheitsmomente für Fig. 561 sind der Tabelle auf S. 197 in Theil I, Band 1, erste Hälfte dieses »Handbuches«, jene für Fig. 566 der Tabelle auf S. 215 des vorliegenden Bandes zu entnehmen.

Querschnitte nach Fig. 562 bedingen gleichzeitige Benutzung der Tabellen und der Formeln für zusammengesetzte Querschnitte.

Für den Querschnitt in Fig. 560 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. 563 ist nicht ohne Weiteres für alle Fälle zu entscheiden, ob YY oder XX das Trägheitsmoment \mathcal{J}_{kl} liefert. Bezeichnet \mathcal{J}_1 das Trägheitsmoment des einzelnen Belageisens für die zur Unterfläche gleich laufende Schweraxe und \mathcal{J}_2 für die dazu winkelrechte Mittelaxe (vergl. den oben genannten Band, S. 196), so ist

¹⁰⁹) 2. Aufl.: Art. 125, S. 105.

¹¹⁰) 2. Aufl.: Art. 39 bis 43, S. 29 u. 30.

$$\mathcal{F}_x = 2 \left[\mathcal{F}_1 + \frac{F(h + \delta)^2}{4} \right] + (b_1 - b_2) \frac{\delta^3}{12},$$

$$\mathcal{F}_y = 2 \mathcal{F}_2 + \delta \frac{b_1^3 - b_2^3}{12},$$

wenn F den Querschnitt eines Belageisens bezeichnet. Fehlt die Einlage, so setze man $\delta = 0$.

Für Querschnitte aus dem in Fig. 565 verwendeten Eifen mufs das Trägheitsmoment für jede Form besonders berechnet werden. Für das gewählte Beispiel ist für jede durch den Mittelpunkt gehende Axe

$$\mathcal{F} = r \delta (r^2 \pi + 2 \pi b^2 - 8 r b) + \frac{1}{12} \left[\delta_1 (b_1^3 - b_2^3) + 2 \delta (b_3^3 + b_5^3 - b^3 - \delta_1^3) + \right. \\ \left. + (b_5 - \delta) (b^3 - b_4^3) + (b_3 - b) \{ (\delta_1 + 2 \delta)^3 - \delta_1^3 \} + (b_1 - b_2) \delta_1^3 \right].$$

Fehlen die Einlagen, so ist $\delta_1 = 0$ zu setzen.

Die Hauptträgheitsmomente des Querschnittes in Fig. 568 sind die des ursprünglichen I-Eisens.

Schließlich sei noch erwähnt, dafs in der Regel in gedrückten Querschnitten die Nietlöcher bei Berechnung der Flächen und Trägheitsmomente nicht abgezogen werden.

Beispiel 1. Eine Freistütze von 5,0 m Höhe zum Tragen von Deckenträgern soll nach dem Querschnitte Nr. 26 der Zusammenstellung auf S. 206 (Fig. 557) 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 ($s =$) 5-facher Sicherheit tragen. Behufs Einbringens der Querverbindungen zwischen den Querschnittshälften soll in Nr. 26 der Zusammenstellung auf S. 206: $k_1 = 0,3$ angenommen werden; demnach ist $c = 0,6613$.

293.
Beispiele.

Nach Gleichung 180 (S. 200) ergibt sich die Schenkelbreite h , welche das Zerknicken überhaupt ausschließt, nach

$$l_1 = h \sqrt{\frac{20 \cdot 2\,000\,000 \cdot 0,6613}{5 \cdot 1000}} = 72,7 h,$$

wenn die zulässige Druckspannung K bei ruhiger Last zu 1000 kg für 1 qcm angenommen wird. Die Schenkelbreite müfste danach $h = \frac{500}{72,7} = 6,9$ cm sein. Das kleinste Winkeleisen oberhalb dieses Mafses

ist das $8 \times 12 \times 1$ cm mit 19 qcm Querschnitt, und dieses würde $\frac{50\,000}{4 \cdot 19} = 658$ kg für 1 qcm Spannung ergeben, ist also zu schwer. Für alle kleineren Winkeleisen mufs die Berechnung auf Zerknicken erfolgen.

Nach Gleichung 178 (S. 200) ist $4 f h^2 = \frac{5 \cdot 50\,000 \cdot 500^2}{20 \cdot 2\,000\,000 \cdot 0,6613}$, 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, sonach $f h^2 = 16,94 \cdot 6,5^2 = 716$; 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. 206 ist für $k_1 = 0,3$ $k = 2,039$ und somit die Stützenbreite zwischen den Außenkanten $k h = 2,039 \cdot 6,5 = 13,2$ cm zu machen, wenn äußere Rückfichten nicht ein größeres Mafs verlangen; die Freistütze ist dann in beiden Richtungen gleich steif.

Werden die beiden Winkeleisen einer Hälfte durch Stehniete in einer Theilung von etwa 16 d verbunden, so kommt es nun noch darauf an, die beiden Hälften hinreichend oft zur Erzielung genügender Tragfähigkeit in Verbindung zu bringen. Das kleinste Trägheitsmoment zweier Winkeleisen ist nach Nr. 12 der gedachten Zusammenstellung für Axe I

$$i = 2 \cdot 16,94 \cdot 6,5^2 \cdot 0,231 = 2 f h^2 c = 330;$$

in Gleichung 183 (S. 201) ist ferner $n = 2$ für eine Stützhälfte; daher folgt

$$a = \frac{\frac{500}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 50\,000}{2 \cdot 2\,000\,000 \cdot 330}} - 1}{2} = 0,59,$$

somit $a = 1$ und $\lambda = \frac{l}{2 \cdot 1 + 1} = \frac{l}{3}$. Es sind also zwei Querverbindungen in den Dritteln der Länge anzubringen.

Beispiel 2. Eine 630 cm lange, unten eingespannte, oben verdrehbar gehaltene (Fall III, $C = 20$) Freistütze aus Quadrant-Eifen (Fig. 561) hat 35 000 kg bleibende und 24 000 kg nicht stofswise wirkende Verkehrsbelastung mit 5-facher Sicherheit zu tragen.

Nach Gleichung 18 in Theil I, Band I, zweite Hälfte (S. 251) dieses »Handbuches« müßte der reine Druckquerschnitt $\frac{35000}{1200} + \frac{24000}{720} = 62,5$ qcm betragen.

Nach Gleichung 182 (S. 201) ist das erforderliche kleinste Trägheitsmoment

$$\mathcal{J}_{kl} = \frac{59000 \cdot 5 \cdot 630^2}{20 \cdot 2000000} = 2927.$$

Das Normal-Quadrant-Eisen $7,5 \times 1,0$ cm genügt mit $\mathcal{J} = 2957$ auf Zerknicken eben, auf reinen Druck mit $F = 80,2$ qcm reichlich und ist somit für die Stütze ausreichend.

Beispiel 3. Für 60000 kg bleibende und 40000 kg Verkehrslast soll eine 800 cm lange, oben und unten verdrehbar gehaltene (Fall II, $C = 10$) Freistütze nach Fig. 567 mit 1,5 cm starken Einlagen ausgebildet werden.

Der reine Druckquerschnitt ist nach der eben genannten Gleichung in Theil I, Band I, zweite Hälfte dieses »Handbuches« $\frac{60000}{1200} + \frac{40000}{720} = 105,5$ qcm.

Wird vorläufig das Trapezeisen Nr. 6 der Zusammenstellung auf S. 215 gewählt, so ist das Trägheitsmoment XX (Fig. 567) 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

$$\begin{aligned} \mathcal{J}_x &= 11747 + 4 \cdot 16,35 \cdot 1,3 \left[\left(\frac{11,5 + 1,5}{2} \right)^2 - \left(\frac{11,5}{2} \right)^2 \right] + 4 \cdot 7 \cdot 1,3 \left[\left(\frac{1,3 + 1,5}{2} \right)^2 - \left(\frac{1,3}{2} \right)^2 \right] \\ &+ 4 \cdot 7 \cdot 1,3 \left[\left(11,5 + 3,5 + \frac{1,5}{2} \right)^2 - (11,5 + 3,5)^2 \right] + 1,5 \frac{38,5^3 - 24,5^3}{12} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{1,5^3}{12}, \\ &= 11747 + 781 + 56 + 837 + 5295 + 4 = 18720 \\ F &= 4 \cdot 36,9 + 4 \cdot 7 \cdot 1,5 = 189,6 \text{ qcm.} \end{aligned}$$

Nach Gleichung 181 (S. 201) wird die zulässige Zerknickungsspannung

$$K_z = \frac{10 \cdot 2000000 \cdot 18720}{5 \cdot 800^2 \cdot 189,6} = 617 \text{ kg für 1 qcm.}$$

Der Querschnitt muß somit $\frac{60000 + 40000}{617} = 162$ qcm betragen, während 189,6 qcm vorhanden sind. Da mit Verschwächung der Einlagen \mathcal{J}_x kleiner, also K_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 Werth 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 $l = 5$ m Höhe soll mit ($s =$) 5-facher Sicherheit und bei Querschnittsbildung nach Nr. 20 der Zusammenstellung auf S. 205 aus 2 L-Eisen eine Last $P = 4000$ kg tragen. Die Stütze steht unten mit breitem Fusse stumpf auf und ist oben ganz frei (Fall I, $C = 2,5$). Die beiden L-Eisen sollen so weit von einander stehen, daß das Trägheitsmoment für die Axe II mindestens eben so 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 178 (S. 200) muß sein

$$2f h^2 = \frac{5 \cdot 4000 \cdot 500^2}{2,5 \cdot 2000000 \cdot 0,151}, \text{ also } f h^2 = 3311.$$

$$\text{Für L-Eisen Nr. 12 ist } f h^2 = 17,04 \cdot 12^2 = 2460;$$

$$\text{» » » 14 » } f h^2 = 20,4 \cdot 14^2 = 4000.$$

Nr. 14 ist demnach zu wählen. Für Nr. 14 folgt nach Nr. 20 der Zusammenstellung auf S. 205

$$k = 0,62 \left[\sqrt{1,58 \left(\frac{14}{6} \right)^2 - 1 - 1} \right] = 1,07 \text{ und somit die für } \mathcal{J}_I = \mathcal{J}_{II} \text{ auszuführende Schlitzweite}$$

$$\delta_1 = k b = 1,07 \cdot 6 = 6,42 = \infty 6,5 \text{ cm.}$$

Werden die Trägheitsmomente durch Nachrechnen geprüft, so ergeben sich nach der Tabelle für Normal-L-Eisen $\mathcal{J}_I = 2 \cdot 609 = 1218$ und $\mathcal{J}_{II} = 2 \left[71 + 20,4 \left(\frac{6,5}{2} + 1,01 \right)^2 \right] = 1226$, also nicht ganz 0,7 Procent Fehler.

Hätte man von vornherein Gleichung 182 (S. 201) zur Berechnung von \mathcal{F}_{kl} benutzt, so hätte man erhalten:

$$\mathcal{F}_{kl} \geq \frac{4000 \cdot 5 \cdot 500^2}{2,5 \cdot 2000000} = 1000$$

für 2 \square -Eisen, was wieder zu Nr. 14 führt.

Die Theilung λ der Querverbindungen folgt, da für ein \square -Eisen nach der Tabelle für Normal- \square -Eisen $i = 71$ und $n = 2$ ist, nach Gleichung 183 (S. 201)

$$a = \frac{\frac{500}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 4000}{2 \cdot 2000000 \cdot 71}} - 1}{2} = 0,17, \text{ also einzuführen } a = 1 \text{ und}$$

$$\lambda = \frac{l}{2 \cdot 1 + 1} = \frac{l}{3}.$$

Es genügen demnach auch hier, abgesehen von den Verbindungen an beiden Enden, zwei Verbindungen in den Dritteln der Länge.

Beispiel 5. Für eine oben und unten verdrehbar gehaltene Stütze (Fall II, $C = 10$), welche $P = 70000 \text{ kg}$ mit ($s =$) 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. 207 (Fig. 556) zur Verfügung; wie weit sind die Winkeleisen aus einander 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 gedachten Zusammenstellung ist für die Quadratseite k die Steifigkeitsziffer $c = \left(\frac{k}{2} - 0,287\right)^2 + 0,0946$; folglich lautet Gleichung 178 (S. 200) für diesen Fall bei $h = 11 \text{ cm}$

$$4 \cdot 25 \cdot 11^2 = \frac{6 \cdot 70000 \cdot 800^2}{10 \cdot 2000000 \left[\left(\frac{k}{2} - 0,287\right)^2 + 0,0946 \right]},$$

woraus $k = \infty 2,59$ folgt.

Die Quadratseite des Querschnittes ist daher

$$k b = 2,59 \cdot 11 = 28,5 \text{ cm}$$

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. 202 und Gleichung 177 (S. 200)

$$i = 0,0381 \cdot 25 \cdot 11^2 = 115 \text{ cm}^4,$$

fomit nach Gleichung 183 (S. 201) bei $n = 4$

$$a = \frac{\frac{800}{3,14} \sqrt{\frac{6 \cdot 70000}{4 \cdot 2000000 \cdot 115}} - 1}{2} = 1,661;$$

demnach $a = 2$ und

$$\lambda = \frac{l}{2 \cdot 2 + 1} = \frac{l}{5}.$$

Außer den Endverbindungen müssen also noch vier Verbindungen in den Fünfteln der Länge hergestellt werden.

d) Kopf der Freistützen.

Die Durchbildung der Stützenköpfe hängt derart von dem zu tragenden Theile ab, daß eine allgemeine Behandlung nicht thunlich erscheint. Nur die folgenden Regeln sind für die Mehrzahl der Fälle giltig.

Reicht die Freistütze nur durch ein Geschoß, so lagere man die zu tragenden Theile so auf das obere Ende, daß die Last stets im Schwerpunkte des Stützenquerschnittes wirkt. Träger lagert man daher am besten auf flach abgerundete Schneiden.

Reicht die Stütze durch mehrere Geschoße, so ist es bei Gußeisen in der Regel zweckmäßiger, die die Last aufnehmenden Theile nicht in feste Verbindung mit der

Stütze zu bringen, sondern einen geforderten Gufsring mit den nöthigen Anfätzen ¹¹¹⁾ 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 auf einander stehen sollen.

Die Stützen verschiedener Gefchoffe werden in der Regel gefondert hergestellt und greifen in oder dicht über der Kopf-Construction falzartig mit abgedrehten Druckflächen unter Einlegen von Blei- oder besser Kupferringen in einander. Nur bei leichten Stützen werden die die Last aufnehmenden Theile fest an die Stütze gegossen, wodurch der Gufs erschwert wird und die Gufspressungen sich erhöhen.

Bei schmiedeeisernen Stützen nietet man zur Aufnahme der Lasten Kragstücke in die Schlitze für die Füllstreifen, da diese gegen Zerknicken zugefügten Theile 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, nöthigenfalls unter Einlegen von Kupfer, stumpf auf einander gesetzt ¹¹²⁾, und es werden alsdann Seitenverschiebungen durch Einsetzen vorspringender Lappen in den Fufs der oberen Stütze verhindert, welche in den Kopf der unteren greifen, oder es werden schmiedeeiserne Platten eingelegt, welche dem Stützenprofile entsprechend oben und unten mit dem Hobel ausgenuthet sind.

Das stumpfe Auffetzen ist jedoch nur bei lothrecht belasteten Freistützen zulässig. Haben sie Biegung auszuhalten, so müssen gusseiserne Stützen entsprechend tief in einander greifen (vergl. die Ausbildung der Füße unter e); schmiedeeiserne sind entweder ohne Stofs durchzuführen oder, wenn sie zu lang werden, vollständig zu verlaschen.

Getheilte Stützen können, entsprechend der Abnahme der Last, von unten nach oben in den Gefchoffen schrittweise verschwächt werden.

Beispiele von Einzelausbildungen der Stützenköpfe werden im nächsten Bande, Heft 3 (Abth. III, Abchn. 2, A, Kap. 1) dieses »Handbuches« mitgetheilt werden.

e) Fufs der Freistützen.

295
Zweck
und
Ausbildung.

Jede Freistütze bedarf eines Fusses, welcher die Aufgabe hat, durch Verbreiterung der Unterfläche die hohe Pressung in der Stütze auf die geringere zu ermäßigen, welche auf Quader, Mauerwerk und Baugrund ausgeübt werden darf ¹¹³⁾. Im weitesten Sinne besteht daher der Fufs bei schweren Freistützen aus der eisernen Druckplatte, dem Grundquader und dem Fundament-Mauerwerke, von welchen Theilen jedoch häufig einer — am häufigsten der Quader — fehlt.

Der hier zu betrachtende Fufs der Freistütze im engeren Sinne ist die Druckplatte, welche die Pressungsvertheilung auf den Quader oder das Mauerwerk her-

¹¹¹⁾ Siehe die Construction der Freistützen im Alhambra-Theater zu London in: *Engng.*, Bd. 37, S. 539 u. ff.

¹¹²⁾ Siehe die Construction der Freistützen im neuen Packhof zu Berlin in: *Centralbl. d. Bauverw.* 1884, S. 375.

¹¹³⁾ Wie aus Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte, aus der nächsten Abtheilung 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 Cement 11 bis 14 kg, für gewöhnliches Backsteinmauerwerk 7 bis 8 kg, für Bruchsteinmauerwerk 6 bis 7 kg, für Beton 5 bis 6 kg, auf den Baugrund 2 bis 4 kg für 1 qem.

stellt. Ihre Ausbildung hängt wesentlich davon ab, ob lediglich lothrechte 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. 547 u. 548 erhalten quadratische, nach außen vorspringende Platten; bei solchen nach Fig. 549 bis 552 verbindet man die einzelnen Theile des Querschnittes durch eine nöthigenfalls über diese noch vorspringende Bodenplatte.

296.
Angehoffene
Druckplatten.

Bezeichnet σ' die zulässige Pressung auf die Unterstützung (Quader oder Mauerwerk), so muß die Platten-Grundfläche

$$F = \frac{P}{\sigma'} \dots \dots \dots 186.$$

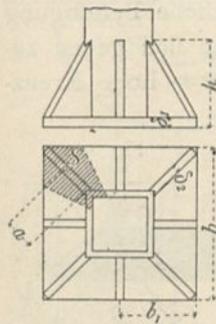
sein, oder bei quadratischer Form die Plattenseite b , wenn f der Querschnitt der Stützenhölung ist,

$$b = \sqrt{\frac{P}{\sigma'} + f} \dots \dots \dots 187.$$

Zwischen Stütze und Platte werden, um ein Abbrechen der letzteren zu verhüten, Rippen eingesetzt, und zwar gewöhnlich 4 oder 8; nur ganz kleine Platten, etwa als Fuß der Querschnitte von Fig. 549, 551 u. 552 ausgebildet, entbehren derselben. Die Rippen werden so bemessen, daß sie allein schon das Abbrechen verhindern.

Zur Berechnung bestimme man den Schwerpunkt S der durch eine Eckrippe zu unterstützenden Fläche (in Fig. 569 schraffirt); bei n Rippen wirkt dann bezüglich der Rippenwurzel die Kraft $\frac{P}{n}$ am Hebelsarme a , und die

Fig. 569.



lich der Rippenwurzel die Kraft $\frac{P}{n}$ am Hebelsarme a , und die Rippen-Abmessungen folgen bei 250 kg zulässiger Zugbeanspruchung des Gusseisens alsdann aus

$$\delta_2 = 0,024 \frac{Pa}{n h^2} \text{ und } h = 0,155 \sqrt{\frac{Pa}{n \delta_2}}, \dots \dots 188.$$

worin δ_2 oder h den Verhältnissen entsprechend angenommen wird.

Die überall gleiche Plattendicke δ_1 folgt, wenn b_1 die größte Rippenentfernung und σ_1 die Pressung unter der Platte ist, aus

$$\delta_1 \geq 0,043 b_1 \sqrt{\sigma_1}; \dots \dots \dots 189.$$

jedoch ist δ_1 mindestens 1,5 cm zu machen.

Beispiel. Eine Kreisringstütze aus Gusseisen, welche unten mit angehoffenem Fuße stumpf aufsteht, oben ganz frei ist (Fall I, $C = 2,5$), hat bei $l = 600$ cm Höhe ($P =$) 20000 kg zu tragen, soll ($s =$) 8-fache Sicherheit und ($\delta =$) 1,8 cm Wandstärke haben. Bezeichnet d den gemittelten Ringdurchmesser, so ist nach Gleichung 178 (S. 200) 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 $\sigma_1 = 8 \text{ kg}$ für 1 qcm . In Gleichung 187 ist $f = 30,2^2 \frac{3,14}{4} = 716 \text{ qcm}$, also die Seite der quadratischen Fußplatte

$$b = \sqrt{\frac{20000}{8} + 716} = 55,9 = \approx 56 \text{ cm.}$$

Bei $n = 8$ Rippen ist $b_1 = \frac{b}{2} = 28 \text{ cm}$; folglich nach Gleichung 189: $\delta_1 = 0,043 : 28 \sqrt{8} = 3,4 \text{ cm}$.

Die Rippen sollen je $\delta_2 = 2,5 \text{ cm}$ stark fein; dann folgt ihre Höhe nach Gleichung 188, nachdem a besonders zu $10,5 \text{ cm}$ ermittelt ist, mit

$$h = 0,155 \sqrt{\frac{20000 \cdot 10,5}{8 \cdot 2,5}} = 16 \text{ cm.}$$

297.
Gefonderte
Druckplatten.

Schwere Stützen nehmen durch angegoßene Füße zu schwierige Gufsformen an, und bei schmiedeeisernen, bei denen die Ausbildung schmiedeeiserner Druckplatten meist auf Schwierigkeiten stößt, ist das Angießen überhaupt unmöglich. Man kommt auf solche 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 Stein-Construction bedingt ist. Die Stärke dieser Platten wächst vom Rande bis zur Außenkante 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 Stützenschwandung mit Blei ausgegossen (Fig. 570). Für nicht hohle Stützenquerchnitte erhält die Platte meist eine denselben entsprechende Nuth, in welche die Stütze eingreift. Die Unterfläche der Stütze, wie die Standfläche auf der Platte wird abgehobelt, bezw. abgedreht; zweckmäfsig ist auch hier eine Zwischenlage von Walzblei oder Kupfer.

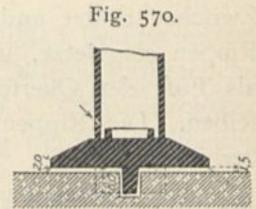


Fig. 570.

Die Platte wird $1,5 \text{ cm}$ hohl auf Eifenkeilen verlegt, dann mit Cement vergossen und nach dessen Erhärten von den Keilen befreit. Die gebräuchliche Befestigung der Platte durch Steinschrauben nach unten ist überflüssig; will man sich gegen zufällige Seitenverschiebungen sichern, so gebe man der Platte eine 8 cm hohe Kreuzrippe nach unten, welche in eine entsprechende Nuth der Unterlage greift und hier vergossen wird (Fig. 570)

Die nothwendige Grundfläche der vollen Platte (Fig. 571) ist

$$lb = F = \frac{P}{\sigma_1}, \dots \dots \dots 190.$$

die Seite der quadratischen Platte

$$b = \sqrt{\frac{P}{\sigma_1}} \dots \dots \dots 191.$$

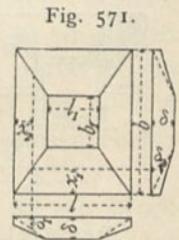


Fig. 571.

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 gröfseren Werthe aus folgenden beiden Formeln zu bemessen:

$$\delta_1 = 0,1 x_1 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \frac{3l - 2x_1}{l - 2x_1} \frac{l - l_1}{b - b_1}} \quad \text{u.} \quad \delta_2 = 0,1 x_2 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \frac{3b - 2x_2}{b - 2x_2} \frac{b - b_1}{l - l_1}} \quad 192.$$

Für die größte Plattenstärke ist

$$x_1 = \frac{b - b_1}{2} \quad \text{und} \quad x_2 = \frac{l - l_1}{2}$$

einzufetzen; die Gleichungen lauten alsdann:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1gr} &= 0,05 (b - b_1) \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \left(1 + 2 \frac{l}{l_1}\right)}, \\ \delta_{2gr} &= 0,05 (l - l_1) \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \left(1 + 2 \frac{b}{b_1}\right)}. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 193.$$

In der Regel ist hierin für x_1 , bzw. x_2 der Abstand von Plattenrand bis Stützenrand einzuführen; der grössere Werth giebt alsdann die größte Plattenstärke δ , welche geradlinig nach der Randstärke von 2 cm ausläuft. Große Platten kann man jedoch auch so formen, dafs man von der Randstärke aus wagrechte Ebenen in die Curven für δ_1 , bzw. δ_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:

$$\delta_1 = 0,1 x_1 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \frac{3l - 2x_1}{l - 2x_1}} \quad \text{und} \quad \delta_2 = 0,1 x_2 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \frac{3b - 2x_2}{b - 2x_2}} \quad 194.$$

Ist schliesslich die Platte quadratisch, also $l = b$ und $l_1 = b_1$, so werden δ_1 und δ_2 gleich; es genügt dann eine der Formeln 194.

Nachdem die Masse d , d_1 und d_2 für die Stütze aus der Last P fest gestellt sind, wird zunächst mit Bezug auf Fig. 572 und die oben verwendeten Bezeichnungen

$$D = 1,13 \sqrt{\frac{P}{\sigma_1}} \quad \dots \dots \dots 195.$$

Bezeichnen ferner 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 durchzubrechen sucht,

$$M = \frac{P}{2} \left(\frac{2D}{3\pi} - \frac{d}{\pi} \right),$$

und bei der Zugspannung σ_g im Gusseisen ist dann die Dicke δ der Grundplatte zu berechnen nach

$$\delta = 0,7984 \sqrt{\frac{P}{\sigma_g} \frac{(2D - 3d)(2D + d_1)}{(D + d_1)^2 + 2Dd_1}}, \quad 196.$$

worin σ_g in der Regel = 250 kg für 1 qcm anzunehmen ist. δ_0 ist wieder so zu wählen, dafs die

Platte eben bequem zu giefsen ist, jedoch nicht kleiner als 1,5 cm.

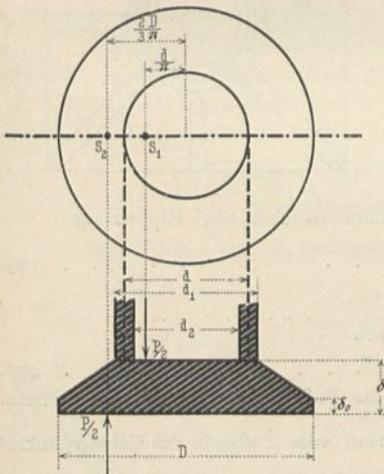
Beispiel. Eine Platte, welche als Seitenlängen der Stützfläche $b_1 = 20$ cm und $l_1 = 30$ cm, dabei wegen der Form des Mauerwerkes die ganze Breite $b = 50$ cm haben mufs, hat 28000 kg zu tragen und ruht auf Mauerwerk, welches mit $\sigma_1 = 8$ kg für 1 qcm belastet werden darf.

Nach Gleichung 190 ist $F = \frac{28000}{8} = 3500$ qcm, also $l \cdot 50 = 35000$ und $l = 70$ cm. Nach

Gleichung 193 wird die größte Plattenstärke

298.
Kreisrunde
volle
Grundplatten.

Fig. 572.



$$\delta_{1gr} = 0,05 (50 - 20) \sqrt{\frac{8}{3} \left(1 + \frac{2 \cdot 70}{30}\right)} = 5,835 \text{ cm} \approx 5,9 \text{ cm}$$

und

$$\delta_{2gr} = 0,05 (70 - 30) \sqrt{\frac{8}{3} \left(1 + \frac{2 \cdot 50}{20}\right)} = 8,0 \text{ cm.}$$

Letzteres ist auszuführen. Will man die Seitenflächen der Platten gekrümmt formen, so ergibt sich die Krümmung aus den größten Werthen der Gleichung 192, indem man die zusammengehörigen Werthe von x_1 und x_2 einführt.

299.
Gegliederte
Druckplatten.

Für schwere Freistützen liefern diese Platten zu große Stärkenmaße; die Platten sind alsdann behufs Materialersparnis zu gliedern. Solche Platten kommen vorwiegend unter central-symmetrischen Stützenquerschnitten vor (Fig. 547, 548, 549, 555, 560, 561, 562, 563, 565 u. 566); 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.

Fig. 573 zeigt eine derartige Platte für eine Freistütze mit kreisringförmigem Querschnitt; sie ist für andere central entwickelte Querschnitte leicht umzuformen. Die Platte wird in der Quadratmitte von einem Momente 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 Momente muß sie in solcher Weise Widerstand leisten, daß unten die für Gußeisen zulässige Zugspannung s' nicht überschritten wird. Der Gang der Festlegung der einzelnen Abmessungen ist folgender.

Zunächst ist, mit Bezug auf Fig. 573,

$$b = \sqrt{\frac{P}{\sigma_1} + \frac{D_1^2 \pi}{4}} \dots \dots \dots 197.$$

zu machen; alsdann folgt

$$b_1 = \frac{b - D_1 - 2 \delta}{2} \dots \dots \dots 198.$$

Wird nun die Anzahl der Rippen der Dicke δ_3 zu n angenommen, so folgt die größte frei tragende Weite l_2 der Plattenkante zwischen zwei Rippen aus

$$l_2 = \frac{4 b}{n}, \dots \dots \dots 199.$$

wenn jedenfalls Rippen nach den vier Ecken laufen.

Weiter ist die Dicke δ_1 der unteren Platte zu bestimmen nach

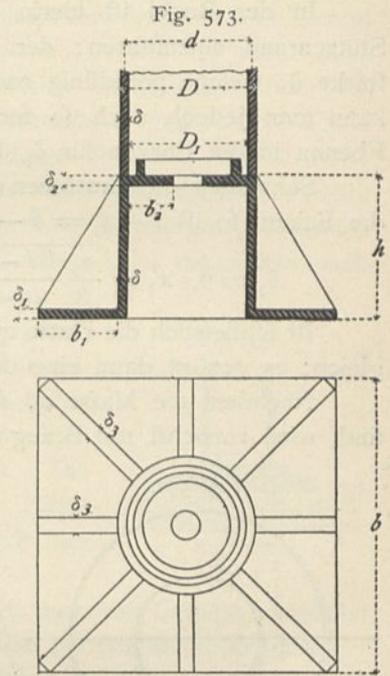
$$\delta_1 = 0,0577 l_2 \sqrt{\sigma_1} \dots \dots \dots 200.$$

Alsdann bestimme man das Biegemoment M , welches die Fußmitten durchzubrechen strebt.

Die Kraft dieses Momentes 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. 573 dargestellten Falle ist der erstere Abstand

$$\frac{\delta^3 - \frac{2}{3} D_1^3}{4 \delta^2 - \pi D_1^2} \text{ und der letztere } \frac{d}{\pi}. \text{ In diesem Falle ist das Biegemoment demnach}$$

$$M = \frac{P}{2} \left(\frac{\delta^3 - \frac{2}{3} D_1^3}{4 \delta^2 - \pi D_1^2} - \frac{d}{\pi} \right).$$



Nun kann man zunächst für die Fußhöhe h Grenzen nach

$$h \geq \frac{b_1 \delta_1}{3 \delta} \left(1 \mp \sqrt{1 - \frac{15 \delta}{b_1}} \right) \dots \dots \dots 201.$$

fest legen, worin δ in der Regel gleich der Dicke der Stützwand, welche darüber steht, jedoch jedenfalls so anzunehmen ist, daß

$$\delta < \frac{b_1}{15} \dots \dots \dots 202.$$

bleibt. Einen ungefähren Mittelwerth, nämlich das Mittel aus den beiden Grenzen der Gleichung für h , liefert

$$h_{\text{mittel}} = \frac{b_1 \delta_1}{3 \delta} \dots \dots \dots 203.$$

Sind hiernach h und δ vorläufig fest gelegt, so berechne man die Hilfsgrößen

$$A = 2 b_1 \delta_1 \left(\frac{h}{5} - \frac{\delta_1}{2} \right) - \frac{3 \delta h^2}{5} \dots \dots \dots 204.$$

und

$$B = \frac{M h}{750} - \frac{26}{75} \delta h^3 - 2 b_1 \delta_1 \left(\frac{h}{5} - \frac{\delta_1}{2} \right)^2 - \frac{b_1 \delta_1^3}{6} \dots \dots \dots 205.$$

Mit Hilfe dieser berechne man alsdann δ_2 und b_2 nach

$$\delta_2 = \frac{A^2}{2 b_2 B} \quad \text{und} \quad b_2 = \frac{A^3}{4 B \left(\frac{4}{5} A h - B \right)} \dots \dots \dots 206.$$

womit dann alle erforderlichen Einzelwerthe bis auf die Rippendicke δ_3 gefunden sind. Diese kann nach dem Ausdrucke für δ_2 in Gleichung 188 (S. 221) zu Fig. 569 berechnet werden.

Die Gleichung 206 ist für eine nicht ganz zutreffende Wahl von h innerhalb der Grenzen nach Gleichung 201, bezw. 203 sehr empfindlich und liefert oft Werthe für δ_2 und b_2 , welche nicht ausführbar sind. Man bilde dann das Product $\delta_2 b_2$, und wenn dieses eine für die obere Rippe angemessen erscheinende Flächengröße liefert, so forme man es unter Beibehaltung der Productgröße zu bequemen Mafsen für δ_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 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. 200; $C = 10$) bei 8-facher Sicherheit für eine Last ($P =$) 95 000 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 Backfeinmauerwerke, so ist $\sigma_1 = 8$ kg für 1 qcm, also nach Gleichung 197, bezw. 198

$$b = \sqrt{\frac{95000}{8} + \frac{26^2 \cdot 3,14}{4}} = 112 \text{ cm} \quad \text{und} \quad b_1 = \frac{112 - 26 - 2 \cdot 3}{2} = 40 \text{ cm}.$$

Damit wird aber der Bedingung $\delta < \frac{b_1}{15}$ nicht genügt; es soll daher δ 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. 574.

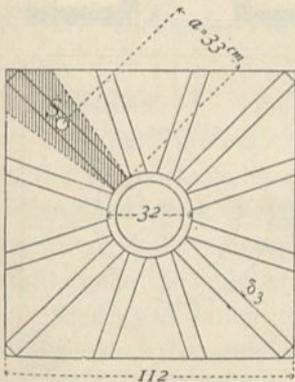


Fig. 574: $n = 12$ Rippen angenommen, so ist $l_2 = \frac{4 \cdot 112}{12} = 37,3$ cm

und nach Gleichung 200: $\delta_1 = 0,0577 \sqrt{8 \cdot 37,3} = 6,987 = \infty 6,0$ cm. Weiter ist das Biegemoment

$$M = \frac{95000}{2} \left(\frac{112^3 - \frac{2}{3} 27^3}{4 \cdot 112^2 - 3,14 \cdot 27^2} - \frac{29,5}{3,14} \right) = 817000 \text{ cm kg}.$$

Nach Gleichung 203 ist ferner h_{mittel} zunächst mit $\frac{40 \cdot 6}{3 \cdot 2,5} = 32$ cm anzunehmen. Die Proberechnung ergibt hierfür jedoch einen negativen Werth für B , welcher zeigt, daß h zu groß angenommen wurde. Wird also $h = 31$ cm eingeführt, so wird nach

$$\text{Gleichung 204: } A = 2 \cdot 40 \cdot 6 \left(\frac{31}{5} - \frac{6}{2} \right) - \frac{3 \cdot 2,5 \cdot 31^2}{5} = 94,5;$$

$$\text{Gleichung 205: } B = \frac{817000 \cdot 31}{750} - \frac{26 \cdot 2,5 \cdot 31^3}{75} - 2 \cdot 40 \cdot 6 \left(\frac{31}{5} - \frac{6}{2} \right)^2 - \frac{40 \cdot 6^3}{6} = 1595;$$

$$\text{Gleichung 206: } b_2 = \frac{94,5^3}{4 \cdot 1595 \left(\frac{4}{5} 94,5 \cdot 31 - 1595 \right)} = 0,1767 \text{ cm};$$

$$\text{Gleichung 206: } \delta_2 = \frac{94,5^2}{2 \cdot 0,1767 \cdot 1595} = 15,844 \text{ cm}.$$

Diese Maße für δ_2 und b_2 erscheinen für die Ausführung unzweckmäßig; $b_2 \delta_2 = 0,1767 \cdot 15,844$ ist gleich $2,8 \text{ cm}^2$, und dieses Rechteck wird hergestellt, indem $\delta_2 = 1,4 \text{ cm}$ und $b_2 = 2,0 \text{ cm}$ gemacht wird. An der Richtigkeit der Rechnung wird durch diese Abänderung nichts geändert.

Schließlich ist noch die Rippendicke δ_3 nach Gleichung 188 (S. 221) zu berechnen; es ergibt sich

$$\delta_3 = 0,024 \frac{95000 \cdot 33}{12 \cdot 31^2} = 6,5 \text{ cm},$$

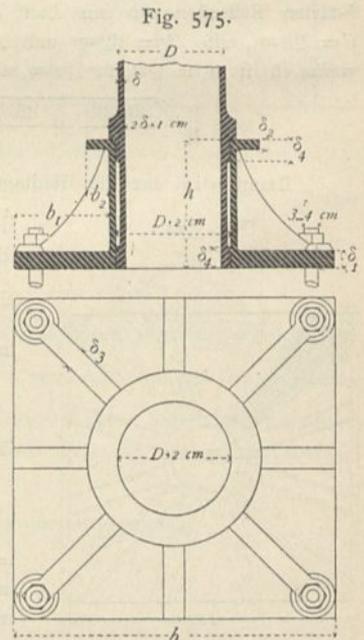
zu welcher Berechnung der Hebelsarm a (Fig. 569) für das Feld einer Eckrippe in Fig. 574 gefordert ermittelt ist.

β) Ankerplatten.

300.
Gusseiserne
Platten.

Für feste Einspannung von Freistützen werden Ankerplatten verwendet; dieselben bedürfen daher unter Umständen der Verankerung nach unten (vergl. das in Art. 282, S. 196 über Fundament-Anker Gefagte). Gusseiserne Stützen werden meistens eingespannt, wenn man dadurch den Widerstand gegen Zerknicken (Fall III u. IV, S. 200) erhöhen will; breite, mit dem Fusse stumpf aufgesetzte Stützen sind jedoch bei Belastung in der Schweraxe auch ohne besondere Verankerung als unten unverdrehbar befestigt anzusehen. Wirken aus schiefer oder excentrischer Belastung entstehende erhebliche Momente auf die Stütze, so wird man meistens zu schweißeisernen Constructionen übergehen.

Im Allgemeinen ist es zweckmäßig, für gusseiserne Freistützen die Platte so zu formen, daß die Abweichung der Mittelkraft aller äußeren Kräfte u (Gleichungen 184 u. 185 und $Pu = M$) in der Plattenunterkante das Maß $u = \xi$ (siehe Gleichung 51 auf S. 273 in Theil I, Bd. I, zweite Hälfte dieses »Handbuches«) nicht überschreitet; dasselbe ergibt sich, wenn für x_0 die halbe Plattenbreite $\frac{b}{2}$, für \mathcal{I} das Trägheitsmoment der Plattenfläche (abzüglich der Oeffnung) für eine Mittelaxe und für F die Plattenfläche eingesetzt werden. Theoretisch ist alsdann das Anbringen von Ankern zwar nicht erforderlich; man fügt jedoch zur Verhinderung der Verdrückung des Mauerwerkes unter der schiefen Last gewöhnlich Anker oder Steinschrauben von 3 bis 4 cm Durchmesser hinzu, welche man von vornherein fest anzieht (Fig. 575). Sowohl bei Lastangriff in der Schweraxe behufs Einspannung gegen Zerknicken, wie auch, wenn die vorhandene Excentricität $u < \xi$ bleibt, kann man die Platte mit Bezug auf Fig. 572 nach den Formeln



für die gegliederte Druckplatte (siehe Art. 299, S. 219) berechnen. Bei centrischer Last und Einfpannung gegen Zerknicken mache man die abgedrehte Ringfläche $\delta_4 = 3$ bis 4 cm hoch; ist die Last um u excentrisch, so folgt δ_4 (für Centim. als Einheit) aus:

$$\left. \begin{aligned} \delta_4 &= \frac{1}{2} \left(h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu}{125(D+2)}} \right) \text{ bei rundem Querschnitte (Fig. 547),} \\ \delta_4 &= \frac{1}{2} \left(h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu}{200(D+2)}} \right) \text{ bei flachem Querschnitte (Fig. 548,} \end{aligned} \right\} \cdot 207.$$

551 u. 552)

2) Füße schweißeiserner Stützen.

Schweißeiserner Stützen werden jetzt wegen der einfacheren Knotenbildungen und der höheren Tragfähigkeit regelmäsig da verwendet, wo die Stützen schwere Decken in mehreren Gefchoffen zu tragen haben, wie in Lagerhäusern; auch dann, wenn die Last in der Schweraxe angreift. Unbedingt erforderlich ist die schweißeiserner Stütze aber, wenn aus schiefer (excentrischer) oder schräger Belastung erhebliche Biegunsmomente wirken, da letztere durch gusseiserne Stützen namentlich in deren Füßen nur unficher aufgenommen werden können.

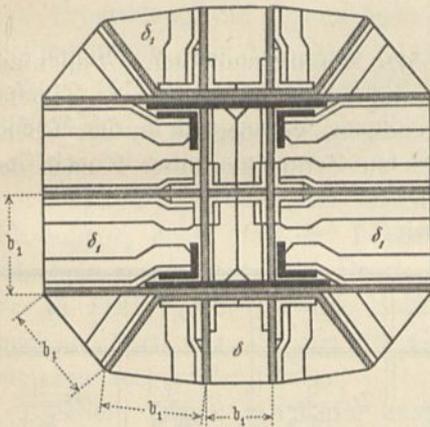
301.
Anwendung.

Bei Belastung in der Schweraxe befestigt man die Grundplatte, deren Grundfläche nach Gleichung 186 oder 190 zu berechnen ist, unmittelbar am unteren Stützenende, indem man zwischen die Ebenen — Platten, Schenkel, Stege — des Stützen-

302.
Centrische
Belastung.

querschnittes und die Grundplatte Stehbleche als Rippen einfügt, welche die Grundplatte gegen die Stütze abzusteißen haben und daher von deren Rande nach den Stützentheilen hin dreieckig verlaufen. Diese Stehbleche werden mit der Stütze, wenn möglich unmittelbar, vernietet oder durch Winkeleisen verbunden, an die Grundplatte mittels Winkeleisen angeschlossen. Ein solches Beispiel zeigt Fig. 576 für einen schweren Stützenquerschnitt.

Fig. 576.



Es sind hier 14 Absteifungen der Grundplatte, für welche der Anschluß an die schwarz gekennzeichneten Stützentheile bequem zu gewinnen war, in der schraffirten Anordnung so gestellt, daß die entstehenden Randlängen b_1 der Platte thunlichst ringsum gleich sind.

Die Dicke der Platte ist nach

$$\delta_1 = 0,0213 b_1 \sqrt{\sigma_1} \dots \dots \dots 208.$$

zu bestimmen.

Für den Anschluß der Eckaussteifungsbleche ist der Druck zu ermitteln, welcher auf die zu jedem gehörige Grundfläche kommt; für dessen Moment und Abscherungswirkung 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 Füße schweißeiserner Stützen nicht mit gleicher Allgemeinheit behandeln, wie die der gusseisernen, weil die vorkommenden Stützenformen eine viel größere Verschiedenheit aufweisen.

Bei großen Flächen der Grundplatte ist das Anbringen von über die Fläche gleichförmig vertheilten Bohrlöchern zum Vergießen der Platte mit dünnem Cement zu empfehlen.

303.
Schräge und
excentrische
Belastung.

Bei Belastung durch wagrechte Kräfte oder bei so schiefer (excentrischer) Angriffe der lothrechten Last, daß $u > \xi$ wird (vergl. Art. 300), muß die schweiß-eiserne Stütze einen vollständig verankerten, dreieckig ausladenden Fuß erhalten. Ein Beispiel solcher Verankerung ist in Fig. 543 bis 545 (S. 198) dargestellt.

Fig. 577.

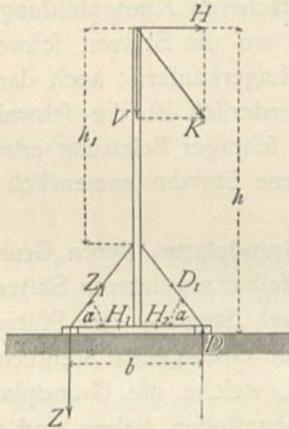


Fig. 578.

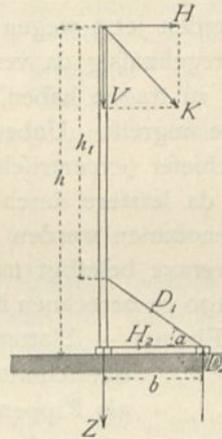
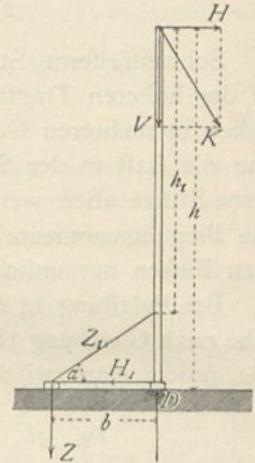


Fig. 579.



Die Freistütze ist in den durch Fig. 577 bis 579 veranschaulichten 3 Fällen auf den Druck V und das Biegemoment Hh_1 bei wagrechter, bzw. Vu bei schiefer Belastung, dann auch bei der hier meist nothwendigen, vorwiegend in der Ebene des Momentes steifen 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. 577	$+\frac{Hh}{b} - \frac{V}{2}$	$-\left(\frac{Hb}{b} + \frac{V}{2}\right)$	$Z \frac{1}{\sin \alpha}$	$D \frac{1}{\sin \alpha}$	$Z \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$	$D \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$
Fig. 578	$+\frac{Hh}{b} - V$	$-\frac{Hb}{b}$	—	$D \frac{1}{\sin \alpha}$	—	$D \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$
Fig. 579	$+\frac{Hb}{b}$	$-\left(\frac{Hb}{b} + V\right)$	$Z \frac{1}{\sin \alpha}$	—	$Z \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}$	—

Statt Hh ist bei um u schiefer (excentrischer) Angriffe von V überall Vu einzuführen.

Nach Ermittlung dieser Kräfte sind die einzelnen Theile der Lager nach den in Art. 278 bis 282 (S. 194 bis 199) und oben (unter e, 1 u. 2) für Druckplatten gegebenen Regeln auszubilden.

304.
Schräge
Stützen.

Schräge Stellung der Stützen erzielt man in den seltenen Fällen dieser Anordnung durch Anwendung gegliederter Druck- oder Ankerplatten, indem man die Plattenaufsätze mit der Grundplatte den verlangten Winkel bilden läßt.

In solchen Fällen werden die in die Unterstützung eingreifenden unteren Kreuzrippen besonders wichtig, weil sie die wagrechte Seitenkraft des schrägen Stützendruckes auf die unterstützenden Theile zu übertragen haben, wenn nicht das unterstützende Mauerwerk selbst schräg, d. h. winkelrecht zur Stützenaxe, gestellt ist. In diesem Falle werden die Grundplatten ganz regelmässig und bedürfen der unteren Kreuzrippe nicht unbedingt.

7. Kapitel.

T r ä g e r.

Die im Hochbauwesen vorkommenden Träger werden aus Gufseifen oder Schmiedeeifen hergestellt. Vor Ausbildung des Walzverfahrens wurden gusseiserne Träger sehr häufig verwendet; gegenwärtig sind dieselben von den schmiedeeisernen fast ganz verdrängt.

305.
Vor-
bemerkungen.

Für die Ermittlung der Spannungen in den sog. Balkenträgern (welche hier allein in Frage kommen) aus den Momenten und Querkraften muß auf Theil I, Bd. I, zweite Hälfte dieses »Handbuches« verwiesen werden. In Abth. II, Abschn. 2, Kap. 2¹¹⁴⁾ wurde dort zunächst (Art. 355 bis 357, S. 315 bis 317¹¹⁵⁾ Allgemeines über äußere Kräfte und Eintheilung der Träger überhaupt und alsdann (Art. 358 bis 372, S. 317 bis 338¹¹⁶⁾ 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 293¹¹⁷⁾ vorzunehmen; für gegliederte oder Gitterträger sind die Untersuchungen in Art. 373 bis 407 (S. 338 bis 374¹¹⁸⁾ maßgebend.

a) Gufseiserne Träger.

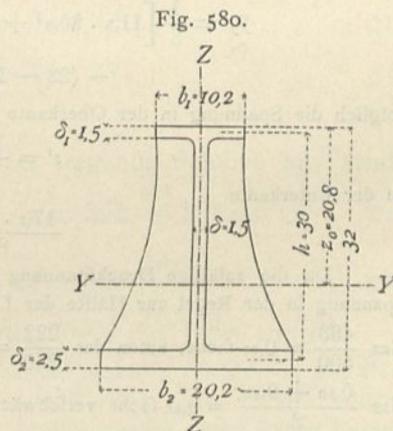
Träger aus Gufseifen erhalten selten einen anderen Querschnitt, als den I-förmigen; doch muß der I-Querschnitt wegen der ungleichmäßigen Widerstandsfähigkeit gegen Zug und Druck nach Maßgabe des in Theil I, Bd. I, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (Art. 302, S. 263¹¹⁹⁾ Gefagten unsymmetrisch ausgebildet werden.

306.
Form
und
Berechnung.

Diese Träger dürfen nur unter ruhender Last verwendet werden, da sie Erschütterungen und Stöße auch in geringem Maße nicht vertragen.

Im Gegenfatze zu den schweißeeisernen Trägern macht die Anpassung 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



¹¹⁴⁾ 2. Aufl.: Abth. II, Abschn. 3, Kap. 2.

¹¹⁵⁾ 2. Aufl.: Art. 146 bis 148 (S. 124 bis 126).

¹¹⁶⁾ 2. Aufl.: Art. 149 bis 163 (S. 126 bis 145).

¹¹⁷⁾ 2. Aufl.: Art. 85 bis 108 (S. 59 bis 83).

¹¹⁸⁾ 2. Aufl.: Art. 165 bis 200 (S. 147 bis 183).

¹¹⁹⁾ 2. Aufl.: Art. 92, S. 66.

Stelle gemachten Annahmen und mit Bezug auf die in Fig. 580 eingeschriebenen Bezeichnungen lassen sich zwischen Spannung, Querschnittsabmessungen und Angriffsmoment M , wenn letzteres in der lothrechten Trägeraxe wirkt, die Näherungsgleichungen für die Gurtungsquerschnitte aufstellen:

$$f_1 = \frac{M}{s'h} - \frac{\delta h}{8} \quad \text{und} \quad f_2 = 2f_1 + \frac{\delta h}{2}, \quad \dots \quad 209.$$

worin s' die zulässige Druckspannung, f_1 den Querschnitt der oberen Gurtung und f_2 den Querschnitt der unteren Gurtung bedeutet. Für δ ist ein bequemes Gufsmass, nicht unter 1,2 cm, anzunehmen.

Es empfiehlt sich, die Flancke solcher gulfseiferer Träger etwa in Abständen gleich der dreifachen Trägerhöhe, namentlich aber in den Angriffspunkten von Einzellasten und über den Auflagern, durch lothrechte Rippen gegen den Steg abzusteißen (Fig. 580).

Der rechteckige Kastenquerschnitt ist weniger gut, als der I-förmige, weil man in der Abmessung der Gurtungsquerschnitte dabei weniger frei ist, und die Schwierigkeiten des Gusses wesentlich grössere sind.

307.
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 stehen nur 32 cm zur Verfügung; δ soll 1,5 cm betragen. Für h ist $32 - \frac{\delta_1}{2} - \frac{\delta_2}{2}$, also vorläufig annähernd 30 cm einzuführen. Es wird nach den Gleichungen 209, wenn $s' = 500$ kg zugelassen wird,

$$f_1 = \frac{17,2 \cdot 400^2}{8 \cdot 500 \cdot 30} - \frac{1,5 \cdot 30}{8} = 17,3 \text{ qcm} \quad \text{und} \quad f_2 = 2 \cdot 17,3 + \frac{1,5 \cdot 30}{2} = 57,1 \text{ qcm}.$$

Wird sonach $\delta_1 = 1,5$ cm und $\delta_2 = 2,5$ cm gemacht, so muß $b_1 = \frac{17,3}{1,5} = 11,5$ cm und $b_2 = \frac{57,1}{2,5} = 23$ cm werden, und die ganze Höhe beträgt $30 + \frac{1,5 + 2,5}{2} = 32$ cm.

Da die Formel nur annähernd richtige Ergebnisse liefert, muß nach Gleichung 34 in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte (S. 261¹²⁰) geprüft werden, wie groß die größten Spannungen oben und unten werden.

Die Lage des Schwerpunktes unter der Oberkante des Trägers bestimmt sich durch

$$s_0 = \frac{11,5 \cdot 1,5 \cdot 0,75 + 28 \cdot 1,5 \cdot 15,5 + 23 \cdot 2,5 \cdot 30,75}{11,5 \cdot 1,5 + 28 \cdot 1,5 + 23 \cdot 2,5} = 20,8 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment für die Y -Axe beträgt¹²¹)

$$\mathcal{I}_y = \frac{1}{3} \left[11,5 \cdot 20,8^3 + 23 (32 - 20,8)^3 - (11,5 - 1,5) (20,8 - 1,5)^3 - (23 - 1,5) (32 - 20,8 - 2,5)^3 \right] = 16582;$$

folglich die Spannung in der Oberkante

$$s' = \frac{17,2 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{20,8}{16582} = 433 \text{ kg},$$

in der Unterkante

$$\frac{17,2 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{32 - 20,8}{16582} = 222 \text{ kg}.$$

Da die zulässige Druckspannung in der Oberkante 500 kg für 1 qcm war und die zulässige Zugspannung in der Regel zur Hälfte der Druckspannung angenommen wird, so ist die Spannung oben nur das $\frac{433}{500} = 0,87$ -fache, unten das $\frac{222}{250} = 0,89$ -fache der zulässigen, und die Gurtungen können also auf das $\frac{0,89 + 0,87}{2} = 0,88$ -fache verschwächt werden.

Die untere Gurtung erhält also $0,88 \cdot 57,1 = 50,3$ qcm Querschnitt, somit $\frac{50,3}{2,5} = 20,2$ cm Breite, die obere Gurtung $0,88 \cdot 17,3 = 15,2$ qcm Querschnitt, daher $\frac{15,2}{1,5} = 10,2$ cm Breite.

¹²⁰) 2. Aufl.: Gleichung 42 (S. 64).

¹²¹) Nach Art. 310 (S. 268) in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

b) Schmiedeeiserne Träger.

Unter den schmiedeeisernen Träger können gewalzte und zusammengesetzte Träger unterschieden werden. Bei ersteren werden die aus Eisenbahnschienen hergestellten von den aus sonstigen Walzeisen zu sondern fein; die zusammengesetzten Träger können vollwandig (Blechträger) oder gegliedert (Gitterträger) fein.

1) Träger aus Eisenbahnschienen.

Eisenbahnschienen werden bei Hochbauten vielfach als Träger benutzt, hauptsächlich wohl aus dem Grunde, weil sie meist 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 Balconträger etc. werden Eisenbahnschienen häufig benutzt; bisweilen treten sie auch bei der Ueberwölbung von Keller- und anderen Räumen an die Stelle von I-förmigen Walzträgern (siehe unter 2).

308.
Anwendung.

Die einschlägigen statischen Ermittlungen werden in gleicher Weise, wie bei anderen gewalzten Trägern vorgenommen.

309.
Berechnung.

Zieht man die gegenwärtig üblichen breitbasigen Schienen in Betracht, so ist nach *Winkler* ¹²²⁾ annähernd die Querschnittsfläche des Schienenquerschnittes

für Eifenschienen: für Stahlschienen:

$$F = \quad 0,285 h^2 \quad \quad \quad 0,274 h^2 \quad \text{Quadr.-Centim.,}$$

wenn h die Schienenhöhe (in Centim.) bezeichnet.

Das Eigengewicht für 1 lauf. Meter beträgt nahezu

$$g = \quad 0,22 h^2 \quad \quad \quad 0,21 h^2 \quad \text{Kilogr.}$$

Das Trägheitsmoment des Schienenquerschnittes für die wagrechte Schweraxe des aufrecht gestellten Querschnittes ist ungefähr

$$\mathcal{J} = \quad 0,0383 h^4 \quad \quad \quad 0,0364 h^4.$$

Da nur abgenutzte Schienen in Frage kommen, kann man die Querschnitte nach obigen Formeln nicht voll ausnutzen; im Durchschnitt wird man für breitbasige neuere Schienen

$$\text{das Trägheitsmoment} \quad \mathcal{J} = 0,035 h^4, \dots \dots \dots 210.$$

$$\text{das Widerstandsmoment} \quad \frac{\mathcal{J}}{a} = 0,07 h^3 \dots \dots \dots 211.$$

(worin h in Centim.) setzen können.

Demnach ist eine auf l Centim. Stützweite frei tragende Schiene im Stande:

$$\text{auf 1 cm ihrer Länge die Last} \quad \dots \quad q = 392 \frac{h^3}{l^2} \text{ Kilogr.,} \dots \dots 212.$$

$$\text{in der Mitte ihrer Länge die Einzellaft} \quad P = 196 \frac{h^3}{l} \quad \dots \dots 213.$$

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 geringwerthige Material die Kosten guter Nietung nicht mit Vortheil trägt; übrigens entstehen unvortheilhafte Materialvertheilungen 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 dieselbe frei liegen?

310.
Beispiele.

¹²²⁾ In: Vorträge über Eisenbahnbau etc. I. Heft: Der Eisenbahn-Oberbau. 3. Aufl. Prag 1875. S. 77 u. 240.

Nach Gleichung 212 ist $7 = 392 \frac{13^3}{l^2}$, woraus

$$l = \sqrt{\frac{392}{7} 13^3} = \infty 350 \text{ cm.}$$

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 feiner Unterstützung nothwendig?

Nach Gleichung 213 trägt eine Schiene

$$P = 196 \frac{13^3}{300} = 1435 \text{ kg;}$$

es müssen sonach $\frac{5000}{1435} = 4$ Schienen gelegt werden.

Beispiel 3¹²³⁾. Ein Erker-Vorbau, welcher, bei 1,0 m Ausladung und 2,5 m Breite, in jedem Gefchoffe 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 Gefchofshöhe beträgt 4,2 m, die Brüstungshöhe der Fenster 0,75 m; die Stärke der Eckpfeiler zwischen den Fenstern beträgt 1 $\frac{1}{2}$ Stein, die der Fensterbrüstungen und Fensterübermauerungen 1 Stein. Die Eisen-Construction 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 aus einander 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 hat an beiden Enden auf $\frac{2,12 - 1,60}{2} = 0,26$ m Länge zuerst den vollen Pfeiler von $4,2 \cdot 0,38 \cdot 0,01 \cdot 1700 = 27$ 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 unter dem Fenster die Brüstung auf 1,60 m Breite für 1 lauf. Centim. die Last von $0,25 \cdot 0,75 \cdot 0,01 \cdot 1700 = 3,2$ kg hervor. Außerdem hat der Vorderträger aus dem Erker-Fußboden noch 2 kg für 1 lauf. Centim. auf $2,50 - 2 \cdot 0,38 = 1,74$ m Länge in der Mitte zu tragen.

Die vom Vorderträger auf die ausgekragten Schienen ausgeübten Auflagerdrücke sind demnach $27 \cdot 26 + 289 + \frac{160}{2} 3,2 + \frac{174}{2} 2 = 1421$ kg; das Biegemoment in der Mitte ist

$$M = 1421 \frac{212}{2} - 27 \cdot 26 \left(\frac{212}{2} - \frac{26}{2} \right) - 289 \left(\frac{212}{2} - 26 \right) - \frac{160}{2} 3,2 \frac{160}{4} - 2 \frac{174}{2} \cdot \frac{174}{4} = 44411 \text{ cmkg.}$$

Werden n Schienen neben einander gelegt, so ist bei einer Beanspruchung von $s = 700$ kg für 1 qcm nach Gleichung 211 bei 8 cm Schienenhöhe das s -fache Widerstandsmoment $700 n \frac{s}{a} = n \cdot 700 \cdot 0,07 \cdot 8^3 = 25088 n$. Somit folgt die erforderliche Anzahl Schienen aus $25088 n = M = 44411$ mit $n = 2$.

β) Die ausgekragte Schienenlage von 81 cm theoretischer Länge trägt 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 $\frac{1,00 - 0,38 - 0,50}{2} = 0,06$ m Länge; weiter folgt in der Fensterkante aus der Fensterüber-

mauerung eine Einzellast von $\frac{0,50 \cdot 0,25}{2} (4,20 - 0,75 - 2,60) 1700 = 90$ kg; alsdann aus der Fensterbrüstung 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 $\frac{1,00 - 0,38 - 0,50}{2} = 0,06$ 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

$$M = (1421 + 515) 81 + 27 \cdot 6 \left(81 - \frac{38}{2} - \frac{6}{2} \right) + 90 (6 + 50) \\ + 3,2 \cdot 50 \left(\frac{50}{2} + 6 \right) + 90 \cdot 6 + 27 \cdot 6 \frac{6}{2} = 177400 \text{ cmkg.}$$

¹²³⁾ Bezüglich der hier benutzten Formeln vergl. die in den Fußnoten 124 bis 128 angezogenen Gleichungen.

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 211: $n \cdot 0,07 \cdot 13^3 \cdot 700 = 107\,653 n$. Demnach folgt aus $107\,653 n = M = 177\,400$ die Zahl der Schienen $n = 2$.

Es hat somit der Eisenrahmen in den auskragenden Theilen aus je zwei 13 cm hohen Schienen, über deren Enden zum Tragen der Vorderwand zwei 8 cm hohe Schienen gestreckt sind, zu bestehen; erstere können, falls niedrigere Schienen vorhanden sind, etwas leichter gewählt werden.

2) Träger aus Walzeisen.

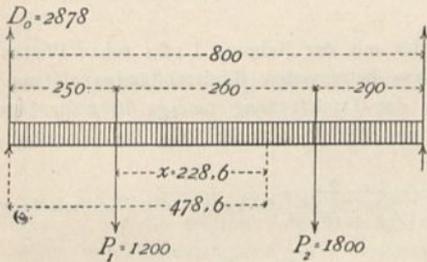
Solche Träger werden hauptsächlich aus Belag-, C-, Z- und I-Eisen hergestellt; für die Querschnittsform dieser Profileisen sind die »Deutschen Normalprofile für Walzeisen« maßgebend, welche in Theil I, Band 1, erste Hälfte (Art. 181 bis 188, S. 194 bis 198) dieses »Handbuches« mitgetheilt sind; die betreffenden Tabellen enthalten neben den Querschnittsabmessungen auch die zur Berechnung nothwendigen Angaben über die Lage des Schwerpunktes und die Größe der Trägheitsmomente.

Einige Beispiele mögen die Anwendung jener Tabellen unter Benutzung der früher entwickelten Formeln erläutern.

Beispiel 1. Ein I-Träger sei nach Fig. 581 durch die Einzellaften P_1 und P_2 , so wie durch die gleichförmig vertheilte Last von $3,5$ kg auf 1 cm der Länge belastet. Der Auflagerdruck beträgt ¹²⁴⁾

$$D_0 = \frac{3,5 \cdot 800}{2} + \frac{1200(260 + 290) + 1800 \cdot 290}{800} = 2878 \text{ kg.}$$

Fig. 581.



Das größte Angriffsmoment liegt dort, wo die Summe der Querkräfte gleich Null ist. Man findet diese Stelle am einfachsten durch allmähliges Abziehen der Lasten vom Auflagerdrucke von links her.

Subtrahirt man zunächst von $D_0 = 2878$ das Product $250 \cdot 3,5 = 875$, so bleibt ein Rest von 2003; hiervon $P_1 = 1200$ abgezogen, giebt als Rest 803. Das Product $260 \cdot 3,5 = 910$ 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, welche also $250 + 228,6 = 478,6$ cm vom

linken Auflager entfernt liegt, ist das Moment ¹²⁵⁾

$$M_{max} = 2878 \cdot 478,6 - 478,6 \cdot 3,5 \frac{478,6}{2} - 1200 \cdot 228,6 = 702\,024 \text{ cmkg.}$$

Der Werth $\frac{f}{a}$ oder das sog. Widerstandsmoment des Trägers ergibt sich ¹²⁶⁾, bei einer zulässigen Beanspruchung von 1000 kg für 1 qcm, aus der Gleichung

$$\frac{M}{s} = \frac{702\,024}{1000} = \frac{f}{a} = 702,$$

und es muß daher nach der Tabelle über die Normalprofile von I-Eisen ¹²⁷⁾ mindestens das Profil Nr. 32 mit dem Widerstandsmomente $\frac{f}{a} = 788,9$ gewählt werden.

Beispiel 2. Ein $5,1$ m tiefer Kellerraum soll in der Weise eingedeckt werden, dass in $3,25$ m Theilung 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 fest gelegten Eigengewichtes des Trägers. Wird eine der beiden anschließenden Kappen mit 250 kg für 1 qm belastet, so 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.

¹²⁴⁾ Nach Gleichung 162 (S. 326) in Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

¹²⁵⁾ Nach S. 320 ebendaf. (2. Aufl.: S. 128).

¹²⁶⁾ Nach Gleichung 36 (S. 262) ebendaf. (2. Aufl.: 44. S. 65).

¹²⁷⁾ In Art. 188 (S. 198) in Theil I, Band 1, erste Hälfte dieses »Handbuches«.

Der Träger wird an jedem Ende 35 cm lang in die Wand gesteckt, so daß die Stützweite $510 + 35 = 545$ cm beträgt.

In der Mitte ist ferner das Biegemoment

$$\text{in lothrechtem Sinne } (20,5 + 4,1) \frac{545^2}{8} = 916\,000 \text{ cmkg,}$$

$$\text{in wagrechtem Sinne } \dots 1,2 \frac{545^2}{8} = 44\,500 \text{ cmkg.}$$

Wird zunächst das Profil Nr. 36 der »Deutschen Normal-Profile für I-Eisen« angenommen, so ergeben sich für dieses die folgenden Spannungen.

Für die wagrechte Schweraxe ist nach der Normal-Tabelle über I-Eisen $\frac{y}{a} = 1098$ und für die lothrechte $\frac{y}{a} = \frac{956}{7,15} = 134$.

In den Flanschen ergibt sich aus beiden Beanspruchungen zusammen also die Spannung

$$\sigma = \frac{916\,000}{1098} + \frac{44\,500}{134} = 833 + 332 = 1165 \text{ kg für } 1 \text{ cm.}$$

Sind beide anschließende Kappen voll belastet, so verschwindet die wagrechte Beanspruchung wegen der beiderseits gleichen Schübe; die lothrechte erhöht sich dagegen auf $20,5 + 4,1 + 4,1 = 28,7$ kg für 1 cm. Das lothrechte Biegemoment wird nun $\frac{28,7 \cdot 545^2}{8} = 1\,065\,000$ cmkg, und daraus folgt eine Beanspruchung von

$$\frac{1\,065\,000}{1098} = 972 \text{ kg für } 1 \text{ cm.}$$

Diese Spannungen können zugelassen werden, da die Last nicht stoßweise wirkt und die Lastannahmen sehr ungünstige sind.

Beispiel 3. Auf der oberen Gurtung eines Dachstuhles mit der Neigung $1 : 2,5$ ruhen Pfetten von Z-förmigem Profil in $1,5$ m Theilung, welche über den $4,5$ m betragenden Binderabständen als kontinuierliche Gelenkträger ausgebildet sind. Das Eigengewicht der Dachdeckung betrage 70 kg für 1 qm Grundfläche, die Schneebelastung 75 kg für 1 qm Grundfläche und der Winddruck 50 kg für 1 qm Dachfläche winkelrecht zu derselben.

Der wagrecht gemessene Pfettenabstand beträgt alsdann $\frac{1,5 \cdot 2,5}{\sqrt{1 + (2,5)^2}} = 1,392$ m, die Windbelastung winkelrecht zur Dachfläche für 1 lauf. Centim. der Pfette

$$w = 0,01 \cdot 1,5 \cdot 50 = 0,75 \text{ kg.}$$

Die lothrechte Last auf das laufende Centimeter Pfette ist

$$q = 0,01 \cdot 1,392 (70 + 75) = 2,02 \text{ kg.}$$

Die Momente M_1 , M_2 und M an den Stellen 1, 2 und 3 des Gelenkträgers (Fig. 582) werden gleich groß, sobald

$$d = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right), \text{ also } d = 0,147 l = 0,147 \cdot 450 = 66,2 \text{ cm}$$

gemacht wird, und zwar ist alsdann

$$M_1 = M_2 = M_3 = 0,0626 q l^2.$$

Es ist somit das Moment der lothrechten Lasten $0,0626 \cdot 2,02 \cdot 450^2 = 25\,606$ cmkg und jenes des Winddruckes $0,0626 \cdot 0,75 \cdot 450^2 = 9507$ cmkg; aus beiden ergibt sich mittels der in Fig. 583 vorgenommenen graphischen Ermittlung ein Gesamtmoment

$$M = 34\,600 \text{ cmkg,}$$

dessen Richtung in Fig. 583 gleichfalls angegeben ist.

Nunmehr soll untersucht werden, ob das Z-Eisen-Profil Nr. 12 der Normal-Tabelle¹²⁸⁾ für dieses Moment genügt.

Zunächst sind die Hauptachsen XX und YY gegen die Mittellinie des Steges fest zu legen, welche winkelrecht zur Dachneigung gestellt wird, so daß die Flansche zur Dachneigung parallel sind. Die Festlegung erfolgt für das Z-Eisen nach der Formel

¹²⁸⁾ Siehe Art. 186 (S. 197) ebendaf.

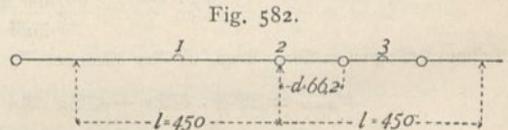
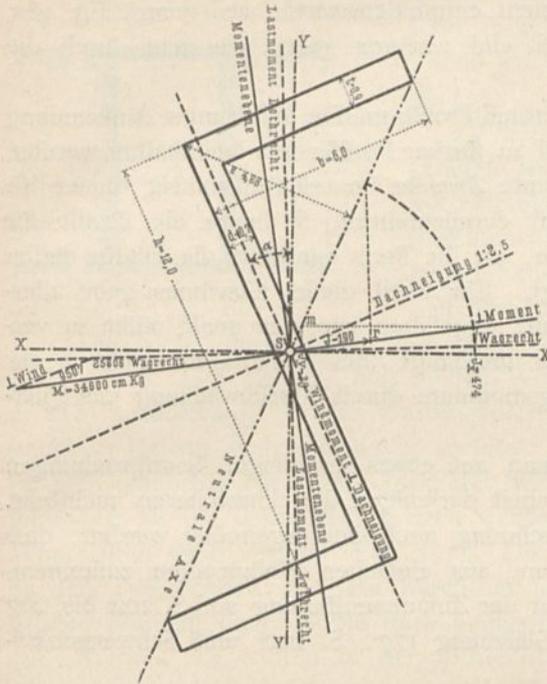


Fig. 583.



$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2(h-t)(b-d)bt}{\frac{d^3h^3}{8} + t(b-d)[(h-t)^2 - b^2]}$$

welche aus dem Vergleiche mit Fig. 583 verständlich ist, und für diesen Fall liefert

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2(12-0,9)(6-0,7)6 \cdot 0,9}{\frac{0,7 \cdot 12^3}{8} + 0,9[(12-0,9)^2 - 6^2]} = 1,1202.$$

Hiernach wurde der Winkel 2α aufgetragen und halbirt, so α und damit die YY -Axe gefunden, zu der die XX -Axe winkelrecht steht. Dafs eine zweckmäfsige Stellung der Pfette gewählt wurde, d. h. dafs man den oberen Flansch nicht nach links wenden durfte, ergibt sich aus der nahen Lage der Momentenebene an der YY -Axe.

Nach der Normal-Tabelle für **Z**-Eifen sind für Nr. 12: $\mathcal{F}_x = 474$ und $\mathcal{F}_y = 80$.

Die Festlegung der neutralen Axe, welche zur Momentenebene gehört, erfolgt, indem man eine Winkelrechte zur Momentenebene zieht und \mathcal{F}_x und \mathcal{F}_y in irgend einem Mafsstabe von S aus auf XX aufträgt, in \mathcal{F}_x winkelrecht zu XX bis zur Winkelrechten zur Momentenebene zieht und den so erhaltenen Abschnitt auf die Winkelrechte zu XX in \mathcal{F}_y überträgt. Der so erhaltene Punkt m ist ein Punkt der neutralen Axe, die übrigens

durch S geht. Die Spannung in dem am weitesten von der neutralen Axe abtfehenden Punkte erhält man nun aus

$$\sigma = \frac{Me}{\mathcal{F}}$$

worin e den Abstand des äufsersten Punktes von der neutralen Axe bedeutet und \mathcal{F} erhalten wird, wenn man \mathcal{F}_x auf die neutrale Axe überträgt und von da mittels einer Winkelrechten zu XX in die Winkelrechte zur Momentenebene bei r einschneidet; Sr giebt alsdann, in dem für das Auftragen von \mathcal{F}_x und \mathcal{F}_y benutzten Mafsstabe gemessen, den Werth \mathcal{F}^{129} . In diesem Falle werden $e = 4,68$ cm und $\mathcal{F} = 190$, also

$$\sigma = \frac{34600 \cdot 4,68}{190} = 852 \text{ kg für } 1 \text{ qcm.}$$

Die Pfetten dürfen bei der ungünstigen Lastannahme mit 1000 kg für 1 qcm in Anspruch genommen werden; man wird demnach entweder das Normal-Profil Nr. 10 einzuführen versuchen oder Nr. 12 auf $\frac{1,5 \cdot 1000}{850} = 1,76$ m Theilung aus einander rücken, wenn dies der übrigen Verhältnisse wegen möglich ist.

Was die Verwendung der verschiedenen Profile anlangt, so wählt man für gewöhnliche Träger (Balken, Unterzüge, Kappenträger etc.) **I**-Profile oder, wenn man eine glatte Seite und wenig seitliche Steifigkeit verlangt, **C**-Profile. **L**-Eifen kommen in zusammengesetzten Trägern vorwiegend mit anderen Eifenarten vereinigt vor; **L**-Träger werden wohl aus zwei Winkelleifen gebildet; die ganz schwachen Sorten werden auch für sich allein zu Dachlatten für Ziegeldächer verwendet. **Z**-Eifen werden mit Vorliebe als Pfetten, namentlich für Wellblechdeckungen benutzt, und kleine **T**-Eifen bilden die Träger für die Glastafeln kleinerer Deckenlichter, während die Tafeln grosser Glasflächen auf das kleinste Belageifen gelagert werden. Die Belageifen verwendet man auch vielfach zur Herstellung eiserner Decken mit Cement- oder Asphalt-Estrich, indem man sie quer über die dann in weiter Theilung angeordneten Balken dicht an einander rückt.

313.
Anwendung
der
verschiedenen
Walzeifen.

¹²⁹⁾ Siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 316.

Diese einfachen Walzprofile durch gegenfeitige Vernietung oder Aufnieten von Kopf- und Fußplatten zu verstärken, ist nicht empfehlenswerth, weil (vergl. Fig. 461, S. 177) durch die Nietlöcher fast eben so viel verloren geht, wie man durch die Verstärkung gewinnt.

Die in den Tabellen enthaltenen Normal-Profile müssen selbst unter Aufwendung überflüssigen Materials in Folge der Wahl zu starker Profile stets beibehalten werden, da das Walzen neuer Profile für bestimmte Zwecke unverhältnismäßig theuer ist.

Die Verwendung der Walzträger ist durchzuführen, so lange die Profile für die geforderte Leistung irgend ausreichen, da ihr Preis nur etwa die Hälfte dessen von zusammengenieteten Trägern beträgt. Ein Theil 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.

Die schwersten Querschnitte soll man auf etwas ermäßigte Beanspruchungen berechnen, da ihre Herstellung an Sicherheit derjenigen der schwächeren nachsteht.

Uebrigens mag bezüglich der Berechnung noch hervorgehoben werden, daß man sich für manche der hier erwähnten, aus einfachen Walzprofilen zusammengesetzten Querschnitte mit Vortheil der in der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207 angegebenen Steifigkeitsziffern c (siehe Gleichung 177, S. 200) 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 Constructionstheilen wegen, aus zwei ungleichschenkeligen Normal-L-Eisen des Schenkelverhältnisses $1 \times 1,5$ nach Nr. 12 der Zusammenstellung auf S. 203 gebildet werden.

Das Trägheitsmoment ist $\mathcal{I} = 2fh^2c = 2fh^2 \cdot 0,231$ und der Abstand der entferntesten Faser vom Schwerpunkte $a = 1,5h - e_2 = (1,5 - 0,506)h = 0,994h$. Die allgemeine Gleichung $M = \frac{\sigma a}{\mathcal{I}}$ liefert in diesem Falle also, wenn die zulässige Beanspruchung 900 kg für 1 qcm beträgt,

$$\frac{8 \cdot 300^2}{8} = \frac{900 \cdot 0,994 h}{2fh^2 \cdot 0,231} \quad \text{oder} \quad fh = \frac{2 \cdot 0,231 \cdot 8 \cdot 300^2}{900 \cdot 0,994 \cdot 8} = 46,5.$$

Dem genügt zuerst das Winkeleisen $5 \times 7,5 \times 0,9$ mit $fh = 10,44 \cdot 5 = 52,2$; aus zwei solchen ist fofach der Träger zusammenzusetzen.

3) Blechträger.

314.
Querschnitt
und
Construction.

Blechträger werden aus Winkeleisen und vollen Blechplatten zusammengesetzt, und zwar fast ausschließlich in I-Form (Fig. 584) oder in Kastenform (Fig. 585); letztere erreicht bei thunlichster Höheneinschränkung eine breite Oberfläche, z. B. zum Tragen starker Mauern, macht aber die Unterhaltung der Innenflächen unmöglich.

Die Kopf- und Fußplatten läßt man nicht mehr, als um ihre achtfache Dicke über die Winkeleisen frei vorragen; sind mehrere da, so werden alle gleich breit gemacht. Die lothrechten Blechwände müssen über allen Auflagern und an den Angriffstellen von Einzellaften durch 1, 2 oder 4 angenietete Winkeleisen versteift werden, welche entweder gekröpft (Fig. 584 u. 585 rechts) oder beim Einlegen von Füllstreifen (Fig. 584 u. 585 links) gerade gelassen werden.

Die verwendeten Blechdicken steigen von 6 bis 20 mm; die Größe der einzelnen Tafeln richtet sich da-

Fig. 584.

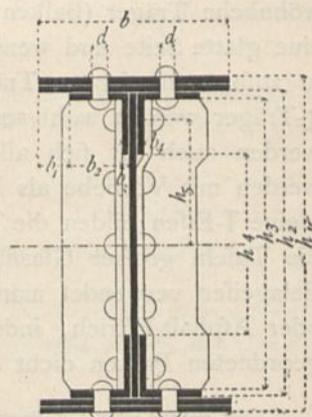
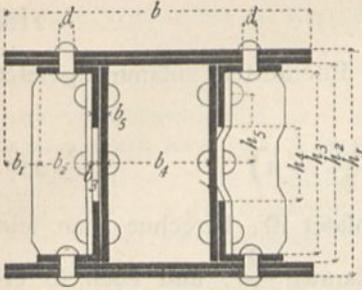


Fig. 585.



nach, dass keine mehr als 350 kg, höchstens 400 kg wiegen soll. Die Breite der Bleche kann bis zu 1,2 m steigen. Bezüglich der Verbindung mehrerer Tafeln zu einer grossen Blechwand vergl. Art. 236 (S. 173).

Von den »Deutschen Normal-Profilen« für Winkeleisen werden vorwiegend die gleichschenkeligen mit Schenkelbreiten von 4 bis 12 cm verwendet; ungleichschenkelige benutzt man mit abstehendem langen Schenkel dann, wenn man vom Träger grosse Seitensteifigkeit verlangt.

Die Niete, deren Dicke sich nach der Stärke der verwendeten Eisen (siehe Art. 208, S. 149) richtet, sind in den Winkeleisen nach Fig. 429 bis 433 (S. 157 u. 158) anzuordnen. In den Gurtungsplatten hat man die Niete der verschiedenen (meist 2) Reihen gegen einander versetzt. Dies ist indeß nach dem in Art. 240 (S. 176) geführten Nachweise verkehrt, weil die schiefe Lochung die Platten mehr schwächt, als die doppelte; dagegen werden die Niete in den beiden Schenkeln der Winkeleisen stets versetzt (Fig. 587). Die Kopf- und Fufsplatten laufen nicht bis zu den Trägerenden, sondern hören da auf, wo der Querschnitt ohne sie für das grösste Moment dieser Stelle stark genug ist.

Wirken die Lasten in der lothrechten Mittelaxe, so erfolgt die Spannungsermittlung nach Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (Art. 298, S. 262¹³⁰), bei schiefer Beanspruchung nach Art. 324 (S. 282) und den obigen Beispielen 2 und 3 (S. 233) für Walzträger. In allen Fällen wird das Trägheitsmoment für die wagrechte Schweraxe gebraucht. Dasselbe beträgt nach Fig. 584 für I-förmige Träger¹³¹)

$$\mathcal{I} = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - 2b_1 \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_3 \frac{h_4^3}{12}; \quad \dots \quad 214.$$

fehlen die Kopf- und Fufsplatten, so sind die Niete in den lothrechten Winkelschenkeln nach dem Ansatz $-2b_4 d h_5^2$ in Abzug zu bringen.

Für Kastenträger nach Fig. 585 beträgt das Trägheitsmoment

$$\mathcal{I} = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - (2b_1 + b_4) \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_3 \frac{h_4^3}{12}; \quad \dots \quad 215.$$

fehlen hier die Platten, so ist der Nietabzug für die Niete in den Blechwänden $2 \cdot 2d b_5 h_5^2$.

In die Formeln für die Spannungen sind die Trägheitsmomente einzuführen, zu deren Berechnung man den Querschnitt zunächst annehmen muss. Die Profile müssen also durch Versuche fest gestellt werden.

Auf diesem Wege ist die Querschnittsbestimmung meist sehr zeitraubend. Es empfiehlt sich daher, zunächst Näherungsformeln zu verwenden und deren Ergebniss dann in entsprechender Weise zu berichtigen. Solche Näherungsformeln sind die folgenden.

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 Gurtungs-Schwerpunktes von der Aufsenkante, s die zulässige Beanspruchung für 1 qcm, M das Angriffsmoment (in Centim.-Kilogr.) und δ die Dicke der Blechwand (in Centim.). Alsdann ist zu machen:

¹³⁰) 2. Aufl.: Art. 88 (S. 65).

¹³¹) Vergl. auch: ZIMMERMANN. Tabellen für Trägheitsmomente von Blechträgern. Berlin.

1) wenn die Trägerhöhe h vorgeschrieben ist,

$$f = \frac{M}{s(h - 2a)} - \frac{h\delta}{6}, \dots \dots \dots 216.$$

2) oder wenn f aus bestimmt vorgeschriebenen Eifenforten zusammengesetzt werden soll,

$$h = \sqrt{\frac{6M}{s\delta} + \left(\frac{3f}{\delta} + a\right)^2} - \left(\frac{3f}{\delta} - a\right) \dots \dots \dots 217.$$

Nachdem hiernach der Trägerquerschnitt ausgebildet ist, berechne man sein Trägheitsmoment \mathcal{F} nach Gleichung 214 oder 215, daraus $\frac{\mathcal{F}}{h}$, und eben so er-

mittele man die Größe $\frac{M}{s}$. Beide sollten gleich sein, werden aber in der Regel nicht gleich werden, weil die Gleichungen nur annähernd richtig sind.

Man bilde nun den Unterschied $\Delta = \frac{M}{s} - \frac{\mathcal{F}}{h}$, wobei auf das Vorzeichen be-

sonders Acht zu geben ist, und führe nun eine der folgenden Berichtigungsrechnungen durch.

1) Es sind keine Kopfplatten vorhanden; die Berichtigung erfolgt dann durch Aenderung der Trägerhöhe h um

$$x_h = \left[-\left(\frac{h}{2} - a\right) + \sqrt{\frac{3\Delta h}{2(6f + \delta h)} + \left(\frac{h}{2} - a\right)^2} \right] 2. \dots \dots 218.$$

2) Es sind Kopfplatten vorhanden; die Berichtigung erfolgt alsdann durch Aenderung der Kopfplattenbreite b um

$$x_b = \frac{\Delta h}{\delta_1 (h - \delta_1)^2}, \dots \dots \dots 219.$$

worin δ_1 die Gesamtdicke der Kopfplatten einer Gurtung bezeichnet.

316.
Beispiele.

Beispiel 1. Ein Träger von 10m Länge trägt, außer 5kg gleichmäßig vertheilter Last auf 1cm, in der Mitte noch eine Einzellaft von 30 000kg. Der Träger soll I-förmig, 80cm hoch, für $s = 900$ kg auf 1qcm und mit $a = 1$ cm starker Blechwand ausgebildet werden. Das Biegemoment ist

$$M = \frac{5 \cdot 1000^2}{8} + \frac{30\,000 \cdot 1000}{4} = 8\,125\,000 \text{ cm}^2 \text{ kg}.$$

Nach Gleichung 216 ist

$$f = \frac{8\,125\,000}{900 \cdot (80 - 2 \cdot 3)} - \frac{80 \cdot 1}{6} = 122 - 13,3 = 108,7 = \infty 110 \text{ qcm}.$$

2 L-Eifen von $10 \times 10 \times 1,2$ Querschnitt geben nach Abzug eines 2,5cm-Nietloches

$$2(10 + 8,8 - 2,5) 1,2 = 39,2 \text{ qcm},$$

$$3 \text{ Kopfplatten von } 26 \times 1 \text{ Querschnitt } 3 \cdot 1(26 - 2,5) = 70,5 \text{ „}$$

$$\underline{\hspace{10em}} \\ 109,7 \text{ qcm}.$$

Für Gleichung 214 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; $b = 26$ cm; $b_1 = \frac{26 - 21}{2} = 2,5$ cm; $b_2 = 8,8$ cm; $b_3 = 1,2$ cm, und $a = 2,5$ cm; somit

$$\mathcal{F} = (26 - 2 \cdot 2,5) \frac{80^3}{12} - 2 \cdot 2,5 \frac{74^3}{12} - 2(8,8 - 2,5) \frac{71,6^3}{12} - 2 \cdot 1,2 \frac{54^3}{12} = 310\,239;$$

daher

$$\frac{\mathcal{F}}{\frac{h}{2}} = \frac{310\,239}{40} = 7756.$$

Dagegen ist $\frac{M}{s} = \frac{8\,125\,000}{900} = 9028$; somit $\Delta = 9028 - 7756 = +1272$. Die Berichtigung erfolgt durch Verbreiterung der Kopfplatten nach Gleichung 219 um

$$x_b = \frac{1272 \cdot 80}{3(80 - 3)^2} = 5,7 \text{ cm},$$

so daß die Kopfplatten $26 + 5,7 = 31,7$ cm breit zu machen sind. Rechnet man hierfür das Trägheitsmoment nochmals genau nach, so ergibt dies ganz genau die Spannung von 900 kg für 1 qcm.

Beispiel 2. Der vorstehend angegebene Träger soll in Kastenquerschnitt mit Gurtungen aus 2 Platten von 40×1 cm Querschnitt und 2 L-Eisen von $11 \times 11 \times 1$ cm Querschnitt nach Fig. 585 ausgebildet werden; wie groß ist die Höhe zu machen?

Nach Gleichung 217 folgt

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 8\,125\,000}{900 \cdot 2} + \left(\frac{3 \cdot 110}{2} + 3\right)^2} - \left(\frac{3 \cdot 110}{2} - 3\right) = 73,2 = \infty 74 \text{ cm};$$

da für zwei Wände $d = 2$ cm und bei 2 cm Nietdurchmesser $f = 2(11 + 10 - 2)1 + 2(40 - 4)1 = 110$ qcm ist.

Für Benutzung der Gleichung 215 bestimmt sich in Bezug auf Fig. 585: $b - 2d = 40 - 4 = 36$; $2b_1 + b_4 = 40 - 2(11 + 1) = 16$ 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 215

$$\mathcal{F} = 36 \frac{74^3}{12} - 16 \frac{70^3}{12} - 2 \cdot 8 \frac{68^3}{12} - 2 \cdot 1 \frac{48^3}{12} = 320\,664 \text{ und}$$

$$\frac{\mathcal{F}}{\frac{h}{2}} = \frac{320\,664}{37} = 8667 \text{ cm}; \quad \frac{M}{s} = \frac{8\,125\,000}{900} = 9028; \quad \Delta = 9028 - 8667 = +361.$$

Die Berichtigung ist nach Gleichung 218 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. Nochmalige Nachrechnung 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 Vortheil der zusammengesetzten Träger liegt in der Möglichkeit, den Querschnitt durch Weglassen einzelner Gurtungstheile der Abnahme des Biegemomentes entsprechend verschwächen zu können.

Diese Verschwächung erfolgt regelmäÙig durch Weglassen der Kopfplatten, die übrigen Theile: Wand und Gurtungswinkel, laufen unverändert durch. Die Stelle, an welcher eine bestimmte Kopfplatte aufhören kann, ist folgendermaßen fest zu legen.

Man berechne das Trägheitsmoment \mathcal{F} , welches der Träger nach Weglassen der fraglichen Platte noch behält und daraus das zugehörige Widerstandsmoment $\frac{\mathcal{F}}{a}$.

Dann stelle man die allgemeine Formel für das Angriffsmoment für den um x vom Lager entfernten Querschnitt M_x auf und setze $\frac{M_x}{s} = \frac{\mathcal{F}}{a}$, wodurch man eine Gleichung mit der einzigen Unbekannten x erhält. Die Platte muß dann über die so fest gelegte Stelle hinaus nach dem Auflager zu noch um so viel verlängert werden, daß ein Befestigungsniet in der regelmäÙigen Theilung auÙerhalb des theoretischen Plattenanfanges Platz findet.

Beispiel. Um die Stelle für den im obigen Beispiele 1 fest gelegten I-Träger zu berechnen, wo die innerste Gurtungsplatte aufhören darf, ist zunächst das Trägheitsmoment für den bloÙ aus Wand und Winkeleisen bestehenden Querschnitt wegen des nun veränderten Nietabzuges neu aufzustellen. Dasselbe beträgt (Fig. 586) nach Gleichung 214

$$\mathcal{F} = 21 \frac{74^3}{12} - 2 \cdot 8,8 \frac{71,6^3}{12} - 2 \cdot 1,2 \frac{54^3}{12} - 2 \cdot 2,5 \cdot 3,4 \cdot 32^2 = 121\,892.$$

317.
Veränderung
des
Querschnittes.

Der Auflagerdruck des fraglichen Trägers ist $\frac{30\,000}{2} + \frac{5 \cdot 1000}{2} = 17\,500 \text{ kg}$,
 somit das Biegemoment an der um x vom Lager entfernten Stelle

$$M_x = 17\,500 x - \frac{5 x \cdot x}{2}.$$

Die Gleichung für die Abscisse des theoretischen Endes der letzten Platte ist also

$$17\,500 x - \frac{5 x^2}{2} = \frac{900 \cdot 121\,892 \cdot 2}{74}$$

und giebt $x = 175 \text{ cm}$. Ueber den Punkt, welcher 175 cm von Auflagermitte entfernt ist, muß also die letzte Platte noch so weit nach dem Lager zu hinausgeführt werden, daß sie außerhalb dieser Stelle noch von einem Niete in der regelmäßigen Theilung gefaßt wird.

318.
Anordnung
der
Niete.

Die Niettheilung der Winkeleifen ergibt sich nach Theil I, Band I, zweite Hälfte dieses »Handbuches«, Art. 329 (S. 289¹³²) aus den lothrechten Scherkräften, muß jedoch nur bei sehr niedrigen Trägern berechnet werden.

Bei normalen Trägern wird man innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben, wenn man die Theilung gleich $3d$ bis $4d$ macht. Die Theilung wird theoretisch in den lothrechten Winkelschenkeln und der Wand enger, als in den wagrechten und den Platten. Wenn man also die für die lothrechten Schenkel berechnete Theilung durch Versetzen der Niete auf die wagrechten überträgt, so hat man jedenfalls stark genug confruiert.

Soll für sehr hohe Träger die Wand aus zwei Blechtafeln über einander zusammengefaßt werden, so ergibt sich die Lafchung der wagrechten Fuge gleichfalls nach dem eben genannten Artikel und den im Vorhergehenden (Art. 189 bis 218, S. 139 u. 156) gegebenen Regeln; diese Anordnung ist indess höchst selten.

Die Verlafchung von Gurtungstheilen ist zu berechnen, indem man ihren Querschnitt abzüglich der Nietlöcher als mit der in der obersten Fafer zugelassenen Spannung voll beansprucht betrachtet und die Nietung auf die so ermittelte Kraftgröße einrichtet. Bezüglich der Form dieser Lafchungen sind Fig. 429 bis 432 u. 462 maßgebend.

Häufig kommen Stöße der Blechwand in lothrechter Fuge vor, deren genaue Berechnung für die oberen und unteren Theile enge, für die Mitte weite Theilung der Niete ergeben würde. In der Praxis berechnet und bemißt man diese Verlafchung mit unveränderlicher Niettheilung nach den in Art. 236 (S. 173) gegebenen Regeln, so wie nach den in Art. 217 u. 218 (S. 156) gegebenen über die Nietstellung in doppelten Verlafchungen.

Beispiel. Wäre in dem in den obigen Beispielen zweimal behandelten Träger in Fig. 586 eine doppelte Verlafchung der Wand auszuführen an einer Stelle, wo in Folge abnehmenden Momentes die Beanspruchung nur noch 700 kg für 1 cm in der Kante der Wand beträgt, so wäre mit Bezug auf Gleichung 165 (S. 174) $s' = 700$, die Tragfähigkeit eines Nietes von $2,5 \text{ cm}$ Durchmesser auf Abfcherung $2 \frac{2,5^2 \pi}{4} 700 = 6860 \text{ kg}$, für $s' = 700 \text{ kg}$ auf 1 cm , und auf Laibungsdruck in der $\delta = 1 \text{ cm}$ starken Wand $2,5 \cdot 1 \cdot 1400 = 3500 \text{ kg}$; somit $k = 3500 \text{ kg}$, $h = 74 \text{ cm}$, $h_1 = 74 - 2 \cdot 5 = 64 \text{ cm}$, und es ergibt sich die Nietzahl zu

$$n = \frac{1}{2} \left[\frac{700 \cdot 1 \cdot 74^2}{3500 \cdot 64} - 1 + \sqrt{\left(\frac{700 \cdot 1 \cdot 74^2}{3500 \cdot 64} - 1 \right)^2 - 8} \right] = \approx 16.$$

¹³²⁾ 2. Aufl.: Art. 104 (S. 78).

Fig. 586.

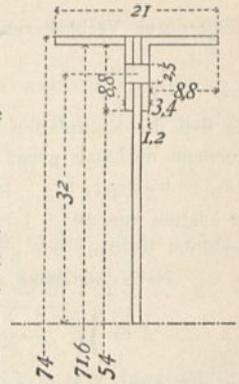
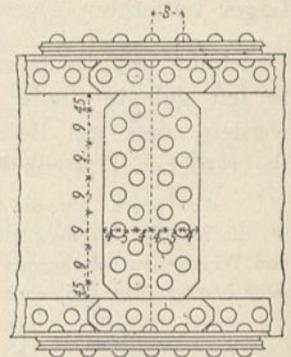


Fig. 587.



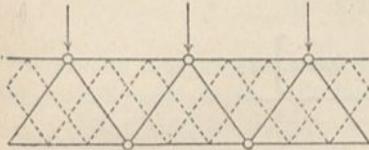
Es ist also eine zweireihige Nietung nöthig, da die 16 Nieten in einer Reihe nicht Platz haben. Um die Reihen versetzen zu können, ist mit Rücksicht auf die vollständige Vernachlässigung der Reibung die Zahl auf 15 beschränkt, und die beiden Reihen von 8 und 7 Nieten sind dann etwa wie in Fig. 587 dargestellt anzuordnen. Es verbleiben dabei überall die durch die Regeln über die zweireihige doppelte Verlaftung in Art. 217 (S. 156) verlangten Abstände.

4) Gitterträger.

Gitterträger kommen an Stelle der Blechträger in Anwendung, wenn das Trägerprofil sehr 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 etc.) handelt.

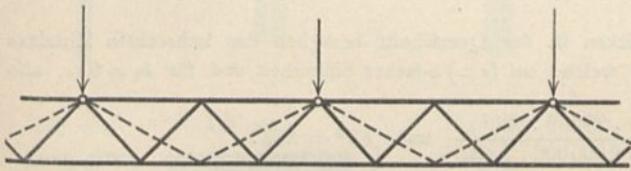
Die gedrückte Gurtung muß so steif sein, daß sie zwischen zwei Knotenpunkten nach keiner Richtung ausknickt; die Knotenpunkte selbst werden meist durch die zu tragende Construction versteift. Die Entfernung der Knotenpunkte ist demnach höchstens gleich der Länge l_1 eines auf Zerknicken in Anspruch genommenen Stabes zu wählen, welche aus Gleichung 179, Art. 283 (S. 200) bei s -facher Sicherheit ($s = 5$) folgt, wenn darin E den Elasticitäts-Coefficienten bezeichnet und wenn P der Druckkraft in der Gurtung und \mathcal{F} dem kleinsten Trägheitsmomente des Gurtungsquerschnittes gleich gesetzt wird. Dabei sind die ganze Gurtungskraft und das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes einzuführen, wenn die Theile der Gurtung durch Nietung zu einem Ganzen verbunden sind. Sind sie von einander getrennt (z. B. 2 Winkeleisen mit Schlitz), so ist für jeden einzelnen der auf ihn kommende Theil der Gurtungsspannung und sein kleinstes Trägheitsmoment einzuführen.

Fig. 588.



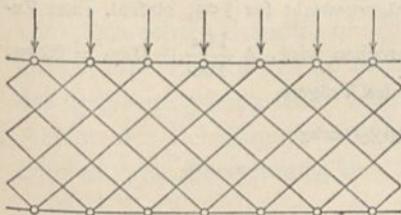
Knotentheilung zulässig, und bleiben die Stäbe dabei steiler als 30 Grad, so wird nur ein Dreiecksnetz von Gitterstäben eingefügt (Fig. 588); kommen dabei aber die

Fig. 589.



den nächsten Lastpunkt hinaus, und man kommt dann zum mehrfachen Gitterwerke (Fig. 590).

Fig. 590.



Die Gitterstäbe sollen mindestens 30 Grad gegen die Wagrechte geneigt sein. Ist also die Lasttheilung mit Rücksicht auf Zerknicken als

Stäbe flacher zu liegen, als 30 Grad, so hat man noch Knotenpunkte zwischen die Lastpunkte einzulegen (Fig. 589). Liegen dagegen die Lastpunkte bei großer Trägerhöhe eng, so reicht häufig ein Stab noch über

Das Gitterwerk ist m -fach, wenn ein Wandglied $\frac{m}{2}$ Knotentheilungen unterspannt. Sind die Gitterstäbe schwach ausgebildet (Bandeisen), so legt man behufs gegenseitiger Versteifung derselben auch dann mehrfaches Gitterwerk ein, wenn es nicht durch das Verhältniß der Lastknotenentfernung zur Trägerhöhe bedingt ist (Fig. 588 gestrichelt).

319.
Anwendung
und
Gestaltung.

320.
Gurtungen.

Für die rechnerische, bezw. zeichnerische Ermittlung der Spannungen in den Gurtungen und Gitterstäben der Parallelträger ist in Theil I, Band 1, zweite Hälfte (Abth. II, Abfchn. 2, Kap. 2, b: Innere Kräfte der Gitterträger, S. 338 bis 359¹³³) dieses »Handbuches« das Erforderliche zu finden.

Der Querschnitt f der Gurtung ergibt sich aus dem Angriffsmomente an der untersuchten Stelle, wenn h die Höhe zwischen den Gürtungs-Schwerpunkten und s' die zulässige Spannung bezeichnet, aus den Gleichungen 194 u. 195 (S. 343¹³⁴) des eben genannten Halbbandes zu

$$f = \frac{M}{s' h} \dots \dots \dots 220.$$

Auch hier können häufig die in der Zusammenstellung auf S. 202 bis 207 angeführten Steifigkeitszahlen c (siehe Gleichung 177, S. 90) Verwendung finden, namentlich dann, wenn der Träger nicht blofs auf Biegung, sondern, wegen eines vorhandenen Längsdruckes, auch auf Zerknicken zu berechnen ist.

321.
Beispiele.

Beispiel 1. Die Gurtungen eines Gitterträgers, welcher einem Biegemomente 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. 207 ist $h = 8$, $c = \left(\frac{k}{2} - 0,287\right)^2 + 0,0946$, der Abstand der äufsersten Fafer $a = \frac{kh}{2}$ und das Trägheitsmoment $\mathcal{I} = 4f h^2 c$; somit

$$\mathcal{I} = 4f h^2 \left[\left(\frac{k}{2} - 0,287\right)^2 + 0,0946 \right].$$

Darin ist $f = (8 + 7,2) 0,8 = 12,2$ qcm. Die Gleichung $M = \frac{s \mathcal{I}}{a}$ lautet hier, wenn die zulässige Beanspruchung $s = 700$ kg ist,

$$990000 = \frac{700 \cdot 4 \cdot 12,2 \cdot 8^2 \left[\left(\frac{k}{2} - 0,287\right)^2 + 0,0946 \right] \cdot 2}{k \cdot 8},$$

woraus $k = 8,3$. Die Trägerhöhe kh 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, dafs 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. 207 so hergestellt werden, dafs der Querschnitt nach beiden Richtungen voll ausgenutzt wird.

Mit Rücksicht auf seitliches Ausknicken ist der Querschnitt bezüglich der lothrechten Mittelaxe nach Gleichung 178 (S. 200) auszubilden, welche bei $(s =)$ 5-facher Sicherheit und für $k_1 = 0,34$, also $c = 1,2231$ lautet:

$$4f h^2 = \frac{5 \cdot 38000 \cdot 520^2}{10 \cdot 2000000 \cdot 1,2231} \quad \text{und} \quad f h^2 = 522.$$

Das leichteste Winkeleifen, das dieser Bedingung genügt, hat $6,5 \times 13 \times 1$ 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 Beanspruchung bei der ungünstigen Lastannahme 1000 kg für 1 qcm nicht überschreiten, so ist die zulässige Beanspruchung durch Biegung noch $1000 - 514 = 486$ kg für 1 qcm.

Die Winkeleifen wiegen 14,4 kg für 1 m; daher ist das Trägergewicht für 1 cm, einchl. 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

$$M = \frac{4000 \cdot 520}{4} + \frac{0,6 \cdot 520^2}{8} = 540280 \text{ cmkg}.$$

¹³³) 2. Aufl.: Abth. II, Abfchn. 3, Kap. 2, b, S. 147 bis 170.
¹³⁴) 2. Aufl.: Gleichungen 208 u. 209 (S. 156).

Für die wagrechte Mittelaxe sind nun nach Nr. 27 der Zusammenstellung auf S. 207

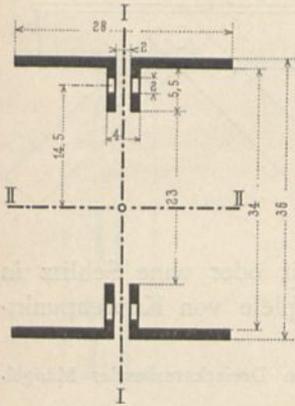
$$\mathcal{I} = 4 \cdot 18,5 \cdot 6,5^2 \left[\left(\frac{k}{2} - 0,232 \right)^2 + 0,0702 \right] \quad \text{und} \quad a = \frac{k \cdot 6,5}{2};$$

fomit

$$540280 = \frac{486 \cdot 4 \cdot 18,5 \cdot 6,5^2 \left[\left(\frac{k}{2} - 0,232 \right)^2 + 0,0702 \right] \cdot 2}{k \cdot 6,5},$$

woraus $k = 5,457$. Die Gurtungshöhe kh 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. 591.



Wird hier, wegen Verwendung der Annäherungsformeln, eine Prüfungsrechnung durchgeführt, so ergeben sich mit Bezug auf Fig. 591

$$\mathcal{I}_{II} = (28 - 2) \frac{36^3 - 34^3}{12} + 2 \frac{34^3 - 23^3}{12} - 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 14,5^2 = 18762,$$

$$\frac{\mathcal{I}_{II}}{a} = \frac{18762}{18} = 1042,$$

$$\mathcal{I}_I = 2 \frac{28^3 - 2^3}{12} + 2 \cdot 5,5 \frac{4^3 - 2^3}{12} = 3708.$$

Die Druckspannung ist ohne Abzug der Nietlöcher $\frac{38000}{4 \cdot 18,5} = 514$ kg,

die Biegungsspannung $\frac{540280}{1042} = 518$ kg, zusammen 1032 kg für 1 cm. Die

Ueberschreitung erklärt sich aus den Nietabzügen; erscheint sie unzulässig, so ist der Querschnitt noch etwas höher zu machen.

Die mit Rücksicht auf feilliches Ausknicken zulässige Druckspannung ist nach Gleichung 176, bezw. 178 (S. 199, bezw. 200)

$$P = \frac{10 \cdot 2000000 \cdot 3708}{5 \cdot 520^2} = 54850 \text{ kg (statt } 38000 \text{ kg)}.$$

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.

Die Querschnittsform der Gurtungen ist in der Regel eine der in Fig. 592 bis 597 dargestellt; die Formen in Fig. 593 u. 594 können mit oder ohne lothrechten

Fig. 592.

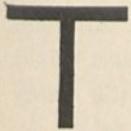


Fig. 593.



Fig. 594.



Mittelschlitz angeordnet werden.

Ist die Gurtung in Fig. 594 mit Schlitz versehen und kann Nässe den Träger erreichen, so muß die untere Gurtung die Gestalt von Fig. 597 erhalten, damit sich das Wasser im Schlitz nicht anfammlt.

Fig. 595.



Fig. 596.

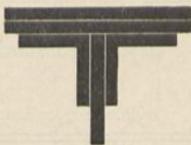


Fig. 597.



Das Gitterwerk hat die lothrechten Querkräfte (siehe S. 317 u. ff. im eben genannten Halbbande¹³⁵⁾ aufzunehmen; hierbei kann angenommen werden, daß sich die Querkraft gleichmäßig auf die

vom lothrechten Schnitte getroffenen Gitterstäbe vertheilt, d. h. es muß bei m -fachem Gitterwerke die lothrechte Seitenkraft der Spannung eines Stabes dem m -ten Theile der Querkraft gleich sein. Hiernach lassen sich die Stabspannungen leicht berechnen, welche der Berechnung des Anschlusses an die Gurtungen, so wie, wenn sie Druck ergeben, der Berechnung der Stäbe auf Zerknicken zu Grunde zu legen sind.

322.
Gitterstäbe.

¹³⁵⁾ 2. Aufl.: S. 126 u. ff.

Fig. 598.

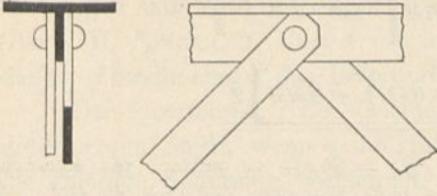


Fig. 599.

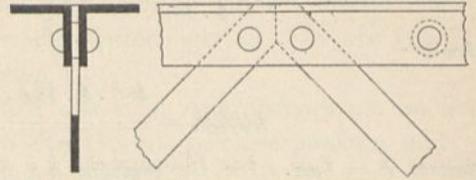
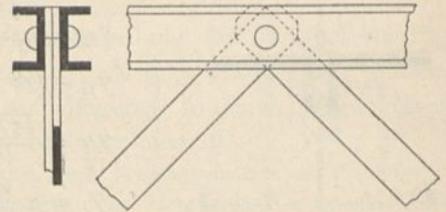


Fig. 600.



Der Querschnitt der Gitterstäbe ist in der Regel das Rechteck (Flacheisen), für lange gedrückte Stäbe 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 Flacheisen-Netzwerk verlangt in der Regel nur einen Niet im Anschluß an die Gurtung und kann mit oder ohne Schlitz in der letzteren konstruiert sein. In Fig. 598 bis 601 sind Beispiele von Knotenpunkt-Verbindungen solcher Träger dargestellt.

In Fig. 599 sind der enge Schlitz und das Aufgeben des strengen Dreiecksverbandes Mängel. Fig. 601 zeigt die Anordnung einer lothrechten Aussteifung, welche bei Flacheisen-Netzwerk größerer Träger unter jedem Lastpunkte, so wie über den Auflagern angebracht sein muß.

Die Querschnittsabmessungen solcher Gitterstäbe gehen selten über 1 cm Dicke und 6 bis 8 cm Breite hinaus.

β) Der Gitterträger mit steifen Stäben aus L- oder E-Eisen wird bei großen Höhen, wo die Gitterstäbe erheblichen Druckspannungen ausgesetzt sind, dem unter a) besprochenen vorgezogen; jedoch stellt man auch hier häufig die Stäbe, die nur Zug erhalten können, aus Flacheisen her.

Fig. 601.

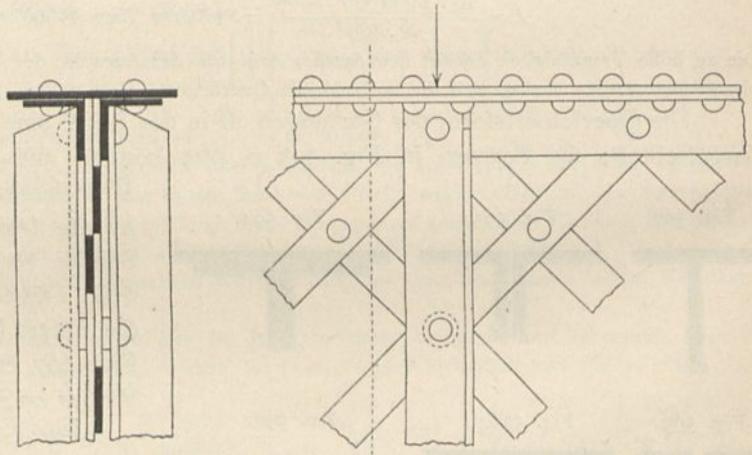


Fig. 602.

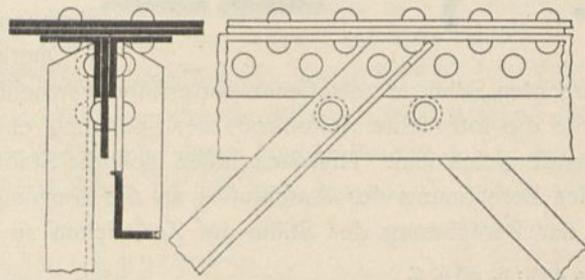


Fig. 603.

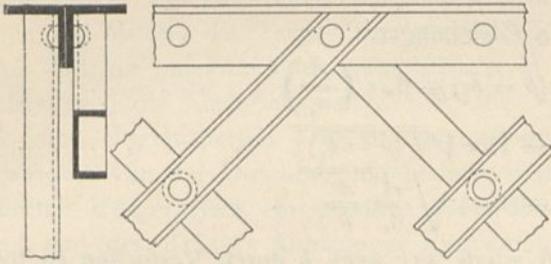
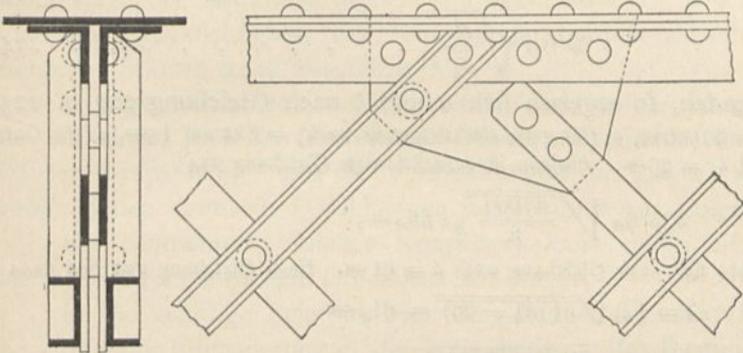


Fig. 604.



Bei größeren derartigen Trägern genügt für den Anschluss eines Gitterstabes an die Gurtung ein Niet (Fig. 603) nicht mehr, und es werden daher unter Umständen Knotenbleche erforderlich (Fig. 506, S. 186 u. Fig. 604). Die einfachsten Formen lassen sich aus Fig. 598 bis 601 dadurch ableiten, dass man die Flacheisen durch L- oder C-Eisen ersetzt, dabei aber die etwa vorhandenen lothrechten Steifen weglässt.

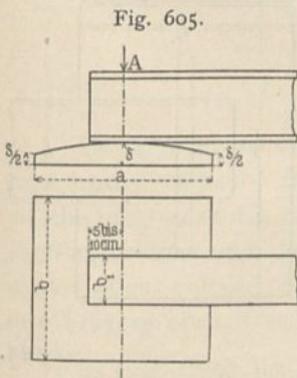
Anderweitige Anordnungen zeigen Fig. 602 bis 604.

c) Auflager der Träger.

Die Auflager der Träger erfordern in der Regel besondere Vorkehrungen. Die Auflagerflächen der Träger sind gewöhnlich so schmal und, um an Trägerlänge zu sparen, so kurz, dass in der geringen Auflagerfläche der für Mauerwerk zulässige Druck überschritten wird. Das nächste Verstärkungsmittel besteht in der Erhöhung dieser zulässigen Pressung durch Herstellung eines Trägerlagers in Klinkern und Cement, besser in Hauftein. Aber auch dies genügt nur in der Minderzahl der Fälle; meist ist man gezwungen, zwischen Träger und Mauerwerk eine Druckvertheilungsplatte aus Gufseisen einzulegen, deren Vorderkante mindestens 3 cm von der Mauerkante abstehen soll.

323-
Druck-
vertheilungs-
platten.

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 ergeben sich die Abmessungen nach Folgendem.



Bedeutet A (Fig. 605) den größtmöglichen Lagerdruck (in Kilogr.), σ_1 die zulässige Pressung auf 1 qcm zwischen Lagerplatte und Mauerwerk (in Kilogr.¹³⁶⁾, σ_r 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.), δ die Dicke der gewölbten Platte in der Mitte (in Centim.), a die Länge der Platte in der Trägerrichtung (in Centim.), b die Breite der Platte quer zum Träger (in Centim.); macht man ferner

136) Vergl. Fußnote 113, S. 220.

nach Fig. 605 die Randstärke der prismatischen Platte = $\frac{\delta}{2}$; so bestimmen sich die Plattenabmessungen nach den Gleichungen

$$b^3 (b - b_1) = 0,66 \left(\frac{A}{\sigma_1} \right)^2; \quad \dots \dots \dots 221.$$

$$a = 1,23 \sqrt{b (b - b_1)}; \quad \dots \dots \dots 222.$$

$$\delta = 0,775 \sqrt{\frac{A}{\sigma_e} \frac{a}{b}} \quad \dots \dots \dots 223.$$

Von diesen Gleichungen ist zuerst 221 nach b durch Versuchen zu lösen, was dadurch erleichtert wird, dafs man einen zu kleinen Annäherungswerth aus

$$b > 0,9 \sqrt{\frac{A}{\sigma_1}} \quad \dots \dots \dots 224.$$

finden kann. Ist b gefunden, so ergeben sich a und δ nach Gleichung 222 u. 223.

Beispiel. Es sei $A = 30\,000$ kg, σ_1 (für gutes Backsteinmauerwerk) = 8 kg auf 1 qcm, σ_e (für Gußeisen) = 250 kg auf 1 qcm und $b_1 = 20$ cm. Alsdann ist zunächst nach Gleichung 224

$$b > 0,9 \sqrt{\frac{30\,000}{8}} > 55,2 \text{ cm};$$

die genaue Lösung für b ergibt sich nach Gleichung 221: $b = 61$ cm. Nach Gleichung 222 find dann

$$a = 1,23 \sqrt{61 (61 - 20)} = 61,5 \text{ cm}$$

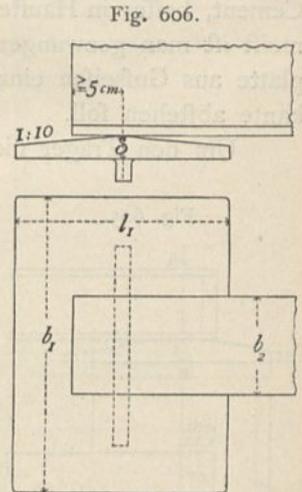
und nach Gleichung 223

$$\delta = 0,775 \sqrt{\frac{30\,000}{250} \frac{61,5}{61}} = 8,5 \text{ cm}.$$

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, nicht durchführbar, so treten die folgenden Regeln ein.

Die Länge l_1 (Fig. 606) verhält sich zur Breite b_1 , wie 1 : 2 bis 3 : 4. In der Mitte der Länge macht man die Plattendicke gröfser, als am Vorder- und Hinterende, um den Auflagerdruck auch bei Durchbiegungen der Träger annähernd in der Plattenmitte zu halten; der Scheitel der so entstehenden Gegenneigungen des Verhältnisses von mindestens 1 : 10 wird abgerundet; die Randstärke beträgt mindestens 1,5 cm. Ist σ_1 die zulässige Pressung für das Mauerwerk, b_2 die Breite des zu unterstützenden Trägers, A der grösste Auflagerdruck desselben, δ_1 die gemittelte Stärke der Lagerplatte aus Mitte und Rand, b_1 deren Breite, l_1 ihre Länge, so mufs zunächst $\sigma_1 b_1 l_1 = A$ Kilogr. sein; daraus sind b_1 und l_1 zu bestimmen, wenn man ihr Verhältnifs so annimmt, wie es für den Fall bequem ist. δ_1 ergibt sich aus den Formeln (worin A in Kilogr.)



$$\delta_1 = \left(0,055 \sqrt{A \frac{l_1}{b_1}} \right) \text{ Centim.}$$

und

$$\delta_1 = \left(0,0775 \sqrt{A \frac{b_1 - b_2}{l_1}} \right) \text{ Centim.}; \quad \dots \dots \dots 225.$$

der gröfsere dieser beiden Werthe ist auszuführen.

324.
Einspannung
der
Träger.

Die Einspannung der Träger in den Auflagern, d. h. die Erzwingung unverändert wagrechter Lage der Enden der Mittellinie auch bei Durchbiegungen, bietet bekanntlich ein Mittel, die Träger in den gefährlichen Mittelquerschnitten zu entlasten; bei Trägern auf zwei oder mehr Stützen ist jedoch diese Einspannung nicht zu erreichen, weil die Nachgiebigkeit der Wände, wie 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, vom Elasticitäts-Coefficienten 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 Einspannung bei der Berechnung von Trägern auf mehreren Stützen ganz abzusehen¹³⁷⁾.

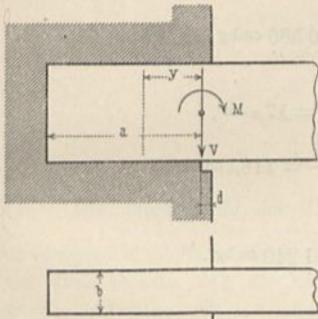
Dagegen beruht die Standfestigkeit der sog. Console-, Krag- oder Freitragler, welche nur mit einem Ende in einer starken Mauer eingespannt, sonst frei sind, ganz allein auf der Einspannung, und die Verdrückungen der Lager, welche hier eben so eintreten, haben dann ein Durchhängen des Trägers zur Folge.

Die Einspannung* solcher Kragträger kann durch einfaches Einmauern oder durch Einlagern zwischen Druckplatten erfolgen.

325.
Eingemauerte
Kragträger.

Ist die zulässige Belastung des umgebenden Mauerwerkes auf 1 qcm wieder σ_1 , die Länge der Einmauerung a , die Trägerbreite b , das Biegemoment aller äußeren Kräfte in der Wandfläche M und die lothrechte Querkraft in der Wandfläche V , so bestehen zwischen a , b und σ_1 folgende Beziehungen (Fig. 607):

Fig. 607.



$$a = \frac{2V + \sqrt{6Mb\sigma_1 + 4V^2}}{b\sigma_1}, \quad \dots \quad 226.$$

$$b = 2 \frac{2Va + 3M}{\sigma_1 a^2} \quad \dots \quad 227.$$

Die größte Pressung, welche unter dem Träger in der Lagervorderkante entsteht, ist

$$\sigma = 2 \frac{2Va + 3M}{ba^2} \quad \dots \quad 228.$$

Das größte Moment ist nicht M ; es tritt vielmehr

um $y = \frac{Va^2}{3Va + 6M}$ hinter der Lagervorderkante auf und hat die Größe

$$M_{gr} = M + \frac{\frac{4}{9}Va + M}{3 \left(1 + 2 \frac{M}{Va}\right)^2} \quad \dots \quad 229.$$

Es ist nicht zu empfehlen, die Lagervorderkante in die Mauerkante zu legen; man bringe vielmehr zwischen Träger und Mauerwerk eine Lage von reinem Cement, welche nicht ganz bis zur Mauerkante reicht, damit die Mauerkante von der größten Pressung befreit und die Möglichkeit einer gewissen Pressungsvertheilung im Mauerwerke offen gehalten wird. Das Maß d (Fig. 607) soll je nach Last und Länge des Trägers etwa 4 cm bis 8 cm betragen.

¹³⁷⁾ Vergl. hierüber: BRICK, J. E. Ueber die praktische Unzulässigkeit der Annahme »horizontaler Einspannung« der im Hochbaue verwendeten und an den Auflagern übermauerten Eifentragler. Wochschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 161.

Beispiel. Vor einer starken Mauer mit 5m Fenstertheilung soll ein auf Kragträgern in den Mitten der Fensterpfeiler ruhender Laufgang angebracht werden, dessen Breite bis Geländermitte von der Einspannungslinie an 150cm 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 250kg für 1qm und trägt 250kg für 1qm; das Gelände ist 1,1m hoch und durchschnittlich 0,15cm stark aus Holz.

Die Last auf einem Kragträgerende beträgt alsdann:

$$\begin{aligned} \text{aus Fußboden und Belastung } & 5 \cdot 1,5 \cdot \frac{1}{2} (250 + 250) = 1875 \text{ kg,} \\ \text{aus dem Gelände } & 5 \cdot 1,1 \cdot 0,15 \cdot 700 = 578 \text{ „} \\ \text{zusammen } & V = 2453 \text{ kg;} \end{aligned}$$

also das Moment an der Einspannungsstelle $M = 150 \cdot 2453 = 367\,950$ cmkg.

Wird in den Trägern 1000kg Beanspruchung für 1qcm zugelassen, so ist das erforderliche Widerstandsmoment $\frac{367\,950}{1000} = 368$. Um an Höhe zu sparen und gleichzeitig eine große Auflagerbreite b zu erhalten, sollen zwei Träger neben einander gelegt werden. Obigem Widerstandsmomente würden zwei 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 9cm beträgt.

Es ist somit $b = 2 \cdot 9 = 18$ cm; das Mauerwerk am Träger wird in Klinkern und Cement-Mörtel ausgeführt; alsdann ist $\sigma_1 = 14$ kg für 1qcm, und es wird nach Gleichung 225

$$a = \frac{2 \cdot 2453 + \sqrt{6 \cdot 367\,950 \cdot 18 \cdot 14 + 4 \cdot 2453^2}}{18 \cdot 14} = 115 \text{ cm.}$$

Wird $d = 6$ cm gemacht, so steckt der Träger hiernach 121cm in der Wand und die Geländermitte liegt $150 - 6 = 144$ cm vor der Wand.

Das größte Biegemoment ist nach Gleichung 228

$$M_{gr} = 367\,950 + \frac{\frac{4}{9} \cdot 2453 \cdot 115 + 367\,950}{3 \left(1 + 2 \frac{367\,950}{2453 \cdot 115}\right)^2} = 380\,566 \text{ cmkg.}$$

Danach wird Nr. 19 nicht stark überlastet, für welches $b = 2 \cdot 8,6 = 17,2$ cm,

$$\text{also } a = \frac{2 \cdot 2453 + \sqrt{6 \cdot 367\,950 \cdot 17,2 \cdot 14 + 4 \cdot 2453^2}}{17,2 \cdot 14} = 118,5 \text{ cm}$$

und

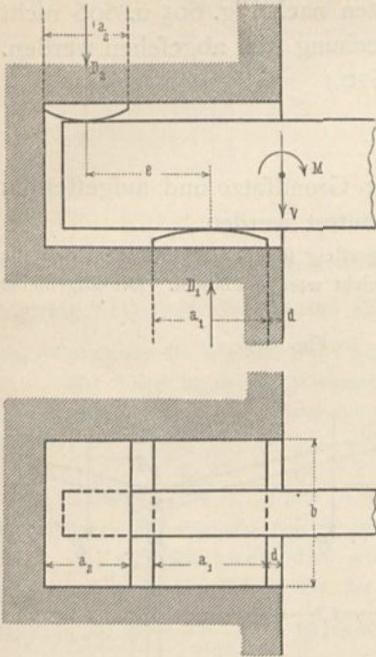
$$M_{gr} = 367\,950 + \frac{\frac{4}{9} \cdot 2453 \cdot 118,5 + 367\,950}{3 \left(1 + 2 \frac{367\,950}{2453 \cdot 118,5}\right)^2} = 381\,240 \text{ cmkg.}$$

Die Spannung in zwei Trägern Nr. 19 würde also statt 1000kg für 1qcm $\frac{381\,240}{2 \cdot 187} = 1019$ kg für 1qcm betragen; der Kragträger besteht sonach aus zwei Normal-I-Eisen Nr. 19 von je $118,5 + 155 = 268,5$ cm Länge bis Geländermitte.

Dieses Beispiel eines zwar schwer belasteten Freitragers zeigt, daß die Einmauerung nicht selten eine unbequeme Tiefe erreicht, welche nur in aufsergewöhnlich starken Mauern Platz findet.

Ein Mittel, den Trägereingriff in die Wand kürzer und zugleich die Vertheilung 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. 608) 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 Mauerverbande 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 unzweckmäsig erweisen sollte.

Fig. 608.



In die Mauer können unter und über den Druckplatten Auflagerquader eingefetzt werden. Mit Rücksicht auf die Bezeichnungen des vorigen Falles in Fig. 608, sind bei der zulässigen Preffung σ_1 zwischen Platten und Mauerwerk,

$$a_2 = \frac{V \left(d + \frac{V}{2 b \sigma_1} \right) + M}{b e \sigma_1 - \frac{V}{2}} \text{ und } a_1 = a_2 + \frac{V}{b \sigma_1}; \quad 230.$$

$$D_2 = b a_2 \sigma_1 \text{ und } D_1 = b a_1 \sigma_1 . . . 231.$$

Das größte Moment, für welches der Träger einzurichten ist, beträgt

$$M_{gr} = D_2 e 232.$$

Die Druckplatten selbst sind nach Ermittlung von D_1 und D_2 aus Gufseifen genau nach den Regeln zu bilden, welche in Art. 323 (S. 246) zu Fig. 606 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 cm entsprechen und $e = 30$ cm sein soll, daß ferner das Mauerwerk an den Druckplatten in Klinkern und

Cement-Mörtel mit $\sigma_1 = 14$ kg für 1 qcm ausgeführt wird, so mache man nach Gleichung 230

$$a_2 = \frac{2453 \left(6 + \frac{2453}{2 \cdot 38 \cdot 14} \right) + 367950}{38 \cdot 30 \cdot 14 - \frac{2453}{2}} = 26,4 \text{ cm,}$$

$$a_1 = 26,4 + \frac{2453}{38 \cdot 14} = 31,0 \text{ cm.}$$

Die ganze Tiefe der Trägernische wird dann $6 + \frac{31}{2} + 30 + \frac{26,4}{2} = 64,7$ cm gegen 118,5 cm im vorigen Falle. Nach Gleichung 231 ist $D_2 = 26,4 \cdot 38 \cdot 14 = 14.044$ kg und $D_1 = 31 \cdot 38 \cdot 14 = 16.492$ kg. Auf diese Drücke sind die beiden Druckplattendicken nach Gleichung 225 (S. 246) einzurichten. Das größte im Träger vorkommende Biegemoment ist nach Gleichung 232: $D_2 e = 14.044 \cdot 30 = 421.320$ cmkg. Bei 1000 kg Beanspruchung für 1 qcm ist also ein I-Träger Nr. 26 oder zwei Nr. 20 erforderlich.

Beim Aufstellen des Trägers wird die Platte auf kleinen Eisenkeilen mindestens 1,5 cm hohl gelegt und sorgfältig mit Cement vergossen, so daß sie voll aufrucht. Nur oben liegende Druckplatten, wie in Fig. 608, werden ohne Weiteres in Cement-Mörtel satt übermauert. Die Druckplatte greift bei schweren Trägern mit einem Ansatz in ein in das Mauerwerk gestemmt Loch, welches sich beim Vergießen mit füllt. (Vergl. auch das Trägerlager in Fig. 620, S. 257).

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 fest gemacht, 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 rathsam, da die starken Längenänderungen bei Wärmeschwankungen das Mauerwerk hin und her rütteln.

327.
Lagerung.

Für sehr schwere Träger kommen die Lagerformen kleiner Brückenträger in Anwendung; da jedoch die Fälle, in welchen die Platten nach Fig. 605 u. 606 nicht ausreichen, höchst selten sind, so kann von deren Besprechung hier abgesehen werden. (Vergl. das Beispiel in Art. 329, so wie Fig. 618 u. 620.)

d) Beispiele.

Die Anwendung der im Vorstehenden 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 vor dem Regen geschützt erreicht werden können. Die allgemeine Anordnung zeigt Fig. 609; die Säulen stehen je vor der zweiten Gebäudeaxe in Theilungen von 9,0 m; zwischen je 2 Säulen kommen in die Drittel-Theilpunkte 2 Pfettenträger aus gekrümmten I-Eisen zu liegen, welche gegen die Säulen durch thunlichst leichte Gitterträger abzufangen sind. Gleiche Pfettenträger liegen gerade über den Säulen (Fig. 610).

Die Eindeckung mit Glas wiegt für 1 qm Grundfläche 50 kg; die Eifentheile wiegen 20 kg; Schnee lastet auf 1 qm Grundfläche mit 75 kg, und der lothrechte Winddruck beträgt 55 kg; die Lastsumme für 1 qm ist hiernach 200 kg.

a) Berechnung des Pfettenträgers. Ein solcher unterstützt 3,0 m Länge des Daches. Es ist also (Fig. 609)

$$P_2 = 3 \cdot 1,8 \cdot 200 = 1080 \text{ kg}$$

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 Theil unbelastet ist. Es ist dann

$$P_2 = 3 \cdot 1,8 (50 + 20) = 378 \text{ kg},$$

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 Abcisse 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

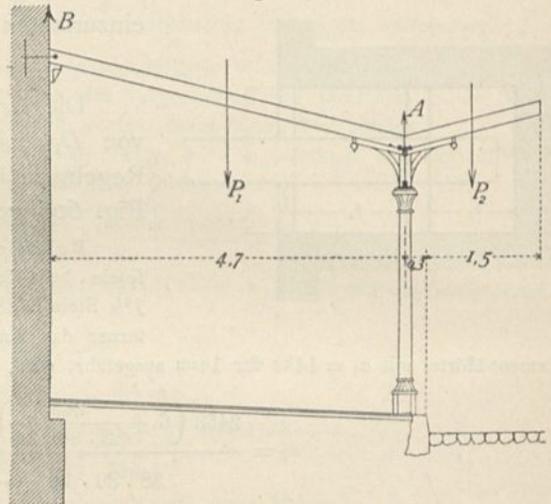
$$M_{gr} = 1338 \cdot 223 - \frac{3 \cdot 0,01 \cdot 200 \cdot 223^2}{2} = 149187 \text{ cmkg}.$$

Nach letzterem Momente ist der Pfettenträger zu bemessen; seine zu große Stärke über dem Längsträger ist erwünscht, weil er hier durch das Biegen geschwächt wird. Bei 1000 kg Beanspruchung für 1 qcm muß das Widerstandsmoment $\frac{149187}{1000} = \approx 150$ sein; es ist also das Normal-I-Eisen Nr. 18¹³⁸⁾ zu wählen.

β) Berechnung des Gitterträgers. Die Last, welche von einem Pfettenträger übertragen wird, ist bei ganz voller Belastung nach Fig. 609

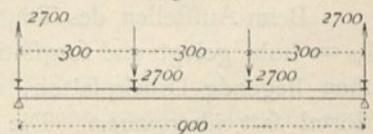
$$A = \frac{3 \cdot 1,8 \cdot 200 \left(470 + \frac{180}{2}\right) + 3 \cdot 4,7 \cdot 200 \cdot \frac{470}{2}}{470} = 2700 \text{ kg}.$$

Fig. 609.



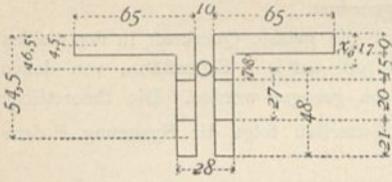
$\frac{1}{100}$ w. Gr.

Fig. 610.



¹³⁸⁾ Siehe die Tabelle in Theil I, Bd. 1, erste Hälfte dieses »Handbuchs«, S. 198.

Fig. 611.



Aus dem in Fig. 610 dargestellten Lastzustande ergibt sich ein zwischen den beiden mittleren Pfettenträgern unveränderliches größtes Biegemoment von $2700 \cdot 300 = 810\,000$ cmkg. Aeußerer Verhältnisse halber mag die Trägerhöhe auf ungefähr 50 cm fest gesetzt werden; die Schwerpunkte der aus je 2 Winkelleifen zu bildenden Gurtungen werden dann rund 44 cm von einander liegen, und bei 1000 kg Beanspruchung ist nach der obigen Gleichung 220 (S. 242) der Gurtungsquerschnitt

$$f = \frac{M}{s^4 h} = \frac{810\,000}{1000 \cdot 44} = \infty 18 \text{ qcm}.$$

Für jedes der zwei Winkelleifen kommen bei 2 cm Nietdurchmesser und rund 1 cm Schenkeldicke 2 qcm in Abzug (Fig. 611); jeder Winkel muß also $\frac{18}{2} + 2 = 11$ qcm Netto-Querschnitt haben, und es wird daher das Winkelleifen Nr. 6 $\frac{1}{2}$ mit 9 mm Schenkeldicke¹³⁹⁾ und $f = 10,89$ qcm gewählt.

Die Niete in diesem Winkelleifen sind behufs freier Ausbildung der Köpfe nach Fig. 611 anzuordnen, und es ergibt sich demnach der Abstand des Gurtungs-Schwerpunktes von der Außenkante nach Fig. 611 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 muß also genauer auf $44 + 2 \cdot 1,7 = 47,4$ cm oder rund 48 cm bemessen werden.

γ) Unterfuchung der oberen Gurtung auf Zerknicken. Die auf die Gurtung wirkende Druckkraft D folgt aus der Division des Schwerpunkt-Abstandes $48 - 2 \cdot 1,7 = 44,6$ cm in das Moment mit $D = \frac{810\,000}{44,6} = 18\,164$ kg.

Zu unterfuchen ist:

a) Ob die Gurtung für ihre lothrechte Mittelaxe zwischen zwei der I-Sparren steif genug ist. Nach Nr. 7 der Zusammenstellung auf S. 202 ergibt sich

$$\mathcal{J} = 2f \cdot 0,0946 \cdot 6,5^2 + 2f(0,5 + 0,287 \cdot 6,5)^2$$

und für $f = 10,9$ qcm

$$\mathcal{J} = 209.$$

Wird an den Enden Einspannung angenommen (Fall IV, S. 200; $C = 40$) und 5-fache Sicherheit verlangt, so ist bei 300 cm Länge die zulässige Zerknickungslast nach Gleichung 176 (S. 199)

$$P = \frac{40 \cdot 2\,000\,000 \cdot 209}{5 \cdot 300^2} = 37\,155 \text{ kg},$$

also doppelt so groß wie nöthig.

b) Wie viele Gitterknoten zwischen zwei Sparren liegen müssen, damit die Gurtung nicht lothrecht einknickt.

Nach Nr. 8 der Zusammenstellung auf S. 202 ist

$$\mathcal{J}_{ke} = 2 \cdot 10,9 \cdot 6,5^2 \cdot 0,0946 = 87;$$

daher nach Gleichung 183 (S. 201)

$$a \geq \frac{300}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 18\,164}{1 \cdot 2\,000\,000 \cdot 87} - 1} = 0,59; \text{ also } a = 1,$$

und $\lambda = \frac{l}{2 \cdot 1 + 1} = \frac{l}{3}$. 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 Winkelleifen nicht unter der halben Last zerknickt.

Nach Nr. 7 der Zusammenstellung auf S. 202 ist

$$i = 10,9 \cdot 6,5^2 \cdot 0,0381 = 17,5;$$

daher nach Gleichung 183

$$a \geq \frac{300}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 18\,164}{2 \cdot 2\,000\,000 \cdot 17,5} - 1} = 1,22; \text{ also } a = 2;$$

$$\lambda = \frac{l}{2 \cdot 2 + 1} = \frac{l}{5}.$$

¹³⁹⁾ Siehe ebendaf., S. 195.

Hiernach müßte der Gitterträger zwischen zwei Sparren je fünf Felder erhalten; damit die Gitterstäbe nicht zu flach zu liegen kommen, sind in Fig. 612 deren sechs angeordnet.

2) Berechnung der Gitterstäbe. Im Gitterträger ist die größte Querkraft in den beiden Endfeldern = 2700 kg und im Mittelfelde gleich Null; sie vertheilt 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 $= \sqrt{41,0^2 + 50^2} = \approx 65,1$ cm. Für einen Gitterstab folgt die Spannung P demnach aus der Proportion $P: \frac{2700}{2} = 65,1 : 41,0$ mit $P = 2110$ kg.

Werden die gezogenen Stäbe aus Bandeifen von 6×1 cm gebildet und mit einem Niet 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 es ist nach Gleichung 107 (S. 150) $d > \delta$, 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 Winkelleifen der Gurtungen mit demselben Niete, wie die gezogenen Stäbe, zu befestigen sind. Eine Ueberbeanspruchung der so verlängerten Niete entsteht nicht, weil man die äußeren Schafttheile als be-

Fig. 612.

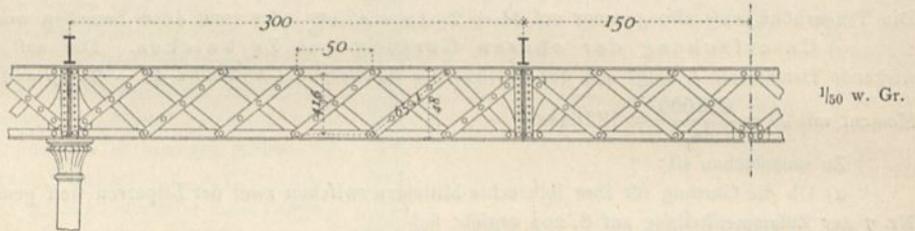


Fig. 614.

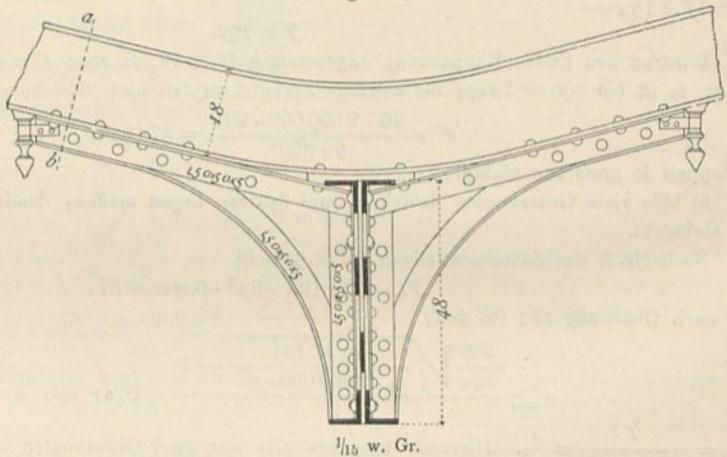
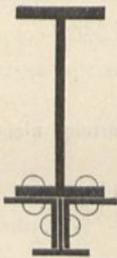


Fig. 613.

Schnitt $a b$
in Fig. 614. $\frac{1}{17,5}$ w. Gr.

fundere Niete auffassen kann, und die größte Beanspruchung aus den gezogenen Stäben in der Lochwandung des Bandes, nicht 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. 202 müßte der Abstand der Bandmitten von einander $6 \cdot 0,577 = 3,46$ cm betragen, wenn die beiden Hauptträgheitsmomente gleich werden sollten; thatächlich beträgt $b = 1 + 2 \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,5 = 3,8$ cm; somit ist das Trägheitsmoment der Axe I als das kleinere in Rechnung zu stellen. Nach Gleichung 179 und Nr. 6 der Zusammenstellung auf S. 202 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 ($s =$) 5-facher Sicherheit und Verdrehbarkeit an beiden Enden (Fall II, S. 200; $C = 10$). 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 183

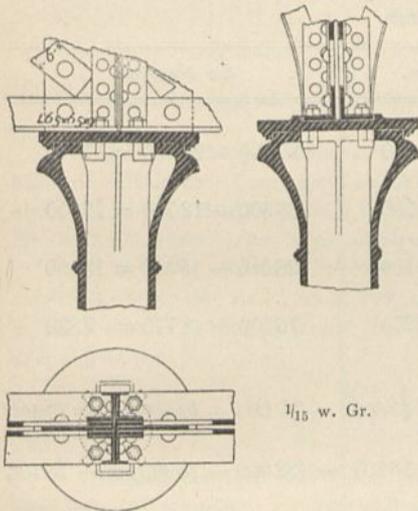
$$a \geq \frac{65,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 2110}{2 \cdot 2000000 \cdot 0,5}} - 1}{2} = 0,252 \text{ oder } a = 1;$$

$$\lambda = \frac{l}{2 \cdot 1 + 1} = \frac{l}{3}.$$

Somit müßten ¹⁴⁰⁾ 2 Stehniete in die Drittel-Theilpunkte 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. 612 zu fetzen. Im Mittelfelde, wo die Querkraft nur bei schiefer Last in geringem Mafse auftritt, können diese Niete fehlen.

Unter den Sparren und über den Säulen erhält der Träger (Fig. 612) jedesmal zur Vertheilung der Last nach oben und unten eine kräftige lothrechte Steife aus Blechwand und 4 Winkleifen von $50 \times 50 \times 5$ cm. Ueber den Säulen sind die Träger von einander getrennt; die einzige Verbindung besteht in der Vernietung oder Verschraubung der abtgehenden Schenkel der zur Absteifung dienenden Winkleifen, und diese ist nachgiebig genug, um die höchstens 3 mm betragende Längenänderung unter Wärmeschwankungen zuzulassen. In den Knotenpunkten unter dem Sparren schliessen die doppelten Stäbe an die Knotenbleche an, müßen also von 3,8 cm auf 1 cm Zwischenraum zusammengezogen werden.

Fig. 615.



Uebrigens ist in Fig. 612 und in Fig. 613 bis 615 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 Geschoß eines lang gestreckten Gebäudes soll ein Tanzsaal eingerichtet werden. Die Tiefe beträgt nahezu 8 m, so daß der Tiefe nach keine Balken gelegt werden können; sie sollen vielmehr in 1,0 m Theilung der Länge nach liegen und in der 4,5 m betragenden Axentheilung des Gebäudes durch eiserne Netzwerträger unterstützt werden.

Das Quadr.-Meter der Decke mit halbem Windelboden wiegt 280 kg und wird mit 250 kg belafet. Das laufende Centimeter eines Balkens trägt sonach $1,0_{01} (280 + 250) = 5,3$ kg; das größte Moment zwischen zwei Unterzügen ist

$$\frac{5,3 \cdot 450^2}{8} = \frac{80 b h^2}{6};$$

folglich muß bei 80 kg Beanspruchung und einer Balkenbreite $b = 18$ cm die Balkenhöhe $h = 23,5$ cm sein.

Die ganze Belastung auf einem Knotenpunkte des Unterzuges beträgt:

an Eigengewicht	$1 \cdot 4,5 \cdot 280 = 1260$ kg,
» Nutzlast	$1 \cdot 4,5 \cdot 250 = 1125$ »
	zusammen 2385 kg.

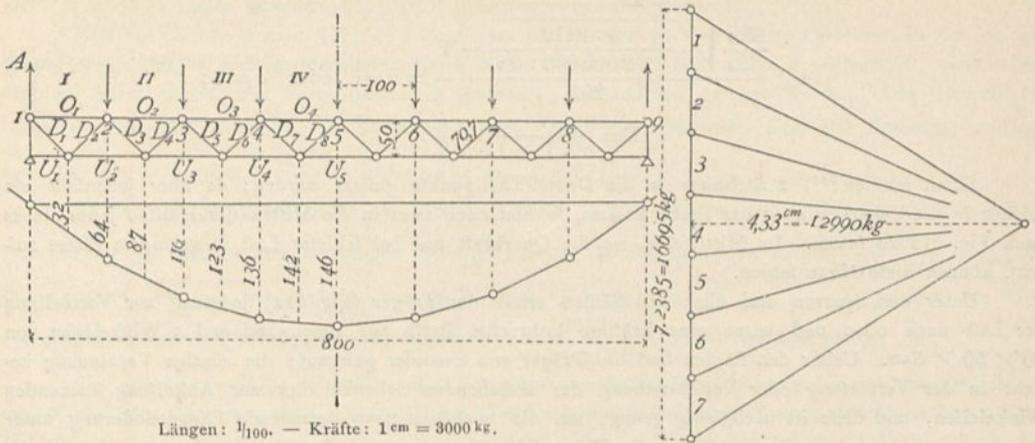
a) Gurtungen. Die Momente, welche für volle Belastung am größten werden, sind in Fig. 616 ¹⁴¹⁾ ermittelt. Es wird angenommen, daß die Gurtungs-Schwerlinie in der Niettheilungslinie liegt; da sie thatfächlich etwas auferhalb liegen wird, so liefert die Rechnung etwas zu sichere Ergebnisse. Die Niettheilungslinien werden um die theoretische Trägerhöhe = 50 cm von einander entfernt gelegt, so daß die beiden Stäbe jedes Feldes unter 45 Grad zu stehen kommen.

Die vom Eigengewichte herrührenden Spannkkräfte verhalten sich zu den Gesamtpannkräften wie $\frac{280}{530}$. Die Spannungen in den Gurtungen erhält man durch Division des Momentes durch die Trägerhöhe; es ergeben sich hiernach die in der folgenden Tabelle zusammengestellten Stabspannungen in der unteren, bezw. oberen Gurtung.

¹⁴⁰⁾ Nach Gleichung 110, S. 299 (2. Aufl.: Art. 120, S. 101) und Fig. 129 (2. Aufl.: Fig. 123) ebendaf.

¹⁴¹⁾ Nach: Art. 362, S. 324 (2. Aufl.: Art. 152, S. 131).

Fig. 616.



		Spannkkräfte durch		
		die Gesamtbelastung.	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 verstärkt die am Auflager mit je 2 Winkelleisen beginnenden Gurtungen gegen die Mitte zu nach Bedarf durch aufgenietete Platten. Der Schlitz zwischen den Winkelleisen wird behufs Aufnahme starker Knotenbleche 1,5 cm weit angenommen; alle Theile werden mit Nieten 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.

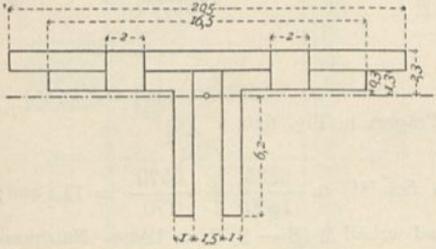
Der erforderliche Querschnitt ist unter Zuschlag für die Nietlochung nach den Gleichungen 15 u. 18 in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« (S. 250 u. 251¹⁴²⁾ zu berechnen.

Gegen Zerknicken der ganzen oberen Gurtung wirken die aufgelagerten Balken. Die Steifigkeit der einzelnen Felder, wie die Theilung der Verbindungs-Stehniete da, wo die Platten fehlen, ist wie folgt zu untersuchen.

¹⁴²⁾ 2. Aufl.: Art. 77, S. 51.

	Stab:	Erforderlicher Querschnitt:	Hergefellt aus:	Nutzquerschnitt:
Nach Gleichung 15:	U_1, U_2	$\frac{8770}{1400} + \frac{7880}{770} = 16,5 \text{ qcm}$	2 Winkeleisen $6 \times 6 \times 1,0 \text{ cm}$	$2 \cdot 1,0 (6 + 5 - 2) = 18 \text{ qcm}$
	U_3	$\frac{15100}{1400} + \frac{1350}{770} = 28,4 \text{ "}$	{ 2 Winkeleisen $6 \times 6 \times 1,0 \text{ "}$ + 1 Platte $17,5 \times 0,8 \text{ "}$ }	$18 + 0,8 (17,5 - 4) = 28,8 \text{ "}$
	U_4, U_5	$\frac{20000}{1400} + \frac{17900}{770} = 37,5 \text{ "}$	{ 2 Winkeleisen $6 \times 6 \times 1,0 \text{ "}$ + 1 Platte $17,5 \times 0,8 \text{ "}$ }	$28,8 + 0,8 (17,5 - 4) = 36,9 \text{ "}$
Nach Gleichung 18:	O_1, O_2	$\frac{12000}{1200} + \frac{10700}{720} = 25 \text{ "}$	2 Winkeleisen $7,5 \times 7,5 \times 1,0 \text{ "}$	$2 \cdot 1 (7,5 + 6,5 - 2) = 24 \text{ "}$
	O_3, O_4	$\frac{19600}{1200} + \frac{17400}{720} = 40,5 \text{ "}$	{ 2 Winkeleisen $7,5 \times 7,5 \times 1,0 \text{ "}$ + 1 Platte $20,5 \times 1,0 \text{ "}$ }	$24 + 1 (20,5 - 4) = 40,5 \text{ "}$

Fig. 617.



Die ungünstigsten Felder sind O_4 und O_2 . In O_4 (Fig. 617) liegt der Schwerpunkt $2,3 \text{ cm}$ unter Oberkante, und das kleinste Trägheitsmoment ist

$$J_{kl} = (20,5 - 4) \frac{2,3^3 - 1,3^3}{3} + (16,5 - 4 - 1,5) \frac{1,3^3 - 0,3^3}{3} + 2 \frac{0,3^3 + 6,2^3}{3} = 221.$$

Das notwendige Trägheitsmoment ist bei 5-facher Sicherheit¹⁴³⁾ $\mathcal{F} = \frac{5 P l^2}{E \pi^2}$. Nun ist

$$l = 100 \text{ cm} \text{ und } P = 37000 \text{ kg, also } \mathcal{F} = \frac{5 \cdot 37000 \cdot 100^2}{2000000 \cdot \pi^2} = 93,7.$$

Der Querschnitt, welcher auf Druck eben genügt, ist also gegen Zerknicken reichlich steif. Er kann als einheitlicher Querschnitt angesehen werden, da die Platte die Winkeleisen verbindet; die Heftniete sind in einer Theilung von 5 Durchmessern = 10 cm angenommen, so daß die Halbierung der Theilung für die Anschlusniete eben noch möglich ist.

In O_2 muß untersucht werden, wie oft die einzelnen Winkeleisen zu verbinden sind. Für das einzelne L-Eisen von $7,5 \times 7,5 \times 1 \text{ cm}$ Querschnitt ist $f = 14 \text{ qcm}$ und nach Nr. 7 der Zusammenstellung auf S. 202: $i = 14 \cdot 7,5^2 \cdot 0,0351 = 30$ und, mit Bezug auf Gleichung 183 (S. 201), $P = 22700$, $n = 2$, $L = 100 \text{ cm}$, $s = 5$,

$$a \geq \frac{100}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 22700}{2 \cdot 2000000 \cdot 30} - 1} = -0,61.$$

Demnach brauchen die Winkel im Felde überhaupt nicht verbunden zu werden; gleichwohl sind zwei Stehniete eingefetzt, um möglichst gute Vertheilung der Spannung auf beide Winkel zu sichern.

Die in einem Knotenpunkte neu beginnende Platte muß über diesen Punkt hinaus nach dem Auflager zu so weit hinausragen, daß die ihrem Querschnitte entsprechende Zahl von Anschlusnieten außerhalb des Knotenpunktes Platz findet.

Es ist die Spannkraft im Stabe O_3 der oberen Gurtung = -32300 kg und der ganze Querschnitt desselben = $40,5 \text{ qcm}$; fonach hat $1 \text{ qcm} \frac{32300}{40,5} = 800 \text{ kg}$ zu tragen. Die von der Platte aufzunehmende Kraft ist $(20,5 - 4) 1 \cdot 800 = 13200 \text{ kg}$; die Anschlusniete sind einschneitig, der Nietdurchmesser d gleich der doppelten Blechdicke δ ($d = 2\delta$); fonach beträgt die Zahl der Nieten nach Art. 208 (S. 150, Gleichung 105), 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 Niete neben einander sitzen, so müssen hiernach 3 Nietreihen außerhalb des Knotenpunktes $O_2 O_3$ in der Platte enthalten sein, woraus sich die in Fig. 602 dargestellte Anordnung ergibt. Die Ungleichmäßigkeit, welche aus dem Zufügen der Platte für die Balkenlagerung entsteht, wird durch Ausschneiden der Balken ausgeglichen (Fig. 618 u. 619).

β) Gitterstäbe. Die Spannungen in den Gitterstäben sollen beispielsweise für die Felder I und IV in Fig. 616 untersucht werden.

¹⁴³⁾ Nach Fig. 136. S. 302 (2. Aufl.: Fig. 129, S. 104) in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

Im Felde *I* werden sie am ungünstigsten belastet, wenn alle Knotenpunkte *a* bis *g* Nutzlast tragen. Es ist dann der Auflagerdruck für das Eigengewicht

$$A = \frac{7 \cdot 1260}{2} = 4410 \text{ kg,}$$

für die Nutzlast

$$A = \frac{7 \cdot 1125}{2} = 3940 \text{ kg.}$$

Es entstehen fomit im Gitterstabe D_1 die Spannungen $4410 \cdot 1,414 = +6235 \text{ kg}$ 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 sich¹⁴⁴⁾ 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 107, S. 150) wird die Anzahl der Anchlussniete bei 1300 kg Lochlaibungsdruck im 1,5 cm starken Knotenbleche

$$n = \frac{6235 + 5570}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 3.$$

Für den Stab D_2 ist der erforderliche Querschnitt¹⁴⁵⁾ $\frac{6235}{1200} + \frac{5570}{720} = 13 \text{ qcm}$; die auf die Gurtungswinkel zu nietenden Flacheisenstäbe erhalten demnach 8,5 cm Breite. Die Länge beträgt $50 \cdot 1,414 = 70,7 \text{ cm}$.

Die Entfernung zwischen den Mitteln der Bänder ist mit Rücksicht auf die auf die Knotenbleche gelegten Füllstücke von 1 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. 202: $b = 0,577 \cdot 8,5 = 4,9 \text{ cm}$ sein; das kleinere Trägheitsmoment ist also das für Axe *II*, und zwar ist es

$$\mathcal{I} = 2 \cdot 8,5 \cdot 4,5^2 \cdot 0,25 = 86.$$

Das erforderliche Trägheitsmoment ist nach Gleichung 182 (S. 201) für Verdrehbarkeit an beiden Enden (Fall II, S. 200; $C = 10$)

$$\mathcal{I} = \frac{11805 \cdot 5 \cdot 70,7^2}{10 \cdot 2000000} = 14,8;$$

demnach reicht der doppelte Flacheisenstab aus.

Für das einzelne Flacheisen ist mit Bezug auf Gleichung 183: $i = \frac{8,5 \cdot 1^3}{12} = 0,7$, $n = 2$, $s = 5$ und $l = 70,7$; also

$$a \geq \frac{70,7}{3,14} \sqrt{\frac{5 \cdot 11805}{2 \cdot 2000000 \cdot 0,7} - 1} = 1,135, \text{ demnach } a = 2;$$

$\lambda = \frac{l}{2 \cdot 2 + 1} = \frac{l}{5}$. Es sind fomit 4 Stehniete in die Fünftel-Teilpunkte zu setzen, welche zum Theile in die Knotenbleche fallen.

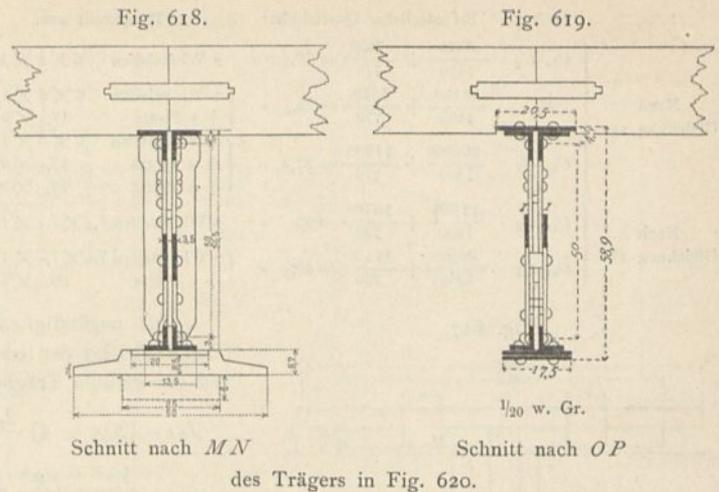
Im Felde *IV* ist die vom Eigengewichte herrührende Querkraft $\frac{7 \cdot 1260}{2} - 3 \cdot 1260 = 630 \text{ kg}$; daher die Spannung im Stabe $D_7 = +630 \cdot 1,414 = +890 \text{ kg}$ und im Stabe $D_8 = -890 \text{ kg}$.

Tragen die Knotenpunkte *5* bis *8* Nutzlast, so ist der entsprechende Auflagerdruck

$$A = \frac{1125 (4 + 3 + 2 + 1) 100}{800} = 1406 \text{ kg,}$$

¹⁴⁴⁾ Nach: Gleichung 15 (S. 250) in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

¹⁴⁵⁾ Nach: Gleichung 18 (S. 251) ebendaf.



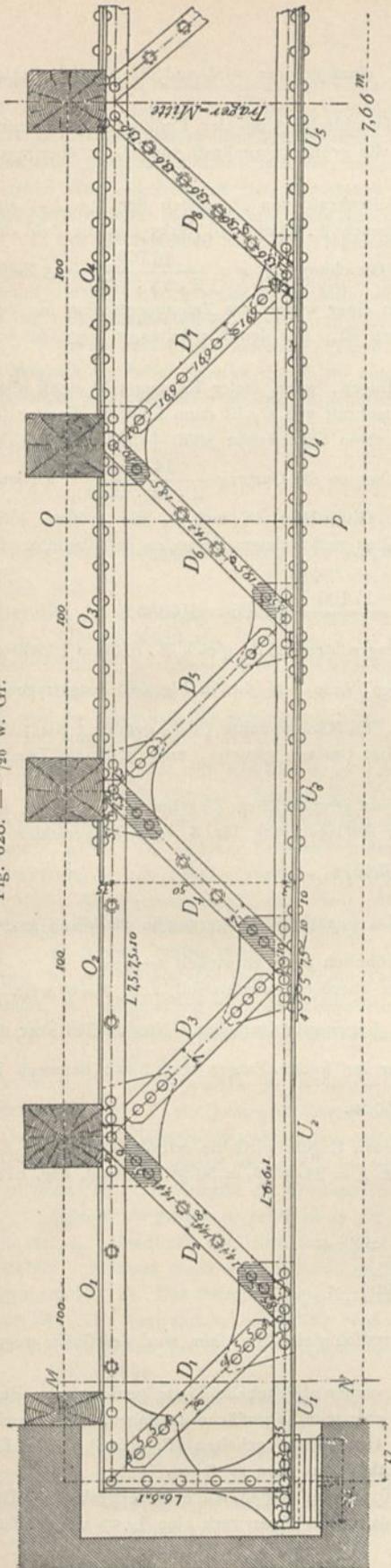


Fig. 620. — 1/20 w. Gr.

fomit 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 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: $2530 - 3 \cdot 1125 = -845 \text{ kg}$; fönach 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 $+1195 \text{ kg}$.

Es ist fönach der Gitterstab D_7 nach Gleichung 21 in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« zu bemessen mit

$$\frac{890}{1400} + \frac{1990}{770} + \frac{1195}{1700} = 3,9 \text{ qcm}$$

und der Querschnitt des Gitterstabes D_8 nach Gleichung 24 dafelbst mit

$$\frac{890}{1200} + \frac{1990}{720} + \frac{1195}{1800} = 4,2 \text{ qcm.}$$

Es werden hier also thunlichst schwache Flacheisenquerschnitte auszuführen sein, welche in den Einzelheiten nach obigem Verfahren fest gestellt werden. Die Gitterstäbe erhalten die in Fig. 620 eingetragenen Abmessungen und Anschlussniete. Es sind jedoch die Gitterstäbe nach der Trägermitte hin mehr und mehr zu stark bemessen, weil die theoretischen Abmessungen für die Herstellung zu gering ausfielen. Es mag hier noch besonders hervorgehoben werden, dafs die gedrückten Stäbe aus zwei Flacheisen mit Stehnieten die sorgfältigste Herstellung der Nietung verlangen. Es ist vorgekommen, dafs solche Glieder in Folge mangelhafter Bildung der Stehniete eingeknickt sind, weil jedes Flacheisen für sich nachgab, und es wird daher vielfach auch dann vorgezogen, die gedrückten Stäbe aus je 2 Winkeleisen zu bilden, wenn der Flacheisenquerschnitt theoretisch vollkommen genügt.

Da die gedrückten Gitterstäbe nicht unmittelbar auf den Knotenblechen liegen, so müssen die in Fig. 620 durch lothrechte Schraffirung angedeuteten Füllbleche eingelegt werden.

Der Anschluss der Gitterstäbe an die Gurtungen kann nur in den seltensten Fällen mittels unmittelbarer Vernietung der Theile erfolgen, weil die Gurtungen zum Anbringen der erforderlichen Nietzahl meist nicht den nöthigen Platz bieten. Es ist dann nöthig, wie hier in fast allen Knoten, Knotenbleche einzufsetzen, an welche die Wandglieder mit den oben für zwei Fälle berechneten Nietzahlen angeschlossen werden, welche nun aber anderseits mit den Gurtungen in ausreichende Verbindung gebracht werden müssen.

Die Knotenbleche übertragen auf die Gurtungen die Mittelkraft der Spannkraften aus den an sie anschliefsenden Paaren von Gitterstäben, und diese Mittelkräfte sind hier wegen der wagrechten Gurtungen wagrecht; sie sind ferner gleich der Summe der lothrechten Seitenkräfte der Spannkraften in den Gitterstäben, weil von den zwei an

ein Knotenblech anschließenden Stäben stets einer gedrückt, einer gezogen wird und die Neigung beider 45 Grad beträgt.

Der obere Anchluss des Gitterstabes D_1 muss im Knotenbleche 3 um den Endknoten symmetrisch geordnete Niete erhalten, weil dieses Knotenblech höchstens die größte Spannkraft von D_1 zu übertragen hat und diese 3 Niete verlangt; gesetzt sind 5 Niete.

Im Knotenpunkte $U_1 U_2$ ist die größte lothrechte Seitenkraft von D_1 gleich der von D_2 , also gleich 8350 kg; die Summe der wagrechten Seitenkräfte hiernach $2 \cdot 8350 = 16700$ kg und die Zahl der zweifchnittigen Anschlussniete für $d > \delta$ nach Art. 208 (S. 150, Gleichung 107) $n = \frac{16700}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 5$ Niete, von denen der mittlere D_2 unmittelbar fasst, und von denen einer wegen des Zusammentreffens mit den Stäben von D_2 mit zwei ganz versenkten Köpfen herzustellen ist. Aus den Nietstellungen ergeben sich dann Größe und Form des Knotenbleches (Fig. 620).

Im Knotenpunkte $O_1 O_2$ wird die größte Kraft übertragen, wenn dieser Knotenpunkt nebst allen rechts davon liegenden voll belastet ist. Die lothrechte 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 Anschlussniete 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 größten lothrechten Seitenkräfte, wenn der Knotenpunkt $O_2 O_3$ nebst allen rechts davon liegenden voll belastet ist. In beiden ist die lothrechte Seitenkraft dann

$$\frac{7 \cdot 1125}{2} + 1260 \frac{(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) 100}{800} = 1125 + 1260 = 2385 \text{ kg};$$

folglich die Summe der aus dem Knotenbleche abzugehenden wagrechten Kräfte gleich $2 \cdot 2385 = 4770$ kg,

und die Zahl der Anschlussniete $\frac{4770}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 2$. In dieser Weise sind die in Fig. 620 eingetragenen Niete für die Knotenbleche für alle Knotenpunkte berechnet. Im Knotenpunkte $O_4 O_5$ genügt 1 Niet; die Gitterstäbe sind daher hier neben einander 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 $\frac{9540}{8} = 1192,5$ 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 Lagerfüße 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. 323 (S. 246) für die Lager gegebenen Regeln wird die erforderliche Dicke der Lagerplatte, da hier in Gleichung 225 (S. 246) $A = 9540$ kg, $l_1 = 24$ cm, $b_1 = 50$ cm und nach Fig. 618: $b_2 = 20$ cm zu setzen sind, gleich dem größeren Werthe von

$$\delta = 0,055 \sqrt{9540 \frac{24}{50}} = 3,7 \text{ cm}$$

und

$$\delta_1 = 0,0775 \sqrt{9540 \frac{50 - 20}{24}} = 8,5 \text{ cm},$$

also gleich 8,5 cm zu machen sein; die Randstärke könnte theoretisch gleich Null sein, wird des Guffes wegen aber = 2 cm (Fig. 618) 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. 618). Die Befestigungsniete der Lagerplatte sind unten sorgfältig zu versenken und eben zu feilen.

Die Grundplatte greift mit einem Ansatze in das entsprechend ausgestemmte Mauerwerk ein. Der Träger wird auf Eisenkeilen so verlegt, dass zwischen Grundplatte und Mauerwerk eine 1,5 cm weite offene

Fuge bleibt, welche dann mit Cement 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 Eisendorne. Bei starken Wärmewechseln ist diese Anordnung, sobald sie in beiden Lagern ausgeführt wird, indess bedenklich, weil dadurch die Wände hin und her getüfelt werden.

Um zu vermeiden, daß der Träger sich bei Durchbiegungen auf die Vorderkante der Lagerplatte setzt, wölbt man letztere wohl nach Art. 323 (S. 245) schwach in der Lagerfläche nach 2^m Halbmesser, damit der Träger vorwiegend in der Mitte aufrucht, nähert sich damit dann der in Fig. 605 u. 606 (S. 245 u. 246) 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 Druckvertheilung ausgeweitet wird (Fig. 620).

Literatur.

Bücher über »Eisen-Constructionen im Allgemeinen« und »Construction-Elemente in Eisen«, so wie 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-Constructionen 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 de 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-Constructionen in Eisen. Leipzig 1876.

DEMONT. *Nouveau traité de ferrurerie, ou Vignole à l'usage des ouvriers etc.* Paris 1876.

HEINZERLING, F. Der Eisehohbau 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.

THIOLLET. *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 ferromnière; les grandes constructions édificitaires en fer; la halle-basilique.* Paris 1880.
- ZIMMERMANN, H. Ueber Eifenconstructions und Walzprofile. Berlin 1881.
- ZIMMERMANN, H. Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Blechträger. Berlin 1881. — 2. Aufl. 1885.
- FERRAND, J. *Le charpentier-ferrurier au XIX^e 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. I. Band. Leipzig 1883. S. 1.
- KOULLE, H. Hülftabellen für die Berechnung schmiedeeiserner Stützen etc. Berlin 1884.
- LAUTER, W. H. & H. RITTER. Façoneifen 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 Eifen-Constructions. 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. Erscheint seit 1891.
- Ferner:
- Deutsche Schlosser-Zeitung. Red. von E. JAPING. Dresden. Erscheint seit 1883.

Handbuch der Architektur.

III. Theil:

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

ZWEITE ABTHEILUNG.

FUNDAMENTE.

Von Dr. EDUARD SCHMITT.

I. Abchnitt.

Fundament und Baugrund.

Der unterste Theil eines Bauwerkes, welcher den von letzterem ausgeübten Druck unmittelbar auf den darunter liegenden natürlichen Erdboden — den Baugrund — zu übertragen hat, wird Fundament genannt, und die Construction des Fundaments heist Fundirung oder Gründung.

330.
Vor-
bemerkungen.

Die untere Begrenzung eines Fundamentes ist durch die eben gegebene Begriffsbestimmung genau gegeben; nicht so genau läßt sich die obere Begrenzung desselben fest setzen. Bei unterkellerten Gebäuden hört in der Regel das Fundament mit der Oberkante jenes Fundament-Absatzes auf, der in der Höhe der Kellerfohle, bezw. der Unterkante des Kellerpflasters gelegen ist. Bei nur theilweise 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 Fundament-Abatz.

Die Betrachtung der Fundamente soll in der Weise eingetheilt werden, daß zunächst der Baugrund zur Besprechung kommt, hierauf die Grundsätze, die bei Construction und Ausführung der Fundamente zu beobachten sind, erörtert und schließlich die wichtigeren Fundirungsverfahren vorgeführt werden.

Während im übrigen Hochbau-Constructionswesen in den letzten 20 bis 30 Jahren wesentliche und erfreuliche Fortschritte gemacht worden sind, ist solches auf dem Gebiete der Gründungen nur in verhältnißmäßig geringerem Maße zuzugeben. Es ist diese Erscheinung um so auffälliger, als im Bereich des neueren Ingenieur-Bauwesens der Grundbau eine hervorragende Stellung einnimmt. Vielleicht kann neben dem eigentlichen Zwecke der nachfolgenden Betrachtung auch noch erreicht werden, daß einige veraltete Fundament-Constructionen verlassen werden und andere neuere, bisher nur wenig ausgeführte Gründungen eine häufigere Anwendung finden.

Literatur

über »Fundamente im Allgemeinen«.

- HAGEN, G. Handbuch der Wasserbaukunst. I. Theil, 2. Band: 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.
 Allgemeine Uebersicht der Fundirungen mit besonderer Berücksichtigung der Anwendung des Eisens.
 HAARMANN's Zeitschr. f. Bauhdw. 1862, S. 172.
 SCHWARZ, F. Der Grundbau. Berlin 1865.
 CHIOLICH-LÖWENBERG, H. v. Anleitung zum Wasserbau. 3. Abth.: Entwässerungen und Bewässerungen, Kanal- und Kammerchleufenbau, 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.
- DEBAUYE, 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 Vorlagewerk aus dem Gesamtgebiete der Bau-, Ingenieur-Wissenschaft und Gewerbskunde. Heft I: Gründungen. Halle 1871.
- MENZEL, C. A. & J. PROMNITZ. Die Gründung der Gebäude. Halle 1873.
- MORANDIÈRE. *Traité de la construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal. 1er fasc.* Paris 1874. S. 57.
- FRAUENHOLZ, W. Bau-Constructions-Lehre für Ingenieure. 3. Band: Eifen- und Foundations-Constructions. München 1877. S. 275.
- KLASEN, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau. Leipzig 1879.
- FELDEGG, E. v. Allgemeine Constructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von R. BAUMEISTER. Carlsruhe 1879. II. Theil: Fundirungen.
- POWELL, G. T. *Foundations and foundation walls for all classes of buildings.* New-York 1879. — Neue Ausg. 1885.
- Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Herausg. von E. HEUSINGER v. WALDEGG, L. FRANZIUS u. E. SONNE. 1. Band. Leipzig 1880. S. 695: Grundbau. — 2. Aufl. 1884. S. 281.
- BROWN, C. *Healthy foundations for houses.* New-York 1885.
- LYMAN, J. F. *Building foundations. Building, Bd. 4, S. 45, 87, 140, 183, 283.*
- Handbuch der Baukunde. Abth. III, Heft 1: Der Grundbau. Von L. BRENNER. Berlin 1887.

1. Kapitel.

B a u g r u n d.

a) Beschaffenheit des Baugrundes.

331.
Technische
Anforderungen.

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

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

332.
Festigkeit.

1) Die Beschaffenheit des Baugrundes hängt in erster Reihe von seiner Festigkeit ab, d. i. 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 Fundament-Mauerwerk besitzen; alle übrigen Bodenarten werden als pressbare bezeichnet.

Zum unpressbaren Baugrund gehören die massigen Felsarten (Basalt, Granit, Syenit, Porphy, harter Kalk- und Sandstein etc.), ferner geschichtete Felsarten, in denen sich keine Rutschflächen bilden können, und ganz feste Geschiebeablagerungen (von mindestens 4 bis 6 m Mächtigkeit), welche auf anderen guten Bodenschichten 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 in Folge dessen auch schlecht; eben so wird eine weniger gute Bodenart dadurch, daß sie in dünner Lage auf einer ganz festen Schicht aufruht, etwas besser.

333.
Mächtigkeit
der
Schichten.

Hat die tragfähige Schicht eine genügende Mächtigkeit, ruht sie aber auf einer weicheren Schicht auf, so muß man bei Ausführung des Fundamentes die erstere möglichst wenig schwächen, d. h. man muß das Fundament thunlichst wenig in die tragfähige Schicht versenken. Hat man z. B. unter dem zu errichtenden Gebäude Kellerräume anzulegen, so ist man allerdings genöthigt, 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 ein Abgleiten einzelner Schichten begünstigt werden kann, desto mehr verliert der fragliche Baugrund an Güte.

334.
Neigung
der
Schichten.

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 in einem Erweichen des Bodenmaterials, in einem 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 die Gegenwart von Wasser unbrauchbar werden können.

335.
Wasser.

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

336.
Ver-
änderungen.

Aus dem Gefagten geht hervor, daß die Beschaffenheit eines Baugrundes, in so weit sie vom technischen Standpunkte aus zu beurtheilen ist, durch eine nicht geringe Zahl von Factoren beeinflusst wird, und daß es sorgfältiger Vorerhebungen und Bodenuntersuchungen bedarf, bevor man die Beschaffenheit des Baugrundes in genügender Weise beurtheilen 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 classificiren und sich dadurch allgemeine Anhaltspunkte für die sog. Güte des Baugrundes zu verschaffen.

337.
Eintheilung
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 untertheilen:

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

2) Ziemlich guter Baugrund, der zwar prefsbarer 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 humofen Theile enthält und wenn er nicht künstlich (durch Wassererschöpfen) oder natürlich (durch Aufheben des Gleichgewichtes im Wasser) in Triebfand verwandelt werden kann¹⁴⁶⁾.

3) Schlechter Baugrund, d. i. solcher Boden, der zwar nicht knetbar ist, aber jedem etwas stärkeren Drucke nachgiebt, dabei zum Theile 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 Prefsbarkeit 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 Chlorfalte, zu letzteren stickstoffhaltige Beimengungen, welche durch die Bodenfeuchtigkeit in Verwesung gerathen und die Bildung des sog. Mauerfrauses veranlassen. Insbesondere ist der Grund und Boden unserer Städte häufig durch eingefickerte Fäcal-Flüssigkeit 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.

338.
Allgemeine
Verhältnisse.

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

Auf dem flachen Lande ist es häufig die sog. Mutter- und Ackererde, welche die oberste Erdschicht bildet und die unter allen Umständen als Baugrund ungeeignet ist, nicht nur weil sie zu weich ist, sondern auch aus dem Grunde, weil sie in Folge ihres starken Humus-Gehaltes 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 Construction und Ausführung des Fundamentes selbst dem Bauwerk die erforderliche Standfestigkeit 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 dessen 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.

339.
Gesundheit-
liche
Anforderungen.

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

¹⁴⁶⁾ Aller Sand kann Triebfand werden, der feine am leichtesten.

Thieren 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 darf¹⁴⁷). In unferen Städten ist es hauptsächlich das Grundwasser, welches Kellerwohnungen und andere unterirdische Räume feucht macht, und im Wesentlichen ist es der Inhalt von Abortgruben, Unrathscanälen, Stall- und Kehrrechtgruben, welcher bei schlechter Construction dieser Anlagen in den umgebenden Boden sickert und denselben dadurch verpestet. Auf dem flachen Lande treten diese Uebelstände in Folge der dafelbst herrschenden Bauweise weniger stark auf; dort ist namentlich der sumpfige Boden, welchem die bekannten schädlichen Sumpfgase ihre Entstehung verdanken, nachtheilig. (Siehe auch Theil III, Band 4 u. 5 dieses »Handbuches«, S. I u. ff.)

Ohne den Werth 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 unferen 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, dafelbst ausgeführt werden muß. Die Hauptaufgabe des Architekten besteht alsdann nur darin, durch zweckmäßige Construction der Fundamente des Gebäudes und seiner sonstigen Theile den gesundheitschädlichen Einfluß des Baugrundes möglichst unwirksam zu machen¹⁴⁸).

Gegen das Eindringen der Grundluft in die Kellerräume sichert eine unter dem ganzen Gebäude durchgehende Betonschicht; eine Lage von fettem Thon ist nicht so wirksam. Soll auch die das Gebäude umgebende Bodenschicht keine Grundluft an dasselbe abgeben, so muß man die Kellermauern nach außen frei legen, was durch Anordnung eines ringsum laufenden Luft- oder Isolir-Grabens¹⁴⁹) erreicht wird.

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.

Da von der Beschaffenheit des Baugrundes zum großen Theile die Construction 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 nöthigen Erfahrungen vor, indem z. B. in der unmittelbaren Nähe der Baustelle bereits Gründungen ausgeführt worden sind, oder es sind die geologischen Verhältnisse so einfach und untrüglich, daß sie einen zuverlässigen Anhaltspunkt gewähren; alsdann sind besondere Vorarbeiten, welche eine eingehende Ermittlung der Bodenbeschaffenheit bezwecken, nicht erforderlich.

340.
Allgemeines.

¹⁴⁷) Die Gasmenge, welche die obere Bodenschicht enthält, oder was das Gleiche ist, die Gase, welche die Poren dieser Schicht durchsetzen, heißen Grundluft oder Bodenluft. Dieselbe befindet sich fast unausgesetzt in einem Zustande langsamer Bewegung, hervorgerufen durch die Temperaturschwankungen im Erdboden, durch den einsickernden Regen, durch Luftdruckänderungen etc. Die Grundluft ist weder in ihrer Menge, noch in ihrer Zusammensetzung unveränderlich; die erstere ist hauptsächlich vom Feuchtigkeitsgehalt des Bodens abhängig, letztere insbesondere von der ursprünglichen Beschaffenheit des letzteren und von der Beschaffenheit jener Stoffe, welche ihm durch Luftwechsel, atmosphärische Niederchläge oder aus besonderen Quellen der Verunreinigung (Abortgruben, Unrathscanäle, Kehrrecht- 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 Gleichgewichtstörungen befördert, denen die Innenluft durch das Oeffnen von Thüren und Fenstern, durch die Verschiedenheit in der Temperatur der einzelnen Innenräume etc. unterworfen ist, am meisten aber durch die Einrichtungen für Heizung und Lüftung des Gebäudes, so wie durch die sonst vorhandenen Feuerstellen, Schornsteine etc.

¹⁴⁸) Vergl. HASELBERG, E. v. Ueber den Baugrund der Wohnhäuser. Deutsche Viert. f. öff. Gesundheitspl. 1870, S. 35.

¹⁴⁹) Siehe auch Theil III, Band 2, Heft 1 (Abth. III, Abchn. 1, A, Kap. 12: »Schutz der Wände gegen Feuchtigkeit«).

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 Fundirungsverfahren wählen, und nur in solcher Weise lassen sich spätere Reconstructions-Arbeiten, welche stets sehr zeitraubend und kostspielig sind, vermeiden; unter Umständen kann bloß auf diesem Wege dem baldigen Verfall eines Bauwerkes vorgebeugt werden.

Die Untersuchung des Baugrundes hat die Bodenforten fest zu stellen, welche auf der Baustelle vorhanden sind; hierbei genügt es nicht, bloß die Aufeinanderfolge der verschiedenen Bodenschichten zu ermitteln; sondern es müssen auch deren Mächtigkeit und Neigung fest gestellt werden. Es genügt ferner auf einer ausgedehnteren Baustelle nicht, nur zu untersuchen, wie die Bodenschichten über einander wechseln; vielmehr muß auch ermittelt werden, ob nicht neben einander gelegene Theile 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; es wird dies insbesondere dann erforderlich, wenn nachtheilige Veränderungen des Baugrundes durch Wasser, Rutschungen etc. nicht ausgeschlossen sind.

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

Die Tiefe, auf welche im Hochbauwesen Bodenuntersuchungen vorgenommen werden, ist in der Regel keine bedeutende; man wird in dieser Beziehung nur selten bis 10 m gehen und nur ausnahmsweise die Untersuchungen auf noch größere Tiefen ausdehnen; doch dürfte man auch dann nicht leicht über 20 m gehen.

Man kennt fünf Verfahren der Bodenuntersuchung, nämlich: das Aufgraben des Bodens, die Untersuchung mit dem Sondireisen, das Einschlagen von Probepfählen, die Anlage von Bohrlöchern und die Probelastungen.

1) Aufgraben des Bodens. Dies ist die sicherste und beste Methode der Bodenuntersuchung. Indem man auf der Baustelle an verschiedenen, passend gewählten Punkten Vertiefungen ausgräbt, hat man die Lage und Beschaffenheit der Bodenschichten, so wie deren 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 nothwendige Wasserschöpfen werden nicht nur die Kosten erhöht; es wird bei manchen Bodenarten (Kies, Sand etc.) dadurch auch die Beschaffenheit derselben geändert.

Bei geringerer Tiefe werden einzelne Gruben mit möglichst steilen Wandungen ausgehoben; bei größerer Tiefe ist man genöthigt, in bergmännischer Weise sog. Probe- oder Versuchschächte abzuteufen, nöthigenfalls auszubauen. Die Gruben müssen eine solche Sohle erhalten, daß ein bis zwei Arbeiter sich

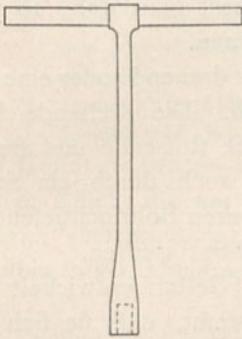
darin bewegen können; die Schächte erfordern in der Regel eine gröfsere Grundfläche, weil in denselben auch noch Vorrichtungen zum Emporschaffen des ausgegrabenen Bodenmaterials angebracht werden müssen.

2) Sondiren¹⁵⁰⁾. Das Sondir- oder Visitireifen, auch Sondirnadel genannt, ist eine Eifenstange von 2,0 bis 3,5 m Länge und 25 bis 45 mm Dicke, welche unten mit einer langen Spitze versehen ist und in den Boden eingestofsen, eingedreht oder eingerammt wird. Unten, nahe an der Spitze, ist eine Vertiefung angebracht, die mit Talg ausgefüllt wird; am oberen Ende

Fig. 621.



Fig. 622.



Sondireifen.

Fig. 623.



ist das Eifen behufs Handhabung mit einem Knopf (Fig. 621), einem Bügel (Fig. 623) oder einem Drehhebel (Fig. 622) versehen. Bei gröfserer Tiefe setzt man das Sondireifen aus zwei oder drei Stücken zusammen, die mit einander verschraubt werden (Fig. 623).

Aus dem geringeren oder gröfseren Widerstand beim Eindringen des Sondireifens in den Boden, ferner aus dem Gefühle beim Hineinstofsen desselben, endlich aus den Bodentheilchen, die nach dem Herausziehen des Eifens daran hängen, kann man, bei einiger Erfahrung und Uebung, auf die Beschaffenheit der durchstofsenen Bodenschichten schliessen.

Stöfst man das Eifen 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 Eifen beim Eindringen, so hat es sandigen Boden erreicht. Dreht man das Eifen und stöfst man mit dem Kopfe desselben gegen das Erdreich, so giebt auch der hierbei erzeugte Ton einigen Aufschluss; ein heller Ton deutet auf feste Bodenschichten; ein dumpfer Ton lässt darauf schliessen, dass das Eifen entweder schon auf weiche Schichten gestofsen oder doch die nächst tiefere Schicht weich ist.

Die Bodenuntersuchung mit dem Sondireifen wird in vielen Fällen als einziges Untersuchungsverfahren benutzt; sie kann aber auch mit grossem Vortheil Verwendung finden, wenn man bereits durch Aufgraben eine feste Bodenschicht gefunden hat und sich von der Mächtigkeit derselben, bezw. von der Beschaffenheit der tiefer liegenden Schichten überzeugen will. Das Sondiren kann auch dann ausgeführt werden, wenn der zu untersuchende Baugrund unter Wasser steht. Man benutzt für diesen Fall wohl auch Sondirnadeln, die in verschiedenen Höhen mit fog. Taschen versehen sind, d. i. mit Oeffnungen, welche durch die ganze Dicke des Eifens hindurchgehen und sich mit den Erdtheilchen der durchstofsenen Schichten anfüllen.

3) Einschlagen von Probepfählen. Diese Methode ist nur eine etwas abgeänderte Anwendung des Sondireifens. Aus dem langsamen oder schnellen Eindringen des Pfahles bei einer gewissen Anzahl von Rammschlägen, bei einem bestimmten Gewicht und einer bestimmten Fallhöhe des Rammjärens, urtheilt man über die Festigkeit des Baugrundes. Man wendet dieses Verfahren namentlich dann an, wenn man glaubt annehmen zu dürfen, dass eine Pfahlgründung nothwendig werden wird; man erfährt alsdann, wie lang die anzuwendenden Pfähle sein müssen, welches Gewicht der Rammjär, wie grofs seine Fallhöhe etc. sein muss.

342.
Sondiren.343.
Einschlagen
von
Probepfählen.

¹⁵⁰⁾ Unter Sondirungen versteht man häufig nicht nur Bodenuntersuchungen mit dem Sondir- oder Visitireifen, sondern jede Art von Bodenuntersuchung.

344.
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 Kenntniss der Beschaffenheit der einzelnen Schichten ankommt, und wenn die Untersuchung auf eine grössere Tiefe ausgedehnt werden soll.

Die Bohrlöcher, die mittels der fog. Erdbohrer ausgeführt werden, erhalten 7 bis 15^m Weite und übersteigen, wie schon angedeutet wurde, für die vorliegenden Zwecke selten 20^m Tiefe¹⁵¹⁾.

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

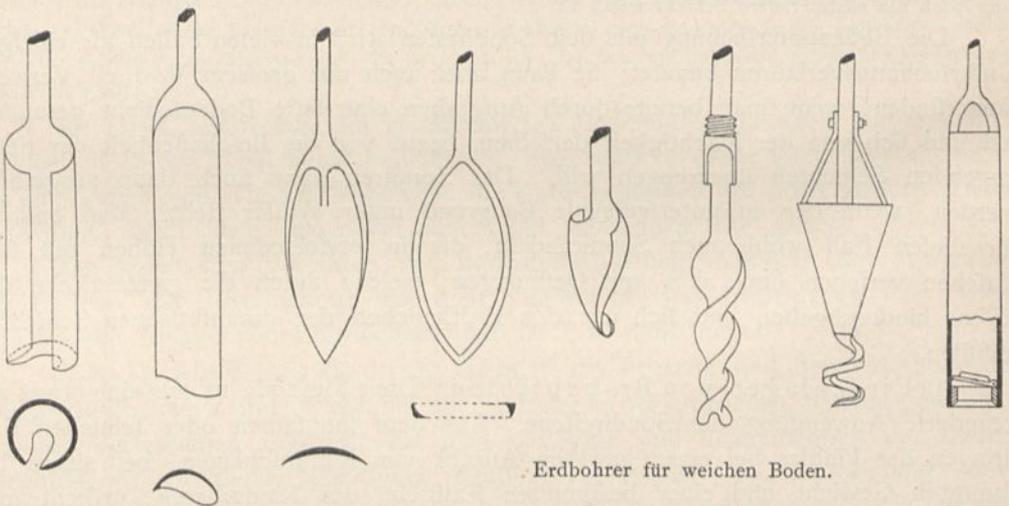
Bei der Ausführung der Bohrarbeit ist entweder eine drehende oder eine stossende, bzw. frei fallende Bewegung des Bohrers erforderlich. Die drehende Bewegung erfordert immer ein steifes und starkes Gestänge; für die stossende und frei fallende Bewegung genügt ein schwächeres Gestänge, welches auch durch 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 Uebrigen muss auf die einschlägige Literatur¹⁵²⁾ verwiesen werden.

345.
Drehbohren
in weichem
Boden.

a) Drehbohren in weichem Boden. Für weichere und lockere Bodenarten werden meist Bohrer verwendet, welche eine cylindrische, schaufelförmige oder

Fig. 624. Fig. 625. Fig. 626. Fig. 627. Fig. 628. Fig. 629. Fig. 630. Fig. 631.



¹⁵¹⁾ Für andere Zwecke, wie z. B. für artesische Brunnen, bergmännische Zwecke etc., werden viel weitere (50^m und darüber) Bohrlöcher angewendet und sehr bedeutende Tiefen (1200^m und mehr) erreicht.

¹⁵²⁾ FROMMAN, C. W. Die Bohrmethode der Chinesen oder das Seilbohren. Coblenz 1835.

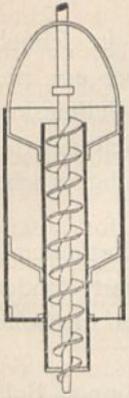
KIND, C. G. Anleitung zum Abteufen der Bohrlöcher. Luxemburg 1842.

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

BEER, A. H. Erdbohrkunde. Prag 1858.

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

Fig. 632.



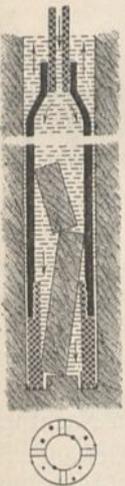
löffelartige Gestalt haben; feltener kommen becherförmige, pumpenartige und anders gefaltete Bohrer in Benutzung. Ihr Durchmesser beträgt 10 bis 15 cm.

Der Schaufelbohrer (Fig. 624 u. 625) besteht aus einem hohlen, feitlich aufgeschlitzten Cylinder, der, je nach dem Zusammenhange der zu erbohrenden Bodenart, mehr oder weniger gefchlossen ist und dessen Boden, bezw. dessen Unterkante schraubenartig gestaltet ist. Der Bohrlöffel (Fig. 626 u. 627) hat eine löffelförmige Gestalt und wird in fettem Boden verwendet, aus welchem er beim Drehen dünne Schalen abschneidet. Aehnlich, jedoch vortheilhafter wirkt der Schneckenbohrer (Fig. 628), ist aber schwerer herzustellen. Der mit steileren oder flacheren Schraubenwindungen versehene Schlangenbohrer (Fig. 629) wird nach dem Eindrehen lothrecht empor gehoben, wobei er etwas Bodenmaterial mitnimmt. Ist in nassem Sande zu bohren, so verwendet man entweder den nach Fig. 631 gestalteten Sandlöffel oder aber Sandpumpen, welche eben so wie die gewöhnlichen Kolbenpumpen eingerichtet sind; feltener kommen der Sandbrecher (Fig. 630), in welchen der erbohrte, nasse Sand von oben hineinfällt, und die Sandschraube (Fig. 632) zur Anwendung.

Das Gestänge besteht meist aus im Querschnitt quadratischen Stangen von geschmiedetem Eisen, die nur selten über 6 m Länge erhalten; die einzelnen Stangen werden durch Verschraubung oder mittels Schwalbenschwanz mit einander verbunden. Man hat aber auch hölzerne Gestänge und solche aus gezogenen Eisenrohren angewendet.

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.

Fig. 633.



Diamantbohrer.

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

β) Drehbohren in steinigem Boden. Für steinigen Baugrund kommen Röhrenbohrer zur Anwendung, deren Krone entweder mit 8 bis 10 stählernen Meißelzähnen oder mit 8 bis 12 schwarzen Diamanten besetzt ist (Fig. 633).

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 Capitän *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 ein-

346.
Drehbohren
in steinigem
Boden.

GÄTZSCHMANN. Die Auffuchung und Untersuchung von Lagerflätten nutzbarer Materialien. 2. Aufl. Leipzig 1866.

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

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. Erscheint seit 1886.

zelen Stücke mit einander geschieht durch Muffen von gleichem oder von größerem Durchmesser.

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

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

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

Am häufigsten wird der einfache Meißelbohrer (Fig. 634) angewendet; doch werden auch der Kolbenbohrer mit mehreren sich kreuzenden Schneiden (Fig. 635 u. 636) und der Kronenbohrer nicht selten benutzt, namentlich wenn einzelne festere und größere Steine zertrümmert werden sollen.

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

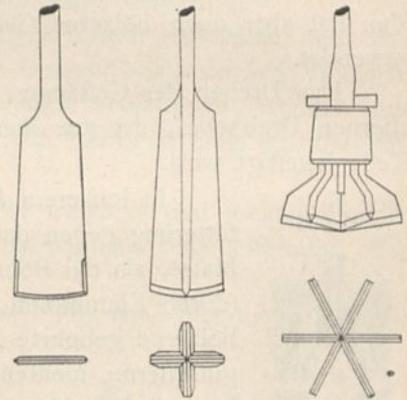
Zu diesem Ende muß über Tag ein besonderes Bohrerüst errichtet werden, welches das Hervorholen und Hinablassen des Gestänges, so wie das Ausführen der Schläge gestattet; letzteres kann durch Menschenhand oder durch Maschinen geschehen.

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

348. Probebelastungen. 5) Seilbohren. Das Bohren mit steifem Gestänge hat den großen Nachtheil, daß bei jedesmaligem Hervorholen und Hinablassen des Bohrers das Gestänge in feine einzelnen Theile zerlegt, bezw. aus denselben zusammengesetzt werden muß; hierdurch ist ein großer Zeitverlust bedingt. In Folge dessen hat man mehrfach statt des steifen Gestänges ein Seil angewendet, welches auf einer wagrechten Welle auf- und abgewunden wird; doch ist auch die Seil- oder Jenensische Bohrmethode mit wesentlichen Uebeln behaftet, so daß sie keine allgemeine Verbreitung gefunden hat.

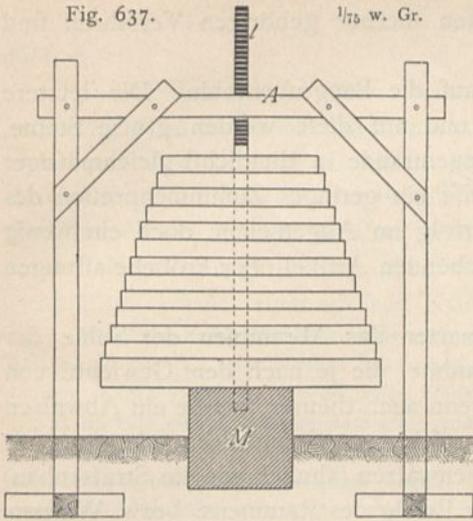
5) Probebelastungen dienen zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer Bodenschicht. Nach Ausschachtung der Baugrube belastet man die Sohle in geeigneter Weise so lange, bis der Baugrund nachzugeben anfängt. Alsdann läßt man die Belastung so lange darauf ruhen, bis kein weiteres Einfinden stattfindet. Aus dem

Fig. 634. Fig. 635. Fig. 636.



Stofsbohrer.

Fig. 637.

 $\frac{1}{70}$ w. Gr.

Probebelastung.

Mafs des beobachteten Einfinkens, aus der Gröfse der Belastung und der Gröfse der Druckfläche läfst sich die Beanspruchung für die Flächeneinheit berechnen.

Die Belastung wird meist in der Weise durchgeführt, dafs man Bohlen oder gröfsere, regelmäfsig bearbeitete Steine auf die Sohle der Baugrube legt und darauf schwere Gegenstände, wie Baumaterial, Eisenschienen, Bleibarren etc., aufbringt. *Lehmann* empfiehlt¹⁵³⁾, 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. 637) von Klinkern oder lagerhaften, möglichst grofsen Bruchsteinen in Cement-Mörtel her mit thunlichst ebenen Flächen und so hoch, dafs 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 Theile mit

einer Scala verfehene Latte *l* ein und errichte über dem Mauerkörper ein Gerüst nach Fig. 637, an dessen wagrechtem Querstück *A* man das Mafs des Einfinkens beobachten kann. Ueber den Mauerkörper strecke man Bahnschienen oder starke Bauhölzer, auf welche die Belastung vorsichtig aufgebracht wird. Durch das Hinabgehen der Latten-Scala wird das Einfinken in den Boden deutlich ersichtlich.

Eine Probebelastung 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, läfst die Probelaft möglichst lange ruhen, etwa einen Winter, und beobachtet während dieser Zeit genau die eintretenden Senkungen. Aus dem Mafs der letzteren, aus ihrer allmählichen Abnahme etc. gewinnt man Anhaltspunkte zur Beurtheilung der Tragfähigkeit des fraglichen Baugrundes.

Indefs sind solche Untersuchungen niemals ganz zuverlässig, am allerwenigsten bei elastischem Boden. Nimmt man noch hinzu, dafs ein derartiges Verfahren auch zeitraubend und kostspielig ist, so ist Grund genug vorhanden, diese Untersuchungsweise nur wenig in Anwendung zu bringen¹⁵⁴⁾.

c) Verbesserung schlechten Baugrundes.

Ein schlechter Baugrund, der in Folge zu grofser Pressbarkeit oder in Folge starken fettlichen Ausweichens nicht geeignet ist, dem Druck eines darauf zu errichtenden Gebäudes zu widerstehen, kann unter Umständen und innerhalb gewisser Grenzen verbessert¹⁵⁵⁾, d. h. wenig nachgiebig gemacht werden.

Will man die zu grofse Pressbarkeit einer Bodenart herabmindern, so wird in der Regel eine künstliche Dichtung derselben vorgenommen; nur selten kommen

¹⁵³⁾ In: Deutsche Bauz. 1881, S. 403.

¹⁵⁴⁾ Ueber eine interessante Probebelastung, welche in Amerika für ein Bibliothek-Gebäude vorgenommen wurde, siehe: *American architect*, Bd. 23, S. 59, 71.

¹⁵⁵⁾ Unter »Verbesserung schlechten Baugrundes« sollen im Vorliegenden nicht etwa dieselben Einrichtungen und Verrichtungen verstanden werden, die man in einigen Theilen Deutschlands und in manchen Büchern und Zeitschriften unter dem Namen »künstliche Befestigung des Baugrundes« zusammenfaßt. Unter der letzteren, wenig zweckmäßigen Bezeichnung werden nicht nur die Mittel verstanden, die dazu dienen, stark nachgiebigen Baugrund weniger nachgiebig zu machen, sondern auch Fundament-Constructions, wie Schwellroste, Pfahlroste etc. Letztere sollten indess niemals als Mittel zur Befestigung des Baugrundes angesehen werden; vielmehr sind dies entweder die Fundamente selbst oder doch der wesentlichste Theil derselben. — Vergl. die Begriffsbestimmung des »Fundamentes« in Art. 330 (S. 263).

andere Mittel zur Anwendung. Die wichtigsten hierher gehörigen Verfahren sind die folgenden.

349.
Todte Laft.

1) Man bringt eine gröfsere todte Laft auf die Baugrubensohle. Die letztere wird zunächst mit einer Bohlenlage bedeckt, und auf diese werden grofse Steine, alte Eifenbahnschienen 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 nennenswerther. (Vergl. auch das im vorhergehenden Artikel über Probelastungen Gefagte.)

350.
Rammen.

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 theurer, würde ein Abwalzen der Baugrubensohle sein, welches mit Hilfe von schweren Steinwalzen oder von mit Sand, unter Umständen mit Wasser gefüllten Eifenwalzen (ähnlich wie im Strafsenbau) vorgenommen werden könnte. Allein auch der Erfolg des Rammens, bezw. Walzens ist ein verhältnismäfsig geringer, da die Dichtung des Bodens nur auf eine sehr geringe Tiefe hervorgebracht wird; in der Tiefe des Grundwasserspiegels ist die Wirkung ganz abgeschwächt. Durchweichter Lehm- und Thonboden, lockerer Sandboden etc. können auf diese Weise niemals gedichtet werden.

351.
Begiefsen
mit
Wasser.

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

352.
Einrammen
von
Schutt etc.

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

Es wird zunächst 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, eben so dicke Schicht aufgebracht und gleichfalls fest gerammt. Man hat für eine auf diese Weise gebildete Schicht wohl auch die wenig glückliche Bezeichnung »Ramm-Beton« gewählt.

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

353.
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 gröfsere (mindestens faufstgrofse) Steine in den Boden einrammt. Am besten ist es, die Steine hochkantig auf die Sohle der Baugrube zu stellen und dieses Rollschicht-Pflaster mit Hilfe einer Zugramme fest zu stampfen.

354.
Einrammen
von
Pfählen.

6) Die Dichtung des Baugrundes kann in noch höherem Mafse erzielt werden, wenn man Pfähle von etwa 1 bis 2 m Länge in denselben einschlägt. Je näher die einzelnen Pfähle an einander 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. Es ist hierbei darauf zu achten, dafs die Pfähle stets unter dem Grundwasserspiegel bleiben.

Diefes Verfahren ift zwar in feinem Erfolge günftig, verurfacht jedoch grofse Koften.

7) Die Koften des eben befchriebenen Verfahrens laffen fich etwas herabmindern, wenn man den Pfahl, nachdem man ihn eingerammt hat, wieder herauszieht und den zurückgebliebenen Hohlraum mit reinem Sande ausfüllt. Obwohl durch derlei Füll- oder Sandpfähle gleichfalls eine nicht unbedeutende Dichtung des Baugrundes erlangt werden kann, fo find doch die Koften dem unter 6 angeführten Verfahren gegenüber nicht wefentlich geringer, weil das Ausziehen der eingerammten Pfähle einen grofsen Kraftaufwand erfordert.

355.
Sandpfähle.

Füll- oder Sandpfähle laffen fich auch als mit Sand gefüllte Bohrlöcher auffaffen; fie unterfcheiden fich jedoch von den gewöhnlichen Bohrlöchern dadurch, dafs der Inhalt eines Loches nicht herausgefördert, fondern feitlich verdrängt und an deffen Stelle reiner Sand eingebracht wird. Man hat wohl auch ftatt der Holzpfähle eiferne Röhrenpfähle angewendet, wenn der Boden fo locker ift, dafs beim Herausziehen des Holzpfahles das Loch fich wieder fchließt. Derlei Pfähle werden aus Blechrohren gebildet, die am unteren Ende einige Schraubengänge tragen. Mit Hilfe der letzteren wird der Pfahl in den lofen Boden eingedreht. Nunmehr führt man in den Hohlraum des Pfahles Waffer ein, das durch eine unten angebrachte Klappe ausliefst. Beim Zurückdrehen des Pfahles füllt das Waffer das Bohrloch aus und verhütet den Rücktritt des verdrängten Bodens.

8) Nach *Neukirch's* patentirtem Verfahren¹⁵⁶⁾ kann man Sand unter Waffer durch Einführen eines ftäubförmigen Bindemittels verfeinern.

356.
Verfeinerung.

Es wird Cement in Staubform durch einen ftarken Luftftrom in den Sand hineingeblasen. Zum Einführen des Luftftromes in den Sandboden dient ein eifernes Rohr, welches fo lang ift, dafs damit die Sohle des beabfichtigten Fundamentes erreicht wird. Durch das Einblasen des Cementes entfteht eine kochende Bewegung des Waffers und Sandes, wodurch eine innige Vermifchung zwischen Cement und Sand ftattfindet; das vollftändige Erhärten des erfteren unter Waffer dauert, wie beim Beton, mehrere Wochen¹⁵⁷⁾.

Harris empfiehlt das Einpumpen von dünnflüffigem Cement-Mörtel in lockeren Baugrund¹⁵⁸⁾.

Um Triebfand tragfähig zu machen, ift auch fchon der Gedanke angeregt worden, durch Zuführen geeigneter Flüssigkeiten den Sandboden auf chemifchem Wege in eine feinartige Maffe zu verwandeln.

Man könnte in den Triebfand durchlöchernte Eifenrohre einfenken und die betreffende Flüssigkeit einprefsen; man könnte in folcher Weife unbrauchbaren Baugrund mittels Einfpritzens einer erhärtenden Flüssigkeit in Stein verwandeln¹⁵⁹⁾.

9) Naffe Lehm- und Thonfchichten laffen fich am beften durch eine vollftändige und dauernde Entwässerung tragfähig machen. Meiftens wird eine folche Entwässerung mittels der fog. Drainage vorgenommen.

357.
Entwässerung.

Letztere gefchieht mit Hilfe von Sickergräben oder mittels der bekannten, zur Wiefen-Drainage verwendeten Drainrohre oder durch beide Mittel zugleich.

358.
Drainirung.

Die Sickergräben (auch Drains genannt) find oben gefchloffene Gräben, welche das Waffer aus dem Boden aufzufaugen und abzuführen haben. Man füllt diefe Gräben entweder mit rundlichen Steinen (von 5 bis 6 cm Durchmesser) aus, wodurch die fog. SteinfILTER entftehen; oder man verwendet die bekannten Drainrohre (Thonrohre von etwa 25 cm Länge, die ohne weitere Verbindung ftumpf an einander gelegt werden), wie fie zur Wiefenentwässerung benutzt werden. Die SteinfILTER erhalten ein Sohlgefälle von mindestens 1 : 150; beffer ift es bis 1 : 100 zu gehen; die Sohlenbreite, welche von der Menge des abzuführenden Waffers abhängt, beträgt 25 bis 30 cm. Die Drainrohre müffen ein um fo ftärkeres Gefälle erhalten, je enger fie find; daffelbe ift mit 1 : 200 bis 1 : 50 zu wählen. Die Weite der Drainrohre, die fich gleichfalls nach der abzuführenden Wassermenge richtet, beträgt 2,5 bis 10 cm; doch genügt meift eine

¹⁵⁶⁾ D. R.-P. Nr. 46842.

¹⁵⁷⁾ Näheres: *Gefundh.-Ing.* 1890, S. 609.

¹⁵⁸⁾ Siehe hierüber: *Engug. news* 1891, März 14.

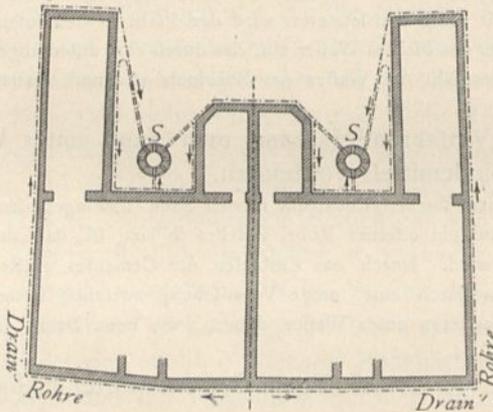
¹⁵⁹⁾ Siehe hierüber: *Centralbl. d. Bauverw.* 1884, S. 344.

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 von einander 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 Seitendrains 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, tief gelegenen Punkte geleitete Wasser wird, wenn ein geeigneter natürlicher Sammler vorhanden ist, nach diesem geführt; sonst muss man Brunnen anlegen, welche das gefammelte Wasser aufnehmen¹⁶⁰).

Fig. 638.

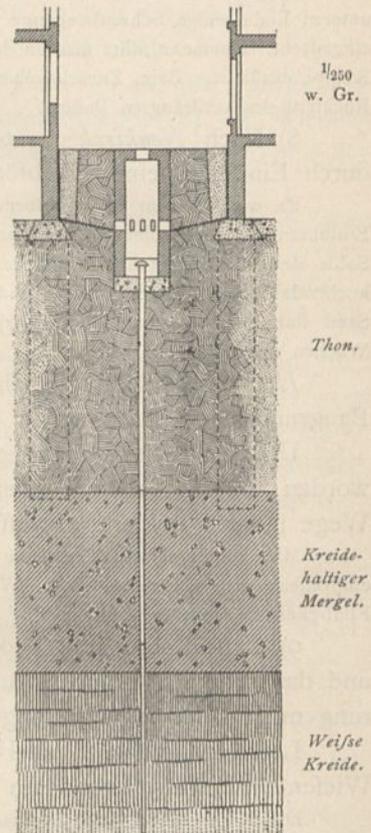


Grundplan. — $\frac{1}{500}$ w. Gr.

Entwässerung des Baugrundes beim Bau zweier Häuser zu Paffy¹⁶¹).

Arch.: Lethorel.

Fig. 639.



Schnitt durch einen Entwässerungsschacht.

359.
Beispiel.

Zur Erläuterung des Gefagten sei¹⁶¹) hier die von Lethorel bei der Gründung von zwei Häusern in Paffy angewendete, durch Fig. 638 u. 639 veranschaulichte Entwässerungs-Anlage vorgeführt.

Der tragfähige Baugrund besteht in diesem Falle aus einer undurchlässigen Thonschicht; sobald dieselbe vom Wasser erreicht wird, wird sie vollständig nachgiebig. Es mussten deshalb das einsickernde Meteorwasser und das Wasser der Umgebung von der Thonschicht fern gehalten werden.

Zu diesem Ende ist für jedes der beiden auf Senkbrunnen fundirten Häuser je ein Entwässerungsschacht S angelegt worden, der in seinem oberen Theile wasserdicht gemauert ist; von der gleichfalls wasserdichten Sohle dieses gemauerten Vorschachtes sind eiserne Rohre von 20, 16 und 12 cm abgeseht, und zwar bis in die Kreideschicht; die untersten Rohrstücke sind durchlöchert, und das Wasser versickert im Boden. Das oberste Rohrstück ragt über der Vorschachtsohle hervor, so dass rings um dasselbe eine Art Schlammfang entsteht. Sämmtliche Aussenmauern der beiden Häuser sind, so weit sie vom Erdreich begrenzt sind, durch einen wasserdichten Mörtelputz geschützt. An letzteren anschliessend wurde ringsum ein 40 cm weiter Entwässerungsgraben angelegt, dessen

¹⁶⁰) Vergl. auch: Die in Amerika gebräuchliche Praxis der Drainirung von Wohnhäusern. Wiener Bauind.-Ztg. 1885, S. 456.

¹⁶¹) Nach: *La semaine des confl.*, Jahrg. 9, S. 90, 91.

Sohle von einer Hammerschlag-Beton-Schicht 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 Strassen- und Hofoberfläche einsickernde, eben so das von den Hausgärten zuflömende Wasser wird durch die beschriebene Anlage abgefangen, bevor es an die Kellermauern gelangt. Um auch ein 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 Betonschicht ausgeführt.

Eine Drainirung des Baugrundes ist auch in grösseren Städten das vortheilhafteste Mittel, wenn man einen zu hohen Grundwasserspiegel senken, bezw. einen wechselnden Grundwasserstand fixiren will. Am vollkommensten erreicht man den beabsichtigten Zweck, wenn man diese Drainirung an die Canalisation der betreffenden Stadt anschliesst, bezw. mit Hilfe derselben vornimmt.

360.
Städtische
Canalisation.

In den meisten Fällen genügt die Anlage eines fachgemässen unterirdischen Canalnetzes mit entsprechenden Hausanschlüssen allein, um das Fundament-Mauerwerk der Häuser und die Kellerräume derselben trocken zu erhalten und dem die Verwesung organischer Stoffe begünstigenden Schwanken des gefenkten Grundwasserstandes ein Ende zu machen. Wenn man die Baugruben, in denen die Canäle ausgeführt werden, in einer gewissen Höhe mit Kies oder grobem Sande verfüllt, so entsteht längs der Canalwände ein zusammenhängendes Netz von durchlässigen Sickeranlagen, welche Wasser aufnehmen, dasselbe, indem sie dem Gefälle der Canäle folgen, abführen und es schliesslich an die Canäle selbst oder an andere Sammler abgeben. Näheres über diesen Gegenstand ist in Theil III, Band 5 dieses »Handbuches« (Abth. IV, Abfchn. 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 abzuleiten. Ist dies nicht möglich, so muss die Quelle auf der Baustelle selbst in einer fog. Quellentube gefasst werden, aus der das Wasser mittels eines Canales abgeleitet wird.

361.
Quellen.

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

362.
Ersatz
durch besseren
Boden.

Wenn ein Baugrund unter dem auf ihn ausgeübten Druck stark seitlich 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 indess durch Anwendung solcher Mittel keineswegs auf einen ficheren Erfolg zählen.

363.
Mittel
gegen
Ausweichen.

2. Kapitel.

Constructions-Bedingungen.

Ein richtig construirtes Fundament hat folgende Bedingungen zu erfüllen:

1) Lage, Form und Grösse der Fundaments-Basis müssen den herrschenden Druckverhältnissen entsprechen.

2) Das Fundament muss gegen Einfinken, d. i. gegen Bewegung im lothrechten Sinne gesichert sein.

3) Das Fundament muss gegen seitliches Verschieben oder Abgleiten, d. i. gegen Bewegung im wagrechten Sinne gesichert sein.

364.
Bedingungen.

4) Das Fundament muß so angeordnet und ausgeführt sein, daß dessen Bestand durch äußere Einflüsse nicht gefährdet werden kann; insbesondere darf das Fundament nicht vom Wasser in schädlicher Weise beeinflusst werden.

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

So z. B. wird in Gebäuden, worin feine physikalische, astronomische etc. Beobachtungen vorgenommen werden sollen, die Herstellung vollständig standfester und erschütterungsfreier Arbeitsplätze ein wesentliches Erfordernis sein; liegen solche Gebäude in verkehrsreichen Stadttheilen, so handelt es sich hierbei um die Erreichung eines ganz besonderen Widerstandes gegen die durch den Straßenverkehr hervorgerufenen Erschütterungen¹⁶²⁾.

a) Lage, Form und Größe der Fundament-Basis.

365.
Lage.

Für die Fundament-Basis sind die folgenden Constructions-Regeln maßgebend.

1) Die Fundament-Basis soll winkelrecht auf der Richtung des daselbst herrschenden Druckes liegen, um ein Verschieben längs des Untergrundes zu verhüten. Sobald die Basis eine andere Lage hat, so zerlegt sich die Mittelkraft D (Fig. 640) aus sämtlichen auf die Basis 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 Fundamentes herbeiführt.

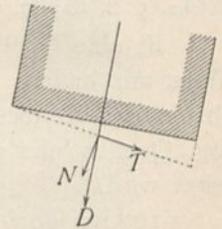
Man kann allerdings innerhalb gewisser Grenzen von dieser theoretischen Lage abweichen, um anderweitigen Verhältnissen und Anforderungen Genüge zu leisten. Theoretisch darf diese Abweichung bis zum Reibungswinkel gehen, der im Mittel mit etwa 25 Grad angenommen werden kann; allein in der Praxis wird 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 lothrechte Kräfte auf den Baugrund zu übertragen haben, so ist deren Fundament-Basis meist wagrecht angeordnet. Wenn es sich jedoch um die Fundirung von Constructionstheilen handelt, welche auch wagrechten Kräften (Schüben) zu widerstehen haben, wie z. B. bei Widerlagern größerer Gewölbe, bei Stützmauern etc., so ist die Basis winkelrecht zur Richtung der Mittelkraft aus sämtlichen wirkenden Kräften zu legen.

366.
Form.

2) Die Fundament-Basis 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 Basis vertheilen; gleichartiger, pressbarer Baugrund wird alsdann durchwegs um gleich viel zusammengepreßt, und das Setzen des Bauwerkes ist ein gleichförmiges.

Fig. 640.



¹⁶²⁾ Bei der Gründung des physikalischen, des physiologischen, des pharmakologischen und des zweiten chemischen Institutes an der Dorotheen-Strasse in Berlin wurden, auf Grund sorgfältiger Untersuchungen, folgende Constructions-Bedingungen aufgestellt: α) die Fundamente recht tief und mäßig herzustellen und dadurch den Schwerpunkt der Mauern möglichst weit nach unten zu verlegen; β) so weit als thunlich die Fundirung unmittelbar zusammenhängend zu bewirken; γ) da, wo Senkfundirung erforderlich, die Röhren näher als sonst üblich zu stellen und die Pfeilerquerschnitte über das gewöhnliche Maß zu vergrößern; δ) bei Pfahlrost-Gründungen die Pfähle ohne besondere Rücksicht auf die einzelnen Mauern gleichmäßig und dichter als sonst über die ganze zu bebauende Fläche zu vertheilen und in gehöriger Tiefe mit einer durchgehenden Verholzung und starkem Bohlenbelag zu versehen; ϵ) den ganzen Gebäude-Complex mit einem 1^m breiten Isoleer-Graben von der Tiefe der benachbarten Umfassungsmauern zu umziehen; ζ) die Tische für die Präzisions-Arbeiten besonders zu fundiren und von dem zur Construction der Gebäude gehörigen Mauerwerk etc. zu isoliren. (Näheres hierüber: KLEINWÄCHTER. Die Fundirung der Universitäts-Institute in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 359.)

Es sei (Fig. 641) $AB = b$ die Breite einer Fundament-Basis, welche den Druck D aufzunehmen hat, der im Abstände $OC = \xi$ vom Schwerpunkte O die Basis trifft. Einen gleichartigen preßbaren Baugrund vorausgesetzt, wird ein Zusammenpressen des letzteren und ein Einfinken des Fundamentes derart eintreten, daß die Basis AB desselben 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 ¹⁶³⁾

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

sobald F den Flächeninhalt und \mathcal{I} das Trägheitsmoment der Fundament-Basis 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 $\mathcal{I} = \frac{b^3}{12}$, fonach ¹⁶⁴⁾

$$N = \frac{D}{b} \left(1 + \frac{12 \xi z}{b^2} \right) = \frac{D (b^2 + 12 \xi z)}{b^3} \quad 233.$$

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

$$N_{max} = \frac{D}{b} \left(1 + \frac{6 \xi}{b} \right) = \frac{D (b + 6 \xi)}{b^2} \quad 234.$$

Der kleinste Druck N_{min} ergibt sich für den Punkt B , bzw. B' , für den z seinen kleinsten Werth $(= -\frac{b}{2})$ hat; es wird ¹⁶⁵⁾

$$N_{min} = \frac{D}{b} \left(1 - \frac{6 \xi}{b} \right) = \frac{D (b - 6 \xi)}{b^2} \quad 235.$$

Die Druckvertheilung in der Fundament-Basis läßt sich durch die fog. Druckfigur graphisch darstellen, über deren Construction in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte (Art. 320 u. 321, S. 274 u. 275 ¹⁶⁶⁾ 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 einfinkt, sei η ; dieselbe wird dem dafelbst herrschenden Drucke N nahezu proportional sein, also

$$\eta = \mu N.$$

Da im Punkte A der Druck am größten, im Punkte B am kleinsten ist, wird auch η von A nach B hin stetig abnehmen. Es tritt fonach ein Schiefstellen oder ein Drehen der Fundament-Basis ein.

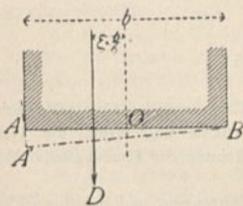
Es sind nun folgende 3 Fälle zu betrachten:

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

$$N_o = \frac{D}{b}; \quad 236.$$

derselbe ist fonach unabhängig von z , fomit für alle Punkte der Basis der gleiche. In Folge dessen ist auch die Größe η unveränderlich, d. h. der Baugrund wird durchweg um gleich viel zusammengepreßt; das Fundament finkt in allen Punkten um gleich viel ein, und es findet kein Drehen, kein Schiefstellen desselben statt.

Fig. 642.



β) Es sei (Fig. 642) $\xi = \frac{b}{6}$; alsdann wird nach Gleichung 235

$$N_{min} = 0,$$

d. h. es findet im Punkte B kein Zusammenpressen, keine Einfenkung, sondern bloß eine Drehung der Basis um diesen Punkt statt. Die Normalpreßung an einer beliebigen Stelle derselben beträgt

$$N = \frac{D}{b} \left(1 + \frac{2z}{b} \right) = \frac{D (b + 2z)}{b^2}, \quad 237.$$

¹⁶³⁾ Nach Gleichung 50, S. 273 (2. Aufl.: Gleichung 69, S. 86) in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

¹⁶⁴⁾ Siehe Gleichung 364 (S. 448) ebendaf.

¹⁶⁵⁾ Siehe auch die Gleichungen auf S. 448 (2. Aufl.: S. 88) ebendaf.

¹⁶⁶⁾ 2. Aufl.: Art. 111 u. 113, S. 86 u. 89.

und die grösste Pressung im Punkte A , für welchen $z = \frac{b}{2}$, nach Gleichung 234

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

7) Wird (Fig. 643) $\xi > \frac{b}{6}$, 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 233)

$$N = \frac{D(b^2 \pm 12\xi z)}{b^3} \dots \dots \dots 238.$$

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 ein Abheben des Fundamentes statt, oder, mit anderen Worten, es tritt ein Drehen der Fundament-Basis 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 Werth von z wird $N = 0$.

Da nun ein Abheben des Fundamentes vom Baugrund niemals eintreten darf, so ist es demnach auch nicht statthaft, ξ grösser als $\pm \frac{b}{6}$ werden zu lassen; es darf deshalb der Druck D niemals ausserhalb des mittleren Basis-Drittels wirken.

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

367.
Grösse.

3) Die Fundament-Basis soll so groß sein, dass die in irgend einem Punkte derselben vorkommende grösste Normalpressung die zulässige Druckbeanspruchung des Baugrundes nicht überschreitet. Ueber das Mass der letzteren und die sonstigen hierbei massgebenden Factoren wird noch die Rede sein.

b) Sicherheit gegen Einfeldern.

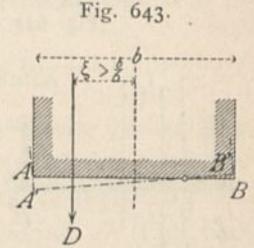
Das Einfeldern oder »Setzen« des Fundamentes kann entweder in einer lothrecht niedergehenden Bewegung oder in einer Drehung desselben bestehen. Die letztere ist meist eine Bewegung nach abwärts; indefs kann ausnahmsweise auch ein theilweises Abheben des Fundamentes von der Baufohle stattfinden.

Das Einfeldern des Fundamentes kann eintreten:

- 1) in Folge der Zusammenpressung des Baugrundes ¹⁶⁷⁾,

¹⁶⁷⁾ Ueber das Verhalten verschiedener Bodenarten gegen das Eindringen eines festen Körpers stellte *Hagen* Versuche an, indem er Blechcylinder mit ebenen Rändern mit verschiedener Belastung auf die Erde stellte und sowohl die Tiefe des Eindringens, als auch die Art und Weise desselben genau beobachtete, bezw. wie die Umgebung der Eindringstellen sich dabei verhielt.

Hagen erhielt bei diesen Versuchen das bemerkenswerthe Ergebnis, dass bei den Sandfüllungen, und zwar sowohl bei den festeren als den loseren, und eben so wohl bei trockenen wie bei feuchten, die Tragfähigkeit nahe dem Quadrate der Einfeldern 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 Einfeldern proportional. Es zeigte sich ferner der bemerkenswerthe Unterschied, dass bei den Sandfüllungen die Belastung sofort bis zur entsprechenden Tiefe einfank und sich nachher nicht mehr rührte, während bei Thonboden die Lasten nach und nach tiefer fanken, bis sie nach etwa 20 bis 30 Minuten ebenfalls keine weitere Bewegung mehr erkennen liessen.



- 2) in Folge seitlichen Ausweichens des Baugrundes ¹⁶⁸⁾,
- 3) in Folge des Einflusses des Wassers und
- 4) in Folge anderweitiger äusserer Einflüsse.

Von den Mifsständen, die durch Wasser und andere äufsere Einflüsse hervorgerufen werden, wird noch später (unter d) die Rede sein; hier wird hauptsächlich nur jenes Einsinken in Betracht gezogen, welches in Folge der Zusammenpressung 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 Compression des Baugrundes eintreten, und zwar wird die Gröfse derselben vom Mafse seiner Pressbarkeit und von der Gröfse des vom Bauwerk ausgeübten Druckes abhängen. Je weicher die Bodenart ist, worauf fundirt 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 ein durch Zusammenpressen des Baugrundes hervorgerufenes Einsinken des Fundamentes vollständig vermieden werden kann. In der That ist dasselbe meist auch unschädlich, wenn es gewisse Grenzen nicht überschreitet, wenn es gleichmäfsig vor sich geht und wenn die herrschende Druckrichtung von der Lothrechten gar nicht oder nur wenig abweicht. In einem solchen Falle ist blofs die Vorsicht zu gebrauchen, dafs man das Bauwerk langsam ausführt und das Einsinken desselben abwartet, erforderlichenfalls das Mauerwerk um das Mafse des Einsinkens höher macht.

Ungleichmäfsiges Einsinken des Fundamentes bringt in letzterem Trennungen hervor, da das Mauerwerk nur selten oder nur in geringem Mafse biegender Kräfte widerstehen kann. Der Zugwiderstand des besten Mauerwerkes beträgt bei (10-facher Sicherheit nach der Tabelle auf S. 247 in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches« ¹⁶⁹⁾ 1,8 bis 2,0 kg für 1 qcm; deshalb läfst sich unter Einwirkung bedeutender, auf dem Fundament-Mauerwerk ruhender Lasten die Verhütung eines Bruches nicht erwarten.

Ein Drehen des Fundamentes, welches, wie in Art. 366 (S. 280) gezeigt wurde, durch excentrische Druckwirkung hervorgebracht werden kann, ist nur bei einigen seltener vorkommenden Bauwerken unschädlich, z. B. bei gewissen Stützmauern etc. In den meisten Fällen wird durch die Drehung ein ungleich-

368.
Zusammen-
pressen
des
Baugrundes.

369.
Drehen
des
Fundamentes.

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

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

¹⁶⁸⁾ 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; es bildet sich vielmehr eine kegelförmige Vertiefung um die Eintrittsstelle, woraus hervorgeht, dafs der Sand nur zusammengedrückt und dichter wird, indem die herabgedrückten Sandtheilchen in die Zwischenräume der unteren lockeren Sandfichten eindringen.

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

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

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

¹⁶⁹⁾ 2. Aufl.: S. 53.

mäßiges Setzen der einzelnen Fundamenttheile hervorgerufen und dadurch deren Bestand gefährdet.

370.
Gleichmäßigkeit und Maß des Einfinkens.

Man wird demnach bei Construction und Ausführung der Fundamente das Hauptaugenmerk darauf zu richten haben, daß das Einfinken kein zu großes wird und daß es vor Allem gleichmäßig geschieht. Wo letzteres nicht erreicht werden kann, muß man darauf bedacht sein, das Maß des Einfinkens möglichst herabzumindern.

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

Der Reibungswiderstand, den ein Fundament im Boden erfährt und der von seinem lothrechten Druck abzuziehen ist, ist sehr verschieden. Derselbe hängt von der Form der Fundament-Basis, von der Beschaffenheit der Fundament-Außenfläche, von der Fundirungstiefe 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).

371.
Ausweichen des Baugrundes.

Das seitliche Ausweichen des Baugrundes kommt in größerem Maße nur bei ganz weichem Baugrunde vor oder dann, wenn das Bauwerk auf einen Erdabhang zu stehen kommt. Mooriger, schlammiger etc. Boden steigt an allen Seiten einer aufgebrachten Last empor und läßt die letztere immer tiefer einklinken¹⁷⁰⁾.

372.
Mittel gegen das Einfinken.

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

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

Das sicherste Verfahren besteht immer darin, daß man das Fundament auf einer vollständig tragfähigen Bodenschicht — sei es unmittelbar oder mit Hilfe einzelner Stützen (Pfeiler, Pfähle, Brunnen etc.) — ausführt. Nur wenn die zu durchsetzende lockere Bodenschicht eine sehr bedeutende Mächtigkeit hat, so daß die Erreichung 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:

a) Vermehrung der Fundirungstiefe. Erfahrungsgemäß wächst in der Regel die Festigkeit des Bodens mit der Tiefe, zum nicht geringen Theile 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 Vortheil erzielt, daß das seitliche Ausweichen des Bodens, welches von einem Emporsteigen desselben herrührt, geringer wird.

Mit Rücksicht auf das in Art. 333 (S. 265) 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 Gegentheile angezeigt, sie thunlichst wenig zu schwächen, also die Fundirungstiefe so gering wie möglich anzunehmen.

¹⁷⁰⁾ Siehe die Fußnote 168.

β) Verbefferung stark preßbarer Bodenschichten. Es wurden bereits im vorhergehenden Kapitel (unter c) die Mittel angegeben, welche zur künstlichen Dichtung eines nachgiebigen Baugrundes, so wie zur Verhinderung des seitlichen Ausweichens lockerer Bodenarten dienen.

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

Eine 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 eben so groß, als die zulässige Preßung im Fundament-Mauerwerk 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, so wie auf compactem 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 fest gesetzt; indess ist die Tragfähigkeit desselben eine größere und läßt 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 fest gesetzt.

Bei Interimsbauten können die angegebenen größten Preßungen um 40 bis 50 Procent höher angenommen werden; eben so kann man eine Vermehrung um etwa 25 Procent eintreten lassen, wenn die größte Belastung des Baugrundes nur von Zeit zu Zeit, und nicht stoßweise oder mit Erschütterungen verbunden, wirksam ist.

Wenn bei einem projectirten Fundamente die Rechnung, bezw. die statische Untersuchung ergibt, daß die zulässige Belastung des Baugrundes für die Flächeneinheit überschritten ist, oder wenn man, um ein möglichst geringes Einsinken des Fundamentes zu erzielen, die Preßung des Baugrundes auf ein geringeres, als das größte zulässige Maß herabmindern will, so muß man entweder durch Abändern der Gesamtanordnung des betreffenden Gebäudes oder durch entsprechende Vorkehrungen bei Construction und Ausführung des Fundamentes Abhilfe schaffen.

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

α) Man vertheilt, wenn dies angeht, den vom Bauwerk ausgeübten Druck auf mehrere Punkte und concentrirt 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 vergrößert die Fundament-Basis. Von dem Einfluß, den die Größe der Fundament-Basis auf die Construction des Fundamentes ausüben kann, war zum Theile schon in Art. 367 (S. 280) die Rede.

Betrachtet man zunächst die bei Hochbauten am häufigsten vorkommenden Fundamente, nämlich die aus Mauerwerk hergestellten, so erhält die Fundament-Basis fast stets einen größeren Flächeninhalt, als der zur Basis parallele Querschnitt des aufgehenden Mauerwerkes hat. Es geschieht dies einerseits deshalb,

um dem Mauerkörper durch eine größere Basis auch eine größere Standfestigkeit zu verleihen; andererseits darf die Druckbeanspruchung des Baugrundes in der Regel die größte Pressung im Mauerwerk nicht erreichen, und es muß aus diesem Grunde der Druck auf eine größere Fläche vertheilt werden, mit anderen Worten eine Fundament-Verbreiterung eintreten. Derlei Fundament-Verbreiterungen werden nur selten stetig, meistens abatzweise ausgeführt, wodurch man zur Anordnung der sog. Fundament-Abätze, Grundbänke oder Bankete (Fig. 644) gelangt.

Durch Anbringen eines, erforderlichenfalls auch mehrerer Fundament-Abätze kann man die Basis in solcher Größe erhalten, daß der dafelbst vorkommende größte Normaldruck die zulässige Pressung des Baugrundes nicht überschreitet. Man kann indess, wenn man das Einsinken des Fundamentes noch weiter verringern will, eine noch beträchtlichere Verbreiterung des Fundamentes, d. i. eine Vermehrung der Zahl der Fundament-Abätze vornehmen.

Bezüglich der Breiten- und Höhenabmessungen der Fundament-Abätze wird in der Praxis vielfach gefehlt. Die Vertheilung des Normaldruckes von einem kleineren Querschnitt auf einen tiefer gelegenen, größeren Querschnitt findet nämlich nur innerhalb gewisser Grenzen statt, und eine Verbreiterung des Fundamentkörpers ist nur dann von Werth, wenn diese Grenzen eingehalten werden; geht man über dieselben hinaus, so ist die betreffende Mauermaße nicht nur zwecklos, sondern unter Umständen sogar nachtheilig für den Bestand des Fundamentes.

Theoretische Untersuchungen zeigen, daß die Vertheilung des vom Bauwerk ausgeübten Druckes in Form einer nach unten sich erweiternden Pyramide vor sich geht, deren Verjüngungsverhältniß innerhalb der Grenzen 1 : 2 und 1 : 1 gelegen ist. Erfahrungsgemäß soll man das Verhältniß 1 : 1 nur in besonders günstigen Fällen erreichen, während das Verhältniß 1 : 2 unter allen Umständen genügt. Bringt man sonach eine stetige Fundament-Verbreiterung an, so sind die Begrenzungslinien auf Grundlage der eben angeführten Ziffern zu wählen. Werden Fundament-Abätze angeordnet, so soll die Breite l die Höhe h derselben wenn möglich nicht erreichen; es braucht aber auch die Breite nicht kleiner als die halbe Höhe zu sein (Fig. 644). Fundament-Verbreiterungen, die nach einem größeren als dem angegebenen Verhältniß angeordnet werden, bedingen einerseits eine Mauerwerksverschwendung; andererseits können sie auch schädlich wirken, da sie unter Umständen Trennungen im Fundamentkörper herbeiführen (Fig. 645 u. 646).

Hat man demnach ein Bauwerk (Fig. 647 u. 648), das eine untere Breite b_0 hat und den Normaldruck D auf den Baugrund ausübt, zu fundiren und ist die größte zulässige Pressung des Baugrundes für die Flächeneinheit K , so ist — eine centrische Lage der Druckrichtung D vorausgesetzt — die Breite der Fundament-Basis für die Länge = 1

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

Sobald K kleiner ist, als die zulässige Druckbeanspruchung im Mauerwerk, so ist $b > b_0$. Um die erforderliche Fundament-Breite zu erhalten, fängt man mit der Anordnung der Fundament-Abätze möglichst hoch oben (bei Bauwerken ohne unterirdische Räume nahe an der Erdoberfläche, sonst etwa in der Höhe der Kellersohle) an. Ist die in Aussicht genommene Fundirungstiefe 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 Basis-Breite $AB (< b)$ gelangen. Ist nun ein Ueberstreiten einer gewissen Fundirungstiefe t nicht zulässig oder nicht wünschenswerth, so kann man zwar die Fundament-

Fig. 644.

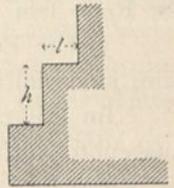


Fig. 645.

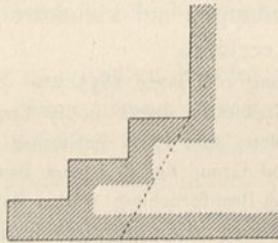


Fig. 646.

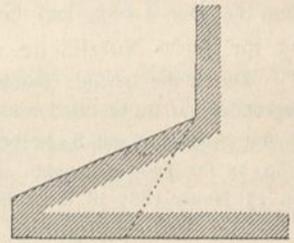
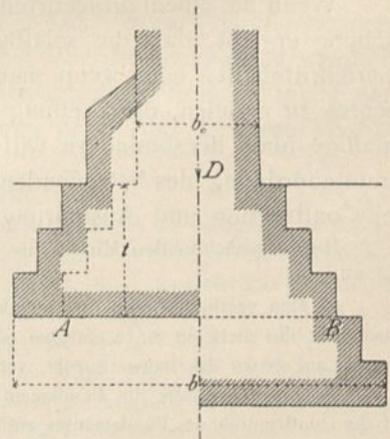


Fig. 647.

Fig. 648.



gewissen Fundirungstiefe t nicht zulässig oder nicht wünschenswerth, so kann man zwar die Fundament-

Breite in derselben Tiefe auf das erforderliche Maß vergrößern, muß aber alsdann auch eine entsprechende Verbreiterung des aufgehenden Mauerwerkes vornehmen (Fig. 647). Ist es dagegen vorzuziehen, die Fundierungstiefe zu vergrößern, so legt man die Fundament-Basis in solche Tiefe, daß man bei zweckmäßiger Gestaltung der Fundament-Absätze die erforderliche Breite b erzielt (Fig. 648).

Die Vergrößerung der Fundament-Basis wird nicht immer durch unmittelbare Verbreiterung des Fundament-Mauerwerkes vorgenommen; dazu dienen auch Sand- und Steinschüttungen, Beton-Schichten und Schwellroste.

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

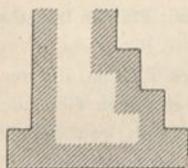
δ) Man vergrößert die Fundierungstiefe. Es wurde früher (unter β) gezeigt, wie durch eine vermehrte Gründungstiefe eine Vergrößerung der Fundament-Basis und dadurch eine Verringerung des Druckes für die Flächeneinheit erreicht werden kann. Indefs ist eine Vermehrung der Fundierungstiefe noch in anderer Weise wirksam, da hierdurch der vom Erdreich auf den Fundamentkörper ausgeübte Druck größer wird; in Folge dessen ist auch der Reibungswiderstand ein größerer, und der Normaldruck, den das Fundament auf den Baugrund zu übertragen hat, wird geringer.

Um ein möglichst gleichmäßiges Einsinken des Fundamentes zu erzielen, beobachte man die folgenden Regeln.

1) Ist der Baugrund gleichartig und die Belastung eine überall gleiche, so gebe man der Fundament-Basis eine solche Gestalt, daß sich der Normaldruck gleichmäßig über dieselbe vertheilt. Es wurde bereits in Art. 366 (S. 278) gezeigt, daß die Basis alsdann so geformt werden muß, daß die Mittelkraft aus sämtlichen daselbst wirksamen Kräften durch den Basis-Schwerpunkt hindurchgeht.

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

Fig. 649.



Das Bestreben, den Druck thunlichst gleichmäßig auf die Fundament-Basis zu vertheilen, kann auch zu unsymmetrischer Anordnung von Fundament-Abätzen (Fig. 649) führen, indem man an jener Seite eine größere Zahl derselben anbringt, an der die ursprünglich excentrische Druckrichtung dies erfordert.

2) Ist der Baugrund zwar gleichartig, die Belastung dagegen an verschiedenen Stellen des Bauwerkes eine verschiedene, so muß man durch ungleichartige Anordnung und Construction der einzelnen Fundamenttheile eine thunlichst gleichmäßige Beanspruchung des Baugrundes zu erzielen trachten. Wo die Belastung eine größere ist, verbreitert man die Fundament-Basis oder vergrößert die Gründungstiefe¹⁷¹⁾, oder aber man concentrirt in den weniger belasteten Theilen des Bauwerkes den Normaldruck an einzelnen Stellen, ordne Erdbogen an etc.

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

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

¹⁷¹⁾ Für die Gründung des Reichstagshauses in Berlin war, nach Maßgabe der im Herbst 1883 vorgenommenen Bohrungen, bestimmt, daß die Sohlen der minder belasteten Theile auf $+31,2$ bis $+31,8^m$ über Normal-Null, diejenige der 4 Eckthürme und der Kuppel auf $+30,0^m$ über Normal-Null anzulegen seien.

Ein ungleichartiger Baugrund bringt am leichtesten ungleichmäßige Senkungen im Fundamentkörper hervor. Diefelben bewirken, daß die an der Basis gelegenen Fundamenttheile auf Biegung beansprucht werden; gewöhnliches Fundament-Mauerwerk widersteht biegender Kräfte nur wenig; selbst größere Fundament-Quader brechen erfahrungsgemäß unter dem Einfluß solcher Kräfte. Ein Zerreißen und Zerbrechen des Fundamentes ist ferner 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 Fundament-Verbreiterung oder durch Vergrößerung der Fundirungstiefe 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 Fundament-Construction, welche biegender Kräfte besser zu widerstehen geeignet ist als Mauerwerk, wie: Sandfüllungen, Betonlagen und Schwellroste.

γ) Bei größeren Gebäuden wendet man in den einzelnen Theilen, der verschiedenen Beschaffenheit des Baugrundes entsprechend, auch verschiedene Gründungs-Constructionen an. Die verschieden fundirten Gebäudetheile werden alsdann am besten stumpf an einander gestoßen, damit die vorkommenden ungleichmäßigen Senkungen in den einzelnen Theilen unabhängig von einander eintreten können und keine schädlichen Trennungen im Mauerwerk hervorbringen. Erst wenn das Setzen stattgefunden hat, findet ein entsprechender Höhenausgleich und eine Vereinigung der einzelnen Theile statt.

Beispiele. α) Für die Fundirung der Universitäts-Institute an der Dorotheen-Straße 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 2,5 m unter Terrain in der neuen Wilhelm-Straße Anfangs allmählig, dann aber sehr rasch bis zu einer Tiefe von 20 m; in gleicher Weise senkt sich der tragfähige Sand von der Dorotheen-Straße nach dem Ufer der Spree hin.

Diesen Verschiedenheiten entsprechend wurden folgende Fundirungsarten in Anwendung gebracht: mittlerer Theil des Mittelbaues vom physiologischen Institut — gemauertes Fundament in einer Tiefe von 1 m unter Grundwasser, ausgeführt bei Wassererschöpfen; übrige Theile des Mittelbaues und der südliche Flügel des physiologischen Institutes — Boden unter Wasser ausgebaggert, dann betonirt und das Wasser ausgepumpt; nördlicher Theil des Ostflügels und die um das große Auditorium nordöstlich und östlich gruppierten Bautheile — hölzerne Senkröhren; übriger Theil der Bauanlage — Pfahlrost (mit Pfählen bis 16 m Länge); Präzisions-Arbeitsstätte — Senkbrunnen¹⁷²⁾.

β) Auch beim Bau des neuen Reichstagshauses zu Berlin wurden in den einzelnen Theilen, der verschiedenartigen Beschaffenheit des Baugrundes und den verschiedenen Belastungen der einzelnen Gebäude-theile entsprechend, verschiedene Gründungsverfahren in Anwendung gebracht, und zwar: gewöhnliche gemauerte Fundamente, Fundament-Mauerwerk mit Gegenbogen, Betonirung und Beton-Pfahlrost¹⁷³⁾.

c) Sicherheit gegen seitliches Verschieben.

Das seitliche Verschieben oder das Abgleiten des Fundamentes kann eintreten:

- 1) durch unzweckmäßige Lage der Fundament-Basis,
- 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 Factor die Rede sein.

Damit ein seitliches Verschieben des Fundamentes nicht eintrete, sind die folgenden Regeln zu beobachten.

1) Man lege die Fundament-Basis winkelrecht zur herrschenden Druckrichtung. Von dieser Lage der Fundament-Basis, die man auch die theoretische nennen kann, wurde schon in Art. 365 (S. 278) gesprochen.

Wenn ein Bauwerk oder ein bestimmter Constructionstheil desselben nur lothrechte Lasten zu tragen hat, so ist auch auf den Baugrund nur ein lothrechter Druck zu übertragen, und die Fundament-Basis wird vortheilhafter Weise wagrecht gelegt. Treten jedoch noch seitliche Schübe, wie Erddruck, Gewölbschub, Winddruck etc. hinzu, so nimmt die Mittelkraft aus sämmtlichen auf die Fundament-Basis wirkenden Kräften

375-
Mittel
gegen
Verschieben.

¹⁷²⁾ Näheres hierüber: KLEINWÄCHTER. Die Fundirung der Universitäts-Institute in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 359.

¹⁷³⁾ Näheres hierüber: Der Bau des Reichstagshauses in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.

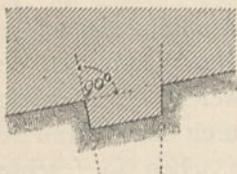
eine von der lothrechten abweichende Richtung an. Sind nun lothrechte und wagrechte Kräfte unveränderlich, so ist auch die Mittelkraft unveränderlich, und man kann dem seitlichen Verschieben des Fundamentes dadurch vorbeugen, daß man die Basis winkelrecht zur Richtung der Mittelkraft anordnet oder doch nur wenig (vergl. Art. 365, S. 278) von dieser Lage abweicht.

Dies setzt voraus, daß man es bei Construction und Ausführung des Fundamentes in der Hand hat, unter Aufwendung verhältnißmäfsig geringer Kosten der Basis eine beliebige Lage zu geben.

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

2) Ist es aus irgend welchen Gründen nicht zulässig oder nicht wünschenswerth, von einer bestimmten, den herrschenden Druckverhältniffen nicht entsprechenden Lage der Fundament-Basis abzuweichen, so muß man durch anderweitige Vorkehrungen das Abgleiten des Fundamentes verhüten.

Fig. 650.



Derlei Vorkehrungen sind:

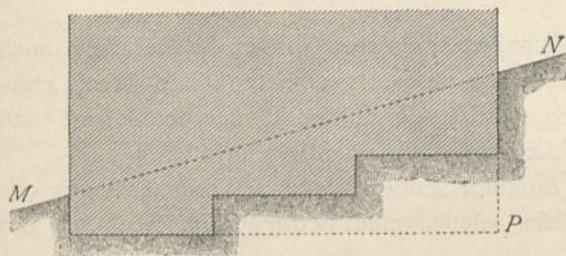
α) Man vermehrt das Gewicht des zu fundirenden Bauwerkes. Hierdurch wird die Mittelkraft in günstigem Sinne abgelenkt; die zur Fundament-Basis winkelrechte Seitenkraft wird gröfser, sonach die Reibung vermehrt.

β) Man vermehrt in anderer Weise die Reibung des Fundamentes auf dem Baugrund. Es kann dies durch hervortretende Schwellen und Pfähle geschehen oder dadurch, daß man das Fundament-Mauerwerk zahnförmig (Fig. 650) in den Baugrund eingreifen läßt.

Solche Fundament-Zähne 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 Fundirungstiefe. 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 fog. passiven Erddruck gegen das Abgleiten des Fundamentkörpers¹⁷⁴⁾.

Fig. 651.



δ) Man bringt an der am tiefsten gelegenen Stelle des Bauwerkes einen so grofsen Mauerkörper an, daß dieser durch seine Masse allein das Abgleiten des Fundamentes zu verhüten im Stande ist.

ε) Wenn ein lang gestrecktes Fundament im Wesentlichen nur lothrechte Drücke zu übertragen hat und wenn dasselbe auf einem zwar widerstandsfähigen, jedoch stark geneigten Baugrund MN (Fig. 651) herzustellen ist, so würde ein unmittelbares Aufsetzen

des Fundament-Mauerwerkes auf die stark abfallende Bodenfläche das Abgleiten desselben zur Folge haben. Wollte man andererseits eine stetig fortlaufende Basis MP, welche den theoretischen Anforderungen entspricht, zur Ausführung bringen, so wird der Rauminhalt des Fundamentkörpers wesentlich vermehrt, der

¹⁷⁴⁾ Nach Ott's Baumechanik (I. Theil, 2. Aufl. Prag 1877) läßt sich die in diesem Falle erforderliche Fundirungstiefe 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 wirkfamen lothrechten Kräfte, H die Mittelkraft aus den das Bauwerk angreifenden wagrechten Kräften, γ das Gewicht der Raumeinheit Bodenmaterial und f den Reibungs-Coefficienten des letzteren bezeichnen. Bei nassem Erdrich ist der kleinste Werth von $f = 0,3$ einzuführen; der gröfste Werth ist zu $0,65$ anzunehmen.

letztere also vertheuert, und auch das Ausheben der Fundament-Grube wird kostspieliger, letzteres namentlich dann, wenn der Baugrund felzig ist.

In einem solchen Falle treppe man das Terrain ab, und zwar derart, daß die Begrenzungen der einzelnen Stufen senkrecht, bezw. parallel zur herrschenden Druckrichtung gelegen sind. Haben die einzelnen Stufen eine größere Länge und ist das zu fundirende Bauwerk stark belastet, so ist der über jeder Stufe stehende Mauerkörper unabhängig von den benachbarten auszuführen. Würde die Mauerung im Verbinde geschehen, so würde das den verschiedenen Höhen entsprechende, ungleichmäßige Setzen Trennungen im Mauerwerk hervorrufen. (Vergl. auch Art. 374, S. 285.)

d) Sicherheit gegen äußere Einflüsse.

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

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

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

β) Das Grundwasser steigt im Fundament-Mauerwerk, unter Umständen auch im aufgehenden Mauerwerk empor, veranlaßt den feuchten Zustand der Wände und der von denselben umschlossenen Räume. Constructionsmaterialien, welche der Feuchtigkeit nicht genügend widerstehen können, werden angegriffen, wodurch der Bestand des Bauwerkes gefährdet werden kann. Kohlenäurehaltiges Wasser, eben so feuchter Boden, der organische, in Verwesung begriffene Stoffe enthält, wirken besonders störend auf das Mauerwerk ein. Unter Umständen tritt das Grundwasser auch in die unterirdischen Räume der Gebäude — seitlich oder durch die Kellerfohle — ein. (Siehe auch Art. 339, S. 266.)

γ) Quellen und sonstige Wasseradern, welche den Baugrund durchsetzen, führen eine Erweichung desselben mit sich; in Folge dessen tritt eine Senkung des Fundamentes ein.

In geschichteten, sonst widerstandsfähigen Felsarten können Wasseradern auch dann einen schädlichen Einfluß ausüben, wenn sie von geeigneten Thon- oder Lehmschichten durchsetzt sind. Die letzteren werden durch das Wasser schlüpfrig, und es kann im Laufe der Zeit ein Abrutschen des Fundamentes eintreten¹⁷⁵⁾.

Quellen und anderes den Boden durchfließendes Wasser¹⁷⁶⁾ können auch das Unterspülen des Fundamentes und dieses wieder eine beträchtliche Senkung des letzteren zur Folge haben¹⁷⁷⁾.

¹⁷⁵⁾ Bei den Berggrutschungen zu Caub (1876), wo die Gebirgs-Formation 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 Schuttmaffen als Rutschfläche gedient. (Vergl.: Deutsche Bauz. 1876, S. 291.)

¹⁷⁶⁾ Hierzu gehört auch das Wasser, welches aus Fluß- und Strombetten in die Uferwandungen sickert, was namentlich bei Hochwasser eintritt und auf den Bestand von auf den Ufern errichteten Bauwerken zerstörend wirken kann.

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

¹⁷⁷⁾ Die schon in der Fußnote 167 (S. 280) erwähnten Hagen'schen Versuche bezogen sich auch auf den Einfluß, den Wasser auf einige Bodenmaterialien ausübt.

Lieft man in eine Schüttung von trockenem Sande Wasser von unten eintreten und dieses mit einer Druckhöhe wirken,

Ein Baugrund mit ungleichem Wassergehalt, welcher nicht gleichmäÙig entwässert wird, kann eine ungleiche Senkung oder — bei eintretendem Frost — selbst eine ungleiche Hebung von Gebäudetheilen veranlassen, wodurch ein Reißen des Mauerwerkes eintritt¹⁷⁸⁾.

δ) Offenes, insbesondere das fließende und das wellenschlagende, Wasser kann bei fortgesetztem Angriff ein Unterwaschen des Fundamentes 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 Construction 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 nachtheiligen Einflüssen des unter- und oberirdischen Wassers muß in geeigneter Weise begegnet werden. Es sind in dieser Beziehung die nachstehenden Regeln zu beobachten.

Zu α). Die Fundament-Basis ist in frostoffreie 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 Fundirungstiefe 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 Entwässerungs-Anlagen, so wie durch Wahl geeigneter Constructionsmaterialien vorgebeugt werden.

Damit das Grundwasser im Mauerwerk nicht emporsteige, bringe man sog. Isolir-Schichten an, von denen noch im nächsten Bande, Heft I dieses »Handbuches« (Abth. III, Abfchn. I, A, Kap. 12: Schutz der Wände gegen Feuchtigkeit) die Rede sein wird.

Das Fundament-Mauerwerk soll ferner möglichst wasserdicht nach den Seiten hin abschließen, damit kein Wasser in die Keller oder sonstigen unterirdischen Räume eindringe; es kann dies durch möglichst wasserdichte Mauerung, noch besser durch Anlage von Luftgräben und durch zweckmäßige Entwässerungs-Anlagen außerhalb des Fundament-Mauerwerkes erzielt werden. Das Grundwasser darf auch nicht durch die Kellerfohle emporsteigen, was durch Lehmschlag- und Betonschichten¹⁷⁹⁾, durch umgekehrte und entsprechend gedichtete Gewölbe, besser durch die oben erwähnten Entwässerungs-Anlagen (vergl. Art. 357 u. ff., S. 275 u. ff.) zu geschehen hat. Auch solche Constructionen werden später noch zu besprechen sein.

welche sich etwa 3 cm über die Oberfläche erhob, so verlor der Sand alle Festigkeit und quoll stellenweise hoch auf. Liefß 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 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 5-mal 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. Es scheint sich ferner aus diesen Versuchen zu ergeben, daß für verschiedene drückende Flächen die Einenkungen den Quadraten dieser Flächen umgekehrt proportional sind.

¹⁷⁸⁾ Als Beispiel kann u. A. ein in Oberhessen erbautes Bahnwärterhaus der Main-Wefer-Bahn angeführt werden, wovon ein Theil durch das in der wasserführenden Bodenschicht gebildete Eis gehoben und dadurch von dem in seiner früheren Lage verbliebenen Theile abgerissen wurde.

¹⁷⁹⁾ 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. Kellergefchoß 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 construirt 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.)

Um den zerstörenden Einfluss der Feuchtigkeit auf die Constructions-Materialien 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 und nicht dem schädlichen Wechsel von Nässe und Trockenheit ausgesetzt werde. Die Oberkante jeder hölzernen Fundament-Construction soll deshalb mindestens 30, besser 50 bis 75 cm unter dem niedrigsten Grundwasserpiegel gelegen sein. Es ist stets die grössere Ziffer, wenn nöthig eine noch tiefere Lage der Holz-Construction zu wählen, wenn die Möglichkeit vorliegt, dass durch Anlage einer städtischen Canalisation, durch Tieferlegung des nächst gelegenen Recipienten etc. eine Senkung des Grundwasserpiegels eintreten könnte.

Zu γ). Ist der Baugrund von Wasseradern durchsetzt, so gehe man entweder mit der Fundament-Basis bis unter die wasserführende Schicht, oder besser man entwässere die letztere in der schon in Art. 358 (S. 275) besprochenen Weise. Sind Quellen vorhanden, so fasse man sie, wie an derselben Stelle gleichfalls schon gesagt wurde, oberhalb des Fundamentes derart ab, dass ihr Abfluss keine Störung erleidet.

Erforderlichenfalls kann auch durch eine Spundwand-Umschließung das seitliche Ausweichen des Baugrundes oder auch ein Auswaschen desselben verhütet werden.

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

Wenn man die Fundament-Basis 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 nachtheilige Bewegung des Wassers vermieden wird. Beide Anordnungen werden in vielen Fällen genügen. Doch thut man auch hier besser, wenn man mit dem Fundamente in solche Tiefe herabgeht, in welcher das Wasser nur eine geringe Strömung hat; denn die Spundwand schützt zwar den Boden unter dem Fundamente gegen Fortspülen; allein ein seitliches Fortspülen des Bodenmaterials um die Spundwand herum und das dadurch hervorgerufene Ausweichen derselben werden nicht verhütet.

Steinschüttungen müssen aus so großen Steinen gebildet werden, dass sie vom Wasser nicht fortbewegt werden¹⁸⁰⁾. 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 Constructions-theile des Fundamentes stets unter Wasser sein und deshalb ihre Oberkante mindestens 50 cm unter den bekannten niedrigsten Wasserstand gelegt werden.

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

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

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

¹⁸⁰⁾ Stellt man sich die Steine als Würfel von der Kantenlänge a vor, so muss

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

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

berechnen, wenn l die Höhe der drückenden Wasserfäule (die Wassertiefe) und γ das Gewicht der Raumeinheit des betreffenden Baukörpers bezeichnet. Indefs erhält man auf diese Weise stets eine zu große Dicke, weil das Wasser zwischen den Bodentheilen einen Widerstand erfährt und deshalb seine Bewegungsweise kleiner ist, als jene, welche der wirklichen Druckhöhe entsprechen würde. Bei grobem Kiesboden wird in Folge dessen 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 genügen¹⁸¹⁾.

Wirken auf ein Bauwerk außer lothrechten auch wagrechte Kräfte, so sind bei Auffuchung der Gesamtmittelkraft die lothrechten 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 Wasseranfangsammlung in den tieferen Theilen der Erdrinde; hierdurch wird nicht selten ein Angriff und eine Lösung der zu Tage liegenden Erdschicht hervorgerufen, welche ein Nachsinken höher gelegener Schichten und der darauf gegründeten Bauwerke zur Folge haben kann¹⁸²⁾.

3) Gleichgewichtstörungen in den tieferen Bodenschichten. Die hier in Frage kommenden Gleichgewichtstörungen sind hauptsächlich diejenigen, welche durch unterirdische Baue, wie Bergwerks- und Wasserstollen, Tunnel etc., so wie durch die damit verbundenen Wasserentziehungen und Einbrüche hervorgebracht werden¹⁸³⁾.

Durch solche Einflüsse kann eben so ein Bersten des Fundamentes, wie ein Abgleiten desselben stattfinden.

Um in allen derartigen Fällen die zu errichtenden Gebäude vor einer späteren Gefährdung nach Thunlichkeit zu schützen, muß man Constructionen 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. Es läßt sich an dieser Stelle nur allgemein sagen, daß man dem Abgleiten die entsprechenden Massen, dem Bersten des Fundamentes Constructionen entgegenzusetzen muß, die eine größere Zugfestigkeit haben, als Mörtelmauerwerk.

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

e) Fundirungstiefe.

Es war im Vorhergehenden mehrfach Anlaß, von der Größe der Fundamenttiefe und von einigen Factoren, welche dieselbe beeinflussen, zu sprechen. Es dürfte

¹⁸¹⁾ 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.

¹⁸²⁾ Als Beispiele von Bauwerken, welche durch Gleichgewichtstörungen in den obersten Bodenschichten gelitten haben, können die von den Berggrütschen zu Aachen etc. berührten Gebäude genannt werden.

¹⁸³⁾ Der unterhöhlte Baugrund in den Kohlenrevieren Rheinlands und Westphalens hat mehrfach schädliche Veränderungen erlitten. Die Stadt Essen steht auf einem Terrain, das der Steinkohlen-Formation angehört, von mehreren Kohlenflötzen durchsetzt und von einer Kreidemergelschicht überlagert ist. Durch den Abbau jener Kohlenflötze erfährt die Mergelschicht theils durch Wasserentziehung, theils 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 ein Reißen der unteren Mauerfichten und ein Klaffen der Stoßfugen nach unten oder oben zur Folge hat.

indess nicht überflüssig fein, die hierbei zu beobachtenden Regeln nochmals zusammenzufassen und durch die noch nicht erwähnten Gesichtspunkte zu ergänzen¹⁸⁴).

1) Das Fundament ist, wenn irgend möglich, auf die tragfähige Bodenschicht — sei es unmittelbar oder mittels einzelner Stützen (Pfeiler, Pfähle, Brunnen etc.) — zu setzen. Nur im Nothfalle versuche man es, durch die Reibung des Bodenmaterials an den Aufsflächen des Fundamentes allein die erforderliche Standfestigkeit desselben zu erzielen (vergl. Art. 370, S. 282).

2) Die Fundament-Basis muß in frostfreier Tiefe gelegen sein (vergl. Art. 376, S. 289).

3) Man wähle eine über das geringste zulässige Maß hinausgehende Fundirtiefe¹⁸⁵, wenn man:

α) eine noch festere Bodenschicht erreichen will (vergl. Art. 372, S. 282);

β) wenn man durch eine größere Fundament-Verbreiterung den vom Fundament zu übertragenden Druck auf eine größere Fläche vertheilen will (vergl. Art. 373, S. 283);

γ) wenn man den Reibungswiderstand zwischen dem Bodenmaterial und den Aufsflächen des Fundamentes vermehren will (vergl. Art. 373, S. 284);

δ) wenn man ein Abgleiten des Fundamentes durch den Einfluß des sog. passiven Erddruckes verhüten will (vergl. Art. 375, S. 287);

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 Emporsteigen des Baugrundes verringert werden soll (vergl. Art. 372, S. 282).

4) Man führe das Fundament in eine solche Tiefe hinab, daß es vor dem schädlichen Einflusse des Wassers bewahrt bleibt (vergl. Art. 376, S. 290).

Von der Fundirtiefe hängt zum großen Theile die Construction und Ausführung des Fundamentes ab. Für geringere Tiefen werden aufgebaute Fundamente (in ausgeschachteter Baugrube von unten nach oben hergestellt), bei größeren Tiefen versenkte Fundamente (in den Boden eingetrieben oder mittels Grabe- und Baggerarbeit gesenkt) angewendet.

379.
Einfluß
der
Fundirtiefe.

f) Gründungsverfahren.

Die Wahl des Gründungsverfahrens hängt ab:

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

2) von den Ansprüchen an die längere oder kürzere Zeit dauernde Erhaltung des Gebäudes (definitive und Interimsbauten, monumentale Bauwerke, einfachen Zwecken dienende Profanbauten etc.);

3) von der Beschaffenheit des Baugrundes;

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

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

6) von der verfügbaren Bauzeit, und

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

¹⁸⁴ Diejenigen Regeln und Gesichtspunkte, von denen bereits ausführlicher die Rede war, sind durch kleineren Druck gekennzeichnet.

¹⁸⁵ *Vitruv* sagt im III. Buche (Kap. 4): Das Erdreich ist bei Tempelbauten nicht nur so tief auszugraben, bis man, wo möglich, festen Boden erreicht, sondern auch noch in die feste Bodenschicht hinein, nach Maßgabe der Größe und Schwere des auszuführenden Gebäudes.

380.
Wahl
des
Gründungs-
verfahrens.

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

381.
Einfluss
des
Baugrundes.

Bezüglich des Baugrundes ist hierbei entscheidend:

1) ob die feste Bodenschicht, worauf das Fundament-Mauerwerk 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 Pfeilern, 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.

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

1) gar kein Wasser vorhanden ist, oder

2) Wasser sich zwar vorfindet — sei es Grundwasser oder offenes Wasser (letzteres ein im Hochbauwesen verhältnissmässig sehr seltener Fall) — welches sich aus der Baugrube ausschöpfen lässt, oder

3) das vorhandene Wasser nicht ausgeschöpft werden kann.

Vereinigt man die angeführten sechs Gesichtspunkte unter einander, so kann man die verschiedenen Gründungsweisen nach Art des umstehenden Schemas¹⁸⁶⁾ gruppieren.

382.
Einfluss
des
Wassers.

Für die nachfolgenden Betrachtungen erscheint es am zweckmässigsten, die Grundbauten einzutheilen in¹⁸⁷⁾:

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.

383.
Gruppierung
und
Eintheilung
der
Fundirungen.

Es wurde in Art. 380 gesagt, dass auch die Kosten der Gründungsverfahren bei deren Wahl ausschlaggebend sein können. Man wird, zwei gleich gute Fundament-Constructionen vorausgesetzt, naturgemäss diejenige wählen, welche unter sonst gleichen Verhältnissen, die geringeren Kosten verursacht.

So z. B. wurde bei der Gründung gewisser Theile des neuen Reichstagshauses in Berlin durch eingehende Kostenberechnung das zweckmässigste Verfahren ermittelt. Es berechnete sich 1 Quadr.-Meter Betongründung unmittelbar auf dem 4,5 bis 5,0 m unter N. W. lagernden festen Kies zu rund 86 Mark, die Herstellung eines Beton-Pfahlrostes, 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 Beton-Pfahlrost wurde deshalb vorgezogen¹⁸⁸⁾.

384.
Kosten.

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

Da, wie im vorstehenden Kapitel gezeigt wurde, eine grosse Zahl von Factoren und Einflüssen auf die Construction und Ausführung eines Fundamentes 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.

¹⁸⁶⁾ Dasselbe ist zum Theile dem im »Deutschen Bauhandbuch« (III. Theil. Berlin 1879. S. 26) von *Franzius* aufgestellten Schema nachgebildet.

¹⁸⁷⁾ Die häufig vorkommende Eintheilung in natürliche und künstliche Fundirung wurde, da sie jeder principiellen Grundlage entbehrt, hier nicht weiter beachtet.

¹⁸⁸⁾ Näheres in: Der Bau des Reichstagshauses in Berlin. Centrabl. d. Bauw. 1885, S. 25.

Bau- grund:	Wasser nicht vorhanden.	Wasser vorhanden als:		Wasser vorhanden, aber nicht aus- zuschöpfen.
		Grundwasser.	offenes Wasser, welches sich ausschöpfen läßt.	
in geringer Tiefe fest.	Unmittelbare Ausführung des Fundament-Mauer- werkes auf dem festen Baugrund.	1) Abgraben der lockern Bodenschicht, Aus- schöpfen des Wassers und a) Ausführung des voll b) Ausführung einzel- ner massiv gemau- erter Funda- ment-Pfeiler mit Erdbogen. 2) Schwache Betonschicht zur Dichtung der Quellen.	1) Herstellung einer waf- ferfreien Baugrube, Abgraben der lockern Bodenschicht und gemauerten Fundamentes; 2) Dichtung der Quellen.	1) Steinschüttung. 2) Betonschicht (durch Verfenken ohne Wasser- schöpfen herge- stellt).
in erreichbarer Tiefe fest.	Abgraben der lockeren Bodenschichten und 1) Ausführung des voll gemauerten Funda- mentes; 2) Ausführung einzelner massiv gemauerter Fundament - Pfeiler, ohne oder mit Erd- bogen; 3) Betonschicht.	Abgraben der lockeren Bodenschichten bis un- ter den Grundwasser- piegel und a) tief liegender Pfahl- rost; b) Betonschicht zur Dichtung der Quellen (mit oder ohne Wasser- schöpfen).	1) Herstellung einer waf- ferfreien Baugrube und tief liegender Pfahlrost; 2) hoch liegender Pfahl- rost; 3) Gründung mittels eiserne Schrauben- pfähle.	1) Hoch liegender Pfahlrost; 2) Baggerung und a) Steinschüttung, b) Betonverfen- kung. 3) Senkbrunnen. 4) Senkröhren.
nicht in erreichbarer Tiefe fest.	1) Verbreiterung des Mauerwerkes; 2) breite Betonschicht; 3) trockene Stein- packung; 4) Sandschüttung; 5) umgekehrte Ge- wölbe.	Abgraben der lockern Bodenschicht auf ange- messene Tiefe, jeden- falls bis unter den niedrigsten Grund- wasserpiegel, 1) Ausschöpfen des Wassers und a) Schwellrost, b) Sandschüttung, c) breite Betonlage, d) Pfahlrost oder Pfähle zur Dichtung des Baugrundes, e) umgekehrte Ge- wölbe, f) Steinpackung; 2) breite Betonschicht ohne Wasserschöpfen.	1) Herstellung einer waf- ferfreien Baugrube, Abgraben der lockern Bodenschicht in an- gemessene Tiefe und 2) hoch liegender Pfahl- rost; 3) Gründung mittels eiserne Schrauben- pfähle.	Belastung des Bau- grundes um das Fundament herum und 1) Senkbrunnen, 2) Senkröhren.
Be- merkungen:	Holz nicht zu ver- wenden.	Holz unter Wasser zulässig; genaue Arbeit möglich.		Holz unter Wasser zulässig; weniger genaue Arbeit.

In den von *Endell & Frommann*, bezw. *Wiethoff*¹⁸⁹⁾ veröffentlichten »Statistischen Nachweisen, betreffend die in den Jahren 1871 bis einschl. 1880 vollendeten und abgerechneten Preussischen Staatsbauten« sind auch die Kosten der »künstlichen Fundirungen« für 1qm bebaute Grundfläche angegeben. Da indess die Angaben über die Gründungstiefen fehlen, so sind Kostenvergleiche nicht gut anzustellen. Geeigneter hierzu wären Angaben über den Preis für 1 cbm Grundbau (bebaute Grundfläche \times Gründungstiefe), weil die Kosten von der Gründungstiefe in hohem Mafse abhängig sind; allerdings kommt der Einfluss der letzteren in dem angewandten Fundirungsverfahren einigermaßen zum Ausdruck.

Im Folgenden wird mehrfach Gelegenheit sein, der Kosten der verschiedenen Fundament-Constructions Erwähnung zu thun.

¹⁸⁹⁾ In: Zeitschr. f. Bauw. (Auch als Sonderabdruck erscheinend.)

2. Abschnitt.

Aufgebaute Fundamente.

385.
Uebersicht.

Für die aufgebauten Fundamente ist kennzeichnend, daß sie fast stets die Herstellung einer Baugrube erfordern, auf deren Sohle das Fundament unmittelbar (von unten nach oben) zur Ausführung kommt. Nur in sehr seltenen Fällen kann von der Ausschachtung einer Baugrube abgesehen werden; denn es ist nur bei sehr wenigen zu Tage liegenden, vollkommen widerstandsfähigen Felsarten zulässig, ein Bauwerk unmittelbar darauf zu setzen. Das im Hochbauwesen am häufigsten angewendete Gründungsverfahren besteht vielmehr darin, daß man die oberen, lockeren Bodenschichten abgräbt und auf diese Weise einen Baugrund zu erreichen trachtet, der vollkommen tragfähig oder doch so widerstandsfähig ist, daß man durch eine geeignete Fundament-Construction unmittelbar darauf gründen kann; in manchen Fällen (bei großer Fundirungstiefe, z. B. tief gelegenen Keller- etc. Räumen) ist man genöthigt, auch noch einen Theil der tragfähigen Bodenschicht auszuheben. Die Sohle einer derart hergestellten Baugrube muß eine Gestalt und Lage erhalten, welche der Form und Lage der Fundament-Basis entspricht (vergl. Art. 365 u. 366, S. 278 bis 280); 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 vortheilhaftesten 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 Fundament-Mauerung 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) Fundament-Mauerwerk auszuführen, so trachtet man, wenigstens einzelne Fundament-Pfeiler auf den tragfähigen Baugrund zu setzen.

Kann man jedoch mit der Fundament-Basis nicht auf eine genügend widerstandsfähige Bodenschicht herabgehen, so sind entweder geschüttete oder Schwellrost-Fundamente zur Ausführung zu bringen; zu ersteren gehören die aus Beton- und die aus Sandfüllungen gebildeten Fundamente.

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

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

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

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

1. Kapitel. Baugrube.

a) Baugrube im Trockenem.

Wenn die Fundamente eines Gebäudes ausgeführt werden sollen, so werden entweder bloß die für die Außen- und Innenwände desselben erforderlichen Baugruben ausgehoben, wodurch dieselben in die sog. Fundament-Gräben übergehen. Oder es werden, falls unter dem Gebäude Keller oder andere unterirdische Räume vorhanden sein sollen, auch für diese die Ausschachtungen vorgenommen, wonach 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 Fundament-Gräben ausgeschachtet.

386.
Fundament-
Gräben
und
Baugrube.

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 Fundament-Gräben für jene Mauern auszufächten, die winkelrecht zum Nachbargebäude gerichtet sind; durch sofortige Ausführung der betreffenden Grundmauern wird eine Verstrebung der Nachbargebäude bewirkt.

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

Die Tiefe der Baugruben, bzw. der Fundament-Gräben ist durch die Bodenbeschaffenheit und durch die Fundament-Construction bedingt; sie ergibt sich aus den in Art. 378 (S. 291) entwickelten Grundätzen. Die wagrechten Abmessungen größerer Baugruben übertreffen in der Regel die Grundriszmaße des zu fundirenden Bauwerkes. Es wird meist um die Grundriszfigur des letzteren ein Umgang gebildet, der mindestens so breit ist, daß darauf ein Mann stehen kann, also mindestens 30, besser 50 cm; bei größeren Fundirungen 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 1,0 bis 1,5 m erhält.

387.
Abmessungen
und
Querschnitt.

Die Fundament-Gräben erhalten häufig keine größere Sohlenbreite, als sie durch die Breite der Fundament-Basis und durch die von der Zimmerung beanspruchte Breite bedingt ist.

Der Rauminhalt der auszufächten Bodenmassen ist am geringsten, wenn die Wandungen der Baugrube lothrecht sind. Bei geringer Tiefe und festerem Erd-

reich läßt sich eine derartige Begrenzung ohne Weiteres erzielen; sonst muß eine Zimmerung zu Hilfe genommen werden. Letztere erzeugt nicht selten große Kosten, so daß es unter Umständen billiger sein kann, wenn man die Baugrube mit geböschten Wandungen aushebt; eine vergleichende Kostenberechnung ist in der Regel ausschlaggebend, den Fall ausgenommen, daß es überhaupt unzulässig ist, die Baugrubenwandungen anders als lothrecht herzustellen.

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

1) Baugruben ohne Zimmerung.

388.
Baugruben
ohne
Zimmerung.

Fester Felsen, fest gelagertes Gerölle etc., kurz aller Boden, der in Art. 337 (S. 265) als »sehr gut« und als »gut« bezeichnet worden ist, kann in lothrechter Begrenzung abgesprengt, bzw. abgegraben werden. Auch etwas lofterer (»ziemlich guter«) Boden bleibt auf geringe Tiefen lothrecht anstehen; insbesondere ist dies häufig bei den Fundament-Gräben der Fall, die innerhalb der erschlossenen Baugrube noch besonders ausgehoben werden und meist eine nur geringe Tiefe erhalten (Fig. 653).

Bei größerer Tiefe und bei noch lockerem (»schlechterem«) Boden werden die Gruben-, bzw. Grabenwandungen geböschet ausgeführt (Fig. 652); die Böschung wird, um an Ausschachtungsmasse zu sparen, möglichst steil angelegt. Hat der abzugrabende Boden einigen Zusammenhang und ist die Tiefe keine zu große, so genügt in der Regel eine halbmalige¹⁹⁰⁾ Böschung (Fig. 653); sehr tiefe Baugruben und Fundament-Gräben in leicht beweglichem Erdreich erhalten ein-, anderthalbmalige, selbst noch flachere Böschungen (Fig. 654). Die geböschten Wandungen tiefer Baugruben erhalten in lothrechten Abständen von 1,5 bis 2,0 m wagrechte Abätze *A* (Fig. 654), welche Bermen, Bänke oder Bankete heißen; dieselben vermehren die Haltbarkeit der Böschungen; von oben herabfallende Erdtheilchen werden daselbst aufgehalten; auch werden sie zur Lagerung und zur Fortbewegung von Materialien benutzt. Derlei Bermen sollten nicht weniger als 40 bis 50 cm Breite erhalten.

Fig. 652.

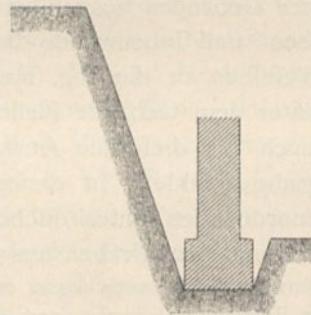


Fig. 653.

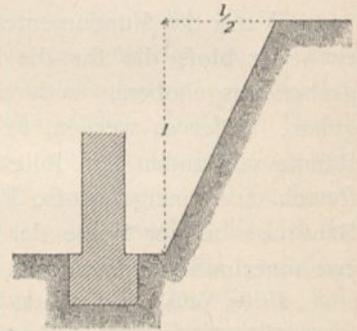
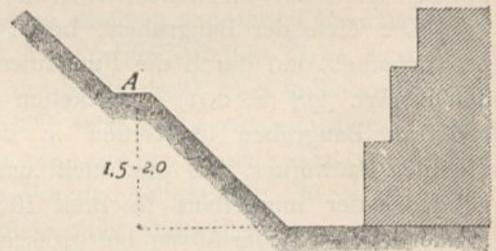
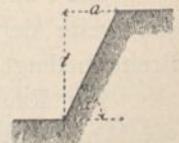


Fig. 654.



¹⁹⁰⁾ Die Bezeichnungen halbmalig, dreiviertelmilig, einmalig, fünfviertelmilig, anderthalbmalig etc. geben bei den Böschungen der Erdkörper das Verhältniß $\frac{a}{l}$ (siehe neben stehende Figur) oder die Cotangente des Böschungswinkels α an.



2) Baugruben mit Zimmerung.

Soll eine Baugrube mit lothrechten Wandungen in einem Boden hergestellt werden, der ohne Stützung in solcher Begrenzung nicht stehen bleibt, so muß eine fog. Zimmerung, Absteifung, Abstreizung 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 lothrecht gelegen sein; hiernach soll im Folgenden zwischen wagrechter und lothrechter Zimmerung unterschieden werden.

380.
Baugruben
mit
Zimmerung.

Eine gute Baugruben-Zimmerung soll folgende Bedingungen erfüllen:

α) Die Zimmerung soll so fest sein, daß sie dem in und neben der Baugrube beschäftigten Personal die nöthige 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, so weit als thunlich, nur mit der Hand einzusetzen sein.

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

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

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. 655) in den Boden geschlagen, hinter welche man die Schalbohlen b legt und die letzteren mit Erde hinterfüllt. Je größer der Erd- druck ist, auf eine desto größere Tiefe sind die Pfähle einzurammen; erforderlichen- falls stützt man sie durch Streben r (Fig. 656) oder verankert sie nach rückwärts, wie dies aus Fig. 657 ersichtlich ist. Die Stöße der Schalbohlen müssen auf einen

390
Wagrechte
Zimmerung.

Fig. 655.

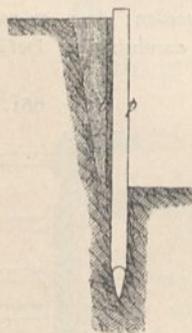


Fig. 656.

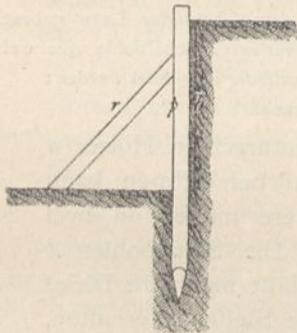
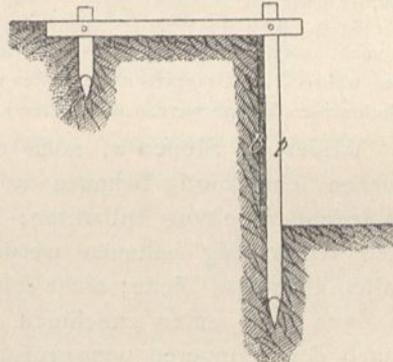


Fig. 657.



Pfahl treffen; noch besser ist es, die Bohlen nicht an einander 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 über einander liegenden Schalbohlen durch besondere Leisten gedeckt.

Wenn enge und lang gestreckte Baugruben, bezw. Fundament-Gräben gezimmert werden sollen, so ändert man den eben beschriebenen Vorgang dahin ab, dafs man die zwei entgegengesetzten Wandungen wechselseitig gegen einander absteift; alsdann ist das Einschlagen von Pfählen nicht mehr erforderlich.

Bisweilen ist der Boden so haltbar, dafs es genügt, nur an einzelnen Stellen Schalbohlen *b* (Fig. 658) an das Erdreich anzulegen und durch Steifen oder Spreizen *s* an dasselbe anzudrücken; hierbei wird man, dem wachsenden Erd- druck entsprechend, die Zahl der Bohlen und Steifen nach unten zunehmen lassen. Bei lockerem Boden müssen beide Grubenwände vollständig verschalt werden (Fig. 659 u. 660). Um den Druck, den mehrere über einander 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 lothrechte 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 lothrechten Holze wohl auch ein Keil eingetrieben.

Das Eintreiben der Holzsteifen *s*, bezw. der etwa in Anwendung kommenden Keile ist für gröfsere Baugrubentiefen nicht ganz gefahrlos; noch gröfser ist die Gefahr beim Entsteifen der Baugrube, also beim Heraus schlagen jener Steifen. Man hat deshalb auch schon Schraubensteifen in Anwendung gebracht¹⁹¹⁾.

Die lothrechten Hölzer *a* bestehen entweder aus mehreren Stücken (Fig. 659) oder für je 4 bis 5 Schalbohlen aus einem einzigen Stück (Fig. 660); letzteres ist für besonders starke Zimmerungen zu empfehlen. Indefs können beim Ausschachten der Baugrube die Steifen *s* und die lothrechten Hölzer *a* nicht sofort in die durch die oben stehenden Figuren 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 lothrechten Hölzer werden erst später angebracht.

Weder die Steifen *s*, noch die lothrechten Hölzer *a* brauchen scharfkantig behauen zu sein; bei ersteren kann man jede Bearbeitung entbehren; letztere müssen an zwei Seiten regelmäfsig behauen werden. Die Schalbohlen *b* erhalten 4 bis 6 cm Dicke; nicht selten läfst man ihre Dicke von oben nach unten zunehmen. Die Steifen *s* erhalten, je nach der geringeren oder gröfseren Breite der Baugrube, 12 × 12 bis 15 × 15 cm Querschnittsabmessung. Für die lothrechten Hölzer *a* verwendet man entweder Bohlen von der eben angegebenen Dicke oder, bei bedeutenderem Drucke, Hölzer von 8 bis 10 cm Dicke.

Fig. 658.

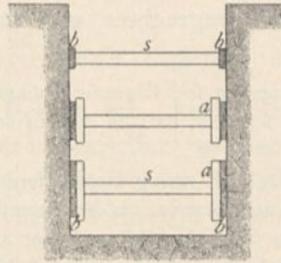


Fig. 659. Fig. 660.

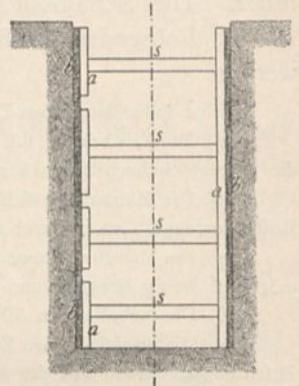
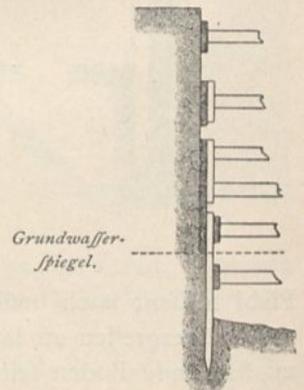


Fig. 661.



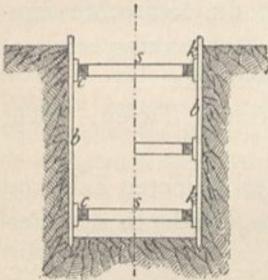
¹⁹¹⁾ Ueber solche siehe: HAUPT, G. Absteifen und Entsteifen tiefer Baugruben durch Schrauben. Deutsche Bauz. 1886, S. 153.

In folcher Weise lassen sich Baugruben von ziemlich großer Tiefe (bis 8 m) auszimmern, wenn das Grundwasser nicht hindernd entgegentritt. Zeigen sich beim Ausschöpfen desselben Schwierigkeiten, so wird das Anbringen weiterer Schalbohlen erschwert, bei sehr starkem Wasserandrang sogar unmöglich gemacht. Alsdann wird die wagrechte Zimmerung nur bis etwas über den Grundwasserspiegel fortgesetzt, und von hier aus werden lothrecht und dicht neben einander gestellte Bohlen in den Boden eingetrieben, sodann eine lothrechte Zimmerung angewendet (Fig. 661).

β) Lothrechte Zimmerung. Diese kommt hauptsächlich nur für engere Baugruben, bzw. für Fundament-Gräben in Anwendung. Die lothrecht gestellten Schalbohlen *b* (Fig. 662) werden, je nach der Größe des Erddruckes, in Zwischenräumen oder dicht neben einander 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. Es sind mindestens zwei Reihen von Gurthölzern erforderlich, die eine oben, die andere unten; längere Schalbohlen werden nachträglich noch durch Zwischengurte gegen Ausbauchen geschützt (Fig. 663). Keile *k* dienen zur kräftigeren Absteifung der Schalbohlen gegen die Gurthölzer.

391.
Lothrechte
Zimmerung.

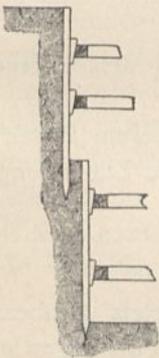
Fig. 662. Fig. 663.



Es sind mindestens zwei Reihen von Gurthölzern erforderlich, die eine oben, die andere unten; längere Schalbohlen werden nachträglich noch durch Zwischengurte gegen Ausbauchen geschützt (Fig. 663). Keile *k* dienen zur kräftigeren Absteifung der Schalbohlen gegen die Gurthölzer.

Ist die Baugrube sehr tief und der Boden locker, so wird der Erddruck sehr groß und die Reibung zwischen Grubenwandung und Schalbohlen 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.

Fig. 664.



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 2,0 bis 2,5 m angewendet. Bei größerer Grubentiefe wird unter die erste Bohlenreihe noch eine zweite Bohlenreihe mit neuen Gurthölzern, wenn nöthig noch eine dritte etc. Reihe angeordnet. Damit die Grube nach unten zu nicht enger werde, ist jede neue Bohlenreihe schräg zu führen (Fig. 664).

Eine derartige Baugruben-Zimmerung wird besonders schwierig, wenn die Bodenbeschaffenheit wechselt, wenn man unter die Fundament-Sohle benachbarter Gebäude zu gehen hat, wenn viel Wasser zu 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.¹⁹²⁾

Handelt es sich um die Zimmerung enger und sehr tiefer Baugruben, so übergeht die vorstehend beschriebene Grubenzimmerung in die im Berg- und Tunnelbau übliche Schachtzimmerung¹⁹³⁾.

¹⁹²⁾ Eine zweckmäßiges Zimmerungsverfahren für solche Fälle theilt *Manck* mit in: Deutsche Bauz. 1871, S. 227.

¹⁹³⁾ Ueber den bergmännischen Ausbau von Schächten vergl.:

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

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

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

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

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

392.
Vergleich
der
Zimmerungen.

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

a) Man ist in den Längenabmessungen der Hölzer nur wenig beschränkt.
b) Die Schalbohlen leiden nicht so sehr, wie bei der lothrechten Zimmerung (in Folge der Hammerschläge).

c) Man kann in einfacher Weise, dem mit der Tiefe zunehmenden Erddrucke entsprechend, die Zimmerung nach unten an Stärke zunehmen lassen.

b) Die wagrechte Zimmerung kommt unter gewöhnlichen Verhältnissen bei engen und lang gestreckten Baugruben von nicht zu großer Tiefe billiger zu stehen, als die lothrechte Zimmerung.

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

Dagegen zeigt die lothrechte Zimmerung nachstehende Vortheile:

a) Dieselbe läßt sich nach unten, namentlich bei größeren Tiefen, leicht fortsetzen.

b) Sie erzeugt, namentlich im unteren Theile, in Folge 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.

b) 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 lothrechten vorzuziehen.

3) Ausfchachtung und Trockenlegung.

393.
Ausfchachtung.

Die Löfung des auszuhebenden Bodens geschieht meist mittels Grabarbeit, bei festem Gestein mittels Sprengarbeit; die Einzelheiten dieser Bodengewinnung sind in Theil I, Band 4 (Abth. 4: 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 Zwischengerüste nothwendig sind, wenn nicht die schon erwähnten Bermen dazu verwendet werden. Bei Tiefen, die etwa 4 bis 6^m überschreiten, wird das Emporschaffen mittels Eimer und Haspelwelle vortheilhafter. Auch über die Erdbewegung ist in der »Bauführung« das Nähere zu finden.

394.
Trocken-
legung
etc.

Tritt in die Baugrube kein Wasser ein, so kommt zur Löfung und Beseitigung der Bodenmassen erforderlichenfalls nur noch die Zimmerung der Baugrube hinzu. Reicht jedoch die Ausfchachtung 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 LÖfung des Bodens mittels Baggervorrichtungen unter Wasser vornimmt; doch kommt dies im Hochbauwesen verhältnißmäßig selten vor.

Das Trockenlegen der Baugrube geschieht in verschiedener 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 Wasserpiegel so tief abgefenkt, daß er unter der Sohle der Baugrube gelegen ist; man schafft durch dieses Mittel nicht nur eine trockene, sondern auch eine feste Baugrube.

γ) Man schöpft das Wasser mittels Pumpen oder anderer Wasserschöpfmaschinen aus. Die Beschreibung dieser Maschinen gehört in den Band über »Bauführung«. Deshalb sei hier nur erwähnt, daß man häufig auf der Sohle der Baugrube noch eine kleine Grube, den sog. Sumpf herstellt, aus dem das Schöpfwerk das Wasser unmittelbar hervorholt.

Man erreicht durch Anlage eines Sumpfes den Vortheil, 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 ein Aus- und Unterwaschen des später herzustellenden, gemauerten oder betonirten Fundamentkörpers eingeleitet. Man muß deshalb, falls man einen Sumpf anlegt, solche Stellen vermeiden, durch deren Vertiefung man dem Grundwasser einen besonders kräftigen Zutritt verschaffen würde.

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

In solchen Fällen muß eine 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 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, bzw. unschädlich zu machen, theils um an Wasserschöpfen zu sparen, theils um eine Auflockerung 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 in Folge des erhöhten Druckes das Wasser sich einen anderen Weg sucht; an einer anderen Stelle entsteht eine neue Quelle.

Fig. 666.

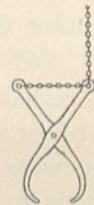
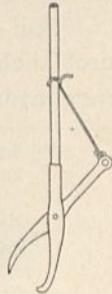
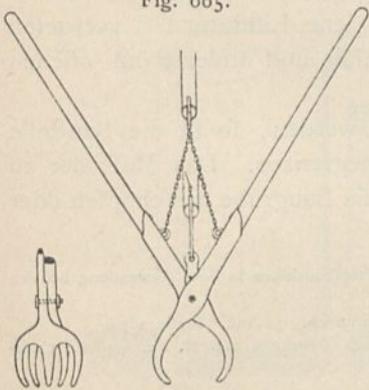


Fig. 667.



Grundzangen.

Fig. 665.



Greifzange.

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

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

Bisweilen müssen aus der Baugrube gröfsere Steine, Baumstämme, Pfähle etc. unter Waffer hervorgeholt werden.

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

Gröfsere Steine werden mittels der Teufelsklaue oder Greifzange (Fig. 665) gehoben; zum Hervorholen kleinerer Gegenstände dient die Grundzange, die entweder mittels Kette (Fig. 666) oder mittels Stiel (Fig. 667) gehandhabt wird.

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

b) Baugrube am und im Waffer.

395.
Baugrube
am
Waffer.

Bisweilen sind Baugruben auszufschachten und trocken zu legen, in deren Nähe sich ein offener Wafferlauf, ein Teich, ein See etc. befindet. Besteht der Erdkörper zwischen Baustelle und Waffer aus einem durchlässigen Material, wie Kies, Sand etc., so würden beim Ausschöpfen des Waffers 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 Waffer zugekehrt ist; am einfachsten und vortheilhaftesten geschieht dies durch eine kräftige Spundwand, deren Wasserdichtheit man, wenn dies nothwendig werden follte, auch noch durch einen hinter dieselbe zu bringenden Thonfschlag erhöhen kann.

Bei Bauwerken, die unmittelbar am Waffer, an einem Fluß, See etc. zu errichten sind, wird die Baugrube an drei Seiten durch das anstehende Erdreich zu begrenzen fein, während an der vierten, dem Waffer zugekehrten Seite ein künstlicher Abfschlufs 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 ein Hinterfspülen derselben verhütet wird.

396.
Baugrube
im
Waffer.

Dafs Hochbauten unmittelbar an einem Fluße, See etc. auszuführen sind, ist ein verhältnismäßig feltener Fall; noch viel feltener kommt es vor, dafs Hochbauten im offenen Waffer selbst errichtet werden sollen. Es wird deshalb gerechtfertigt fein, wenn im Nachstehenden die Herstellung der Baugrube im Waffer nur in allgemeinen Umrissen behandelt, im Uebrigen jedoch auf jene Literatur¹⁹⁴⁾ verwiesen wird, die sich mit der Gründung der Strombrücken-Pfeiler und anderer im offenen Waffer zu errichtender Ingenieur-Bauwerke beschäftigt.

Soll im offenen Waffer eine Baugrube hergestellt werden, so ist die Baustelle durch dichte Umschließungswände an allen Seiten zu begrenzen. Das Mafs der zu erreichenden Wasserdichtheit hängt davon ab, ob man die Baugrube ausschöpfen oder

¹⁹⁴⁾ SCHWARZ, F. Der Grundbau. Berlin 1865. S. 13.

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

HAGEN, G. Handbuch der Wafferbaukunst. I. Theil, 2. Band: Fundirungen. 3. Aufl. Berlin 1870.

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

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

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

ob man nur erzielen will, daß das in der Baugrube befindliche Wasser keine Strömung hat. Das letztere genügt u. A., wenn man ein Beton-Fundament unter Wasser ausführen will.

Nach Vollendung des Fundamentes werden die Umschließungswände ganz oder zum größten Theile entfernt.

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

1) Durch Spundwände. Die Construction 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 Sandfüllungen, Beton, Beton-Pfahlrosten 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 Cement in die Fugen etc. zu erreichen trachten. Ist der Wasserdruck groß, so müssen die Spundwände noch gestützt werden, was entweder durch verstreute Pfähle oder durch Steinfüllungen geschehen kann.

Die Spundwand bleibt mit dem unteren Theile (nachdem der obere Theil abgeschnitten worden ist) häufig als Schutz des Fundamentkörpers gegen Unterwäscher, gegen Ausweichen des Baugrundes etc. stehen.

2) Durch Pfahlwände. Bei größerer Wassertiefe ist der Wasserdruck so groß, daß Spundwände nicht mehr die nöthige Standfestigkeit haben; alsdann

werden sie durch 25 bis 30 cm starke Pfahlwände (Fig. 668 bis 670) ersetzt. Die Pfähle erhalten an der Langseite keine Spundung; daher ist die Wasserdichtheit einer solchen Wand noch geringer, als bei

Fig. 668. Fig. 669. Fig. 670.



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. 136) errichtet und die Erde gegen diese schüttet.

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

Fig. 671.

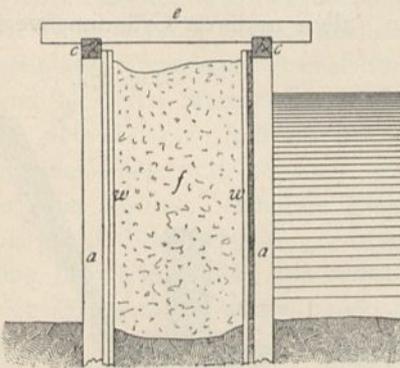
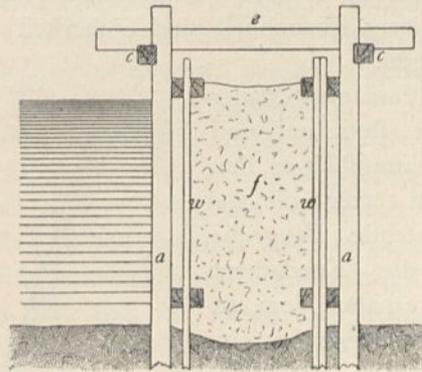


Fig. 672.



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

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

4) Durch Kastenfangdämme. Die größte Standfestigkeit und Wasserdichtheit kann man mit Kastenfangdämmen erzielen. Sie bestehen aus zwei Holzwänden, zwischen denen ein möglichst wasserundurchlässiges Füllmaterial eingebracht wird (Fig 671 u. 672).

Die Holzwände bestehen entweder aus dicht neben einander gefchlagenen Pfählen oder aus Bretter-, Stülp- und Spundwänden *w*, die durch Pfahlreihen *a* gestützt werden. Zur Längsverbinding dienen Holme 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 Klaiboden (fette, lehmige und thonige Erde) am besten geeignet, weil er am dichtesten ist; ein Gemenge aus Sand und Thon steht diesem Füllmaterial am nächsten; der Thon allein ist ungeeignet, weil er Hohlräume bildet. Betonfüllung erzeugt den höchsten Grad von Wasserdichtheit, kommt jedoch am theuersten zu stehen.

5) Durch Schwimmkästen ohne Boden. Ein seitlich geschlossener, meist hölzerner Kasten, der in der Grundrissgestalt dem zu fundirenden 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 Caiffon genannt. Die Form eines solchen Kastens entspricht gleichfalls der Grundrissgestalt des zu errichtenden Bauwerkes; durch Verspannung und Kalfaterung der einzelnen Theile wird ein hoher Grad von Wasserdichtheit erreicht. Der Boden bleibt unter dem Fundament (als liegender Rost, siehe Art. 428) liegen; die Seitenwände werden entfernt.

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

2. Kapitel.

Gemauerte Fundamente.

a) Voll gemauerte Fundamente.

397.
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 Fundament-Mauerwerk ist stets auf vollkommen tragfähigen Baugrund zu setzen; die auszusachtende Baugrube, bezw. die Fundament-Gräben erhalten dem entsprechend mindestens eine Tiefe, welche der Mächtigkeit der lockeren, nicht

Fig. 673.

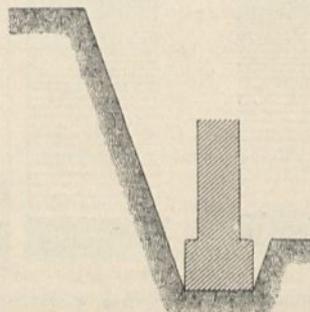
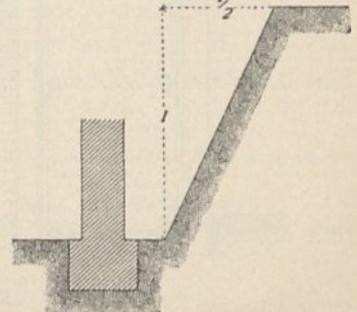


Fig. 674.



tragfähigen Bodenschichten gleich kommt. Erhält das zu errichtende Gebäude unterirdische Räume und reicht deren Sohle noch in die tragfähige Schicht hinein, so führt man die Sohle der Fundament-Gräben, bzw. die Basis des Fundament-Mauerwerkes noch 0,5 bis 1,0 m unter die Sohle jener Räume hinab (Fig. 673 u. 674).

Nachdem die Baugrube, bzw. die Fundament-Gräben ausgehoben, hierbei erforderlichenfalls trocken gelegt worden sind, wird ihre Sohle möglichst abgeglichen und geebnet. Soll die Fundament-Basis abtatzförmig hergestellt werden (vergl. Art. 375, S. 287) oder soll das Fundament-Mauerwerk zahnförmig in den Baugrund eingreifen (siehe ebendaf.), so bereitet man die Grabensohle in entsprechender Weise vor.

Alsdann wird auf der Baufohle ein Mörtelbett ausgebreitet und in dieses die unterste Schicht des Fundament-Mauerwerkes verlegt. Bei der hierauf folgenden weiteren Herstellung der Fundament-Mauerung ist insbesondere auf die anzuordnenden Fundament-Absätze Rücksicht zu nehmen, und es hat in der Höhe eines jeden derselben eine Abgleichung des Mauerwerkes stattzufinden. Müsste die Baugrube künstlich trocken gelegt werden, so ist das Wasserfchöpfen während der Grundmauerung fortzusetzen.

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

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

Hie und da (in Baden etc.) ist es, mit gutem Erfolg, üblich, als unterste Lage des Fundamentes fog. Bodenplatten anzuwenden; dies sind 20 bis 30 cm dicke, 80 bis 90 cm breite und 1,0 bis 1,5 m lange Sandfeinplatten, 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 Fundament-Mauerwerkes in Rollschichten aus. Die Sohlenschicht besteht alsdann aus grossen, hochkantig gestellten Quadern oder regelmässig behauenen Bruchsteinen; bei Verwendung der letzteren werden die Fugen mit kleineren Steinen ausgekeilt und gut mit Mörtel ausgefüllt.

Aus dem Gefagten geht hervor, dass sich Backsteine im Allgemeinen nur wenig für Fundament-Mauerwerk eignen. Nur bei Objecten, die einen geringen Druck auf den Baugrund ausüben, ferner in Fällen, wo grössere natürliche Steine nur schwer und bloss mit unverhältnissmässig grossen Kosten herbeizuschaffen sind, verwende man Backsteine, jedoch nur solche von besserer Qualität, namentlich scharf gebrannte Klinker. In Art. 32 (S. 29 u. 30) wurde bereits gefagt, dass sich für solche Fundamente der Stromverband empfiehlt, und auch dessen Durchführung dort angegeben.

Für Fundament-Mauerwerk von geringerer Dicke und Tiefe, das im Trockenem ausgeführt wird, genügt gewöhnlicher Luftmörtel; bei Gründungen im Wasser ist stets

398-
Fundament-
Mauerung.

399-
Material.

hydraulischer, am besten rasch erhärtender Cement-Mörtel zu verwenden. Allein auch dickes und tiefes Fundament-Mauerwerk, 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.

400.
Ausführung.

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

Weiters ist danach zu streben, daß das Fundament thunlichst als sog. zwei- häuptiges Mauerwerk ausgeführt werde. Bei Fundament-Gräben mit lothrechten Wänden (Fig. 674) ist dies nur schwer zu erreichen; wenn hingegen die unterste Mauerfchicht eben an den Fuß der geböschten Baugrubenwand herantritt (Fig. 673), so bleibt das übrige Fundament-Mauerwerk ganz frei, so daß es in seinen Außen- flächen solid und kunstgerecht ausgeführt werden kann und die Luft unbehinderten Zutritt hat.

Es ist von Wichtigkeit, daß das Fundament-Mauerwerk entsprechend austrockne, weil es nur so gehörig »abbinden« kann. Es sollte deshalb möglichst vermieden werden, den Zwischenraum zwischen Grundmauer und Baugrubenwandung sofort nach der Ausführung der ersteren mit Erde auszufüllen. Aller- dings läßt sich dieses Verfahren kaum umgehen, wenn der Fundament-Graben mit lothrechten Wandungen ausgefchachtet wurde und seine Breite die Dicke der Fundament-Mauerung nur um Weniges übersteigt¹⁹⁵⁾.

Im Anschluß an die Fundament-Mauern ist Boden oder Bauschutt, der mit organischen Stoffen ver- unreinigt ist, zu vermeiden, eben so Kohlenfchlacken und Ruß, weil bei deren Auslaugen durch Regen Schwefel- und Stickstoffverbindungen (Salpeter) an das Mauerwerk gelangen, dessen Austrocknen hindern, ja sogar den Mörtel erweichen.

Es wurde bislang vorausgesetzt, daß die Fundament-Mauerung in einer überhaupt wasserfreien oder in einer trocken gelegten 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 vortheilhaftesten, ein Beton-Fundament herzustellen; will man indeß ein gemauertes Fundament zur Ausführung bringen, so müssen größere Fundament-Quader im Wasser verlegt und auf diese erst das gewöhnliche Mauerwerk aufgesetzt werden.

401.
Asphalt-
Mauerwerk.

Für Maschinen-Fundamente verwendet man mit Vortheil Asphalt-Mauerwerk. Die von Dampfmaschinen, Prägemaschinen etc. herrührenden Schwingungen erzeugen auf starrem Auflager eine Gegenwirkung, wodurch ihr für das Gebäude nachtheiliger Einfluß noch erhöht und der ruhige, sanfte Gang der Maschinen sehr beeinträchtigt wird. Asphalt-Mauerwerk, eben so der im nächsten Kapitel noch zu erwähnende Asphalt-Beton begegnen den gedachten Mifsständen in trefflicher Weise.

Nach *Malo* stelle man zur Ausführung von Asphalt-Mauerwerk zuerst eine Form her, die innen mit glatt gehobelten Brettern verkleidet ist. Reiner Mastix-Asphalt, 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, so viel 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 Mastix-Bad, eine dritte Steinlage und so fort, bis die ganze Form ausgefüllt ist.

Man kann die Kosten des Asphalt-Mauerwerkes verringern, ohne dessen Vorzüge beträchtlich zu vermindern, wenn man den inneren Kern des Fundamentkörpers aus gewöhnlichem Mörtelmauerwerk

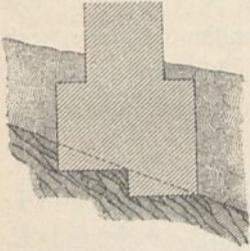
¹⁹⁵⁾ Siehe auch: Ueber mangelhafte Ausführung von Fundamentmauerwerk. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 52.

herstellt; nur der freie Raum zwischen diesem Kern und den Wänden der Gufsform wird alsdann mit Asphalt-Mauerwerk ausgefüllt¹⁹⁶⁾.

Wurde für eine längere Mauer die Fundament-Basis abgetreppt und haben die Stufen eine gröfsere Länge, so ist bei stark belasteten Bauwerken, wie dies bereits in Art. 375 (S. 287) gefagt wurde, der über jeder Stufe stehende Mauerkörper unabhängig von dem benachbarten auszuführen, damit nicht durch ungleichmäfsige Setzungen Risse hervorgebracht werden (siehe auch Art. 374, S. 286).

Man hat bei steil abfallendem Felsen wohl auch in der Querrichtung der Mauern Abfätze angeordnet (Fig. 675); indess ist dies nur bei sehr grofser Mauerdicke und geringer Belastung oder nur dann zu empfehlen, wenn es sich um die Gründung von Einfriedigungsmauern oder ähnlichen untergeordneten Objecten handelt. Sonst können bei starkem Drucke leicht schädliche Spaltungen im Mauerwerk hervorgerufen werden.

Fig. 675.



Sind in dem über den Grundmauern aufzuführenden Tagmauerwerk gröfsere Oeffnungen vorgesehen, wie z. B. Hausthore, gröfsere Schaufenster und Bogenstellungen etc., so ist das Fundament-Mauerwerk diesen Durchbrechungen entsprechend nur dann zu unterbrechen, wenn der stehende Boden aus Felsen oder einem Gestein besteht, das dieselbe Festigkeit, wie das Mauerwerk hat; in den meisten Fällen jedoch wird eine unter den Mauerdurchbrechungen durchgehende Fundament-Mauerung vorzuziehen sein, damit nicht ein Ausweichen der letzteren in Folge der in der Regel ifolirten und meist auch gröfsere lothrechten Drücke stattfindet.

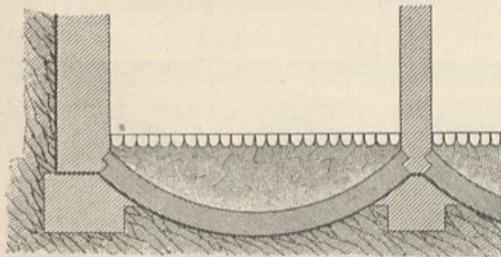
Steht zu befürchten, dafs das Fundament-Mauerwerk später, in Folge stark unterhöhlten Baugrundes etc., schädlichen Biegungen ausgesetzt werden wird, so vermehre man die Zugfestigkeit desselben durch Einziehen schmiedeeiserner Zuganker. (Vergl. auch Theil III, Bd. 6 dieses »Handbuches«, Abth. V, Abfchn. 1, Kap. 3: Sicherungen gegen die Wirkung von Bodensenkungen und Erderfchütterungen.)

Ueben die Mauern eines Gebäudes einen starken Druck auf den Baugrund aus, so dafs ein zu bedeutendes Einsinken ihrer Fundamente zu erwarten ist, so sucht man den Druck dadurch auf eine gröfsere Fläche zu vertheilen, dafs man zwischen den Mauer-Fundamenten umgekehrte Gewölbe einspannt. Letztere sind auch dann sehr wirksam, wenn in Folge des grofsen Druckes zu befürchten ist, dafs der Boden seitlich ausweicht und längs der Mauer-Fundamente emporsteigt; einem solchen Auftriebe

wird durch umgekehrte Gewölbe besser entgegengewirkt, als durch blofse Belastung des Baugrundes.

Die umgekehrten Fundament-Gewölbe sind meist Tonnengewölbe, welche zwischen je zwei benachbarten Parallelmauern eingezogen werden (Fig. 676); seltener kommen Kloftergewölbe (fog. Erdkappen) zur Anwendung. Bei der Ausführung wird zunächst zwischen den Fundament-Mauern der Baugrund mit

Fig. 676.



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

Hilfe einer entsprechend geformten Lehre so abgegraben, dafs er die Gestalt der unteren Wölbflächen erhält, alsdann geschieht die Gewölbmauerung in der sonst üblichen Weise.

Bei den Verstärkungsarbeiten am Thurme des Ulmer Münsters wurde u. A. zwischen der nördlichen und südlichen Fundament-Mauer ein Bodengewölbe aus Quadern eingezogen, um die bereits vorhandene grofse und bei den Vollendungsarbeiten noch zu vermehrende Belastung des Baugrundes auf eine gröfsere Fläche zu vertheilen. 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 herabgemindert¹⁹⁷⁾.

196) Siehe auch: DORBIGNY, L. *L'asphalte employé pour fondation des machines. La semaine de const.* 1886—87, S. 250.

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

402.
Mauerwerk
mit
Abtreppungen
und
Oeffnungen.

403.
Umgekehrte
Fundament-
Gewölbe.

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. Es wird der trocken zu legende Raum zunächst durch umgekehrte Gurtbogen in kleinere Felder geteilt, und in diese werden umgekehrte flache Erdkappen aus ganz guten Backsteinen in bestem Cement-Mörtel 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 (Ifolir-) Schicht aus Lehmschlag, Asphalt, Asphaltplatten etc. aus (Fig. 676); selbstredend müssen alsdann auch die begrenzenden Grundmauern mit den erforderlichen Ifolir-Schichten versehen werden. (Siehe auch im nächsten Hefte dieses »Handbuches«, Abth. III, Abschn. 1, A, Kap. 12: Schutz der Wände gegen Feuchtigkeit.)

b) Pfeiler-Fundamente.

Pfeiler-Fundamente, welche nicht aus durchgehendem Fundament-Mauerwerk, sondern aus einzelnen gemauerten Fundament-Pfeilern bestehen, können zweifacher Art sein, und zwar Pfeiler-Fundamente für durchgehendes Tagmauerwerk und Fundamente für einzelne Pfeiler oder Freistützen.

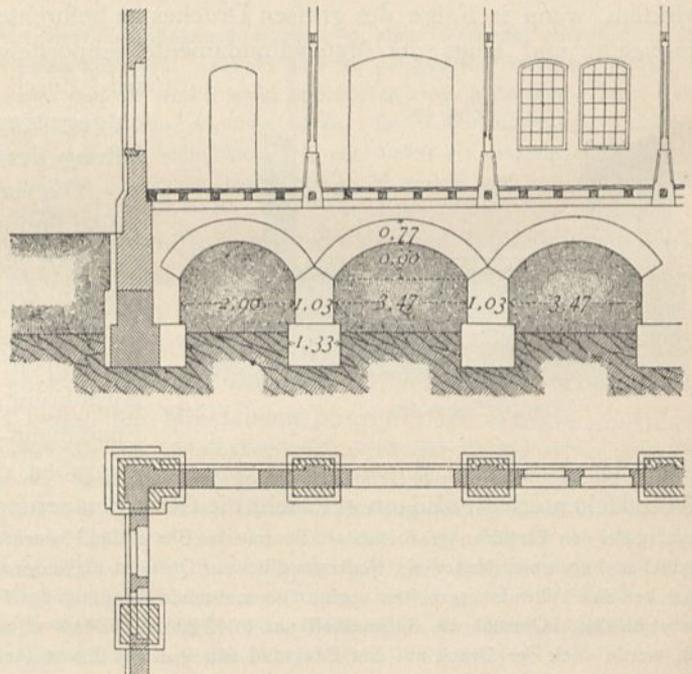
1) Pfeiler-Fundamente für durchgehendes Tagmauerwerk.

404.
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 Fundament-Mauerung ausgeführt, sondern nur einzelne Mauerpfeiler auf der tragfähigen Bodenschicht errichtet, diese oben durch Gurtbogen, sog. Grundbogen, mit einander verbunden und nach Abgleichung der Bogenwickel auf diesem Unterbau das Tagmauerwerk hergestellt.

Die Fundament-Pfeiler müssen bei einer derartigen Anordnung einen so großen wagrechten Querschnitt erhalten, daß sie den vom darauf stehenden Gebäude ausgeübten lothrechten Druck aufzunehmen im Stande sind. Ihr Querschnitt muß demnach so groß gewählt werden, daß die größte darin vorkommende Pressung die zulässige Druckbeanspruchung des Fundament-Mauerwerkes nicht überschreitet; die letztere ist im vorliegenden Falle höchstens zu 8 bis 10 kg für 1 qcm anzunehmen. Die Fundament-Pfeiler haben nach unten eine entsprechende Verbreiterung zu erfahren, damit der in der Basis herrschende Druck das für den vorliegenden Baugrund zulässige Maß nicht übersteigt.

Fig. 677.



Vom Güterschuppen auf dem Bahnhofe zu Göttingen.

1/200 w. Gr.

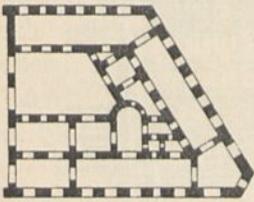
Die Pfeiler werden so angeordnet, daß an die Ecken des Gebäudes jedesmal ein kräftiger Pfeiler zu stehen kommt und daß im Uebrigen die Axentheilung der Fenster- und Thüröffnungen zu Grunde gelegt wird; besonders hat man es zu vermeiden, daß auf die Mitte eines Grundbogens eine Einzellaft zu stehen kommt. (Vergl. Fig. 677 bis 679.)

Die Fundament-Pfeiler 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 Cement-Mörtel 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 Constructionshöhe nicht fehlt, am besten der Halbkreisbogen gewählt; bei geringer Höhe wendet man Stichbogen an, deren Stichverhältniß indess 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 isolirten Einzeldruck ausgesetzt ist. Als Material für die Grundbogen sind scharf gebrannte Backsteine oder harte und lagerhafte Bruchsteine anzuwenden; Quader sind zwar nicht ausgeschlossen, in der Regel aber zu theuer.

405.
Grundbogen.

Fig. 678.

Fundament-Plan zu Fig. 679¹⁹⁸⁾.
1/1000 w. Gr.

Bei der Gefammtanordnung und Ausführung der Fundament-Pfeiler und der sie überspannenden Grundbogen zeigen sich nicht unwesentliche Verschiedenheiten. Die wichtigsten vorkommenden Fälle sind die folgenden.

406.
Gefammt-
anordnung
und
Ausführung.

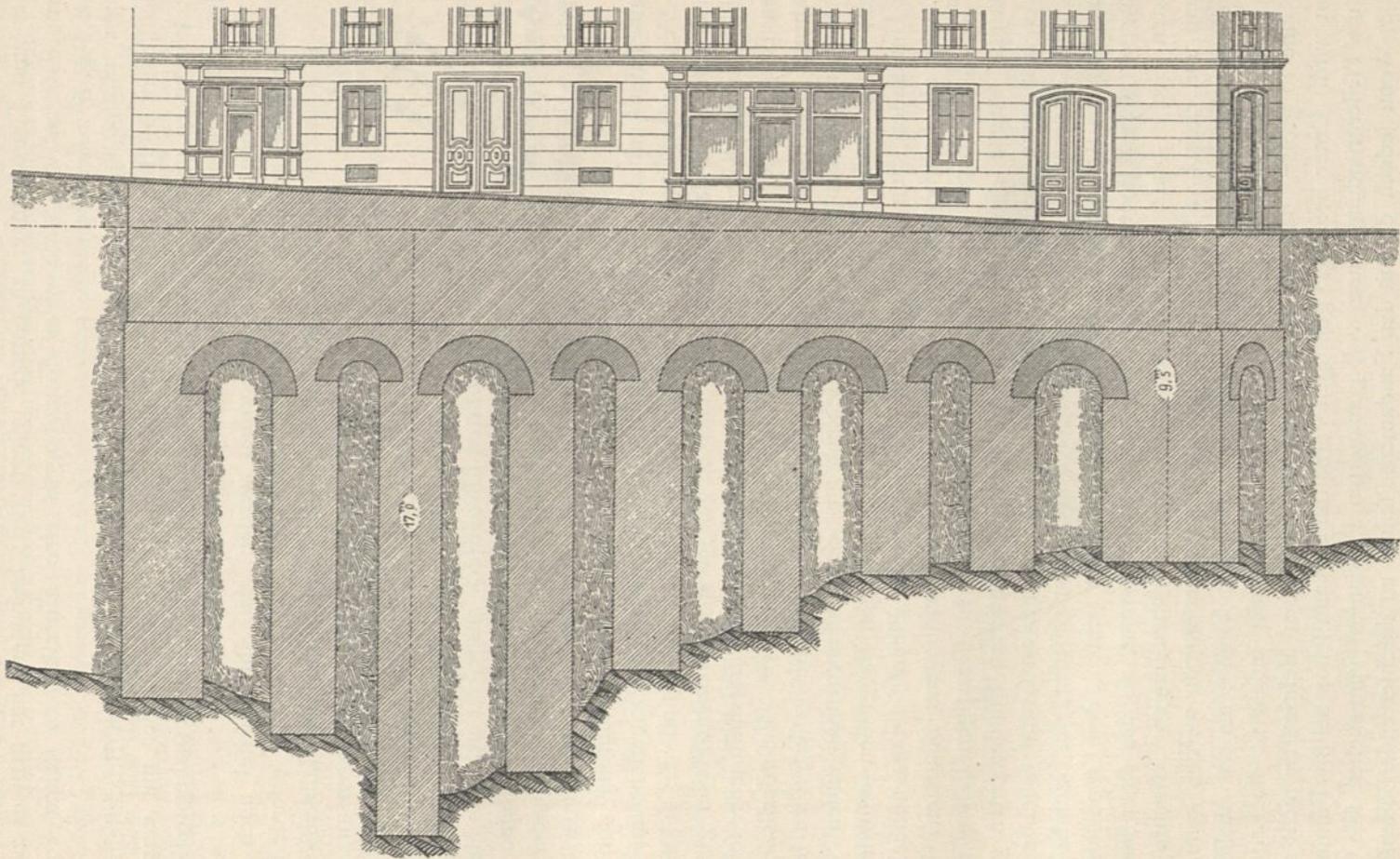
α) Man gräbt das lockere Bodenmaterial für jeden Fundament-Pfeiler getrennt aus, bis man auf die tragfähige Schicht gelangt; alsdann wird innerhalb jeder schachtartigen Baugrube der Pfeiler bis zur Kämpferhöhe aufgemauert. Erforderlichenfalls ist während der Grundgrabung und der Mauerung die Baugrube wasserfrei zu halten.

Besteht die abzugrabende Bodenschicht aus einer zusammenhängenden, fetten Erdart, so ist häufig keine Zimmerung der schachtartigen Baugruben erforderlich; unter Umständen kann man sogar den zwischen je zwei Pfeilern stehen gebliebenen Erdkörper als Lehrbogen für die Einwölbung des Grundbogens benutzen, indem man diesen Erdkörper nach der Bogenform abgräbt. In derartigen Fällen ist die Erfparnis, welche die Pfeileranordnung den voll gemauerten Fundamenten gegenüber ergibt, eine wesentliche. Zwar steht dem Gewinne an Grundaushubung und Fundament-Mauerwerk, unter Umständen auch an Wasserfchöpfen, der Nachtheil entgegen, daß das Abteufen einer schachtartigen Baugrube (einschl. des Emporfchaffens des ausgegrabenen Bodenmaterials) theurer zu stehen kommt, als das einer lang gestreckten 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 theurer zu stehen kommt, als die Ausführung eines gleichen Rauminhaltes von aufgehendem Mauerwerk; indess ist die Erfparnis doch eine so große, daß sie durch die zuletzt erwähnten Mehrkosten nicht aufgewogen wird. Unter besonders günstigen Verhältnissen kann schon bei 3^m Fundirungstiefe die Pfeilergründung einem voll gemauerten Fundament vorzuziehen sein.

β) Wenn jedoch die mit den Fundament-Pfeilern zu durchsetzende Bodenschicht locker ist, so müssen die schachtartigen Baugruben ausgezimmert werden; die Zim-

198) Nach: *Novv. annales de la const.* 1876, Pl. 26.

Fig. 679.



Von einem Wohn- und Geschäftshaus zu Madrid ¹⁹⁸). — $\frac{1}{200}$ w. Gr.

merung fällt um so stärker, d. i. um so theurer aus, je lockerer das betreffende Bodenmaterial ist, und die Ersparnisse an Grundaushhebung und Fundament-Mauerwerk verschwinden zum Theile oder ganz in Folge der hohen Kosten der Schachtzimmerung.

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

a) Man hebt keine Baugruben aus und ersetzt die von unten nach oben zu mauernden Fundament-Pfeiler durch Senkbrunnen oder Senkröhren, die von oben nach unten in den Boden eingefenkt werden. Von diesem Verfahren, welches hauptsächlich bei großer Fundirungstiefe und starkem Wasserandrang zu empfehlen ist, wird noch in Kap. 2 u. 3 des nächsten Abschnittes eingehend die Rede sein. Unter gewöhnlichen Verhältnissen läßt sich annehmen, daß bei 5 bis 6^m Tiefe der Fundament-Basis unter dem Terrain Pfeiler-Fundamente noch vortheilhaft sind; bei noch größerer Tiefe kommt die Senkbrunnen-Gründung in der Regel billiger zu stehen. Doch sind Pfeiler-Fundamente der vorbeschriebenen Art für viel größere Tiefen (z. B. für 17^m Tiefe bei dem in Fig. 679 dargestellten Gebäude) ausgeführt worden.

407.
Erfatz durch
Brunnenpfeiler
etc.

b) Man hebt nicht, den einzelnen Pfeilern entsprechend, einzelne schachtartige Baugruben aus, sondern für die ganze Mauer eine einzige ununterbrochene Baugrube. Die Auszimmerung einer solchen lang gestreckten Baugrube ist häufig billiger, als die mehrerer einzelner Schächte; auch kann die Mauerung der Pfeiler bequemer und billiger ausgeführt werden.

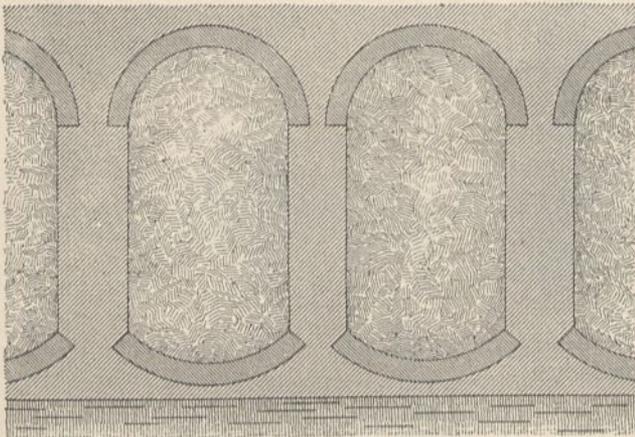
408.
Durchgehendes
Banket.

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

c) Bisweilen ist man genöthigt, auf einer Bodenschicht zu fundiren, die zwar gleichmäÙig tragfähig, aber noch nicht fest genug ist, die von den einzelnen Fundament-Pfeilern ausgeübten Drücke mit Sicherheit aufzunehmen. Will man in einem solchen Falle die Drücke auch auf die zwischen den Pfeilern gelegenen Baugrundflächen vertheilen, so wende man umgekehrte Gewölbbo gen an,

409.
Erdbogen.

Fig. 680.



Pfeiler-Fundament mit Erd- und Grundbogen. — $\frac{1}{200}$ w. Gr.

die zwischen den Fundament-Pfeilern einzuspannen sind (Fig. 680).

Solche umgekehrte Fundament-Bogen, Erdbogen, Gegenbogen oder Contre-Bogen genannt, sind für die Druckvertheilung besonders dann geeignet, wenn die für die Fundamente gegebene Constructionshöhe im Verhältniß zu den Abständen der einzelnen Pfeiler von einander so beschränkt ist,

dafs eine einfache Verbreiterung der Pfeiler oder ein durchgehendes Banket nicht genügend wirksam ist. Eben so sind Erdbogen ein vortreffliches Mittel, wenn der Baugrund so nachgiebig ist, dafs bei stärkerem Drucke ein Auftrieb des Bodens, d. i. ein seitliches Ausweichen und Emporfteigen desselben zu befürchten steht.

Die Anordnung der Fundamente wird die vortheilhafteste sein, wenn die Druckvertheilung über die ganze Fundament-Sohle gleichmäfsig geschieht; gleichartigen Baugrund vorausgesetzt, wird sich die Form und Stärke der Erdbogen aus dem gleichmäfsig vertheilt anzunehmenden Gegendruck des Baugrundes auf die Fundament-Sohle ergeben. Hiervon ausgehend hat *Koenen* ¹⁹⁹⁾ Form und Stärke solcher Bogen theoretisch untersucht.

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

410.
Pfeiler-
Fundamente
in
aufgeschüttetem
Boden.

γ) Am einfachsten und auch vortheilhaftesten wird die Anordnung und Ausführung von Pfeiler-Fundamenten, 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 Fundament-Pfeiler, bevor die Aufschüttung vorgenommen worden ist. Die Kosten der in dem aufgeschütteten Material herzustellenden Baugrube entfallen alsdann ganz, und die Kostenersparnis bei der Gebäudegründung ist eine sehr wesentliche.

2) Fundamente für einzelne Pfeiler.

411.
Anordnung.

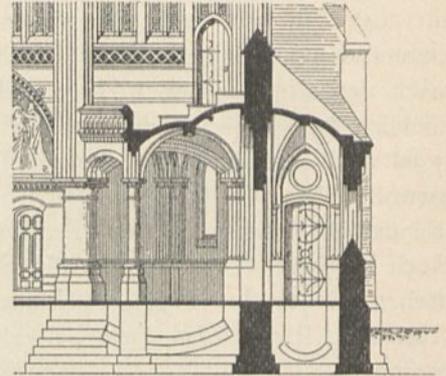
Nicht selten werden die Decken- und Dach-Constructionen gröfserer Räume von einzelnen steinernen, hölzernen oder eisernen Säulen, von gemauerten Pfeilern oder sonstigen Freistützen getragen, so dafs der von der gewölbten oder von der Balken-Decke, bezw. vom Dache ausgeübte lothrechte Druck von diesen Stützen, unter Umständen auch noch von den etwa vorhandenen Umfassungswänden aufgenommen wird und auf den Baugrund zu übertragen ist (Fig. 682).

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

¹⁹⁹⁾ Ueber Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11.

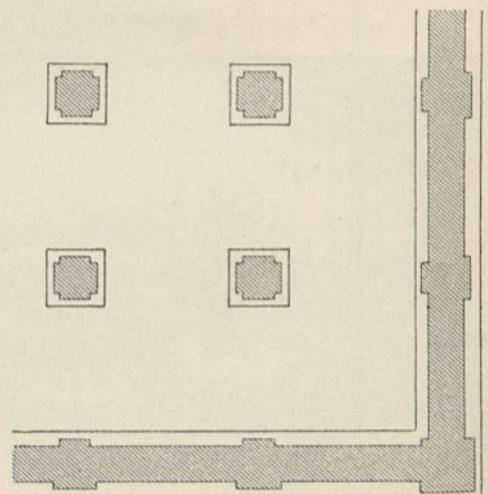
²⁰⁰⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1877, Bl. 7.

Fig. 681.



Von der St. Johannis-Kirche zu Altona ²⁰⁰⁾.
1/100 w. Gr.

Fig. 682.



1/200 w. Gr.

Fig. 683.

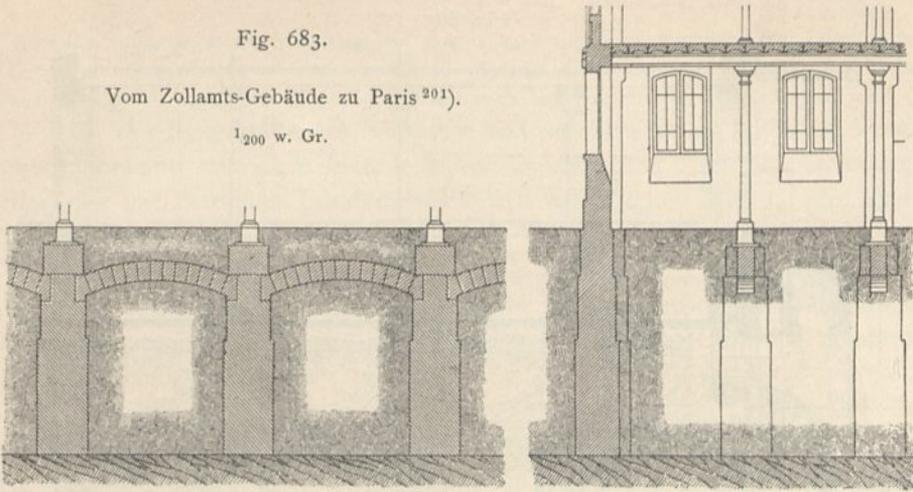
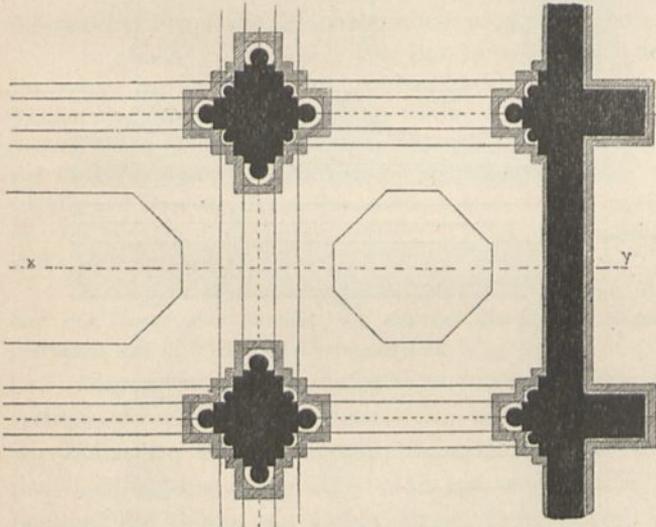
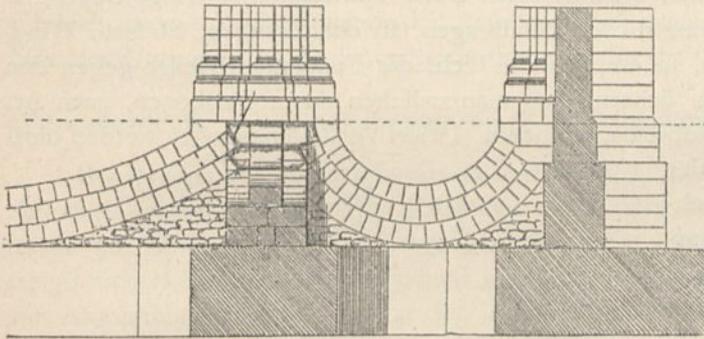
Vom Zollamts-Gebäude zu Paris ²⁰¹⁾. $\frac{1}{200}$ w. Gr.

Fig. 684.

Schnitt *xy*.Von der Kirche *de la Basside* zu Bordeaux ²⁰²⁾. $\frac{1}{200}$ w. Gr.

Construotionen in Verbindung gebracht. Es kommen hauptsächlich die folgenden Anordnungen vor.

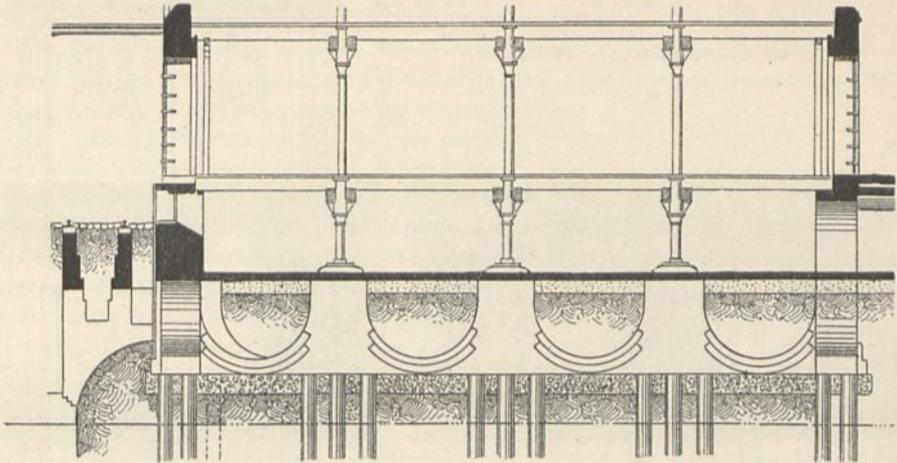
a) Jede Freistütze erhält ein gemauertes Pfeiler-Fundament für sich, das, mit den entsprechenden Fundament-Abfätzen versehen, eine so große Basis erhält, daß der Baugrund dem herrschenden Drucke mit Sicherheit widerstehen kann. Diese Anordnung ist zu empfehlen, wenn der Baugrund ein sehr guter ist, wenn die Freistützen weit von einander abstehen und wenn die Last, die sie zu tragen haben, nicht groß ist.

Ueber die besonderen Vorkehrungen, welche bei eisernen Freistützen, insbesondere wenn sie seitlichen Schüben ausgesetzt sind, notwendig werden, ist bereits in Art. 282 (S. 197) die Rede gewesen.

²⁰¹⁾ Nach: *Encyclopédie d'arch.* 1876, Pl. 1427.

²⁰²⁾ Facf.-Repr. nach: *Gazette des arch.* 1865, S. 41.

Fig. 685.

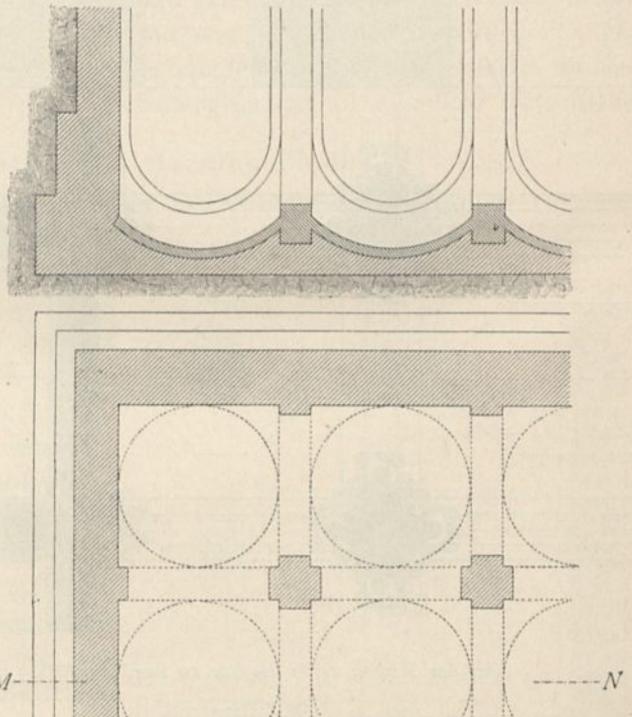
Vom Waarenspeicher am Kaifer-Quai zu Hamburg²⁰³⁾. — $\frac{1}{200}$ w. Gr.

β) Wenn in der gestützten Decken- oder Dach-Construction einseitige wagrechte Schübe in Folge von unsymmetrischen Belastungen, Erschütterungen, Stößen, Winddruck etc. entstehen können, so empfiehlt es sich, die Fundament-Pfeiler gegen den 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. 683) 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 Fundament-Sohle in ganz ähnlicher Weise umgekehrte Gurtbogen, die mit den vorher besprochenen Erd- oder Gegenbogen übereinstimmen, angeordnet (Fig. 681 u. 684). Dieselben können auch dazu dienen, den von den Einzelpfeilern auf den Baugrund ausgeübten Druck auf eine größere Fläche zu verteilen und einem etwaigen seitlichen Ausweichen des Bodens entgegenzuwirken.

Fig. 686.

Schnitt *MN*. $\frac{1}{200}$ w. Gr.

²⁰³⁾ Nach: Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, Bl. 39.

Bisweilen erscheint es zur Sicherung des ganzen Baues angezeigt, Verbindungen, bezw. Absteifungen durch Grund- und Gegenbogen vorzunehmen. Auch wird die Anordnung von Gegenbogen mit der Pfahlrost-Gründung zugleich angewandt (Fig. 685), wovon noch bei der letzteren die Rede sein wird.

δ) Läßt der Baugrund unter stärkerem isolirtem Drucke ein seitliches Ausweichen befürchten, so kann man dem hierdurch hervorgebrachten Auftriebe entweder durch Belastung des zwischen den Fundament-Pfeilern befindlichen Bodens oder durch umgekehrte Gewölbe entgegenwirken.

Im ersteren Falle kann eine durchgehende Mauerfschicht (durchgehendes Banket, siehe Art. 408) angewendet werden; noch besser ist eine Betonfschicht, die unter dem ganzen Raume ausgebreitet wird und nicht nur durch ihr Gewicht, sondern auch durch ihre Zugfestigkeit wirkt.

Bei stärkerem Auftriebe werden umgekehrte Gewölbe angewendet und als Tonnen- oder als Kappengewölbe (fog. Erdkappen) ausgeführt. Bei Tonnengewölben werden zwischen den in einer Reihe gelegenen Pfeilern umgekehrte Gurtbogen (Erdbogen) in der einen Richtung angelegt und winkelrecht dazu die Tonnengewölbe eingezogen. Sollen Erdkappen ausgeführt werden, so werden zuerst durch umgekehrte Längs- und Quergurtbogen viereckige Räume zwischen je vier Pfeilern gebildet und in diese die umgekehrten Kappen eingezogen (Fig. 686). Es ist hier stets eine Untermauerung, die zugleich als Lehre für die Gewölbe dient, zu empfehlen.

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 regelmäfsigem Schichtenverbande vermauert werden und wenn durch entsprechende Fundament-Verbreiterung der Normaldruck auf die Flächeneinheit möglichst klein ist.

Bei einem großen Theile der alt-ägyptischen, hellenischen und römischen Bauwerke sind die Fundamente aus sorgfältig bearbeiteten und eben so gefügten Quadern ohne jedes Bindemittel — also aus Trockenmauerwerk — ausgeführt (z. B. Parthenon, Theseion, Erechtheion, Hercules [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 in Folge dessen 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 Christenthumes in dieser Gegend herrühren und in solcher Weise fundirt 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.

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

412.
Trocken-
mauerwerk.

413.
Stein-
packungen.

414.
Stein-
schüttungen.

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

Bezüglich der Größe der zu benutzenden Steine sei auf Art. 376 (S. 290) 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 theurer 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.

Literatur

über »gemauerte Fundamente«.

ENGEL, C. L. Ueber Fundamente aus Bruchsteinen ohne Mörtel. Journ. f. d. Bauk., Bd. 2, S. 23.

Fondation de 47 puits maçonnés exécutés à Madrid. Nouv. annales de la const. 1867, S. 93.

SPIEKER. Fundirung eines Monumentes. Zeitschr. f. Bauhdw. 1872, S. 124.

Ausgeführte Pfeiler-Gründung. 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.

415.
Geschüttete
und
Schwellrost-
Fundamente.

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

In derartigen Fällen können nicht mehr gemauerte Fundamente angewendet werden, weil dieselben den vom Bauwerk ausgeübten Druck nicht in genügender Weise nach unten vertheilen und weil sie bei ungleichmäßiger Beschaffenheit des Baugrundes partielle, d. i. schädliche Einenkungen erleiden. Es empfehlen sich alsdann Beton-, Sand- und Schwellrost-Fundamente.

a) Beton-Fundamente.

416.
Allgemeines.

Constructionstheile eines Bauwerkes, die aus Beton hergestellt sind, werden häufig als Gufsmauerwerk bezeichnet; dem entsprechend schliessen sich an die im vorhergehenden Kapitel behandelten gemauerten Fundamente die Beton-Fundamente naturgemäss an.

Das Kennzeichnende dieser Gründungsweise besteht in der Herstellung einer monolithen Fundament-Platte, bezw. eines monolithen Fundament-Klotzes, aus einer einheitlichen Masse ohne jegliche Lager- und Stosfugen gebildet. Die monolithische Betonplatte, bezw. der monolithische Betonklotz muß 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, daß das Fundament keine nachtheilige 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 vulcanischen Massen, die ziemlich zähe sind und in Folge dessen gestatteten, daß man die Baugrube mit lothrechten Wänden aushob und dieselbe entweder gar nicht oder nur sehr leicht abzimberte. Auf solche Weise bildeten die Fundament-Gräben ein genügend widerstandsfähiges Bett, in welches das Gufsmauerwerk eingebracht und fest gestampft werden konnte.

Beton-Fundamente können eben sowohl im Trockenem, als 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 nöthig auch von der Seite verhüten. Der Beton ist auch in vorzüglicher Weise geeignet, etwaige Unregelmäßigkeiten der Baufohle auszugleichen. Ueberhaupt bilden Beton Gründungen, an richtiger Stelle angewendet und in richtiger Weise ausgeführt, eine vorzügliches Fundirungsverfahren.

Für die Herstellung eines Beton-Fundamentes ist hydraulischer Beton nicht unbedingt erforderlich; bei Gründungen im Trockenem kann Luftmörtel zur Betonbereitung verwendet werden; dagegen muß man möglichst rasch erhärtendes Material, am besten Cement-Beton 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 mäßiger Last, so wie bei festerem Baugrunde genügt eine mittlere Beschaffenheit Beton und eine leichte Ausführung. Für das Tragen schwerer Lasten jedoch (4 kg für 1 qm und darüber), zur Ausgleichung des Druckes über stark presbarem Boden oder zu Dichtung von Quellen sind die beste Sorte Beton und sehr sorgfältige Arbeit erforderlich. Die sorgfältigste Ausführung ist vor Allem dann nothwendig, wenn das Bauwerk bei großer Grundfläche, bei großem Wasserdruck und durchlässigem Boden ein wasserdichtes Becken bilden soll.

Der letztgedachte Fall tritt bei der Ausführung größerer Behälter ein. Ein interessantes Beispiel bietet auch die Fundirung des Bühnenraumes im neuen Opernhause zu Paris dar. Man hatte es dort mit einem sehr bedeutenden Grundwasserandrang zu thun; dasselbe strömte unter einer Druckhöhe von ca. 5 m zu. Um die Räume unterhalb der Bühne trocken zu erhalten, wurde ein großes Becken aus Cement-Beton ausgeführt.

Bezüglich der Betonbereitung und der dazu zu verwendenden Materialien sei auf Theil I, Band 1, erste Hälfte dieses »Handbuches« (Abth. I, Abschn. 1, Kap. 4) verwiesen.

Die Mächtigkeit des Beton-Fundamentes ist abhängig von der Beschaffenheit des Betons, von der größeren oder geringeren Presbarkeit 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 Factoren anbelangt, so kann als Anhaltspunkt dienen, daß guter hydraulischer Beton bei ca. 1 m Stärke eine Last von 4 bis 5 kg

417.
Material.

418.
Abmessungen.

für 1 qm Nutzfläche mit Sicherheit tragen kann, wenn der Baugrund wenig pfeßbar 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 gleichmäÙig vertheilt ist. Unter gewöhnlichen Verhältnissen genügt alsdann eine Mächtigkeit des Beton-Fundamentes 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 beabachtigten 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 definitiven Lasten anzunehmen, weil der Beton im Laufe der Zeit immer härter wird.

Zeigt sich in der Baugrube ein starker Wasserandrang und soll die Betonplatte in erster Reihe dem durch die Wasserzuflrömung entstehenden Auftriebe entgegenwirken, damit alsdann die Baugrube durch Wassererschöpfen trocken gelegt werden könne, so läßt sich nach Art. 376 (S. 290) die erforderliche Stärke der Betonschicht berechnen, indem man die maßgebende Wassertiefe durch das Gewicht der Raumeinheit Beton (2,0 bis 2,2) dividirt.

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

Die Grundfläche eines Beton-Fundamentes ergibt sich aus dessen Nutzfläche und letztere wieder aus der zulässigen, im vorhergehenden Artikel bereits angegebenen Belastung für die Flächeneinheit. Uebt das auf das Beton-Fundament aufzusetzende Bauwerk einen größeren, als den größten zulässigen Druck aus, so muß derselbe durch entsprechende Verbreiterung des betreffenden Mauerwerkes oder der sonstigen Constructionstheile herabgemindert werden (Fig. 687). In den allermeisten Fällen genügt es, wenn die Sohle des Beton-Fundamentes vor der Grundfläche des darauf gesetzten Bauobjectes an allen Seiten um etwa $\frac{3}{4}$ seiner Stärke vorspringt (Fig. 687). Meist werden parallel-epipedisch gestaltete Betonplatten zur Ausführung gebracht (Fig. 687); indess kommen auch Betonklötze vor, deren wagrechter Querschnitt sich nach unten vergrößert (Fig. 688).

Fig. 687.

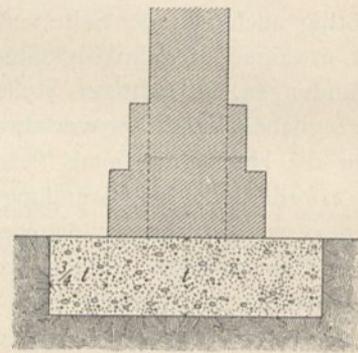
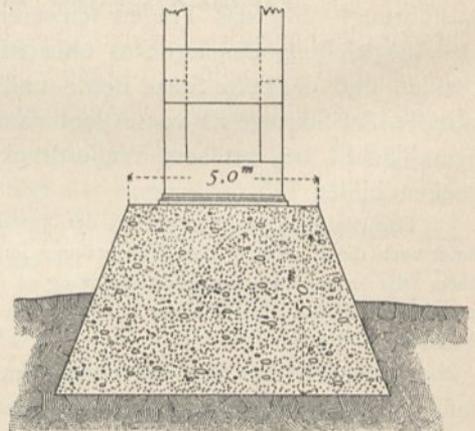


Fig. 688.



Beton-Fundament einer Freistütze von der Weltausstellungs-Rotunde in Wien (1873).
 $\frac{1}{200}$ w. Gr.

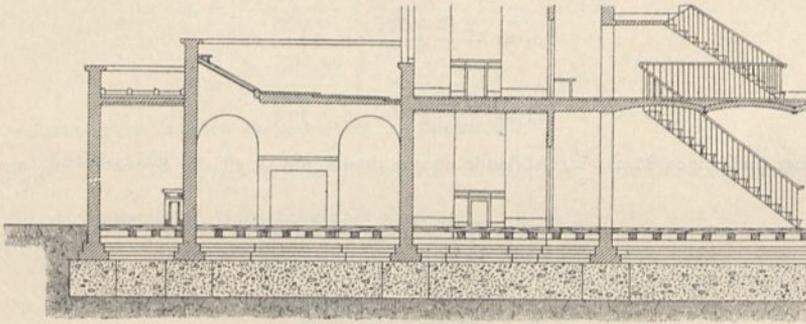
In Rotterdam und anderen holländischen Städten werden bei Gründungen auf Moorboden von bedeutender Mächtigkeit Beton-Fundamente von sehr großer Breite angewendet, so daß die Betonkörper mit sehr breiten Abfätzen vor den betreffenden Mauern vorspringen. Man erzielt dadurch ein gleichmäßiges Einfinken des ganzen Gebäudes, welches Anfangs sehr beträchtlich ist, später jedoch ganz aufhört.

Handelt es sich um die Gründung eines größeren Gebäudes, so wird in den meisten Fällen jede Wand, bezw. jeder Pfeiler desselben auf ein besonderes Beton-Fundament gesetzt. Sind jedoch die Räume eines Gebäudes sehr klein, so daß die Wände desselben einander sehr nahe stehen, oder ist der Baugrund sehr nachgiebig, so daß unter stärkerem Drucke ein Emporsteigen seiner nicht belasteten Theile zu befürchten ist, so legt man unter das ganze Gebäude eine durchgehende Betonplatte.

419.
Durchgehendes
Beton-
Fundament.

Das in Londoner Häusern vielfach angewendete Gründungsverfahren ist durch Fig. 689 veranschaulicht. — Beim Bau der Marien-Kirche in Stuttgart (Arch.: v. Egle) ist jeder der beiden Thürme auf eine durchgehende Betonplatte (Portland-Cement-Beton) von 140 qm Grundfläche und 1,4 m Dicke gesetzt worden.

Fig. 689.



Von einem Wohnhaus zu London (*Lowndes street* 204). — 1/200 w. Gr.

Eine derartige durchgehende Betonplatte muß in solcher Dicke ausgeführt werden, damit sie unter den isolirten 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. 690) durch die isolirten 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 Reaction *R* des Baugrundes

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

Der Abstand *r* (von der Kante *A*), in welchem diese Reaction *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 Vertheilung der herrschenden Drücke nach einer geraden Linie statt, und es ergibt sich, wegen der im Allgemeinen excentrischen Beanspruchung als Druckfigur ein Trapez 205). Alsdann ist nach Fig. 691, wenn man die Spannungen an den Kanten *A* und *B* bezw. mit σ_1 und σ_2 bezeichnet,

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

205) Siehe Theil 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).

Fig. 691.

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

woraus

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

Es ist ferner

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

oder

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

woraus

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

Hiermit den oben gefundenen Werth von σ_1 verglichen, giebt

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

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 σ_x aus dem Verhältniß

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

zu bestimmen, ergibt sich also zu

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

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

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

oder

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

für σ_x den obigen Werth 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 Curve dritten Grades, deren größte Ordinate den Höchsthwerth vorstellt. Differenziert man die letzte Gleichung nach x , so erhält man

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

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. 691 dargestellten Falle sowohl für $\Sigma(D) = D_1$, als auch für $\Sigma(D) = D_1 + D_2$ zu lösen, um zu ermitteln, ob das größte Moment zwischen D_1 und D_2 oder zwischen D_2 und D_3 gelegen ist.

Für die Beanspruchung auf Biegung ist nun²⁰⁶⁾

$$\frac{f}{a} = \frac{M_{max}}{K},$$

²⁰⁶⁾ Nach Gleichung 36, S. 262 (2. Aufl.: Gleichung 44, S. 65) in Theil I, Band 1, zweite Hälfte dieses »Handbuches«.

wenn mit \mathcal{F} das Trägheitsmoment des Querschnittes, mit a der Abstand der am meisten gezogenen Faser von der neutralen Axe, 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 Bedingungsgleichung

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

Beispiel. Für den durch Fig. 690 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 Höchstwerth 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 Biegemomentes zwischen D_2 und D_3 folgt aus der Gleichung

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

d. h. dasselbe fällt mit dem Moment M zusammen, und das berechnete $M_{max} = \infty 13\,000$ mkg ist wirklich das größte Biegemoment, welches in der fraglichen Betonplatte auftritt.

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

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

Durchgehende Beton-Fundamente sind auch dann mit Vortheil 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 Theile des letzteren; unter Umständen bleibt dabei das Gebäude unverfehrt, wie die letzten Berggrufche in Aachen gezeigt haben.

Eine neuere städtische Schule in Aachen wurde auf eine 90 cm starke Betonfüllung gefetzt, 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 unergründlicher, nasser Klaiboden befindet; die Sandschicht ist durch Stützmauern gegen seitliches Ausweichen gefchützt.

Durchgehende Fundamente aus Cement-Beton sind ferner zu empfehlen, wenn die Kellerfohle eines Gebäudes gegen das Eindringen des Grundwassers zu schützen ist (vergl. Art. 366, S. 256); unter besonders schwierigen Verhältnissen kommen gleichzeitig umgekehrte Gewölbe (siehe Art. 403, S. 309) und Betonlagen zur Anwendung.

Eine Anlage letzterer Art wurde mit besonderer Sorgfalt in der Markthalle IV zu Berlin (*Dorotheen-Straße*) 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. 692) geeignet war; letztere wurden sodann aus schichtenweise aufgebrachtem und fest gestampftem Cement-Beton 12 cm stark hergestellt. Jedes dieser Gewölbe spannt sich mit 35 cm Stich gegen umgekehrte Gurtbogen *c*, welche zwischen die vorhandenen Fundament-Pfeiler *h* in der kürzeren Richtung zur Ausführung gekommen sind. Auf diese Beton-Gewölbe wurde eine 25 mm dicke, wasserdichte Cement-Deckschicht *b* aufgebracht und die Oberfläche derselben mit reinem Cement geglättet, um alle Poren sorgfältig zu verschließen. Nach Erhärten dieser wasserdichten Deckschicht wurde Füllmaterial *d*, bestehend aus Sand und Ziegelbrocken, aufgetragen; dasselbe soll auch gleichzeitig zur Belastung dienen. Auf das fest gestampfte Füllmaterial kam der sog. Arbeitsboden *e* zu liegen, welcher aus Cement-Beton in 8 cm Stärke ausgeführt wurde; schließlich wurde noch eine Deckschicht *f* aus Cement, 2 cm dick, ausgearbeitet.

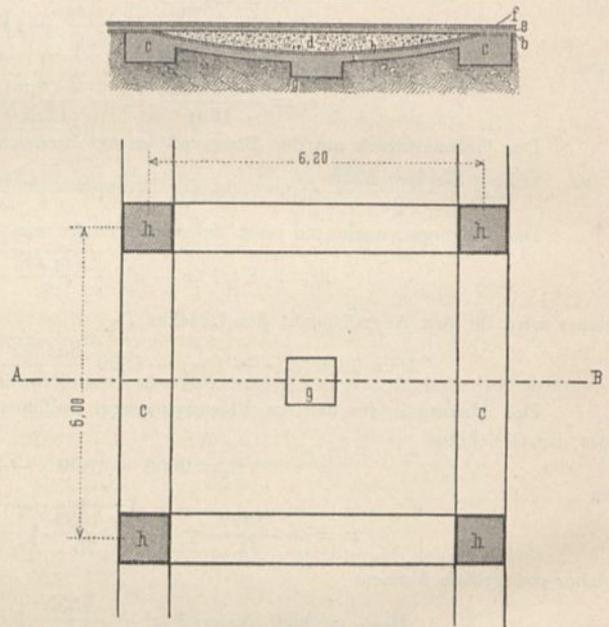
Wenn die Kellerfußböden Ausbesserungen erfordern werden, so brauchen sich letztere, in Folge der gewählten Construction, nur auf den Arbeitsboden zu erstrecken; der eigentlich dichtende Boden bleibt dabei unberührt. Gegen das Brechen, bzw. Setzen der Gewölbe *a* nach dem Zurückgehen des Hochwassers wurden kleine Fundamente *g* aus Cement-Beton hergestellt²⁰⁷⁾.

Die Firma *J. Donath & Co.* zu Berlin, welche die eben beschriebene Anlage ausgeführt hat, hat auch für Gebäude anderer Art ganz ähnliche Constructionen zur Anwendung gebracht²⁰⁸⁾.

Bezüglich der Herstellung der Beton-Fundamente 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 Betonschüttung schichtenweise eingebracht und abgerammt. Die Dicke der einzelnen Lagen soll nicht unter 15 cm betragen; sie soll aber auch nicht 25 bis 30 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 vollkommener ge-

Fig. 692.

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

²⁰⁷⁾ Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 332.

²⁰⁸⁾ Siehe hierüber: Ueber Stampfcementbeton-Ausführungen. Baugwks.-Ztg. 1888, S. 171.

schehen, wenn man statt der Rammen schwere Handwalzen anwenden würde; letztere liefsen sich auch unter Wasser anwenden. Indefs 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 nothwendige Wasser entziehe. Wenn sich Beton-Fundamente im Trockenen nicht bewährt haben, wenn hie und da das Vorurtheil entstanden ist, dafs sich dieselben nur für nassen Boden eignen, so dürfte meist der Grund in einer fehlenden oder mangelhaften Benetzung des Betons zu suchen sein.

Die Fundament-Gräben werden im vorliegenden Falle mit lothrechten Wänden ausgehoben; ist der Boden nicht fest genug, so mufs eine Auszimmerung vorgenommen werden. Ist zu befürchten, dafs sich von den Baugrubenwänden Erdtheilchen losbröckeln und zwischen die Betonmasse gerathen, so mufs dies durch vorgelegte Bretter verhütet werden, da sonst der Beton verdorben wird.

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

Im alten Rom wurden die aus Gufsmauerwerk gebildeten Fundamente in der Weise ausgeführt, dafs man auf der Sohle der Fundament-Gräben zunächst eine Mörtelschicht von mindestens 10 bis 15 cm Dicke ausbreitete. Auf diese wurde eine eben so dicke oder nur wenig dickere Schicht von Steinbrocken geschüttet; letztere hatten höchstens einen Durchmesser 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 gröfsere, so wird vor und während der Einbringung des Betons die Baugrube trocken gelegt, was in den meisten Fällen auch während der Grundgrabung nothwendig gewesen sein wird. Ist die lockere, abzugrabende Bodenschicht sehr lose, so dafs 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 Betonirung vorgenommen. Die Spundwand bleibt am besten, zum Schutze des Beton-Fundamentes 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 eine 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 von dem sofortigen Trockenlegen der Baugrube abzusehen, mufs vielmehr zunächst auf deren 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 schliesen und deren schädliche Einwirkung auf das Fundament aufzuheben (vergl. Art. 394, S. 304).

Um derartige Betonschichten herzustellen, ist es nicht zulässig, dafs man den Beton ohne Weiteres in das Wasser schüttet, weil alsdann der Mörtel ausgepült und die Erhärtung des Betons nicht eintreten würde. Man mufs 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 Beton-schaufeln 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 Wassereimer gewöhnlicher Art, in deren Boden fünf bis sechs Löcher von etwa 10 bis 15 mm Weite gebohrt werden. An der Unterseite des Bodens befindet sich in der Mitte eine eiserne Krampe. Der Eimer, mit dem sonst auch üblichen eisernen Bügel versehen, wird über Wasser mit Beton gefüllt und an der Verfenkungsstelle auf ein ausgefchlitztes 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 abgestutzten Pyramiden; der Boden derselben wird durch zwei Klappen gebildet, deren Gelenke aus Kupferdraht hergestellt sind. Die untere Klappe, welche mit der Verfenkungskette in Verbindung gebracht wird, ist länger und bedeckt die obere Klappe. Beim Hinunterlassen des gefüllten Korbes hält die Kette die Bodenklappen geschlossen. Sitzt der Korb auf der Sohle auf, so wird er an den seitwärts befestigten Seilen in die Höhe gezogen, wobei sich die Klappen öffnen und der Beton herausfällt.

δ) Säcke werden feltener angewendet. Man kann gewöhnliche Kaffeefäcke benutzen, die durch aufgenähte Gurte widerstandsfähiger gemacht werden. An der unteren offenen Seite werden Ringe (etwa 1 cm weit) eingenäht; am anderen Ende wird ein steifes Rundholz befestigt. Der Schluß des gefüllten Sackes wird durch zwei Nadeln bewirkt, welche durch die gedachten Ringe gesteckt werden. An die Nadeln werden Leinen befestigt, die während des Herablassens des Sackes schlaff herabhängen. Nach dem Aufsitzen des Sackes auf der Sohle werden die Nadeln herausgezogen und der Sack in die Höhe gewunden, wobei der Beton herausfällt²⁰⁹⁾.

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

3) Hat man ein Beton-Fundament im offenen (stehenden oder fließenden) Wasser herzustellen, so muß zunächst eine Umschließung der Baugrube, sei es mittels dichter Spund- oder Pfahlwand, sei es mittels Fangdamm oder Schwimmkästen, vorgenommen werden. In den im Hochbau verhältnismäßig selten vorkommenden Fällen dieser Art wird alsdann die Baugrube in der Regel wasserfrei gemacht und die Betonirung in der bereits gedachten Weise ausgeführt; es ist indess nicht ausgeschlossen, daß die Betonirung unter Wasser geschieht, indem man den Beton in Trichtern oder in allseitig geschlossenen Kästen (von 0,06 bis 0,15 cbm Inhalt²¹⁰⁾ verfenkt.

²⁰⁹⁾ Näheres in: Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 17.

²¹⁰⁾ Ueber Einrichtung und Gebrauch solcher Beton-Trichter und -Kästen ist Näheres zu erfahren aus:

Caisies à couler le béton. Nouv. annales de la constr. 1855, S. 37.

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

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

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

In denselben Fällen, für die sich das bereits in Art. 401 (S. 308) vorgeführte Asphalt-Mauerwerk empfiehlt, kann auch Asphalt-Beton mit Vortheil verwendet werden.

421.
Asphalt-
Beton.

Die Gufsform dafür wird nach *Malo* in gleicher Weise, wie für Asphalt-Mauerwerk gebildet. Der Mafix-Asphalt wird auf 180 bis 200 Grad erhitzt und 50 bis 60 Procent seines 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 Stein-schlag kräftig zusammen, jedoch nicht so stark, daß er zerbricht. Nach dem Erstarren des Mafix erhält man einen festen, unveränderlichen und elastischen Fundament-Block.

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

422.
Anwendung.

1) Beton-Fundamente sind unter jenen Verhältnissen anzuwenden, die in Art. 415 (S. 318) angeführt wurden; sie können alsdann unter Umständen auch durch Sand-schüttungen oder durch Schwellroste ersetzt werden. Vor den letzteren bietet der Beton den Vortheil dar, daß man es mit einem monolithen Fundamentkörper zu thun hat, daß man von der Lage des Grundwasser-spiegels völlig unabhängig ist und daß ein aus hydraulischem Beton hergestellter Fundamentkörper nach unten zu wasser-dicht abschließt. Den Sand-schüttungen gegenüber zeigen Betonirungen den Uebelstand größerer Kosten; allein sie pressen sich unter der darauf gesetzten Last weniger zusammen und sind auch specifisch schwerer, daher geeigneter für Fundamente, als Sand-schüttungen.

Die Gründung des Kirchthurmes in Lieb-schütz (Sachsen) liefert ein interessantes, hier einschlägiges Beispiel. Der zuerst dort erbaute Thurm stürzte bald nach der Vollendung ein; der zweite mußte, nachdem er einige Jahre gestanden hatte, wegen Bau-fälligkeit abgetragen werden. Die Ursache dieser Katastrophen lag darin, daß man gemauerte Fundamente auf eine sumpfige, weiche und mit Lehmtheilchen gemischte Erdschicht gesetzt hatte. Bei der dritten Ausführung des Thurmes wurde ein Beton-Fundament (1 Theil Stern-Cement, 1 Theil gelöschter Kalk, 2 Theile scharfer Flußsand und 6 Theile Granitbrocken mit Schmiedeschlacken) von 1 m Stärke ausgeführt, welches sich vollständig bewährt hat²¹¹⁾.

2) Auch bei festerem Baugrunde kann man nicht selten Beton-Fundamente anwenden; ja man kann wohl auch voll gemauerte Fundamente durch betonirte ersetzen, namentlich dann mit Vortheil, wenn das Wasser störend auf die Fundirung einwirkt, gleich viel, ob diese Störungen durch starken und zerstörenden Grundwasser-

MENZEL, C. A. u. 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. 1. Band. Herausgegeben von E. HEUSINGER v. WALDEGG. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 344.

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

zudrang oder durch offenes Wasser herbeigeführt werden. Indefs ist hierbei stets zu beachten, daß unter gewöhnlichen Verhältnissen der Beton theurer, als gutes Fundament-Mauerwerk, und daß letzteres auch tragfähiger ist, wie ersterer. Will man eine gleiche Widerstandsfähigkeit des Fundamentes erzielen, so muß man dem Betonkörper eine größere Mächtigkeit geben, als dem Mauerwerk, oder man muß im ersteren Falle eine größere Fundirungstiefe 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. Es wurde nunmehr der Druck eines jeden Mauerstückes des projectirten Neubaues auf den Baugrund berechnet; es ergab sich z. B. bei den Säulen-Fundamenten ein Druck von 83471 kg; dies durch 0,69 dividirt, ergab als erforderliche Fundament-Fläche 120970 qcm. Dieselbe wurde um $\frac{1}{9}$ verringert, weil das alte Gebäude nur Kalkmauerwerk hatte, das neue aber Cement-Beton und Grundmauerwerk in verlängertem Cement-Mörtel erhalten sollte. Die hiernach mit 108000 qcm sich ergebende Fundament-Sohle ist mit $3,0 \times 3,6$ m für jede Säule in 50 cm starker Betonschicht ausgeführt und hierauf ein 1 m hohes Fundament-Mauerwerk, 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 Fundirungsweisen 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 Fundament-Mauerwerk setzen; allein die Kosten der Grundgrabung und der Mauerung wären sehr bedeutend. Man kann unter Umständen in ökonomischer Beziehung vortheilhafter verfahren, wenn man eine geringere Fundirungstiefe in Aussicht nimmt und mittels Beton auf etwas preßbarem Boden gründet.

Man kann in solchen Fällen zwar auch Pfahlrost-Fundamente in Anwendung bringen, indem man mit Hilfe der Pfähle die vollständig tragfähige Bodenschicht zu erreichen trachtet; allein auch der Pfahlrost wird unter Umständen theurer 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, b) die Rede sein.

b) Fundamente aus Sandfüllungen.

423.
Eigenschaften
des
Sandes.

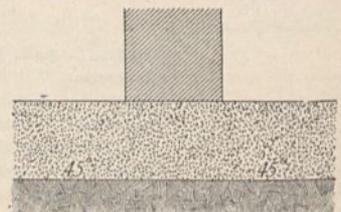
An reinem, grobkörnigem Quarzsand sind die folgenden, zum Theile bereits in den Fußnoten 167 u. 168 (S. 281) hervorgehobenen, für den Grundbau wichtigen Eigenschaften beobachtet und durch Versuche erhärtet worden.

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

Versuche haben ergeben, daß sich der auf die Sandschicht wirkende Druck nahezu unter 45 Grad nach unten vertheilt (vergl. Fig. 693 u. Art. 373, S. 283). Hagen hat ferner auf experimentellem Wege nachgewiesen, daß bei 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 Wachsthum jenes Druckes immer kleiner, bis es endlich ganz aufhört. Ueberschreitet die Mächtigkeit der Sandschicht diese Höhe, so bleibt der Druck auf ihre Unterlage constant.

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

Fig. 693.



gewisses größtes Maß erreicht hat, verwandelt sich der Sand in eine kaum pressbare Schicht ²¹²).

3) Sinkt bei der anfänglichen Zusammendrückung der Sandschicht die aufgebrachte Last 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 ²¹³).

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 Druckvertheilung findet vielmehr in so günstiger Weise statt, daß die nachgiebigen Stellen gleichsam überbrückt und dadurch unschädlich gemacht werden ²¹⁴).

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

424.
Sand-
schüttungen.

Die erste Anwendung des Sandes im Grundbau scheint in Frankreich gemacht worden zu sein, und zwar bei den Quai-Mauern des Canals St. Martin (1829) und bei Militärbauten zu Bayonne (1830 von Capitän *Gauzece*).

Die Mächtigkeit der als Fundament dienenden Sandschicht soll nicht weniger als 75^{cm} betragen; weiter als 3^m zu gehen ist indefs auch nicht erforderlich. Mit Rücksicht auf die Druckvertheilung soll die Basis der Sandschicht um eben so viel vor den Begrenzungen des darauf zu setzenden Mauerkörpers vorspringen, als sie hoch ist.

425.
Abmessungen.

Letzteres Verhältniß ergibt sich aus der schon erwähnten Thatfache, daß sich der Druck nahezu unter 45 Grad nach unten vertheilt. Kennt man sonach die Tragfähigkeit des vorhandenen Baugrundes und die Grundfläche des auf das Sand-Fundament zu setzenden Mauerkörpers, so läßt sich die Größe der Basis des Sand-Fundamentes berechnen.

Da indefs 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 ²¹⁵).

Im Allgemeinen ergibt sich hieraus, sobald die Baugrube lothrecht begrenzt ist, ein parallelepipedisch gestaltetes Fundament (Fig. 694). Sind die Wandungen der Fundament-Gräben geböcht, so nimmt die Breite der Sandschicht von unten nach oben zu; bisweilen wird die letztere Anordnung absichtlich gewählt, um durch

²¹²) Es mag an dieser Stelle auf die in den Fußnoten 167 u. 168 (S. 280) angeführten Versuche *Hagen's* verwiesen werden, die sich zum nicht geringen Theile auf die Ermittlung der Eigenschaften des Sandes beziehen. Ueberdies hat auch *Beaudemoulin* durch Versuche fest gestellt, 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 theilbar und fließt aus einer in der Umhüllung angebrachten Oeffnung frei, aber langsam heraus.

²¹³) Vergl. die *Hagen's*chen Versuche in Fußnote 168 (S. 281).

²¹⁴) *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 Theil des Sandes heraus; der übrige Theil blieb, höhlenartig geformt, im Gefäße zurück.

²¹⁵) Solche Versuche wurden in sehr genauer Weise für die Hochbauten auf dem Bahnhofe zu Emden gemacht, welche ausführlich dargelegt sind in: *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1864, S. 153. Man hat dort gefunden, 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 Fundirung der Caferne an der Esplanade zu Wesel gemacht wurden und bezüglich deren das Nähere zu finden ist in: *Zeitschr. f. Bauw.* 1863, S. 629.

Fig. 694.

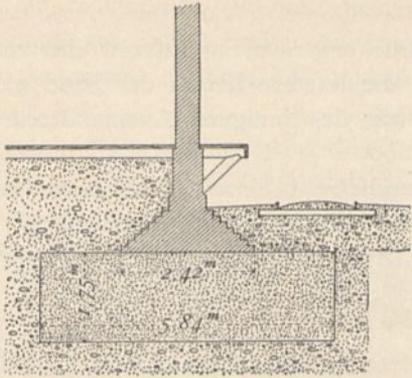
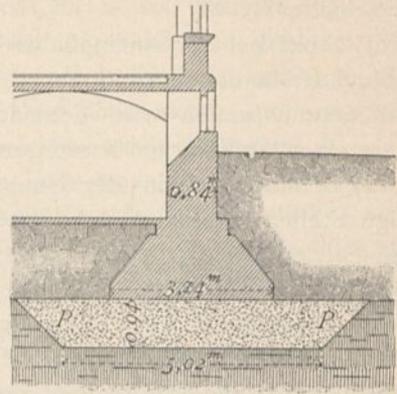
Vom Güterfchuppen auf dem Bahnhufe zu Emden ²¹⁶).

Fig. 695.

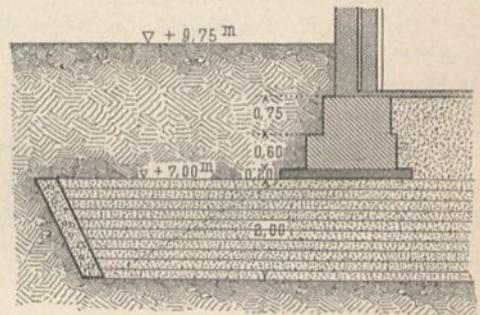
Von der Caferne an der Esplanade zu Wefel ²¹⁷).

die hinzugefügten Sandprismen *P, P* (Fig. 695) einen Gegendruck gegen etwaiges feitliches Ausweichen des Sandes zu gewinnen. In manchen Fällen hat man die Sandfchicht nicht allein unter den einzelnen Mauern eines Gebäudes, fondern durchgehends unter dem ganzen Gebäude hergestellt.

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

Gleiches gefchah 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, fo wurde die Baugrube in ihrer ganzen Ausdehnung bis zur Lettenschicht ausgefchachtet und mit einer 2 m hohen Sandfchüttung ausgefüllt. Zur Verhütung von feitlichen Ausweichungen der letzteren in Folge Hochwafferdruckes der wenig entfernten Oder und von Rohrbrüchen an den nahe gelegenen Strafsen-Canälen wurde die Baugrube mit einer den Böfchungen sich anfhließenden, 30 cm starken Betonmauer (Fig. 696 ²¹⁸) umgeben.

Fig. 696.

Gründung des Regierungsgebäudes zu Breslau ²¹⁸). — $\frac{1}{150}$ w. Gr.

426.
Material
und
Ausführung.

Als Material empfiehlt sich für derlei Fundamente ganz reiner, scharfer und grobkörniger Quarzand; bei diefem verschieben sich die einzelnen Körner in Folge großer Reibung viel weniger, als bei einem Sand, der aus kleinen, rundlichen Körnern besteht, oder gar folchem, der erdige und lehmige Theile enthält. Bei reinem, scharfem und grobkörnigem Sande ist deshalb auch die anfängliche Zusammendrückung geringer, als bei anderem Material.

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

²¹⁶) Nach: Zeitfchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 168.

²¹⁷) Nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1863, Bl. U.

²¹⁸) Nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1890, S. 8—11.

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 Waffer begossen und mittels Rammen, besser mittels Walzen gedichtet. Das Dichten kann unter Umständen noch dadurch befördert werden, dafs man die Sandschüttung einige Zeit nach der Ausführung regelmäfsig mit Waffer übergiefst. Ist der Baugrund wasserhaltig, so kann man auch in der Baugrube eine Pumpe aufstellen und diese von Zeit zu Zeit in Thätigkeit fetzen; das Durchfaugen des Waffers dient dazu, die Sandkörner dichter zu lagern.

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

Man hat die Sandfchüttung bisweilen mit Kalkmilch begossen; indess ist dieses Verfahren nicht gerade zu empfehlen. Ist die Kalkmilch sehr dünn und geschieht der Uebergufs in spärlichem Mafse, so nutzt dieses Verfahren nicht viel mehr, als das Begiefsen mit reinem Waffer; verwendet man dagegen dicke Kalkmilch in reichlichem Mafse, so wird die Gründung sehr theuer und ist besser durch eine Betonfchicht zu ersetzen.

Der auf die Sandbettung aufzufetzende Mauerkörper ist erst einige Zeit nach Vollendung der erfteren auszuführen; das Mauerwerk ist nur langsam zu erhöhen und rasch 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 schützenden Betonmauer der aus der Oder durch Baggerung gewonnene Sand in die Baugrube eingebracht, jede Schicht durch Einpumpen von Waffer gleichmäfsig gut eingenäfft und fest eingestampft, so dafs ein Sondireifen mit äußerster Anstrengung nur 25 bis 30^{cm} tief eingestofsen werden konnte. Auf der so gebildeten Sandfchicht (Fig. 696) wurde die aus lagerhaften, 20^{cm} starken, 1,5 bis 3,0^m langen und 1,0^m breiten Granitplatten bestehende Sohlfchicht verlegt; die Breite der letzteren ist so bemessen, dafs 1^{qm} mit 2,5^{kg} belastet wird. Auf die Granitplatten wurden die Grundmauern aus Granit-Bruchsteinen aufgefetzt²¹⁸).

Aus dem Gefagten geht hervor, dafs sich die Sandgründung vor Allem für weichere Bodenarten empfiehlt, die eine energische und gleichmäfsige Druckvertheilung erfordern; insbesondere ist es Torf-, Moor- und nasser Lehmboden, wo die Sand-Fundamente gute Dienste leisten; allein auch auf Mauerschutt etc. haben sie sich gut bewährt. Sie haben vor den gemauerten, den Beton- und den Schwellroft-Fundamenten auch noch den Vortheil grofser Billigkeit voraus, weshalb sie bisweilen auch bei weniger prefsbarem Baugrund statt gemauerter Fundamente Anwendung finden. Vor den Schwellroften zeichnen sie sich ferner dadurch aus, dafs sie bezüglich ihrer Tiefenlage keinerlei Beschränkungen unterworfen sind.

Befchränkt wird die Anwendung der Sand-Fundamente allerdings dadurch, dafs die Belastung, die sie mit Sicherheit tragen können, keine zu grofse sein darf. Bei 1,5 bis 2,0^m Mächtigkeit der Sandbettung sollte das darauf gestellte Bauwerk keinen gröfseren Druck, als höchstens 2 bis 3^{kg} für 1^{qm} ausüben.

Literatur

über »Fundamente aus Beton- und Sandfchüttungen«.

- EXNER. Ueber die Anwendung des Béton-Mörtels zum Fundamentiren unter Waffer. 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 Thüringifchen Bahnhofes bei Leipzig. Zeitfchr. f. Bauw. 1860, S. 213.
- GOLDMANN. Verschiedene Gründungen in Betreff der Tragfähigkeit. Zeitfchr. f. Bauw. 1863, S. 630.
- BOLENIUS. Der Bahnhof zu Emden. Zeitfchr. d. Arch.- und Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 154.
- PLATH. Die Fundirung des neuen Maschinen- und Kesselhaufes auf Rothenburgsort etc. Deutsche Bauz. 1871, S. 165.
- SCHMIDT, H. Ueber den eisernen Centralbau für die Weltausstellung in Wien. Zeitfchr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 139.
- ALTENDORFF, H. Fundirung eines Kirchthurms auf Beton. Deutsche Bauz. 1874, S. 190.
- TEKRIER, 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. Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 152.
- Ueber Fundirungen auf zusammendrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 448, 467, 481.

4. Kapitel.

Schwellroft-Fundamente.

428.
Allgemeines.

In Fällen, in denen zu befürchten ist, dafs ein Bauwerk in Folge stark pressbaren Baugrundes, in Folge ungleichmäfsiger Beschaffenheit des letzteren oder in Folge ungleich vertheilter Lasten nachtheilige Veränderungen erfahren könnte, ist vielfach ein hölzerner Boden oder Rost, der auf die Baufohle gelegt wird, als Fundament benutzt worden. Diese schon seit langer Zeit übliche Construction hat den Zweck, die vorhandenen Ungleichheiten im Baugrund oder in der Lastenvertheilung auszugleichen; sie soll auch innerhalb gewisser Grenzen die Drücke, die auf sie wirken, über eine gröfsere Fläche vertheilen und unter Umständen eine Längsverankerung der Fundament-Construction anstreben.

Hierdurch entstanden die sog. liegenden Roste, auch gestreckte, fliegende oder schwimmende Roste genannt, die in sehr verschiedener Weise conструиrt worden sind.

a) Einfachere Rost-Constructionen.

429.
Einfacher
Bohlenrost.

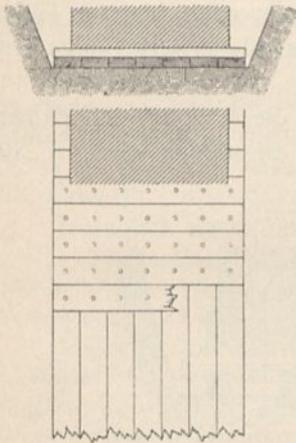
1) Der liegende Rost gestaltet sich am einfachsten, wenn er aus einer einzigen Lage von flach und dicht neben einander gelegten, 7 bis 10^{cm} starken Bohlen besteht, die erforderlichenfalls durch Dübel mit einander verbunden werden. Die Wirkfamkeit eines solchen einfachen Bohlenrostes ist nur gering, weshalb er auch nur für untergeordnete, den Baugrund wenig belastende Bauwerke in Anwendung gebracht werden kann.

430.
Doppelter
Bohlenrost.

2) Die Rost-Construction kommt dem damit beabsichtigten Zwecke näher, wenn man sie aus zwei derartigen über einander gelegten Bohlenfchichten zusammensetzt.

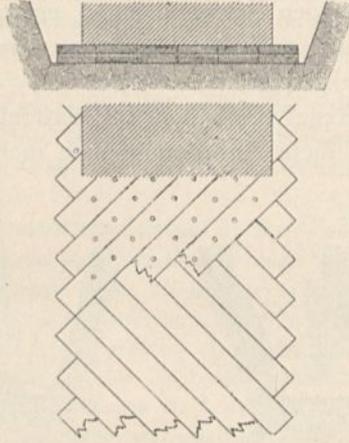
Die beiden Lagen durchkreuzen sich unter einem rechten Winkel; meist liegt die eine parallel zur Längsrichtung der Mauer (Fig. 697) und bringt nicht nur eine Druckvertheilung in diesem Sinne hervor, sondern erzeugt auch eine Längsverankerung des auf dem Roſte ſtehenden Mauerwerkes. In England werden die beiden Bohlen-

Fig. 697.



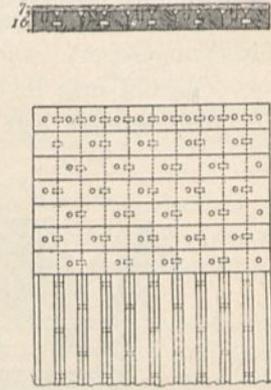
Doppelte Bohlenroſte.

Fig. 698.



1/100 w. Gr.

Fig. 699.



Roſt aus Halbhölzern.

lagen wohl auch unter 45 Grad zur Mauervorderfläche gelegt (Fig. 698), wodurch zwar unter Umständen eine beſſere Druckvertheilung erzielt werden kann, die Längsverankerung des Mauerwerkes jedoch nicht erreicht wird.

Der doppelte Bohlenroſt iſt zwar wirkſamer, als der einfache; indefs kann erſterer gleichfalls nur geringen Belastungen — 1,0, höchſtens 1,5 kg für 1 qcm — ausgesetzt werden und nur bei gleichartigem Boden Verwendung finden.

3) Die unter 1 und 2 vorgeführten Roſt-Conſtructionen werden tragfähiger, wenn man die eine oder die beiden Bohlenlagen durch ſtärkere Hölzer, ſog. Halbhölzer, von 12 bis 15 cm Dicke, erſetzt; man kann alsdann mit der Belastung ſelbſt bis zu 2 kg für 1 qcm gehen. Bei der in Fig. 699 dargeſtellten, in Oeſterreich vorkommenden Anordnung ſind die unteren, 16 cm ſtarken Hölzer durch Dübels mit einander verbunden.

4) Die Tragfähigkeit des liegenden Roſtes läßt ſich weiters erhöhen, wenn man noch ſtärkere Balken in Anwendung bringt, bezw. wenn man mehr als zwei Lagen über einander 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 über einander verſenkte, wobei die Hölzer des zweiten Roſtes ſenkrecht zu denen des erſten liegen, die des dritten wieder parallel u. ſ. f. Auf dieſe über den Waſſerſpiegel aufgeführten Fundamente wurden die Holzbauten errichtet²¹⁹⁾.

Durch die groſſe Holzmaſſe, welche ſolche Fundamente erfordern, werden ſie bei uns ſehr theuer und kommen deſhalb nur ſehr ſelten oder gar nicht in Anwendung.

431.
Roſt aus
Halbhölzern.

432.
Amerikanischer
Roſt.

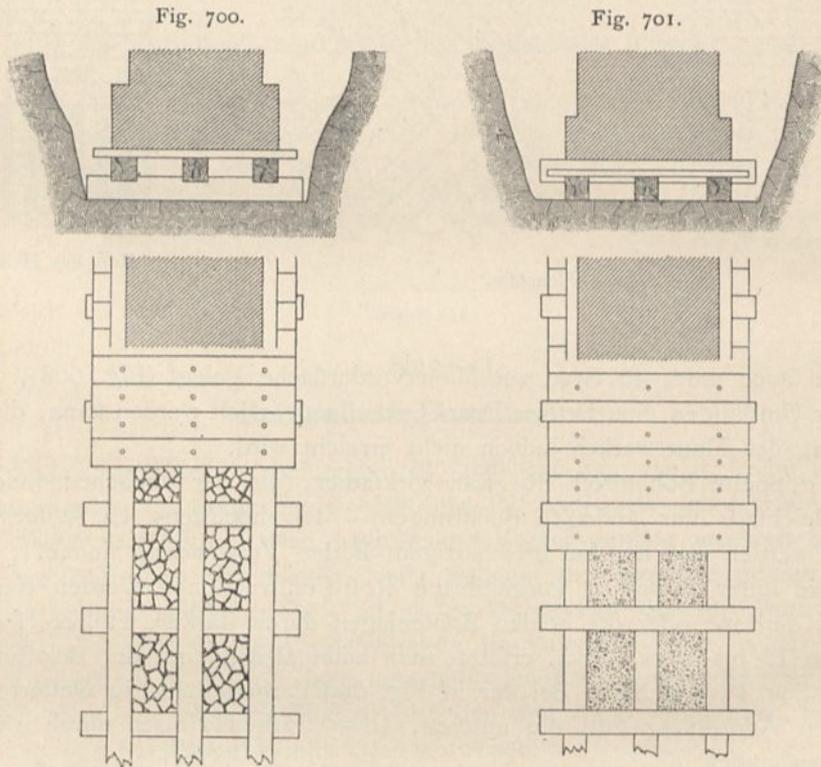
²¹⁹⁾ Siehe: Deutſche Bauz. 1889, S. 183.

b) Schwellroste.

433.
Schwellroft.

Schwellroste, die wohl auch kurzweg liegende Roste genannt werden, bestehen aus Lang- und Querschwellen, die in entsprechendem Abstände von einander 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 vertheilen. Die viereckigen Felder oder Fache, welche durch die beiden Schwellenlagen entstehen, werden bis zur Höhe des Bohlenbelages ausgefüllt; auf den letzteren wird das Mauerwerk aufgesetzt (Fig. 700 u. 701).

Obwohl man in der Regel (befonders in Deutschland) die Langschwellen über die Querschwellen legt und diese Anordnung auch meistens empfohlen wird, so ist

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

es doch in den häufigsten, d. i. in jenen Fällen des Hochbauwefens, wo im Wefentlichen nur lothrechte Drücke auf den Baugrund zu übertragen sind, gleichgiltig, welche der beiden Schwellenlagen nach unten gelegt wird. Nur wenn eine Mauer starken Seitenschüben zu widerstehen hat, so wird einer Verschiebung längs des Baugrundes besser entgegengewirkt, wenn die Langschwellen nach unten zu liegen kommen.

Der Bohlenbelag wird ftets auf die Langschwellen gelegt; bilden diese die obere Schwellenlage, so ergeben die Bohlen einen ununterbrochenen Holzboden (Fig. 700). Werden die Querschwellen nach oben gelegt, so ragt ein Theil derselben über dem Bohlenbelag hervor und greift in das Mauerwerk ein (franzöfische Constraction, Fig. 701).

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. 376 (S. 290) aufgestellten Constructions-Bedingung entsprechend, muß die Oberkante des Schwellrostes mindestens 30, besser 50 cm unter dem niedrigsten Wasserstande angeordnet werden.

Von vielen Seiten wird empfohlen, bei Fundamenten aus Sand, Beton und Schwellrost an den Gebäudeecken eine größere Verbreiterung eintreten zu lassen, als in den übrigen Theilen der betreffenden Mauern. In dieser allgemeinen Form ist eine solche Regel unrichtig; sie trifft nur zu, wenn die Belastung an der Ecke wirklich größer oder wenn der Baugrund dort nachgiebiger ist; alsdann hat die Verbreiterung des Fundamentes nach Maßgabe der Druckverhältnisse flutzufinden. Wenn jedoch die Baugrundbelastung an der Gebäudeecke die gleiche oder noch kleiner ist (beide Fälle kommen vor), wie jene in den übrigen Theilen der Mauern, so bringt eine Vermehrung der Fundament-Breite ungleichmäßige Setzungen und Risse hervor²²⁰).

Bezüglich der Constructions-Einzelheiten 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, Kramen

434.
Schwellen.

Fig. 702.

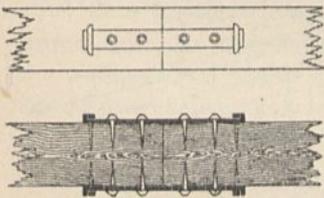
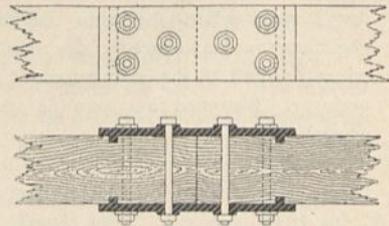


Fig. 703.



Fig. 704.



und Nägel (Fig. 702), mittels eiserner Verlatschung (Fig. 704) vorgenommen, oder es wird die Vereinigung mittels schrägen Hakenblattes (Fig. 703) angewendet. Eine Längsverbindung in der einen oder anderen Weise sollte niemals unterlassen werden, weil sonst der Vortheil der Längsverankerung verloren geht. Die Stöße der Langschwellen sind gegen einander zu versetzen, so daß auf eine Querschwelle immer nur ein Stofs zu liegen kommt.

Bei manchen englischen Schwellrosten sind Lang- und Querschwellen voll überchnitten, 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 der Regel jedoch zwischen 0,75 und 1,00 m. Die Querschwellen stehen etwas weiter von einander 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 0,9-fache 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 zusammenstoßenden Schenkeln ihre Rolle, und es erhält dadurch der Bohlenbelag eine verschiedene Höhenlage (Fig. 705). Wollte man erzielen, daß dieser in einer Ebene gelegen ist, so müßte an der Ecke, an der

²²⁰) 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.

Kreuzung etc. eine vollständige Ueberfchneidung der sich kreuzenden Schwellen stattfinden, was eine Schwächung derselben mit sich bringen würde; letztere ist namentlich an Gebäudeecken zu vermeiden.

Wenn die auf Schwellroft zu fundirende Ecke schräg ist, so werden in der unmittelbaren Nähe derselben die Querschwellen nicht winkelrecht zu den Langschwellen, sondern schräg gelegt; man läßt sie allmählig aus der schrägen (zur anderen Mauer parallelen) Richtung in die winkelrechte Lage übergehen (Fig. 705).

435.
Bettung.

2) Die Ausfüllung der Rostfelder, wohl auch Bettung genannt, besteht aus Kies, aus fest gestampftem Bauschutt, aus Lehm und Thon, aus Lehm mit Sand vermifcht, 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 Betonirung ist meist zu theuer, und es ist besser, statt eines Schwellroftes mit ausbetonirten Fachen ein nur aus Beton bestehendes Fundament anzuwenden.

Die Bettung soll stets in der Höhe der Langschwellen-Oberkante sorgfältig abgeglichen werden, damit sie den Bohlenbelag mitträgt; sonst ist ihr constructiver Werth ein geringer. Bisweilen hat man sie auch ganz weggelassen.

436.
Bohlenbelag.

3) Der Bohlenbelag wird in der Regel $\frac{1}{3}$ so stark wie die Querschwellen, mithin 7 bis 10 cm gemacht. Seine Dicke ist von der Größe der Belaftung und vom Abstand der Langschwellen abhängig; bei gegebener Bohlendicke muß die Entfernung der Langschwellen danach berechnet werden.

Die Bohlen müssen stärker (12 bis 15 cm) gewählt werden, wenn die eine Schwellenlage weggelassen wird und der Bohlenbelag deren 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. 705).

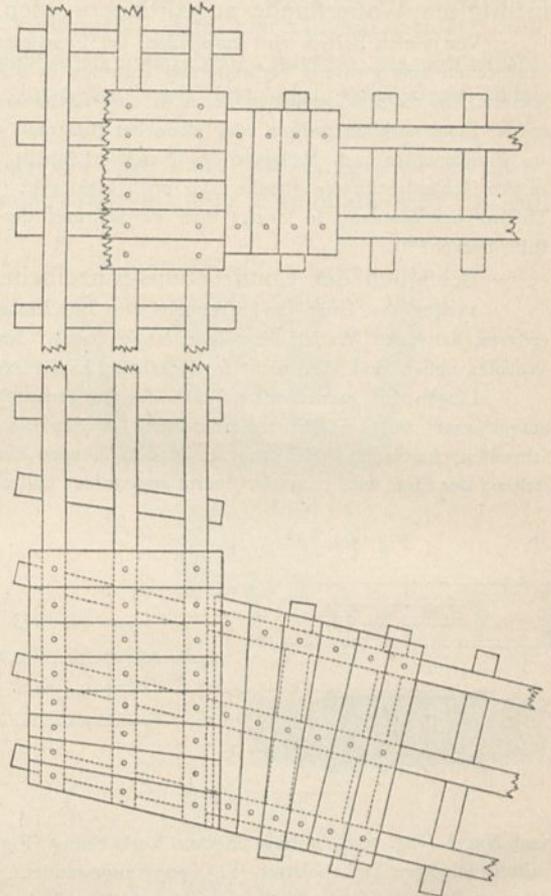
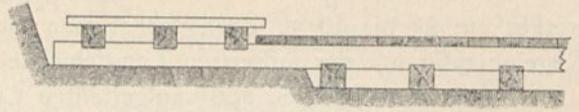
437.
Ausführung.

Ein derartig construirter Schwellroft kann bei nicht zu preßbarem und nicht zu ungleichartigem Boden einer Belaftung von 2,5 bis 3,0 kg für 1 qcm ausgesetzt werden.

Bei Gründungen im Wasser muß der Schwellroft mit einer Spundwand umgeben werden (Fig. 706), die das Auspülen des Bodenmaterials, unter Umständen auch der Bettung, zu verhüten hat. Auch bei sonstigen Schwellroft-Fundierungen kann sich das Anbringen einer Spundwand empfehlen, wenn man dadurch das feitliche Ausweichen des Baugrundes verhüten will.

Die Spundwand darf niemals unter den Schwellroft gelegt, muß vielmehr unabhängig davon angeordnet werden; in ersterem Falle würde ein ungleichmäßiges Setzen des Rostes hervorgerufen werden. Kann die Spundwand feitlich ausweichen, so schütze man sie dagegen durch Verankerung mit dem auf dem Roste ruhenden Mauerwerk.

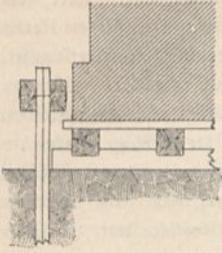
Fig. 705.



Schwellroft-Ecken und -Durchkreuzungen.

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

Fig. 706.

Schwellrost mit Spundwand.
1/100 w. Gr.

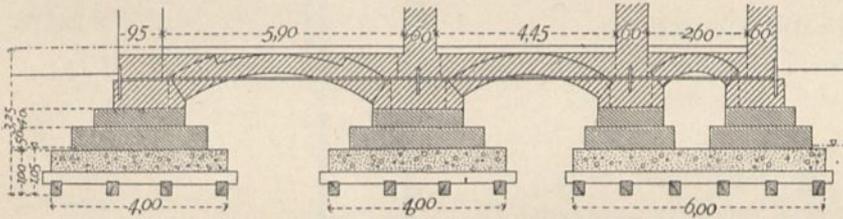
Bei jeder Schwellrost-Gründung ist auch zu beachten, daß das darauf zu setzende Mauerwerk an allen Stellen in möglichst gleicher Höhe ausgeführt werde, damit die Belastung desselben eine thunlichst gleichmäßige sei. Wird das Mauerwerk nur an einigen Stellen bis zu einer gewissen Höhe aufgeführt, an anderen Stellen der Schwellrost aber gar nicht belastet, so tritt ein ungleichmäßiges Einfallen des Rostes, eine schädliche Durchbiegung, unter Umständen ein Schiefstellen desselben ein.

In Art. 415 (S. 318) wurde bereits gesagt, wann Sand-, Beton- und Schwellrost-Fundamente im Allgemeinen zur Anwendung kommen. Letztere haben vor den beiden ersteren den Vorzug, daß durch sie eine Längsverankerung des Mauerwerkes bewirkt wird; indess ist man bei Schwellrosten bezüglich der Fundirtiefe an die Höhenlage des niedrigsten Wasserstandes gebunden. Ein theilweises Einfallen des Bauwerkes wird durch den Schwellrost selbstredend nicht vermieden; allein auch dem ungleichmäßigen Setzen wird nur innerhalb gewisser Grenzen, die durch die Elasticitätsverhältnisse des Holzes gegeben sind, vorgebeugt. Der Schwellrost steht in letzterer Beziehung dem Beton und auch der Sandschüttung nach; letztere verhütet die ungleichmäßige Senkung in vollkommenerer Weise.

Erwägt man die erwähnten Mifsstände und nimmt man noch hinzu, daß in Folge der stets steigenden Holzpreise auch die Kosten der Schwellroste nicht geringe sind, so erweisen sich derartige Fundament-Constructions nur in wenigen Fällen als vortheilhaft. Man wird meistens den Schwellrost bei geringen Belastungen durch Sandschüttung, bei stärkerem Drucke durch Beton mit Erfolg ersetzen. Es entspricht auch dem heutigen Stande der Technik nur wenig, wenn man zwischen den Baugrund und das Mauerwerk ohne zwingende Gründe eine Holz-Construction legt.

Beispiele von Schwellrost-Gründungen aus älterer Zeit liegen ziemlich zahlreich vor²²¹⁾. Aus neuerer Zeit ist wohl nur die Fundirung des von *v. Ferstel* herrührenden Verwaltungsgebäudes des österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest, eines viergeschoßigen Baues mit nahezu quadratischer Grundfläche von 63 m

Fig. 707.

Vom Administrations-Gebäude des österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest²²²⁾.

1/176 w. Gr.

Seitenlänge, erwähnenswerth (Fig. 707). Die Bodenverhältnisse waren die denkbar ungünstigsten, da der der See zugekehrte Theil, an dem sich die Hauptfront befindet, noch vor 30 Jahren, der rückseitige Theil 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 Bautheile, den Einfluß dieses schlechten Baugrundes, der besonders auffallend am Triester Stadthause zu Tage tritt. Um derartigen Uebelfständen 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

²²¹⁾ Siehe u. A. die von *Stapel* ausgeführte Gründung des Packhofes in Halle a. d. S.: *ROMBERG's* Zeitchr. f. pract. Bauk. 1858, S. 34.

übermauert ist. Hierauf kommen, stets mit etwas abnehmender Breite, zwei Schichten aus Maffegno-Blöcken, einem vortrefflichen, besonders zu Fundierungen 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. Es wurden blofs die wichtigsten Mauern in dieser Art fundirt, während die Scheidemauern auf Gurte gefetzt sind, welche die Hauptfundamente mit einander verbinden. Ferner wurde, um ein möglichst gleichmäßiges Setzen zu erzielen, die Fundierungsfläche der in den einzelnen Abchnitten 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 ²²²⁾.

439.
Eiserne
Roste.

In Chicago und anderen nordamerikanischen Städten werden bei stark pressbarem Baugrund für die Fundamente gröfserer Gebäude mehrfach eiserne, selbst stählerne Balken verwendet, meist mit I-förmigem Querschnitt.

So sind z. B. für das Tacoma-Gebäude zu Chicago, welches 12 1/2 Geschosse hoch ist und durchwegs Geschäftstuben enthält, ausschliesslich Stahlbalken zur Anwendung gekommen. Die Fundamente für die massiven Umfassungswände und für die Freistützen, welche die Zwischenwände tragen, bestehen zu unterst aus einer Lage Cement-Beton 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 an einander gelegt und so lang, dafs sie ca. 1,8 bis 2,2 m über die Freistützen hinausragen ²²³⁾.

²²²⁾ Näheres in: Allg. Bauz. 1883, S. 38 — ferner: Wochchr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 5 — endlich: Centrabl. d. Bauverw. 1883, S. 47.

²²³⁾ Vergl.: Techniker, Jahrg. 10, S. 113.

3. Abschnitt.

Verfenkte Fundamente.

Liegt die tragfähige Bodenschicht in so bedeutender Tiefe, das sie mit den im vorhergehenden Abschnitt bezeichneten Mitteln nicht erreicht werden kann, oder ist der vorhandene Baugrund so locker und nachgiebig, das man mit Hilfe von Sand-, Beton- oder Schwellroft-Fundamenten ein Bauwerk mit Sicherheit darauf nicht errichten kann, so wendet man verfenkte Fundamente an.

440.
Vor-
bemerkungen.

Wie schon in Art. 383 (S. 293) gefagt wurde, unterscheiden sich die verfenkten Fundamente von den aufgebauten wesentlich dadurch, das sie nicht von unten nach oben, sondern von oben nach unten hergestellt werden. Es wird bei diesem Gründungsverfahren die lockere, nicht tragfähige Bodenschicht gar nicht oder nur zum geringen Theile abgegraben und die Fundirung durch diese Schicht hindurch vorgenommen. Hierbei werden entweder:

1) die Haupt-Constructionstheile des Fundamentes (die Pfähle) durch die lockere Schicht eingetrieben, bezw. eingedreht, oder

2) es wird unter dem fertigen Fundamentkörper das lockere Bodenmaterial weggenommen und dieser dadurch allmählig in den Boden eingefenkt.

Im ersteren Falle handelt es sich um Pfahlgründungen, im letzteren um Fundirungen auf Senkbrunnen und auf Senkröhren. Bezüglich der Pfahlgründungen kommen hauptsächlich die sog. Pfahlrofte in Betracht, bei denen hölzerne Rundpfähle die Fundamentstützen des Bauwerkes bilden.

Fig. 708.

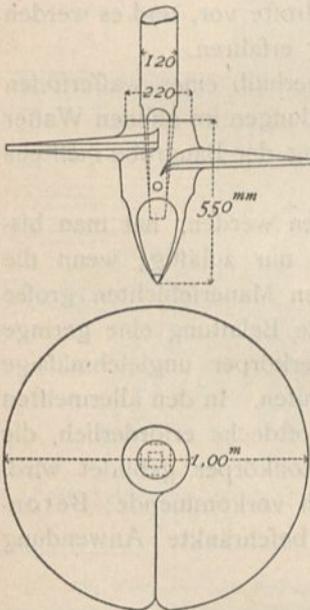
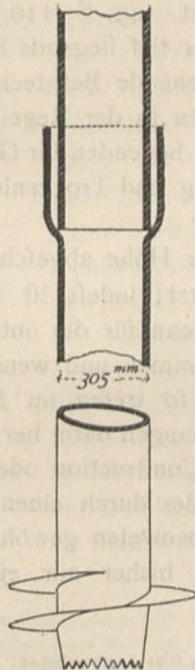


Fig. 709.



Schraubenpfahl
von einem Krahnfchuppen
zu Bremen (System *Neukirch*).
vom *Promenade-Pier*
zu Skegneys.

441.
Gründung
auf eisernen
Pfählen.

Indefs werden bei manchen Bauten am und im offenen Wasser, wie z. B. bei Badehäusern, Schwimm-Anstalten, *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 (feltener mehr) Durchmesser, welche unten mit einer fog. Pfahlschraube (Fig. 708) 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 Basis, 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. 709) zur Verwendung.

Von den Gründungen auf eisernen Pfählen²²⁴⁾ wird, in Rücksicht auf die geringe Anwendung derselben im Hochbauwesen, im Folgenden weiter nicht die Rede sein.

1. Kapitel.

Pfahlrost-Fundamente.

442.
Allgemeines.

Den wesentlichsten Constructionstheil eines Pfahlrost-Fundamentes 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 Theile ihrer Länge aus dem Boden hervor, sind also Grundpfähle, und der Pfahlrost wird tief liegend genannt; oder es tritt ein bedeutender Theil der Pfahlänge über dem Boden hervor, es sind demnach Langpfähle vorhanden, und man hat es mit einem hoch liegenden Pfahlrost oder einem Stelzen-Fundament zu thun. (Siehe auch Art. 149, S. 110.)

Im Hochbauwesen kommen fast nur tief liegende Pfahlroste vor, und es werden im Folgenden auch nur diese eine eingehende Besprechung erfahren.

Die tief liegenden Pfahlroste werden in der Regel innerhalb einer wasserfreien Baugrube hergestellt, während die hoch liegenden für Gründungen im offenen Wasser Anwendung finden, wobei die Herstellung und Trockenlegung der Baugrube meistens entfällt.

Auf die Pfähle, welche in gleicher Höhe abgesehritten werden, hat man bisweilen unmittelbar das Mauerwerk gesetzt; indess ist dies nur zulässig, wenn die Pfähle sehr nahe an einander stehen, wenn für die untersten Mauerfichten 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 Zwischen-Construction oder Rostdecke erforderlich, die entweder durch einen liegenden Rost oder durch einen Betonkörper gebildet wird. Die erstere Anordnung ist die im Hochbauwesen gewöhnlich vorkommende; Beton-Pfahlroste haben im Hochbauwesen bisher nur eine beschränkte Anwendung gefunden.

²²⁴⁾ Aus der Literatur 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. 1. Band, Herausgegeben von E. HEUSINGER v. WALDEGG. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 330.

a) Roftpfähle.

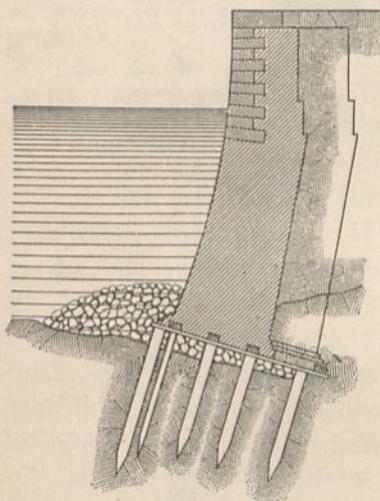
Für die Roftpfähle ist vor Allem das in Abth. I, Abfchn. 2, Kap. 2, b (Art. 159 bis 153, S. 110 bis 112) über Pfähle Gefagte maßgebend; an dieser Stelle mögen noch die folgenden Betrachtungen Platz finden.

1) Die Pfähle können den betreffenden Baukörper in zweifacher Weise tragen. Entweder stehen sie mit ihrer Spitze auf, bezw. zum Theile 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 Bodenmaterial²²⁵⁾.

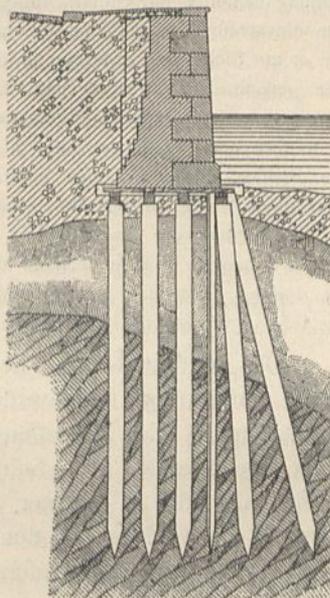
Dem in Art. 372 (S. 282) aufgestellten Grundsätze entsprechend, wird die erstgedachte Anordnung der letztangeführten stets vorzuziehen sein; die erstere ist dann mit der im vorhergehenden Abschnitt (Kap. 2, b, 1) vorgeführten Pfeilergründung sehr nahe verwandt, wird auch bisweilen mit derselben vereinigt. Bei größerer Mächtigkeit der lockeren Bodenschicht kann sich indess eine so bedeutende Pfahllänge ergeben, daß die Fundirung viel zu theuer 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.

2) Die Pfähle werden auf Knickfestigkeit beansprucht; deshalb ist es am vortheilhaftesten, wenn die Axe der Pfähle in der Richtung des auf sie wirkenden Druckes gelegen ist. Da nun bei den meisten Hochbauten im Wesentlichen nur lothrechte

Drücke vorkommen, so werden die Pfähle in der Regel lothrecht in den Boden eingetrieben. Indess wird es bei Widerlagern weit gespannter und flacher Gewölbe, bei Stützmauern, welche Dach-Constructionen zu tragen haben, überhaupt bei Bautheilen, die einen starken Seitenschub erfahren, vorzuziehen sein, die Pfähle in die Richtung des herrschenden Druckes zu stellen (Fig. 710).



Vom Verbindungs-Dock zu Hull.
1/200 w. Gr.



Reefendamm-Quai-Mauer zu Hamburg. — 1/200 w. Gr.

443.
Wirksamkeit
der
Pfähle.

444.
Richtung
der
Pfähle.

²²⁵⁾ 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. In Folge der Zusammenpressung, welche der Boden beim Einschlagen der Pfähle erfährt, ist die Reibung zunächst ziemlich bedeutend; indess ist dieses Maß nur bei sandigem und ähnlichem Boden von Dauer. Bei anderem Material pflanzt sich der Druck allmählig 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.

Bisweilen genügt es, nur eine oder nur einige Pfahlreihen schräg zu stellen, die übrigen aber lothrecht anzuordnen (Fig. 711). In manchen Fällen ist der Seitenschub veränderlich, nicht nur was seine Größe und Richtung betrifft, sondern auch in dem Sinne, daß er bald von der einen, bald von der anderen Seite wirksam sein kann. Bei Mittelstützen größerer Gewölb-Constructionen, 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. 712).

445.
Länge
der
Pfähle.

3) Die Länge der Rostpfähle läßt sich dann in sehr einfacher Weise bestimmen, wenn die Pfahlspitzen auf der tragfähigen Bodenschicht stehen sollen. Die Tiefenlage der letzteren, die man durch geeignete Bodenuntersuchungen (vergl. Art. 343, S. 269) fest stellen muß, ist für die Pfahllänge maßgebend.

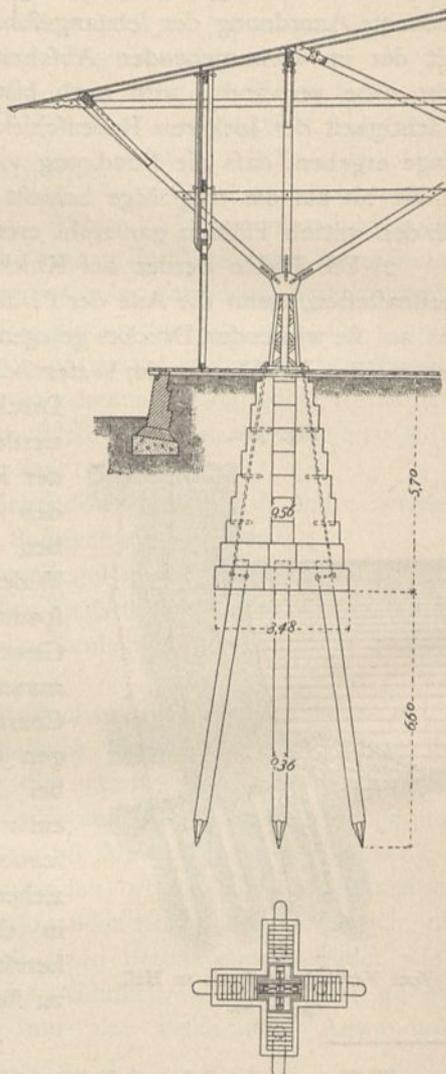
Dagegen stößt die Ermittlung der richtigen Pfahllänge häufig auf große Schwierigkeiten, wenn die Pfähle die erforderliche Standfestigkeit nur mittels Reibung in der lockeren Bodenschicht erhalten. Handelt es sich um eingerammte Pfähle, so kann man die von Eytelwein, Redtenbacher²²⁶⁾, Weisbach²²⁷⁾ etc. aufgestellten Ramm-Theorien benutzen.

Die Ramm-Theorien 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 Hitz (von etwa 20 unmittelbar auf einander folgenden Schlägen) in so fern unmittelbar ermitteln, als man das Eindringen des Pfahles jedesmal messen kann. Je geringer dieses Eindringen in der letzten Hitz war, desto größer wird im Allgemeinen die Tragfähigkeit des Pfahles sein. In solchen Theorien spielen deshalb die Größen: Gewicht des Pfahles, Gewicht des Rammjärens, Fallhöhe des letzteren und Tiefe des Eindringens die Hauptrolle.

Die meisten Ramm-Theorien liefern nur wenig zuverlässige Ergebnisse, da sie auf die Beschaffenheit der betreffenden Bodenschicht 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 er-

Fig. 712.



Vom Quai-Schuppen am Grasbrookhafen zu Hamburg. — $\frac{1}{200}$ w. Gr.

²²⁶⁾ REDTENBACHER, F. Principien der Mechanik und des Maschinenbaues. Mannheim 1852. S. 102.

²²⁷⁾ WEISBACH, J. Lehrbuch der Ingenieur- und Maschinen-Mechanik. I. Theil. 5. Aufl. Bearbeitet von G. HERRMANN. Braunschweig 1874. S. 824.

mitteln. Man treibt Probepfähle von verschiedener Länge und nach verschiedenen Rammverfahren ein, bringt alsdann todte 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 cm angenommen. — Im Sand- und Kiesboden der Rheinebene (Heffens 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 Rammärens, so nimmt die Tragfähigkeit des eingerammten Pfahles im Verhältniß der Quadratwurzel der Fallhöhe zu.

β) Wächst das Bärge wicht, so nimmt die Tragfähigkeit um ca. 0,8 des vermehrten Gewichtes zu.

γ) Die Tragfähigkeiten von Pfählen, die mit gleichem Bärge wicht bei gleicher Fallhöhe eingerammt wurden, verhalten sich wie die Quadrate der Reibungsflächen der Pfähle.

4) Die Größe der Pfahlkopf-Fläche hängt ab von der mittleren Dicke der Pfähle und von dem Verjüngungsverhältniß der Baumstämme, die zu den Pfählen benutzt wurden. Die mittlere Pfahldicke ist wieder von der Pfahlänge abhängig. Zu dem in Art. 149 (S. 110) in dieser Richtung bereits Gefagten sei hier noch hinzugefügt, daß man für die Pfähle tief liegender Roste einen mittleren Durchmesser

$$d = 12 + 3 l \text{ Centim.} \dots \dots \dots 240.$$

zu wählen habe, wenn *l* die Pfahlänge (in Met.) bezeichnet.

Prudhomme giebt allgemein

$$d = \frac{l}{24} \text{ Centim.}$$

an. Andere Verfasser wählen bis 5 m Pfahlänge 25 cm Pfahldicke, für jedes Meter Mehrlänge 10 bis 15 mm Mehrdicke.

Die statische Ermittlung der Dicke von Grundpfählen ist mit Hilfe der Gleichung 27 (S. 111) möglich. Für Langpfähle ist die Gleichung 28 (S. 111) in Anwendung zu bringen; für annähernde Rechnungen kann man auch die Relation benutzen:

$$d = 15 + 2,75 l \text{ Centim.}$$

5) Die erforderliche Zahl von Rostpfählen ist gleich der Gesamtbelastung des Pfahlrostes, dividirt durch die Tragfähigkeit eines Pfahles. Letztere muß nach den in Art. 444 gemachten Angaben ermittelt werden; als weitere Anhaltspunkte mögen die nachstehenden Erfahrungszahlen dienen.

Die Tragfähigkeit für 1 qm Pfahlkopf-Fläche 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.

Heinzerling giebt als zulässige Belastung für 1 qm Nutzfläche des Pfahlrostes an: bei Moorboden 0,8 bis 1,2 kg, bei besserem Bodenmaterial 3 bis 5 kg, bei festerem, durch Pfähle gedichteten Lehm-, Thon- und Sandboden bis 7 kg.

Ist die Tragfähigkeit für 1 qm Pfahlkopf-Fläche *k* (in Kilogr.) und mißt die letztere *f* (in Quadr.-Centim.), so ist die Tragfähigkeit des Pfahles *k f* Kilogr. Beträgt der Druck, den das künftige Bauwerk auf den Pfahlrost ausüben wird, *D* (in Tonnen), so ist die erforderliche Zahl *n* der Pfähle

$$n = \frac{1000 D}{k f}.$$

6) Die Vertheilung der Pfähle im Grundriß soll derartig 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

446.
Dicke
der
Pfähle.

447.
Zahl der
Pfähle.

448.
Tragfähigkeit
der
Pfähle.

449.
Anordnung
der
Pfähle.

am einfachsten dadurch erfüllen, daß man die Pfähle reihenweise schlägt (Fig. 713 u. 714). 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 von einander 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. 444 bis 448 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. 713, 716 u. 717 dargestellte Anordnung. Wenn jedoch die Pfähle einen Betonkörper oder das Mauerwerk unmittelbar zu tragen haben, empfiehlt es sich, die Pfähle in den einzelnen Pfahlreihen gegen einander zu versetzen (Fig. 714). Die äußerste Pfahlreihe *a* wird ziemlich häufig bündig mit dem Haupt des darüber stehenden Mauerwerkes gelegt; nur den Bohlenbelag läßt man bisweilen etwas vortreten (Fig. 715). 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. 716), oder sie sind so weit nach außen zu schieben, daß die ihnen zunächst gelegenen Pfahlreihen eben so belastet sind, wie die zwischen den letzteren befindlichen (Fig. 717). Die zweitgedachte Anordnung ist kostspieliger und empfiehlt sich nur für große Belastungen.

Fig. 713.

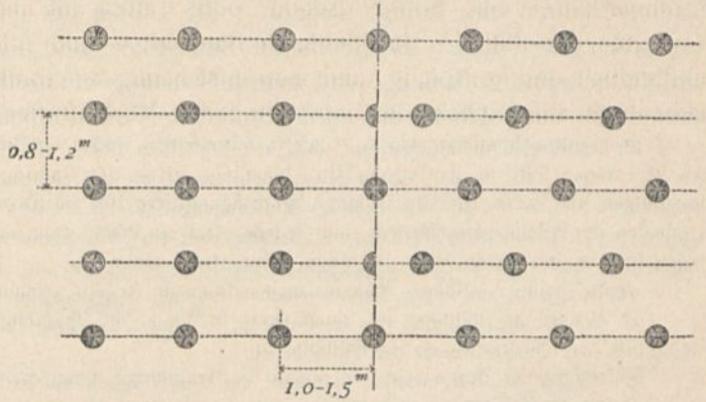


Fig. 714.

Fig. 716.

Fig. 717.

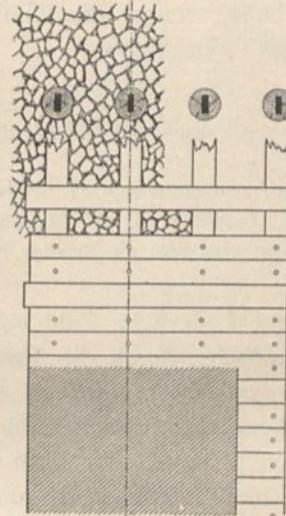
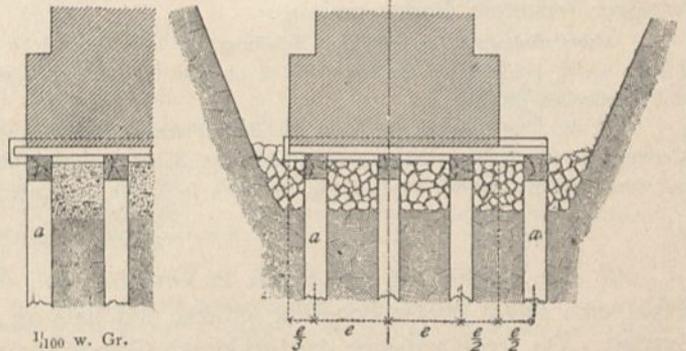
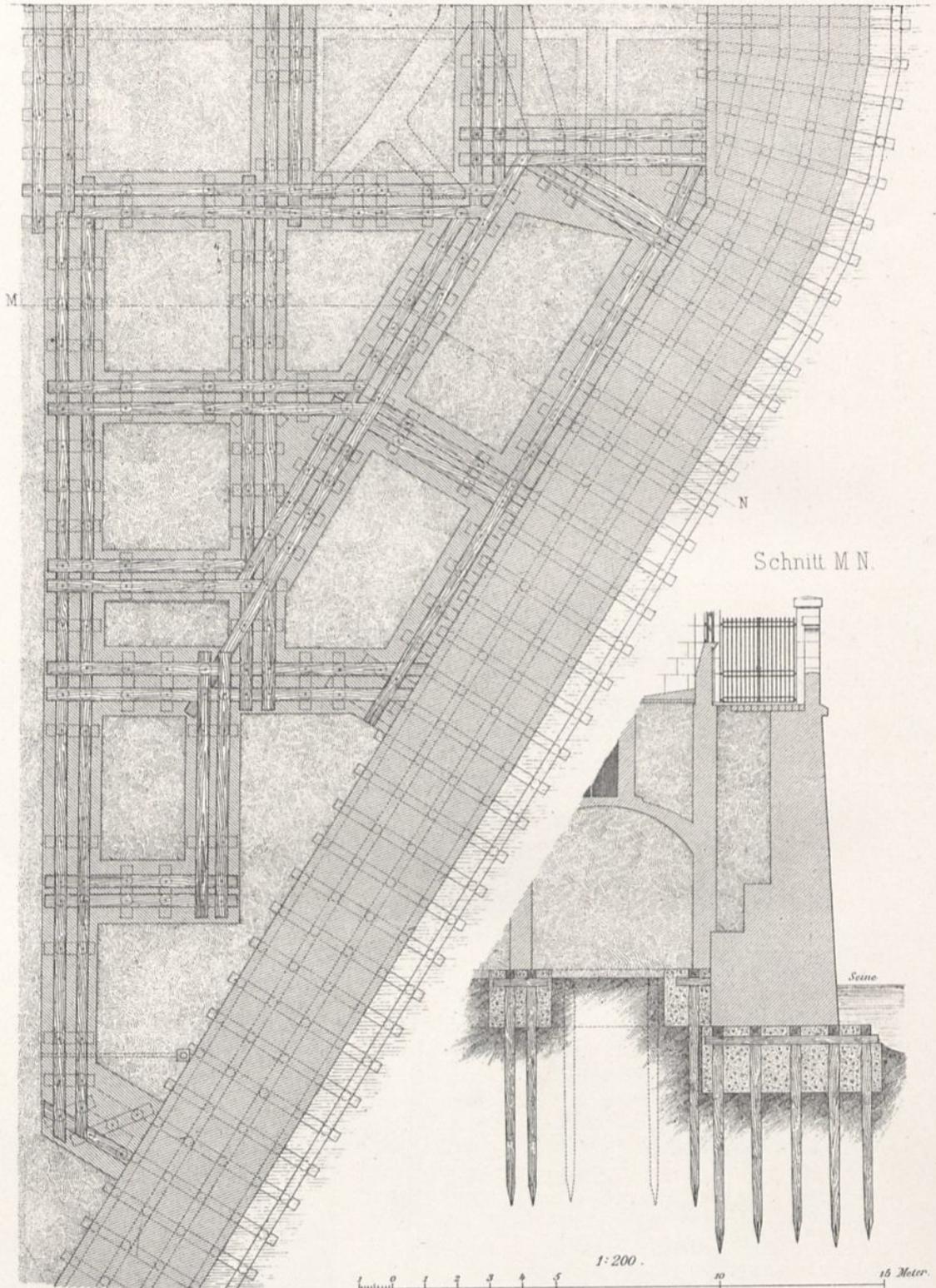


Fig. 715.



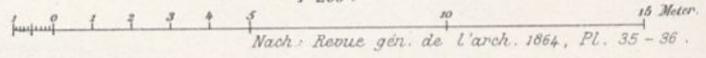
NEUE MORGUE IN PARIS.

Fundamentplan. (Südliche Hälfte).



Schnitt M N.

1:200.



Bei Fundirung von Bauwerken, deren Grundriß weniger regelmäsig geformt ist, gestaltet sich die Vertheilung der Rostpfähle weniger einfach. Handelt es sich um einen Beton-Pfahlrost, so hat man ziemlich freie Hand; wenn jedoch Holzschwellen auf die Pfähle zu liegen kommen, so muß man auf thunlichste Reihen-anordnung der letzteren sehen. Die neben stehende Tafel giebt ein Beispiel für eine unregelmäßigere Grundrißanordnung.

7) Die Rostpfähle regelmäsig zu behauen, ist nicht nothwendig; es genügt, wenn die Rinde abgelöst wird. In der That kommen vier- oder gar achteckig (Fig. 718) 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 Holz-Construction mindestens 30, besser 50 cm unter den niedrigsten Wasserstand zu liegen kommt.

Fig. 718.



Von der neuen *Morgue* zu Paris²²⁸⁾.
1/50 w. Gr.

Wie schon in Art. 376 (S. 290) bemerkt wurde, ist hierbei auf eine möglicher Weise später eintretende Senkung des Grundwasserpiegels Rücksicht zu nehmen. In Hamburg hat man bei den um die Zeit nach dem großen Brande ausgeführten Häusern diese Regel nicht befolgt. Bei den meisten Neubauten pflegte man etwa 60 cm unter der Kellersohle 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 in Folge des Sielbaues in übelster Weise geltend gemacht, wovon die kostspieligen Unterfahrungen der Fundamente vieler Häuser auf der ehemaligen Brandstätte ein deutliches Zeugniß geben.

450.
Pfähle.

b) Rostdecke.

Die Rostdecke oder die Zwischen-Construction, welche die Last des auf dem Pfahlroste ruhenden Baukörpers aufnimmt und auf die Pfähle überträgt, kann eine Holz-Construction 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 Baukörper ausgeübten Druckes stehen. Hat man es hauptsächlich mit lothrechten Drücken zu thun, so stehen die Pfähle nach Früherem lothrecht, und die Rostdecke muß wagrecht gelegen sein. (Vergl. auch Fig. 710, S. 341.)

1) Hölzerne Rostdecken sind in ihrer Construction mit den in Art. 443 (S. 334) beschriebenen Schwellrosten sehr nahe verwandt. Zwei sich kreuzende Schwellenlagen mit einer Ausfüllung der Rostfache, so wie ein aufgebrachter Bohlenbelag bilden auch hier die gewöhnliche Anordnung (Fig. 716 u. 717).

Die einer Pfahlreihe angehörigen Pfähle werden meist durch Langschwellen oder Holme mit einander verbunden. Stehen seitliche Verschiebungen nicht zu befürchten, so kann man diese Schwellen nur stumpf auf die in gleicher Höhe abgeschnittenen Pfähle aufsetzen (Fig. 717); meistens wird indess eine Verbindung beider vorgenommen. Diefelbe geschieht am einfachsten mittels ca. 40 cm langer und 3 cm dicker Holzschrauben oder auch nur mittels eben so 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. 719 u. 720). 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.

451.
Hölzerne
Rostdecken.452.
Lang- und
Querschwellen.

²²⁸⁾ Nach: *Revue gén. de l'arch.* 1864, Pl. 39.

Längere Schwellen bestehen aus einzelnen Stücken, deren Stöße jedesmal auf einen Pfahl zu liegen kommen; die Stofsverbindung geschieht eben so, wie bereits in Art. 434 (S. 335) für die Schwellroste angegeben wurde; bei stumpfen Stößen (Fig. 719) werden die Zapfen am besten in der vollen Breite der Pfähle angefnitten, damit die beiden Schwellenenden sicher gefasst 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. 721), bezw. Holzschrauben auf letzteren befestigt oder auf die Langschwellen aufgekämmt. Wenn indefs, 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 es ist eine solche Anordnung, durch die eine Längsverankerung der ganzen Fundament-Construction erzielt wird, ganz entsprechend. Wenn indefs starke Seitenschübe wirksam sind, wie bei Widerlagern von gröfseren Gewölben, bei Stützmauern etc., wenn in Folge dieser ein Ausweichen der Pfähle in der Querrichtung des Mauerwerkes zu befürchten wäre, ist es vorzuziehen, die Querschwellen unmittelbar auf die Pfähle aufzuzapfen und die Langschwellen erst auf diese zu legen.

Man hat in letzterem Falle wohl auch das unmittelbare Auffetzen der Langschwellen auf die Pfahlköpfe beibehalten, jedoch die Rostzangen unter die letzteren gelegt; sie wurden doppelt (aus Halbhölzern) angeordnet, so dafs die in einer Querreihe gelegenen Pfähle zwischen je zwei Halbzangen gefasst und damit verbolzt wurden.

453.
Bettung.

Die Bettung oder die Ausfüllung der Rostfache, welche auch hier aus Sand, Mauerfchutt, 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 Theile mit der Ausführung zusammenhängt.

454.
Ausführung.

Für die letztere wird bei Hochbauten fast stets die Ausfchachtung einer Baugrube erforderlich; die Tiefe derselben hängt zum Theile von der Tiefenlage der unterirdischen Räume und anderen örtlichen Verhältnissen ab; doch mufs sie jedenfalls so grofs sein, damit die Oberkante der Holz-Construction tief genug unter den niedrigsten Grundwasserspiegel zu liegen kommt.

Nachdem die Pfähle eingerammt worden sind, wird zwischen denselben das Bodenmaterial auf eine Tiefe von 30 bis 50 cm, bisweilen auf eine noch gröfsere Tiefe ausgehoben; hierdurch wird das Abschneiden der Pfähle in gleicher Höhe, erforderlichenfalls das Anschneiden der Zapfen erleichtert.

Bei letzteren Arbeiten mufs Wasserfchöpfen stattfinden; man kann jedoch das Grundwasser benutzen, wenn die Pfähle in gleicher wagrechter Ebene abzufchneiden sind. Man läfst in die Anfangs trocken gehaltene Baugrube das Grundwasser bis in Pfahlkopfhöhe eintreten und reifst 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 Schwellen-Unterkante eingebracht; hierauf werden die beiden Schwellenlagen veretzt und alsdann die von ihnen gebildeten Fache gleichfalls ausgefüllt.

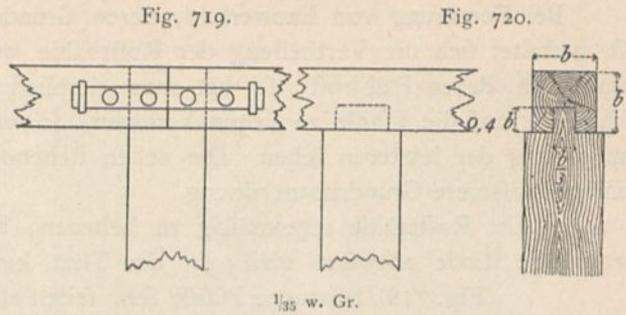
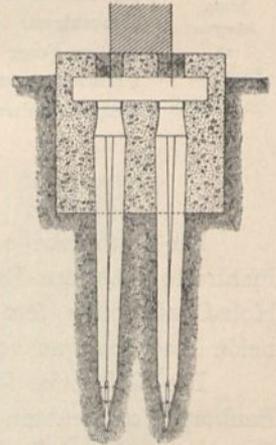


Fig. 721.



Von der neuen *Morgue* zu Paris²²⁸. — 1/50 w. Gr.

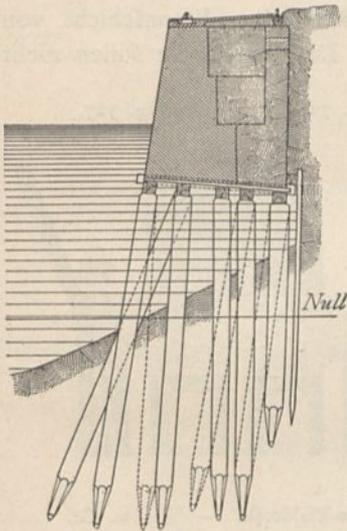
Bei Gründungen im offenen Wasser kann man gleichfalls durch Umschließung der Baustelle mit einer Spund- oder Pfahlwand, bezw. mit einem Fangdamm die Bildung einer wasserfreien Baugrube ermöglichen.

Das Abschneiden der Pfähle in gleicher Höhe kann in diesem Falle auch unter Wasser, mittels sog. Grundfägen, geschehen.

Die Herstellung und Trockenlegung einer Baugrube kann im offenen Wasser umgangen werden, wenn man statt des tief liegenden den schon erwähnten hoch liegenden Pfahlrost anwendet. Die aus dem Grunde hervorragenden Langpfähle

455.
Hoch
liegende
Pfahlroste.

Fig. 722.



Vom Sandthor-Quai zu Hamburg.
 $\frac{1}{100}$ w. Gr.

reichen bis an das Niederwasser und erhalten in dieser Höhe den Schwellenbelag (Fig. 772). Der Raum zwischen den Pfählen wird häufig mit Steinschüttungen ausgefüllt; bei größerer Höhe trachtet man die Standfestigkeit des Fundamentes 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 Theil des Gebäudes auf Langpfählen gegründet. Um diese abzustützen, bezw. gegen Ausknicken zu schützen, wurde zwischen die Pfähle, nachdem sie durch Spundwände umschlossen waren, eine Betonfüllung eingebracht. Schließlich wurde auf die Pfahlköpfe ein Bohlenbelag gelegt und auf diesen das Mauerwerk gesetzt.

Der Bohlenbelag wird hier eben so wie beim Schwellrost ausgeführt; seine Dicke, so wie 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 die Tafel bei S. 345). Bisweilen fehlt der Bohlenbelag gänzlich; es ist dies um so

456.
Bohlenbelag.

zulässiger, je tiefer die Bettung in den Boden reicht (Fig. 721); auch läßt man die eine oder die andere Schwellenlage weg, was insbesondere bezüglich der Querschwellen geschehen kann, sobald der Bohlenbelag die erforderliche Querverbindung hervorbringt.

Sobald durch Wasser ein Unterwachsen der Rostdecke oder ein Erweichen des darunter befindlichen Bodenmaterials eintreten kann oder wenn man ein starkes

457.
Spundwände.

Fig. 723.

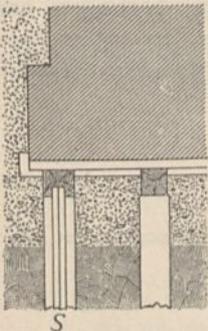


Fig. 724.

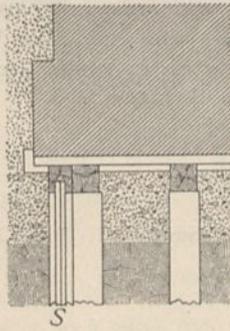
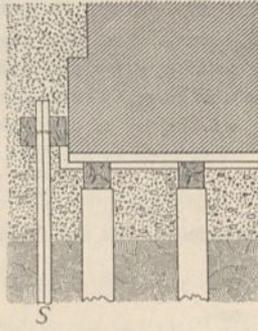


Fig. 725.



Anordnung von Spundwänden bei Pfahlrosten. — $\frac{1}{100}$ w. Gr.

feitliches Ausweichen der lockeren Bodenschicht und der darin stehenden Pfähle befürchtet, 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 vortheilhaftesten, die Spundwand *S* unabhängig von der Pfahlroſt-Construction anzuordnen, wie in Fig. 725. 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. 717 geſchehen iſt. Sonſt bewirkt die Spundwand ungleichmäſſige Senkungen, da ſie unter der Belaſtung ſich weniger ſetzt, als die dazu parallelen Pfahlreihen (Fig. 723 u. 724). Befürchtet man ein ſeitliches Ausweichen der gefondert angebrachten Spundwand, ſo verbinde man ſie durch eiferne Anker mit den Querſchwellen der Roſtdecke.

458.
Beton-
Pfahlroſte.

2) Beton-Pfahlroſte werden in der Weiſe gebildet, daß man auf die eingerammten und in gleicher Höhe abgeſchnittenen Pfähle eine Betonſchicht von entſprechender Mächtigkeit aufbringt (Fig. 726 u. 727). 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 Beton-Fundamente bereits Gefagte. Spundwände, welche den Betonkörper umſchließen und gegen Unterwaſchung ſchützen, ſollen hier niemals fehlen (Fig. 727).

Für die Gründung des neuen Reichstagshaufes in Berlin²²⁹⁾ iſt an einzelnen Stellen (nördliche Thürme und Kuppel), wo der Baugrund beſonders ungünstig befunden wurde, Beton-Pfahlroſt-Gründung in Anwendung gekommen. Die mittels Dampfrahmen *Siffon & White'schen* Systemes in der Zeit vom 1. September bis 14. October 1884 und zur Befchleunigung der Arbeit mit Hilfe der elektriſchen Beleuchtung in den Abendſtunden geſchlagenen 2232 Stück Rundpfähle der Kuppel hatten bei einem mittleren Durchmesser von 25 cm eine Länge von 5,6 m, wurden in einer Tiefe von 1,1 m unter Niederwaſſer abgeſchnitten und mit einem Betonkörper von 1,4 m Stärke bedeckt. Die Pfähle wurden nach einem gleichſeitigen Dreieck in 1 m Entfernung von Mitte zu Mitte in ſchrägen Reihen, deren normaler Abſtand 86,6 cm betrug, eingerammt. Vorher war die ganze Baugrube durch eine Spundwand von 5,25 m Tiefe umſchloſſen worden. Nach Beendigung der Rammarbeiten wurde der Boden zwiſchen den Pfahlköpfen bis auf 15 cm unterhalb dieſer ausgehoben, ſo daß die Pfahlköpfe um dieſes Maß in die Betondecke eingreifen²³⁰⁾.

Ueber die Koſten dieſer Gründung, inſbeſondere auch im Vergleich zur gewöhnlichen Beton-Gründung ſiehe den unten²²⁹⁾ angezogenen Artikel.

459.
Stärke
der
Betondecke.

Die Stärke, welche die Betondecke unter den ungünstigſten Verhältniſſen erhalten müßte, läßt ſich ermitteln, wenn man von der Vorausſetzung ausgeht, daß dieſe Platte die ganze Laſt auf zwei benachbarte Pfahlreihen wie ein wagrecht eingefpannter Balken vermöge feiner Biegungs- und Scherfeſtigkeit zu übertragen hat.

Allerdings liegt ein ſolcher Zuſtand nur dann vor, wenn etwa durch Waſſeradern an der Beton-Unterfläche die Berührung zwiſchen Beton und Erde unterbrochen werden oder letztere dem Zufammenpreſſen viel weniger Widerſtand entgegenſetzen ſollte, als die Pfähle ſelbſt.

Für Beanſpruchung auf Biegung iſt die Gleichung²³¹⁾

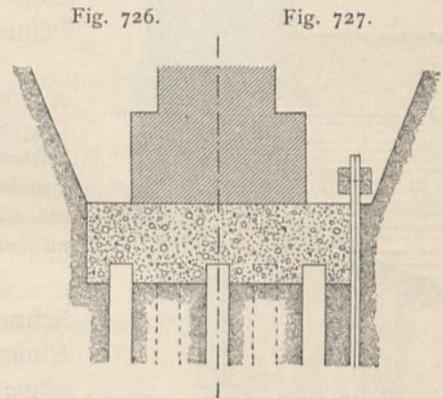
$$\frac{\mathcal{J}}{a} = \frac{M}{K}$$

in Anwendung zu bringen, worin $\frac{\mathcal{J}}{a}$ das ſog. Widerſtandsmoment iſt, \mathcal{J} das Trägheitsmoment des Quer-

²²⁹⁾ Siehe Art. 384 (S. 293).

²³⁰⁾ Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.

²³¹⁾ Siehe Gleichung 36, S. 262 in Theil I, Bd. 1, zweite Hälfte dieſes »Handbuches« (2. Aufl.: Gleichung 44, S. 65).



Beton-Pfahlroſte. — 1/100 w. Gr.

schnittes, a den Abstand der am meisten gezogenen Fafer von der neutralen Axe, M das größte Biegemoment und K die größte zulässige Zugbeanspruchung des Betons bezeichnet.

Für einen beiderseits eingespannten Balken ist das größte Angriffsmoment, wenn p die Belaftung für die Flächeneinheit und l die freie Länge des Balkens bezeichnen,

$$M = \frac{1}{12} p l.$$

Ist h die Stärke der Betondecke, so ist $a = \frac{h}{2}$ und für einen Streifen von $b = 1$ m Breite ²³²⁾

$$\mathcal{J} = \frac{1}{12} h^3.$$

Es wird fonach, 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 ²³³⁾ an, so wird für Beanspruchung auf Biegung

$$h = 0,0062 \sqrt{p l} \dots \dots \dots 242.$$

Für die Beanspruchung auf Abfcheren dicht neben den Pfählen ist die Schubspannung für die Flächeneinheit ²³⁴⁾

$$\mathfrak{S} = \frac{3}{2} \frac{Q}{h},$$

wobei wieder ein $b = 1$ m breiter Streifen angenommen wird und Q die Querkraft bezeichnet. Im vorliegenden Falle ist $Q = \frac{p l}{2}$, fonach

$$\mathfrak{S} = \frac{3}{4} \frac{p l}{h}.$$

Die für Schubfestigkeit erforderliche Querschnittsgröße F ergibt sich aus der Relation ²³⁵⁾

$$F = \frac{\mathfrak{S}}{T},$$

worin T die größte zulässige Schubbeanspruchung bezeichnet. Im vorliegenden Falle ist (für den 1 m breiten Streifen) $F = h$, fonach

$$h = \frac{\mathfrak{S}}{T} = \frac{3 p l}{4 h T},$$

woraus

$$h = \sqrt{\frac{3 p l}{4 T}} = 0,866 \sqrt{\frac{p l}{T}} \dots \dots \dots 243.$$

Nimmt man die Schubfestigkeit eines guten Cement-Mörtels zu 16 kg für 1 qcm und 10-fache Sicherheit an, so wird

$$h = 0,866 \sqrt{\frac{p l}{16000}} = 0,0068 \sqrt{p l} \dots \dots \dots 344.$$

Beispiel. Beim Bau des neuen Reichstagshauses in Berlin betrug die größte Belaftung der Betondecke stellenweise 60 t für 1 qm und der Abstand der Pfahlreihen, wie im vorhergehenden Artikel gefagt, 87 cm; fonach ergibt sich für Beanspruchung auf Biegung

$$h = 0,0062 \sqrt{60000 \cdot 0,87} = 1,42 \text{ m}.$$

Die mit 1,4 m gewählte Stärke der Betondecke ist fonach ausreichend.

Für die Beanspruchung auf Abfcheren ist die größte Schubspannung bei der gewählten Stärke $h = 1,4$ 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 Abfcheren $T = 2,0$ kg für 1 qcm.

²³²⁾ Siehe Gleichung 43, S. 266 (2. Aufl.: Gleichung 19, S. 33) ebendaf.

²³³⁾ Siehe Tabelle auf S. 247 (2. Aufl.: S. 53) ebendaf.

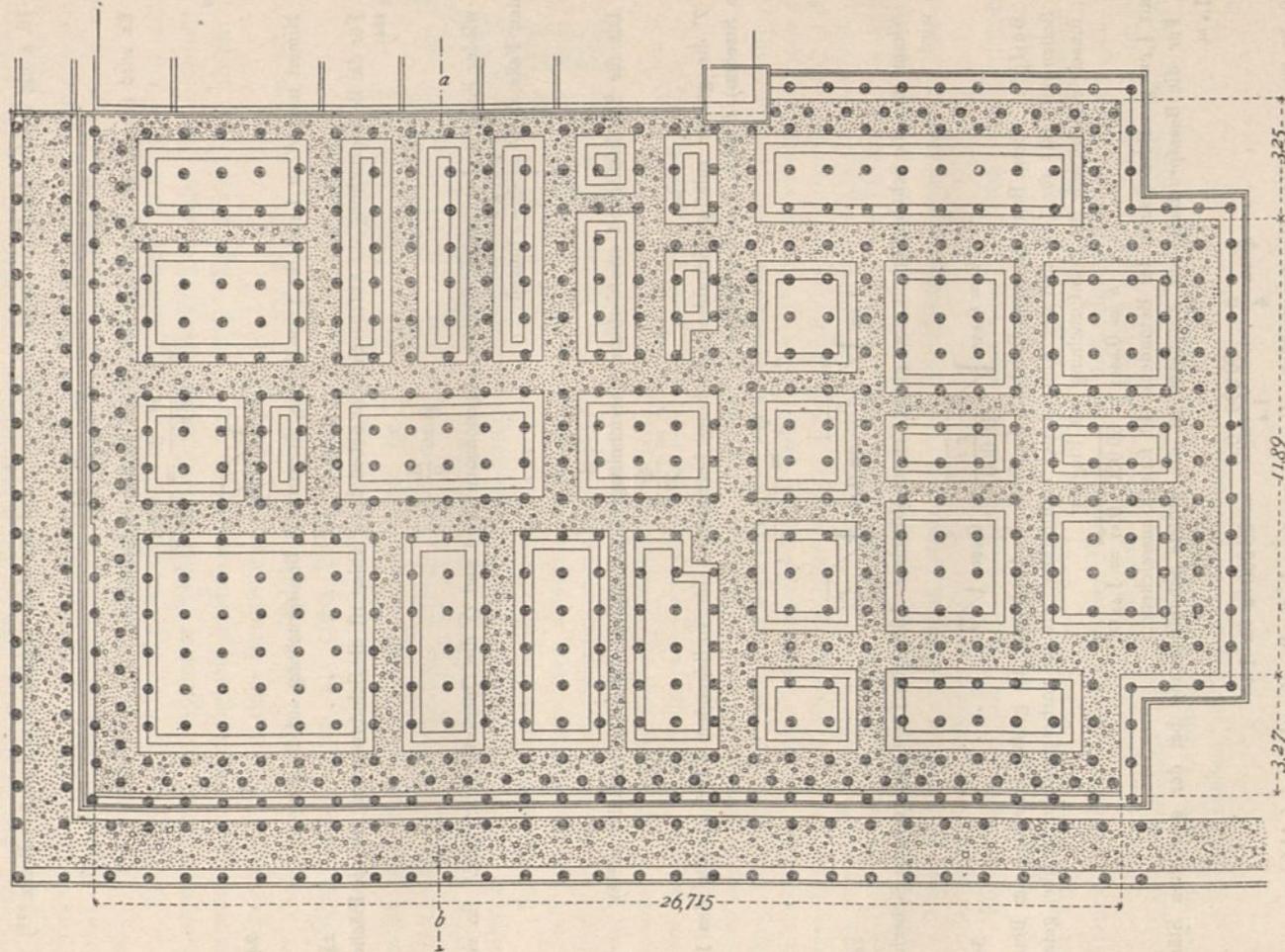
²³⁴⁾ Siehe Art. 326, S. 287 u. 329 S. 289 (2. Aufl.: Art. 102, S. 77 u. Art. 105, S. 78) ebendaf.

²³⁵⁾ Siehe Gleichung 27, S. 255 (2. Aufl.: Gleichung 39, S. 57) ebendaf.

Fig. 728.

Physiologisches Institut.

1/200 w. Gr.



Siehe
den Querschnitt
auf S. 351.

Fundament-Plan für das neue pharmakologische Institut zu Berlin ²³⁶.

Auch die Durchführung einer unter dem ganzen Gebäude durchgehenden Betonplatte (siehe Art. 419, S. 321) ist auf den Beton-Pfahlrost übertragen worden. Es empfiehlt sich alsdann, unter denjenigen Partien der Betonirung, auf welche die Mauern oder andere stark belastete Objecte zu stehen kommen, die Pfähle dichter zu stellen, als in den übrigen Theilen.

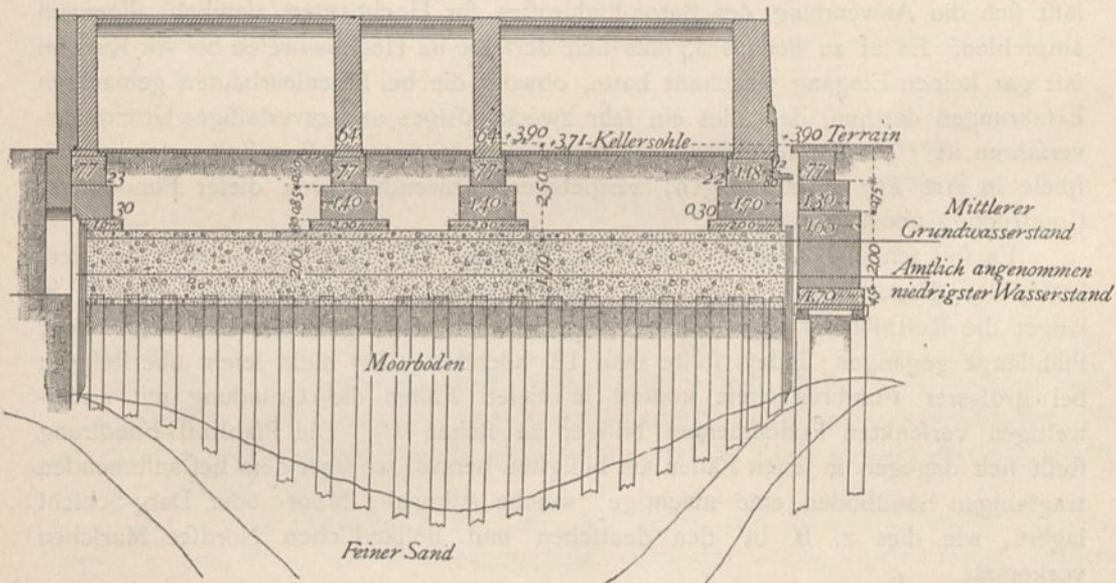
460.
Durchgehende
Betondecke.

Das neue pharmakologische Institut in Berlin (Ecke der Dorotheen-Straße und Schlachtgasse) wurde im Jahre 1879 auf einen derartigen durchgehenden Beton-Pfahlrost gestellt (Fig. 728 u. 729²³⁶).

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, abgefehnitten und dann der Beton eingebracht. Eine vergleichende Kostenberechnung fiel zu Gunsten dieser Construction aus.

Die das Gebäude umgebende Futtermauer soll die vom Straßensverkehre herrührenden Erschütterungen fern halten; deshalb durfte ihr Fundament mit dem des Gebäudes in keinem Zusammenhange stehen (siehe die Fußnote 162 auf S. 278). Diese Mauer erhielt eine gewöhnliche Pfahlrost-Gründung; ein Beton-Pfahlrost wäre, der doppelten Spundwände wegen, erheblich theurer zu stehen gekommen.

Fig. 729.



Schnitt nach *ab* in Fig. 728²³⁶). — 1/200 w. Gr.

3) Eine Vereinigung der beiden unter 1 u. 2 vorggeführten Rost-Constructionen kommt wohl auch zur Anwendung, wie dies aus Fig. 721 ersichtlich ist; indess ist das Hinzufügen der Holzschwellen zum Betonkörper nur dann gerechtfertigt, wenn der letztere nicht fest genug ist, um die erforderliche Längs- und Querverankerung der Pfähle hervorzubringen.

461.
Sonstige
Anordnungen.

Eine eigenthümliche 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 neben einander geschlagen. Zwischen den Pfahlköpfen wurde eine Schicht Holzkohle ausgebreitet, um die Conservirung der Pfähle zu fördern. Ueber den Pfahlköpfen wurde Mauerwerk aus Quadern mit möglichst langen Bindern hergestellt etc.

²³⁶) Nach den von Herrn Reg.- u. Baurath *Zaßrau* freundlichst zur Verfügung gestellten Plänen.

467.
Anwendung.

4) Bezüglich der Anwendung der Pfahlrost-Fundamente sind bereits in Art. 442 (S. 340) die beiden Hauptfälle hervorgehoben worden, in denen diese Gründungsweise besonders in Frage kommt. Es ist auch schon gesagt worden, daß jene Anordnung den Vorzug verdient, wobei die Pfahlspitzen auf oder in der tragfähigen Bodenschicht stehen.

Unter den verschiedenen Pfahlrost-Constructionen ist im Allgemeinen dem Beton-Pfahlrost der Vorzug zu geben. Derselbe gestattet meist eine einfachere und raschere Ausführung; seine Kosten sind jedenfalls nicht höher, als die des gewöhnlichen Pfahlrostes, und man vermeidet zwischen Pfählen und Mauerwerk eine Zwischen-Construction, die aus so verschiedenartigem Material und aus so vielen Theilen besteht; Wasserschöpfen, welches nicht selten nachtheilig auf die Nachbargebäude wirkt, kann gänzlich vermieden werden. Die gewöhnliche Pfahlrost-Construction sollte man nur dann dem Beton-Pfahlrost vorziehen, wenn man eine Betonirung nicht leicht ausführen kann, oder wenn in sehr lockerem Boden eine besonders kräftige Verankerung der Rostpfähle unter einander erforderlich wird.

Da jedoch der letztgedachte Fall im Hochbauwesen sehr selten vorkommt, so läßt sich die Anwendung des Beton-Pfahlrostes für Hochbauten ziemlich allgemein empfehlen. Es ist zu bedauern, daß sich derselbe im Hochbauwesen bis vor Kurzem fast gar keinen Eingang verschafft hatte, obwohl die bei Ingenieurbauten gemachten Erfahrungen darthun, daß dies ein sehr zweckmäßiges und zuverlässiges Gründungsverfahren ist²³⁷⁾. Um so erfreulicher ist es, daß in der neuesten Zeit, wie die Beispiele in Art. 457 u. 460 zeigen, ausgiebigere Anwendung von dieser Fundament-Construction gemacht wird.

Es soll schließlic nicht unerwähnt bleiben, daß Pfahlrost-Gründungen stets kostspielige Fundirungsverfahren sind. Sie kommen um so theurer zu stehen, je länger die Rostpfähle sind. Man ist in letzterer Beziehung bis zu 20^m und mehr Pfahllänge gegangen; indess sollte man 12, höchstens 15^m nicht leicht übersteigen; bei größerer Fundirungstiefe kommt in vielen Fällen die Gründung mit anderweitigen verfenkten Fundamenten billiger zu stehen²³⁸⁾. Die Pfahlrost-Fundirung stellt sich dagegen in jenen Fällen am billigsten heraus, wo über dem tief anstehenden tragfähigen Sandboden eine mächtige, weiche Alluvial-, Moor- oder Darg-Schicht lagert, wie dies z. B. in den deutschen und holländischen Nordsee-Marschen 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 unfernen Städten nicht selten vorkommt.

Die Pfahlrost-Gründung wird wohl auch mit anderen Fundirungsverfahren vereint angewendet. Fig. 685 (S. 316) zeigt eine Pfeilergründung mit Pfahlrost; in diesem

²³⁷⁾ Für Brückenpfeiler in größeren Wassertiefen kommt der gewöhnliche Pfahlrost nur sehr selten zur Anwendung. Mittels Beton-Pfahlrost sind in neuerer Zeit die Pfeiler sehr großer Strombrücken fundirt worden. Rostpfähle mit Betonschichten von 6 bis 8^m Mächtigkeit haben sich vorzüglich bewahrt.

²³⁸⁾ Nach einer von *Funk* gemachten Zusammenstellung, welche sich auf ca. 50 neuere Brücken-Fundirungen erstreckt, ergeben sich die durchschnittlichen Kosten von 1^{ebm} Brückenpfeiler bis zum Niederwasserstand bei Gründung auf Beton-Pfahlrost zu 97, bei Gründung auf Senkbrunnen zu 71 Mark. — Bei 19 Pfeilern, welche in neuerer Zeit für 6 sächsische Elb-Brücken ausgeführt worden sind, stellten sich die Kosten des Pfeilermauerwerkes bis zur Wasserhöhe

	bei Pfahlrost-Gründung:	bei Senkbrunnen-Gründung:
für 1 ^{ebm}	zwischen 105 u. 197 Mark;	zwischen 82 u. 125 Mark;
» 1 ^{qm} Sohlenfläche	zwischen 327 u. 480 Mark;	zwischen 254 u. 859 Mark;
» 1 ^{qm} des reinen Mauerwerkes	zwischen 447 u. 685 Mark;	zwischen 308 u. 1002 Mark.

(Siehe auch: BRENNCKE, L. Ueber die Beurtheilung des Werthes und die Wahl der Gründungsart. Deutsche Bauz. 1887, S. 412)

Falle sind die Mauern des betreffenden Speichers auf einzelnen Pfeilern fundirt; zwischen letzteren sind Erdbogen eingeschaltet; Mauern und Pfeiler ruhen auf einem Pfahlrost.

Literatur

über »Pfahl-Gründungen«.

- Neue Art der Pfahlgründung und Verankerung. *Civiling*. 1855, S. 124.
 VAN RONZELEN. Ueber die Anwendung von Schrägpfehlen bei Fundamenten von Futtermauern. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1858, S. 462.
 Beobachtungen über Pfahlgründungen durch Einschrauben. *HAARMANN's Zeitschr. f. Bauhdw.* 1862, S. 162.
 Fundirungen auf Pfahlrost nach Compression des Bodens. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1865, S. 276.
 Eine Erfahrung bei Fundaments-Bauten in Treibsand. *Zeitschr. d. öft. 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 Einpfählen von Pfählen. *Centrabl. d. Bauverw.* 1882, S. 467.
 HAGN. Ueber Unterfuchungen bez. der Zusammenpressung von Langhölzern bei Gründungen. *Deutsche Bauz.* 1887, S. 583.

2. Kapitel.

Senkbrunnen-Gründung.

Die Gründung auf Senkbrunnen ist grundsätzlich nichts Anderes, als die Gründung auf einzelnen Fundament-Pfeilern, wie solche in Art. 404 bis 409 (S. 310 bis 314) vorgeführt wurde. Auch hier werden Pfeiler auf die tragfähige Bodenschicht gesetzt und im oberen Theile durch geeignete Constructionen mit einander verbunden; auf dem so gebildeten Unterbau kann alsdann das 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 es wurde auf der Sohle der so gebildeten Baugrube der Pfeiler massiv aufgemauert. Im vorliegenden Falle jedoch sind die Fundament-Pfeiler durch die lockere Bodenschicht hinabzusenken und werden in Folge dessen zunächst hohl oder brunnenartig ausgeführt. Im Hohlraume des Pfeilers wird mittels Handarbeit oder mit Hilfe mechanischer Vorrichtungen unter dem Brunnenmantel allmählig 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 Senkbrunnen-Gründung zeigt sich auch in der Thatfache, dass nicht selten bei einem und demselben Gebäude ein Theil der Fundament-Pfeiler innerhalb ausgefachteter Baugruben massiv aufgemauert, ein anderer aber brunnenartig versenkt wird; in der Regel sind hierbei die Fundirungstiefe und der geringere oder stärkere Wasserandrang maßgebend. — An der Baustelle der neuen Locomotiv-Reparatur-Werkstätte 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 befafs; die Werkstätte wurde auf Pfeilern aufgeführt, welche durch Grundbogen

463.
Uebersicht.

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. 407 (S. 313) wurde bereits gesagt, daß unter gewöhnlichen Verhältnissen Senkbrunnen, die wohl auch Fundament-Brunnen, Senkschächte, Brunnenpfeiler etc. genannt werden, bei etwa 5 bis 6^m Tiefe billiger, als gewöhnliche Fundament-Pfeiler zu stehen kommen. Bei noch größerer Fundirtiefe verursacht die Ausschachtung, erforderlichenfalls auch die Zimmerung der Baugrube, so wie 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 Baugruben-Zimmerung sehr kräftig ausgeführt werden mußte.

Die Fundirtung auf Senkbrunnen tritt auch nicht selten an die Stelle der Pfahlrost-Gründung; es wird dies 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 238, S. 352), weil man von der Höhenlage des Wasserpiegels unabhängig ist und weil schädliche Erschütterungen, die durch das Einrammen von Pfählen erzeugt werden, vermieden sind.

Die Gründung auf Brunnenpfeilern ist seit vielen Jahrhunderten im Orient, insbesondere in Indien, im Gebrauche. Ein arabischer Schriftsteller, der Aegypten im Jahre 1161 durchreiste, beschreibt schon diese Fundirtungsweise. 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 für die dortigen Baugrundverhältnisse und die Materialien, 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 Ceremonien zum Theil im Flußbett selbst gehalten werden; man war daher genöthigt, ein Mittel zu finden, um auf beweglichem Boden sichere Fundamente zu errichten.

Die Hindus führen die Brunnengründungen ganz ähnlich aus, wie dies im Folgenden für unsere Fundirtungen dieser Art noch beschrieben werden wird. Die Engländer haben das Gründungsverfahren der Indier beibehalten und bei den Eisenbahnbauten in Indien vielfach in Anwendung gebracht²³⁹).

Nach Gilly's Mittheilungen soll im Jahre 1798 in Berlin die erste Brunnengründung, und zwar unabhängig vom indischen Verfahren, zur Ausführung gekommen sein. Indefs scheint es, daß deren Anwendung erst seit dem Jahre 1846, seit dem Bau des Stationsgebäudes der Berlin-Hamburger Eisenbahn zu Berlin in größerem Maßstabe Gebrauch davon gemacht wurde, eine allgemeinere geworden ist.

Die Fundament-Brunnen 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 Erdreich und Mauerwerk in Rechnung zu ziehen²⁴⁰).

Wenn irgend thunlich, trachte man die Brunnenpfeiler auf tragfähigen Baugrund zu setzen; es ist dies hier im Allgemeinen von noch größerer Wichtigkeit, als bei massiv ausgeführten Fundament-Pfeilern, da eine Verbreiterung des Fundamentes, eine Absteifung durch Erdbogen oder durch umgekehrte Gewölbe etc. ausgeschlossen ist.

²³⁹) Vergl.: Geschichtliche Notiz über Fundirtungen auf Röhren. Notizbl. d. Allg. Bauz. 1860, S. 450.

²⁴⁰) Siehe hierüber auch Art. 370 (S. 282).

a) Anordnung und Construction der Senkbrunnen.

Die Zahl und Vertheilung der Senkbrunnen, auf welche ein Gebäude zu fundiren ist, hängt vom Querschnitt derselben und von der Grundrifsanordnung 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; alsdann werden auf Grundlage der Fenster- und Thüreintheilung weitere Zwischenbrunnen eingeschaltet, wobei namentlich darauf zu sehen ist, dafs

464.
Zahl und
Vertheilung.

Fig. 730. Ansicht.

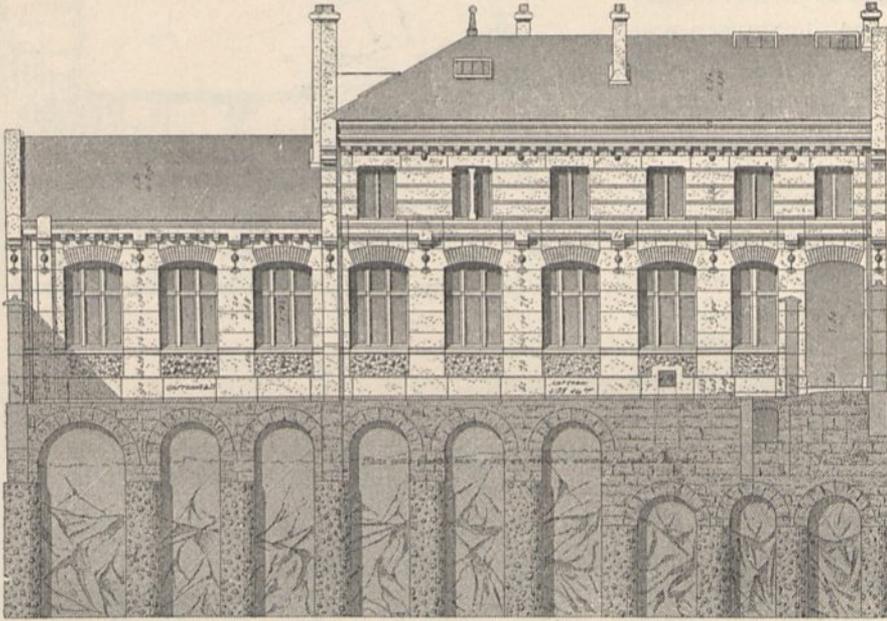
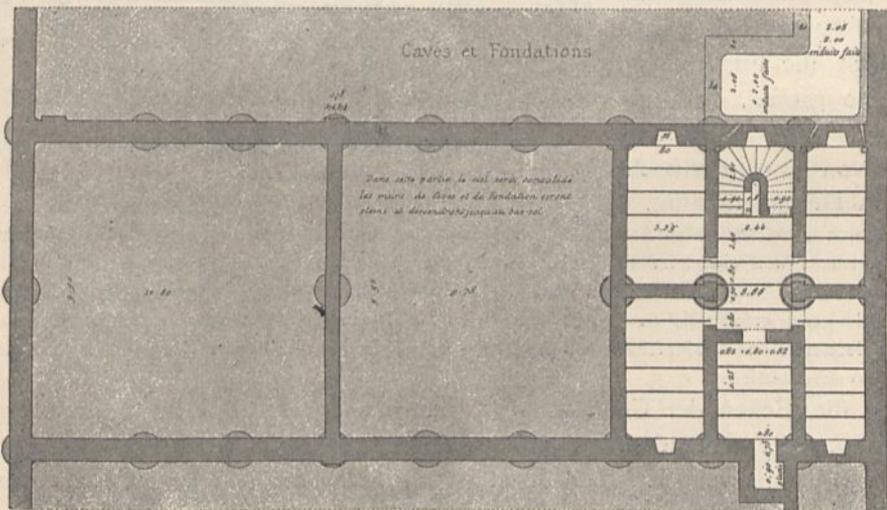


Fig. 731. Fundament-Plan.

Schulhäufergruppe für Knaben in Paris, rue Baudricourt²⁴¹⁾. — 1/250 w. Gr.

²⁴¹⁾ Facf.-Repr. nach: *Moniteur des arch.* 1875, Pl. 21.

die Hauptfensterschäfte, so wie Constructionstheile, die eine besonders starke Belaftung erfahren, auf einen Brunnen zu stehen kommen.

Fig. 730 u. 731 zeigen die Anordnung von Brunnenpfeilern für einen regelmässig gestalteten Grundriss; in Fig. 733 ist der Fundament-Plan eines auf unregelmässig geformter Baufläche ausgeführten Doppelhauses dargestellt.

Fig. 732. Hauptgeschoss.

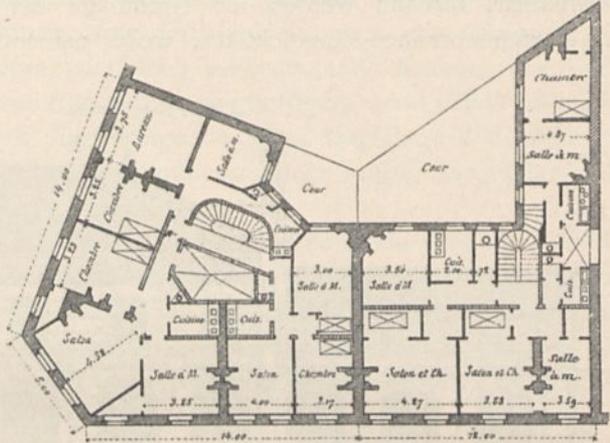
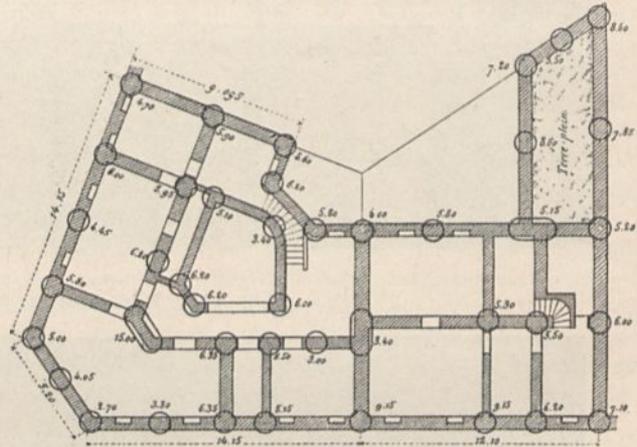


Fig. 733. Kellergeschofs.



Wohn- und Geschäftshäuser in Paris, rue Rochecouart 242).

1/600 w. Gr.

Die Tiefenmasse für die Brunnenpfeiler sind von der Kellerhöhe an gerechnet.

465.
Querschnitt.

In gleicher Weise, wie gewöhnliche Fundament-Pfeiler, 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 äusserer Durchmesser mit 1,6 bis 2,0 m; nur bei sehr ungünstigen Druck- und Baugrundverhältnissen wird der Abstand zweier Brunnen kleiner als 3 m und der Durchmesser derselben grösser als 2,25 m genommen. Stehen die Brunnen sehr nahe an einander und ist die Fundirtiefe keine grosse, so wendet man wohl auch nur Brunnen von 1,5 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 dessen Senkung erforderlichen Handhabungen im Hohlraum desselben vorgenommen werden können. Sollen die letzteren durch Menschenhand bewirkt werden, so ist ein lichter Durchmesser von mindestens 0,9 bis 1,0 m erforderlich.

466.
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 Gurtbogen, welche sie mit den benachbarten Brunnen verbinden, oder von Gewölb-Constructionen über den Fundamenten einen sehr starken Seitenschub erfahren, und wenn der mit den Brunnen durchfahrene Boden

242) Facf.-Repr. nach: *Nouv. annales de la const.* 1871, Pl. 39.

Fig. 734.

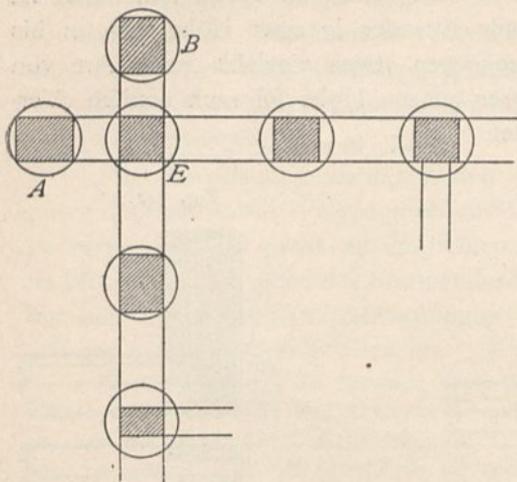
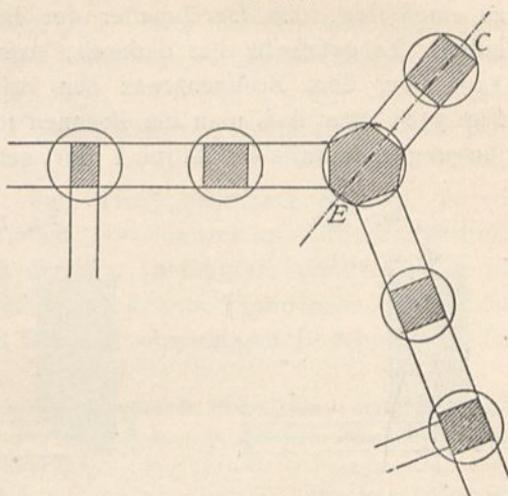


Fig. 735.

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

leicht zur Seite ausweicht, so werden die Eckbrunnen noch durch Hilfsbrunnen abgesteift. Man ordnet entweder in der Verlängerung beider die Ecke *E* (Fig. 734) bildenden Mauern je einen solchen Hilfsbrunnen *A, B* an, oder man fenkt in der Halbierungslinie des Winkels, den die beiden Mauern bei *E* (Fig. 735) 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 Theile der Brunnen oder zwischen den Gurtbogen eingezogen.

Fig. 736.

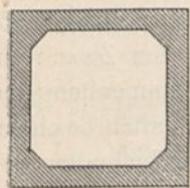
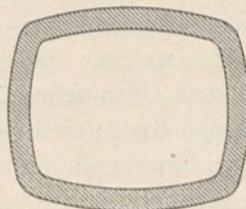


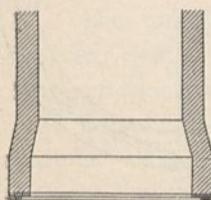
Fig. 737.

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

gestaltete Senkbrunnen, sobald dies die örtlichen Verhältnisse wünschenswerth erscheinen lassen, zur Ausführung bringt.

Wenn es sich um die Fundirung kleinerer Bauwerke, wie Gedächtnisssäulen, 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 Grundriffs-gestalt solcher Brunnen hängt selbstredend von der Grundform des betreffenden Bauwerkes ab.

Fig. 738.

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

Bei rechteckig gestalteten Brunnen empfiehlt es sich, die Ecken besonders fest zu construiren, da sie beim Senken am meisten leiden. Ein guter Verband und eine schräge Ausmauerung nach Art von Fig. 736 entsprechen dem beabsichtigten Zwecke.

Hat ein größerer rechteckiger Brunnen eine geringe Mantelstärke und ist stärkerer Erddruck, bzw. Wasserdruck zu erwarten, so kann man auch nach Art von Fig. 737 die Brunnenwandungen nach außen zu convex gestalten und die Ecken entsprechend ab-runden.

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. Es geschieht dies dadurch, daß man entweder in einer Höhe von 0,5 bis 1,0 m über dem Brunnenkranz den Brunnenkörper etwas einzieht (nach Art von Fig. 738), oder daß man die Brunnen in ihrer ganzen Höhe schwach conisch (Verjüngungsverhältniß im Mittel 1 : 25) gestaltet.

Fig. 739.

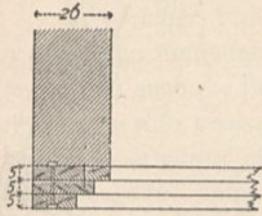


Fig. 740.

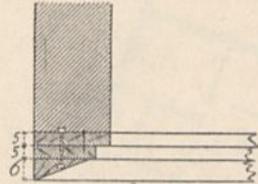


Fig. 741.

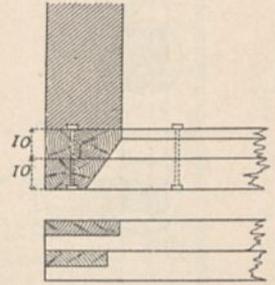


Fig. 742.

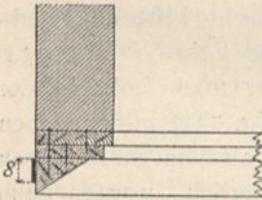
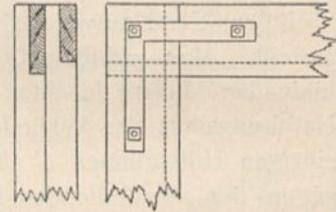
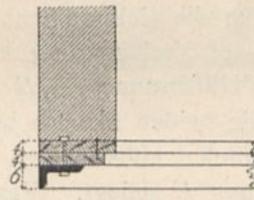


Fig. 743.

Brunnenkränze. — $\frac{1}{25}$ w. Gr.

468.
Brunnenkranz.

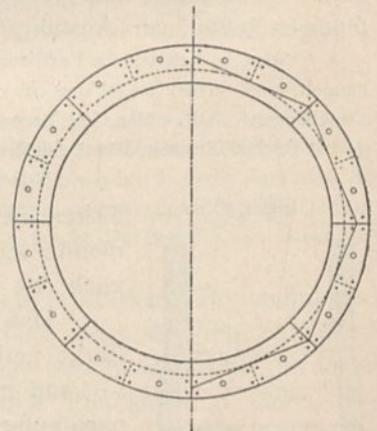
Das Brunnenmauerwerk wird auf den fog. Brunnenkranz oder Schling aufgesetzt; derselbe bildet eine Art liegenden Rostes, welcher zugleich den Zweck zu erfüllen hat, dem Mauerwerk während des Senkens einen festen Zusammenhang zu geben. Damit beim Senken der Schling leicht in den Boden eindringe, erhält er einen keilförmigen Querschnitt (Fig. 739 u. 741); soll das Eindringen desselben besonders erleichtert werden, so wird seine Unterkante als Schneide (Fig. 740 u. 742) 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 mit einander verbolzt und vernagelt werden. Um ein keilförmiges Profil zu erzielen, nehmen die Bohlenlagen nach unten an Breite ab (Fig. 739 u. 740); bisweilen ist die unterste Lage dreikantig zugesehnt (Fig. 740). Die Stöße der einzelnen Bohlenstücke sind in den zwei oder drei Lagen gegen einander versetzt, so daß in eine lothrechte Ebene nur eine Stosfuge zu liegen kommt (Fig. 744 u. 745). Die unterste, kantig zugesehntene Bohlenlage erfährt beim Senken den stärksten Angriff; sie wird deshalb in manchen Fällen, namentlich wenn

Fig. 744.

Fig. 745.

Brunnenkranz. — $\frac{1}{50}$ w. Gr.

man befürchtet, daß man auf steinigem Boden stoßen wird, mit einem eisernen Reifen zusammengehalten und verstärkt (Fig. 742); man hat sie wohl auch durch ein entsprechend gekrümmtes Winkeleisen (am besten ungleichschenkelig mit 40×80 oder 50×75 mm Schenkellänge) ersetzt (Fig. 743).

Seltener werden Brunnenkränze aus 2 Lagen stärkerer Verbandhölzer (8 bis 10 cm dick) zusammengefügt (Fig. 741).

Für den Brunnenmantel bilden gute und scharf gebrannte Klinker, so wie guter Cement-Mörtel die geeignetsten Materialien; Trafmörtel im vorliegenden Falle zu verwenden, ist nicht zu empfehlen, da derselbe zu langsam erhärtet. Für die im Hochbauwesen üblichen Brunnendurchmesser genügt eine Wanddicke von 1 Stein; nur bei ungewöhnlichen Abmessungen und bei sehr ungünstigen Bodenverhältnissen wendet man größere Stärken an.

Das Füllmauerwerk der Brunnen, bezw. der dieselben ausfüllende Beton kommt nur um Weniges 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 fein; 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. 465, S. 356.)

Anstatt der Ziegel kann man auch Hausteine, besonders in den höheren Schichten, verwenden. Auch Beton-Brunnen sind wiederholt ausgeführt worden, so z. B. bei den in Fig. 732 u. 733 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 lothrechten Brettern, die durch Eisenringe und Nagelung mit einander verbunden sind.

Haben die vorher vorgenommenen Bodenuntersuchungen ergeben, daß man nicht mit genügender Sicherheit auf ein 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. 746).

Für die Ausfüllung der in entsprechende Tiefe abgesenkten Brunnen kann jedes gute Steinmaterial und jeder gute hydraulische Mörtel, namentlich auch Trafmörtel, mit Vortheil benutzt werden.

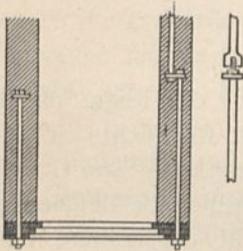
Die unterste Füllschicht besteht in der Regel aus Beton; dieselbe hat den Zweck, dem Auftrieb des Wassers entgegenzuwirken und das Ausschöpfen des Brunnen-Innenraumes zu ermöglichen. Die geringste Mächtigkeit dieser Betonschicht läßt sich auf die in Art. 376 (S. 290) u. 418 (S. 320) angegebene Weise ermitteln. Kann der Beton 15 bis 20 Tage stehen bleiben, so kann zu feiner Bereitung Trafmörtel verwendet werden; sonst benutze man rasch erhärtenden Cement-Mörtel.

469.
Brunnen-
mantel.

470.
Verankerung.

471.
Ausfüllung.

Fig. 746.



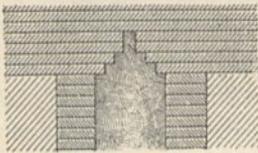
Brunnen-Verankerung.
1/100 w. Gr.

Ueber der so gebildeten Sohlenschicht besteht die Ausfüllung aus Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk oder auch aus Beton. Eine Ausmauerung erfordert unter allen Umständen, daß der Brunnen-Innenraum wasserfrei gemacht werde; bei einer Ausbetonirung ist dies nicht unbedingt nothwendig (vergl. das in Art. 420, S. 324 über die Herstellung von Beton-Fundamenten Gefagte). Ob man das eine oder das andere Material wählen soll, ist lediglich eine Kostenfrage. Im Allgemeinen und unter gewöhnlichen Verhältnissen ist zwar der Beton theurer, als Mauerwerk; allein letzteres kommt im vorliegenden Falle höher zu stehen, da das Mauern und das Hinabschaffen der Materialien in dem engen Brunnen-Innenraume kostspielig wird.

472.
Grundbogen.

Die Vereinigung der Brunnenpfeiler durch Grundbogen geschieht in gleicher Weise, wie bei gewöhnlichen Fundament-Pfeilern (vergl. Art. 404, S. 310). Im vorliegenden Falle werden fast ausschließlich halbkreisförmige Gurtbogen zur Ausführung gebracht, da die erforderliche Constructionshöhe wohl stets vorhanden ist und weil derlei Bogen

Fig. 747.

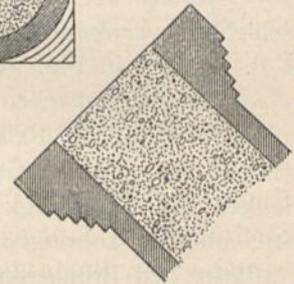
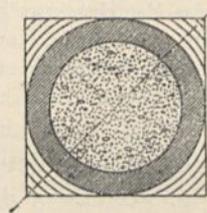


1/25 w. Gr.

einen geringen Horizontaldruck ausüben. Um für die etwa 2 Stein starken Grundbogen ein gesichertes Widerlager zu haben, wird es bisweilen nothwendig, die kreisrunde Grundrissform in die quadratische zu überführen; es geschieht dies durch Auskrägung der oberen Steinscharen nach Fig. 748.

Stehen die Brunnen sehr nahe an einander, so kann man statt der Grundbogen Steinplatten anwenden, die von Brunnen zu Brunnen gelegt werden; auch kann man durch entsprechende Auskrägung einiger Steinscharen eine derartige Construction ermöglichen (Fig. 747).

Fig. 748.



1/100 w. Gr.

b) Ausführung der Brunnenpfeiler.

473.
Anfangs-
arbeiten.

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.

In Folge 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 geeignete 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 wünschenswerth erscheinen läßt.

Nunmehr 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 Luft 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, ein plötzliches oder stoffsweises Sinken, weil dies ein Reißen des Brunnenmauerwerkes, ein Schieftellen des Brunnens und sonstige Mißstände herbeiführen kann. In Folge dessen 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 ein Schieftellen des Brunnens ein, so muß schleunigst an der der größeren Senkung entgegengesetzten Seite das Bodenmaterial entfernt werden, damit der Brunnen an dieser Stelle nachsinkt und sich wieder gerade richtet.

Anfangs sinkt der Brunnen nur in Folge seines Eigengewichtes ein. Indes erreicht man bald einen Zustand, wobei der Brunnen nicht mehr sinkt, obwohl die Lösung und Beseitigung des Bodens in genügender Weise vorgeschritten ist. Es entstehen hohle Räume unter dem Brunnenkranz, und man darf die Lösearbeit nicht weiter fortsetzen, weil sonst ein plötzliches Sinken oder gar ein Abreißen des Brunnenmauerwerkes eintreten könnte.

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 das gelöste Bodenmaterial schüttet, Arbeitsgerüst etc.

Die Lösung des Bodens kann entweder durch Ausgraben desselben im Trockenen oder unter Wasser geschehen. Im ersteren Falle wird die Grabearbeit durch Menschenhand unter steter Wasserhaltung vorgenommen; im letzteren Falle sind mechanische Vorrichtungen für die Lösearbeit erforderlich, die meist gleichfalls durch Menschen gehandhabt werden, für welche aber auch andere Motoren Verwendung finden können.

Das unmittelbare Ausgraben des Bodens durch Arbeiter im wasserfrei gehaltenen Brunnen-Innenraume ist im Allgemeinen jedem anderen Senkverfahren vorzuziehen, da man den Verlauf der Senkarbeit, die Beschaffenheit des zu lösenden Bodens etc. scharf überwachen kann. Das Emporschaffen des ausgegrabenen Erdreiches geschieht entweder durch Schaufelwurf, bei größerer Tiefe mit Hilfe von Zwischengerüsten, oder durch Eimer, die mittels Winden auf- und abgewunden werden.

Der Hauptnachtheil 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 ein Eindringen des Brunnenmauerwerkes durch den äußeren Wasserdruck zu befürchten. Häufig tritt in Folge dessen an die Stelle unmittelbaren Ausgrabens des Bodens die Lösung mittels besonderer Grabevor-

474.
Senkung.

475.
Belastung.

476.
Lösung
des
Bodens.

477.
Handarbeit.

richtungen (Excavations-Apparate) 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 indess nicht so günstig, das es eine weitere Verbreitung gefunden hätte. Nur zum Beseitigen einzelner Hindernisse, für gewisse unter Wasser vorzunehmende Nebenarbeiten etc. werden Taucher verwendet.

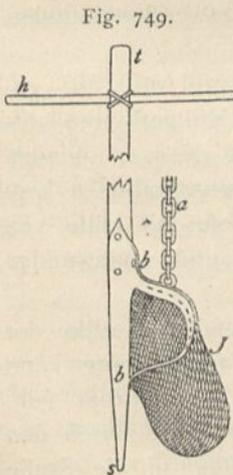
In Indien bedient man sich von Alters her bei Grundbauten eines Werkzeuges, das eine Schaufel mit kurzem Stiel bildet und *Tham* genannt wird. Ein Taucher steigt mit dieser Schaufel in den Brunnen hinab, lockert auf der Sohle desselben den Boden mittels feines Werkzeuges auf, füllt es mit dem gelösten Material und läßt sich mit der gefüllten Schaufel emporziehen. Derlei Taucher sind sehr geschickt und können etwa 1 Minute unter Wasser bleiben.

478.
Baggerarbeit.

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.

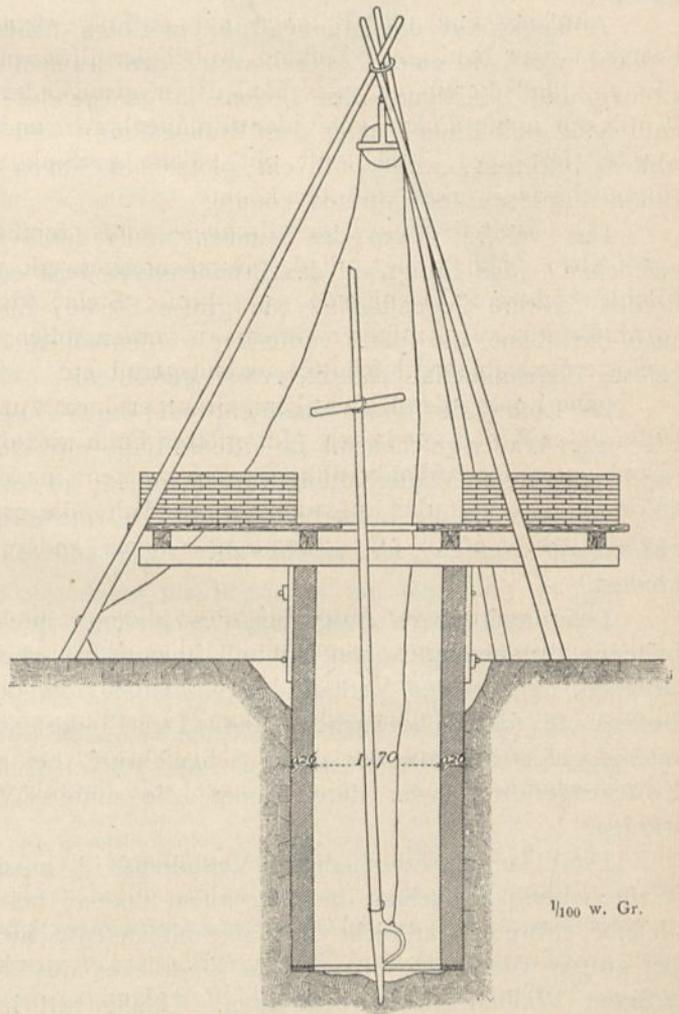
Für sandigen und für schlammigen Boden eignet sich der Sackbagger oder Sackbohrer am besten (Fig. 749 u. 750).

Bei diesem besteht das Baggergefäß aus einem Sack γ von Leder oder Leinen, der an einem Bügel $b\bar{b}$ befestigt ist, dessen äußerer Rand als Schneide ausgebildet ist. Bügel und Sack sind am unteren Theile des Baggerstieles st angebracht; letzterer läuft daselbst 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 zwei-



Sackbohrer.

Fig. 750.

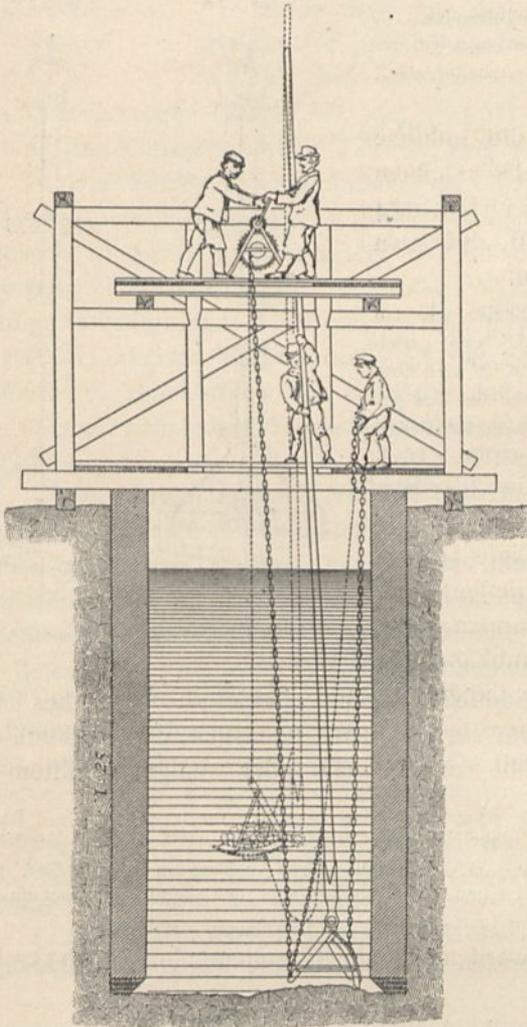


Senkung der Brunnen mittels Sackbohrer.

armiger, etwa 90 cm langer Hebel $\frac{1}{2}$ angebracht, den man mit der Hand (im Sinne der Bügelschneide) drehen kann. Bei dieser Drehung löst die scheidige Kante des Bügels eine Partie des Bodenmaterials, welche in den Sack fällt. Um den gefüllten, etwa 0,03 cbm fassenden Sack heben zu können, ist am Bügel oder am unteren Theile des Stieles ein Seil *a* befestigt, welches über eine Rolle läuft und meist auf eine Welle aufgewunden wird (vergl. Fig. 750). 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

Fig. 751.



Senkung der Brunnen mittels indischer Schaufel.

Fig. 752.

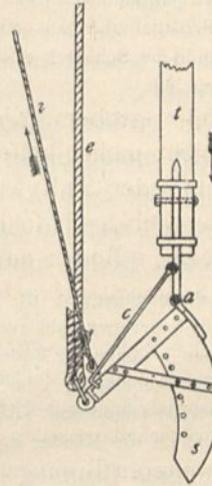
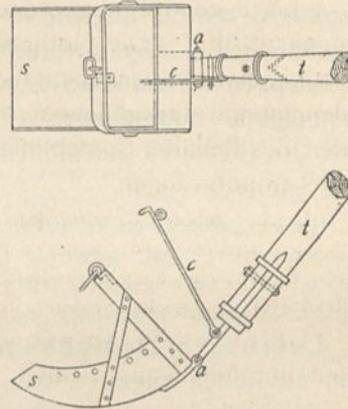


Fig. 753.



Indische Schaufel.

dabei mit Kette und Winde quer durch den Brunnen gezogen, während man den Stiel durch ein Tau gegen das Hinaufdringen sichert ²⁴³⁾.

In schwereren Bodenarten und bei größerer Tiefe reicht der Sackbohrer nicht mehr aus. In solchen Fällen erweist sich die indische Schaufel als eine eben so zweckmäßige, wie einfache Grabevorrichtung.

Das Baggergefäß ist bei diesem Apparat als Schaufel ausgebildet; sie ist nach Fig. 751 bis 753 gestaltet, etwa 70 cm lang und 60 cm breit, aus Schmiedeeisen hergestellt und mit einer scharfen, gefälhten

²⁴³⁾ Näheres hierüber: Deutsche Bauz. 1874, S. 243.

Schneide verfehen. Die Verbindung des Stieles *t* mit der Schaufel *s* ist mittels eines Gelenkes bei *a* bewirkt. Wenn die Schaufel hinabgelassen wird, so muß sie lothrecht herabhängen und in dieser Lage fest gestellt sein; letzteres kann in verschiedener Weise erzielt werden, in Fig. 752 z. B. durch die Strebe *c*. Die Fixirungsvorrichtung läßt sich von oben aus durch ein Tau *i* auslöfen; 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 angezogen, wobei die Schaufel allmählig in die wagrechte Lage (Fig. 753) übergeht, etwas vom Bodenmaterial löst und aufnimmt. Wird alsdann das Tau *e* vollends aufgewunden, so kommt die Schaufel oben an und kann ausgeleert werden.

Die indische Schaufel erfordert 6 bis 8 Arbeiter als Bedienungsmannschaft.

In sehr grobem Kies genügt die indische Schaufel nicht mehr; besser bewährt sich in einem solchen Falle der Schraubebagger (Fig. 754 u. 755), der sich auch so herstellen läßt, daß man ihn für weichen Boden anwenden kann.

Der Schraubebagger ist im unteren Theile wie ein schmiedeeiserner Schraubepfahl (vergl. Art. 441, S. 340) gestaltet. Soll weicher, schlammiger Boden gelöst werden, so wird über dem obersten Schraubengang eine Hülse zur Aufnahme des gewonnenen Materials angeordnet (Fig. 754); bei kiefigem Boden krempelt man einfach die Ränder der Schraube auf (Fig. 755).

Bei weiteren Brunnen kommen statt der Stielbagger wohl auch Baggervorrichtungen mit Bodenklappen zu Anwendung. Diese bestehen aus einem trommelartigen Behälter, dessen Boden aus 4 bis 8 central angeordneten Klappen zusammengesetzt ist. Die lothrecht herabhängenden Bodenklappen wirken eben so wie die indische Schaufel; hat die Lösung einer Partie Bodenmaterial stattgefunden, so werden die Klappen angezogen und dadurch der Boden des Behälters geschlossen; derselbe wird in mehr oder weniger gefülltem Zustande emporgezogen.

Hierher gehören der *Millroy'sche* Apparat, über den aus: Deutsche Bauz. 1868 (S. 470) das Nähere entnommen werden kann; ferner der Excavator von *Bruce* und *Batho*, wovon in: *Revue ind.* 1876, (S. 109 u. 110) eine eingehende Beschreibung zu finden ist; weiters eine auf demselben Grundgedanken construirte Grabevorrichtung, deren in: Deutsche Bauz. 1875 (S. 32) Erwähnung geschieht.

Leichtere Dampfbagger werden für die Brunnenenkung 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 *Reeve* construirte Sandpumpe ist in: *Engineer* 1877 (2. Sem., S. 99 u. 312) beschrieben.

3) Bei Grabevorrichtungen, die nach dem Grundgedanken der Strahlpumpen oder Injectoren wirken, wird durch ein auf die Brunnenfohle 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.

Fig. 754.

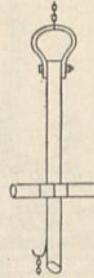
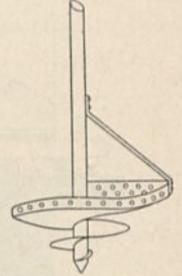
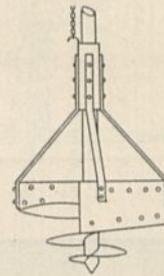
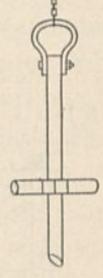


Fig. 755.

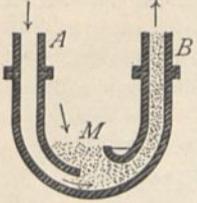


Schraubebagger. — 1/30 w. Gr.

479.
Sandpumpen.

480.
Sonstige
Grabe-
vorrichtungen.

Fig. 756.

Grabevorrichtung von
Robertson.

Die einfachste der hier einschlägigen Vorrichtungen ist diejenige von *Robertson*, deren unterer Theil in Fig. 756 dargestellt ist. *A* ist das Rohr, durch welches das Druckwasser eingeführt wird; letzteres steigt im Rohre *B* empor und reißt bei *M* das Bodenmaterial mit sich ²⁴⁴).

4) Von sonstigen Grabevorrichtungen sind noch die nach Art der Centrifugalpumpen construirten und die sog. Heberapparate zu nennen. Letztere dürften zuerst von *Leslie* angewendet worden sein ²⁴⁵).

Stößt man bei den unter Wasser vorzunehmenden Senkarbeiten auf grössere Steine, Holzstücke oder ähnliche Hindernisse, so sind diese mit Hilfe geeigneter Vorrichtungen, wie Teufelsklauen, Steinzangen (vergl. Art. 394, S. 303) etc., zu beseitigen. Gelingt dies nicht, so muß das Entfernen durch Taucher vorgenommen werden.

Ist eine Senkbrunnen-Gründung im offenen Wasser auszuführen, so kann man sie ähnlich, wie auf dem festen Lande vornehmen, wenn man an der Baustelle eine entsprechend große Insel schüttet, die bis über den Wasserspiegel reicht. Ist die Schüttung einer Insel, wegen zu großer Wassertiefe oder aus anderen Gründen, nicht zulässig, so hängt man den Brunnenkranz mittels Ketten an einem festen Gerüst oder an fest verankerten Schiffen auf. Ist der Schling auf der Sohle des betreffenden Wasserlaufes angekommen, so kann das Aufhängen unterbleiben.

Gegen vorhandene Strömungen sind die Brunnenpfeiler durch Steinschüttungen zu sichern.

Ist das Brunnenmauerwerk bis auf die erforderliche Tiefe verfenkt, so wird die schon gedachte Sohlenschicht aus Beton hergestellt; dieselbe muß stets unter Wasser ausgeführt werden (vergl. Art. 420, S. 325). Wenn diese Betonschicht vollständig erhärtet ist, so wird der Brunnen in der Regel ausgepumpt und mit Bruchsteinen oder guten Backsteinen ausgemauert, unter Umständen ausbetonirt; die Betonirung 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 Mauerfchutt 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 Grundwasserpiegel 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.

481.
Gründung
im offenen
Wasser.

482.
Vollendung
der
Brunnen.

Literatur

über »Senkbrunnen-Gründungen«.

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.

²⁴⁴) Näheres über diese Vorrichtung: *Deutsche Bauz.* 1875, S. 31. — Andere Strahlpumpen sind beschrieben in: *RZIHA, F. Eisenbahn-Unter- und Oberbau.* 2. Band. Wien 1876, S. 38 — ferner in: *Rigafche Ind.-Ztg.* 1878, S. 237.

²⁴⁵) Der *Leslie'sche* Heberapparat ist beschrieben in: *Deutsche Bauz.* 1873, S. 84.

Gründungen der Kunstbauten. Zeitfchr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 278.

SONNE. Ueber Pfeilergründung durch Verfenken von Mauerwerk. Zeitfchr. 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. Zeitfchr. 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.

3. Kapitel.

Senkröhren-Gründung.

483.
Ueberficht.

Eben so wie die Fundirung auf Senkbrunnen zu den Pfeilergründungen gehört, sind auch die Senkröhren-Fundamente unter die Pfeiler-Fundamente einzureihen. Auch in diesem Falle ist es lediglich die Herstellungsweise der Röhrenpfeiler, wodurch sie sich von den Brunnenpfeilern und den massiv aufgeführten Fundament-Pfeilern unterscheiden.

Die Gründung auf Senkröhren ist mit der Brunnenfundirung in so fern sehr nahe verwandt, als bei beiden die lockere, nicht tragfähige Bodenschicht nicht abgegraben wird, sondern durch dieselbe hindurch ein hohler Cylinder hinabgefenkt wird. Bei den Senkbrunnen wird dieser Mantel gemauert oder aus Beton hergestellt; im vorliegenden Falle sind es hölzerne, feltener eiserne Röhren oder Kästen, 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 Fundirungsverfahren bei einer und derselben Gebäudegruppe zugleich zur Anwendung kommen. Die Bauten, welche in Berlin in der Mitte der sechziger Jahre an den *Werder'schen* Mühlen ausgeführt worden sind, stehen auf einem Grundstück, welches an der Schleusenfeite folgende Bodenschichten zeigte: zunächst 3,15 m aufgeschütteter Boden, dann 2,50 m Torf, 1,60 m 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 baufälliges Gebäude zu viel gelitten hätte. Zunächst entschied man sich für die Brunnengründung und fenkte 1,88 m im Lichten weite Senkbrunnen 8,75 m tief hinab. Da sich jedoch diese Fundirung 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 Kästen schief einfanken. In Folge dessen wählte man eine Vereinigung von Kästen und Brunnen²⁴⁶).

Man hat nicht selten die Brunnen- und die Röhregründung vollständig parallel neben einander gestellt, hat beide Verfahren grundsätzlich als ganz gleich bezeichnet und den Unterschied nur im Material des zu verfenkenden Cylinders gesucht. Indefs ist diese Anschauung nicht ganz gerechtfertigt; denn bei Brunnenpfeilern dient der gemauerte Mantel mit der Ausfüllung zum Tragen des darauf gesetzten Baukörpers; bei der Röhregründung trägt jedoch nur die Ausfüllung; der Mantel ist bloß die Hülle des Fundament-Pfeilers. Man könnte diese Hülle auch als eine besonderes Verfahren der Auszimmerung der schachtartigen Baugrube betrachten, so daß von diesem Gesichtspunkte aus die Röhrenpfeiler den massiv gemauerten Fundament-Pfeilern gewöhnlicher Art näher ständen, als den Brunnenpfeilern.

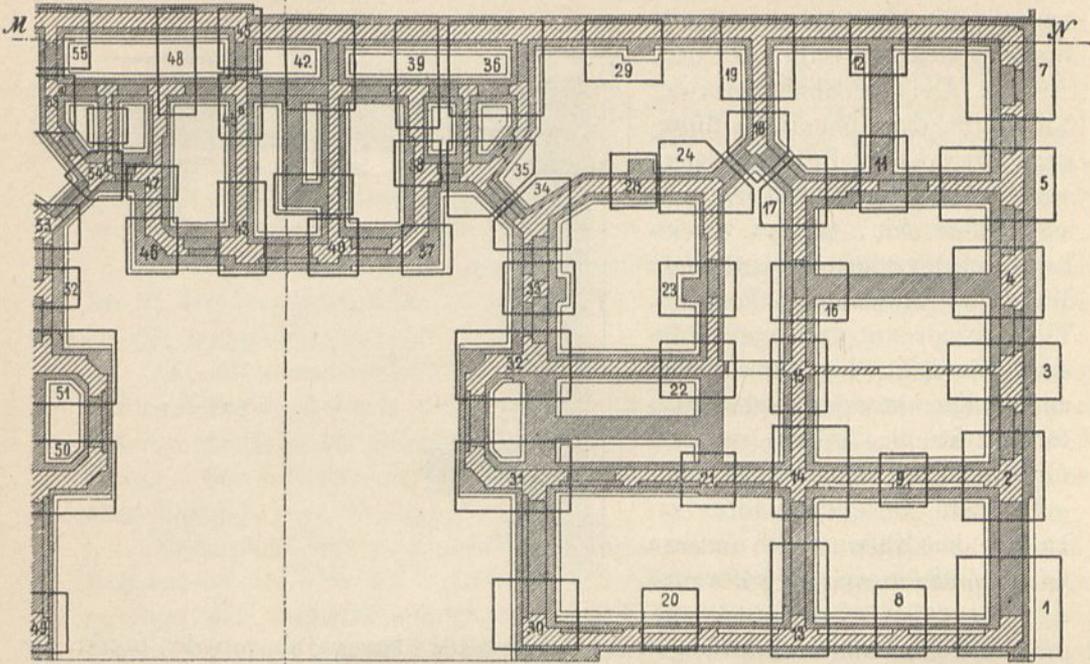
a) Hölzerne Senkröhren.

484.
Anordnung
und
Querschnitt.

Bezüglich der Zahl und der Vertheilung der hölzernen Senkröhren oder, wie sie wohl in der Regel genannt werden, Senkkästen im Grundplane des zu fundirenden Ge-

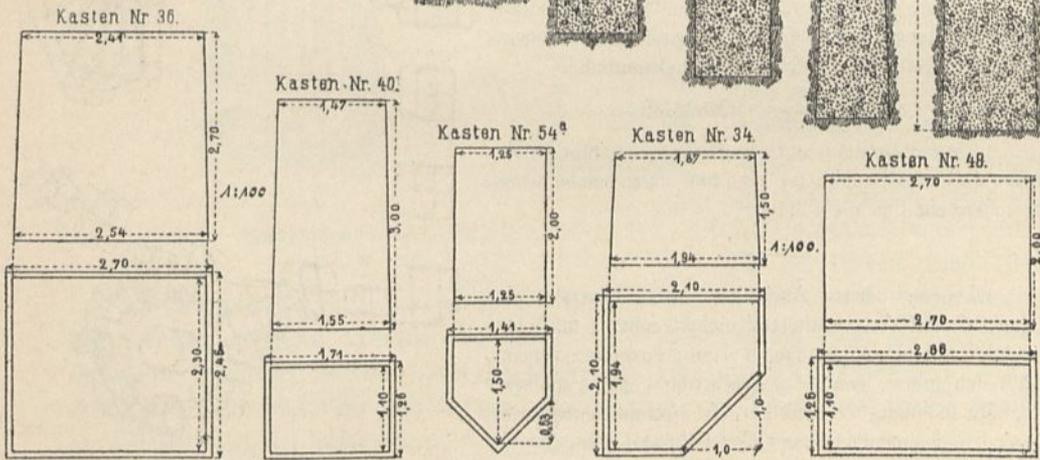
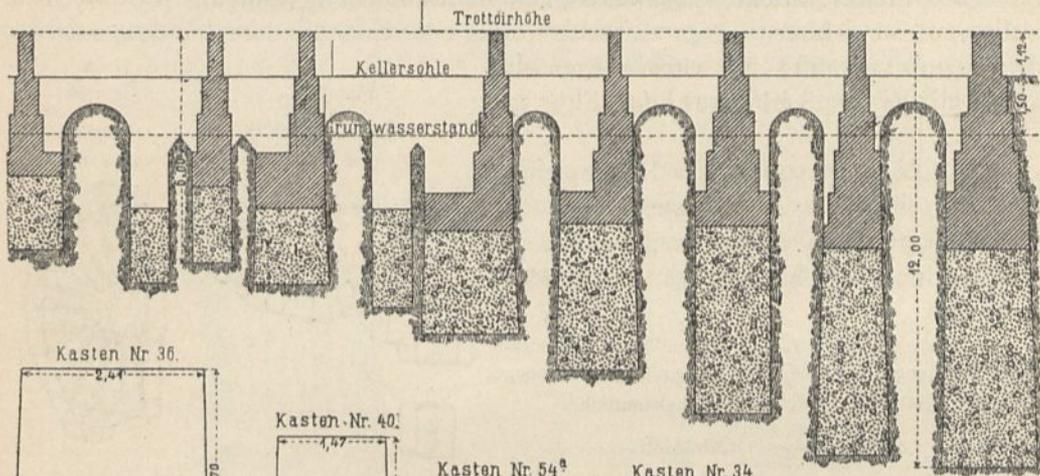
²⁴⁶) Näheres hierüber in: Zeitfchr. f. Bauw. 1865, S. 504.

Fig. 757. Grundriß des Erdgeschosses und Fundament-Plan.



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

Fig. 758. Schnitt durch die Fundamente nach *MN*.



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

Vom Lehrerhaus beim Seminar zu Berlin.

bäudes gilt das bei den Senkbrunnen Gefagte (vergl. Art. 464, S. 355). Die Querschnittsform der Kasten ist dem Material entsprechend zu wählen; in Folge dessen wird der Kreis, das Oval etc. auszufliessen fein, und es werden hauptsächlich rechteckig gestaltete Kasten in Anwendung kommen. Für Gebäude mit ganz regelmässigem Grundplan (Fig. 759) 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. 757, 758 u. 760 ersichtlich ist.

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 fundirenden Mauern so, dass beiderseits ein Fundamentabfatz von 12 bis 25 cm Breite entsteht; die zweite Querschnittsabmessung (Länge) wird an jenen Stellen, wo zwei Mauern gegen einander stoßen oder einander durchkreuzen, nahezu eben so groß gewählt; die zwischenliegenden Kasten erhalten meist geringere Länge (Fig. 757 u. 759).

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 lothrechte Belastung des betreffenden Kastenpfeilers D Tonnen, so ist der Querschnitt f des letzteren bekanntlich

$$f = \frac{D}{10000 K} \text{ Quadr.-Met.}$$

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, muss man zunächst für die Pfeilerlängen l eine Annahme machen. Lässt sich später, wenn das Project weit genug gediehen ist, die Belastung D ermitteln, so berechnet man, wie groß bei den angenommenen Querschnittsabmessungen der

Fig. 759.

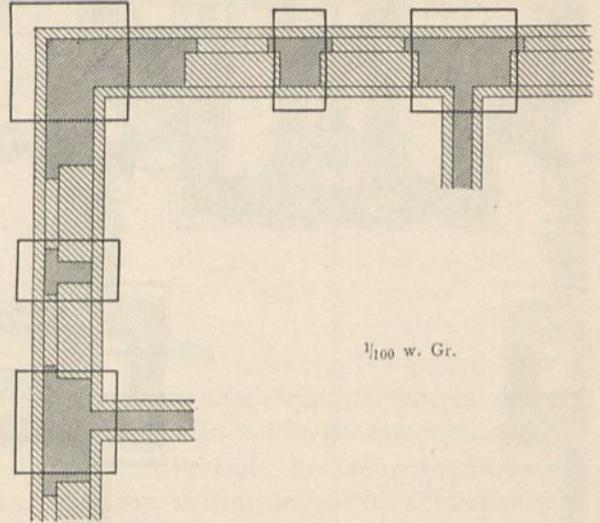
 $\frac{1}{100}$ w. Gr.

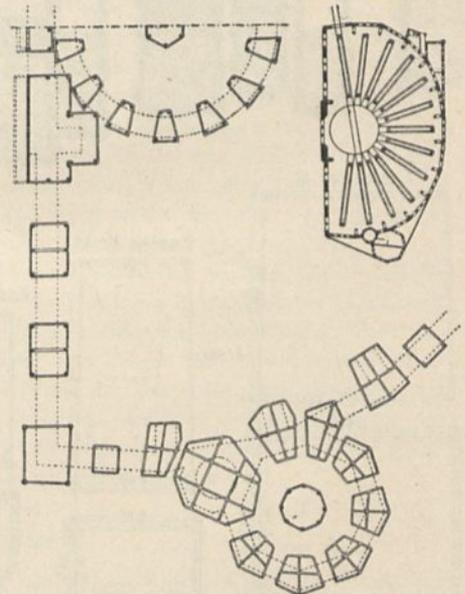
Fig. 760.

Fundament-Plan.

 $\frac{1}{250}$ w. Gr.

Fig. 761.

Grundriss.

 $\frac{1}{1000}$ w. Gr.

Locomotivschuppen der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn in Berlin²⁴⁷⁾.

²⁴⁷⁾ Nach: Zeitfchr. f. Bauw. 1865, Bl. T.

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 fundirenden Mauern nach unten vergrößern.

Beim Bau der National-Galerie in Berlin sind im ursprünglichen Entwurf Zahl und Grundfläche der zur Fundirung zu verwendenden Senkkästen so groß angenommen worden, daß eine nähere Berechnung die Belastung des Baugrundes zu 11 bis 15 kg für 1 qcm ergab, eine Prefung, welche sonstigen Erfahrungen gemäß sehr bedeutend erschien und eine namhafte Verringerung wünschenswerth machte. Es wurde deshalb eine neue Anordnung sämmtlicher Senkkästen entworfen derart, daß ein ziemlich gleichmäßiger Druck von etwa nur 5,8 kg für 1 qcm hervorgebracht wurde.

Um das Senken der Kästen zu erleichtern, läßt man nicht selten den Querschnitt derselben nach oben zu abnehmen; das Verjüngungsverhältniß beträgt $\frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{25}$ (vergl. Fig. 758).

Die hölzernen Senkröhren oder Senkkästen werden aus 4,5 bis 5,5 cm starken Bohlen zusammengesetzt, die entweder lothrecht 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.

Kästen mit lothrecht gestellten Bohlen müssen durch wagrecht angeordnete Kränze, die aus etwa 15×15 cm starken Hölzern angefertigt werden, zusammengehalten und abgesteift werden. Solcher Kränze sind mindestens zwei, einer am oberen, einer am unteren Rande der Röhre, erforderlich. Bei größerer Tiefe und stärkerem Drucke wird noch ein Zwischenkranz angeordnet, der jedoch nicht etwa in halber Höhe angelegt, sondern tiefer nach unten gerückt wird, da dort der Druck am größten ist. Der unterste Kranz wird keilförmig zugeföhrt.

Die Senkkästen des in Fig. 760 u. 761 angedeuteten Locomotivschuppens haben die in Fig. 762 veranschaulichte Construction erhalten. Die Bohlen sind 4 cm dick, oben in den Falz eines 13×16 cm starken Kranzes eingelassen, unten zugeföhrt und ausen herum mit einem gleichfalls geföhrt Kranz von 5 cm starken Bohlen versehen. Etwa 80 cm über dem unteren Rande ist ein zweiter Kranz angeordnet.

Fig. 762.

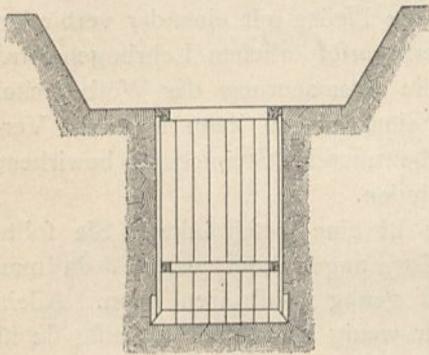
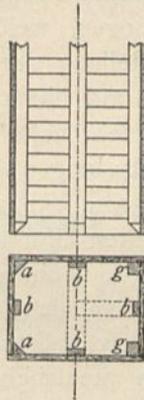
Senkröhren. — $\frac{1}{100}$ w. Gr.

Fig. 763. Fig. 764.



Sollen die Bohlen wagrecht liegen, wie in Fig. 763 u. 764, so müssen die Ecken durch lothrecht gestellte Kreuzhölzer a, a, g, g von etwa 10×10 bis 12×12 cm Dicke abgesteift werden; bei größeren Querschnittsabmessungen der Kästen 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 Theile 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 Constructionen werden die Bohlen auf die Versteifungshölzer auf-

genagelt; eben so werden in beiden Fällen innerhalb der Kasten während des Senkens noch vorläufige Verftreibungen angebracht, welche theils aus wagrecht, theils aus fchräg gestellten Spreizen gebildet find. In Fig. 763 u. 764 find in den Grundrissen der Senkkasten derartige sich kreuzende Verftreibungshölzer angedeutet.

486.
Ausführung.

Die Senkkasten find fofort in voller Höhe auszuführen und im Ganzen an die Baustelle zu bringen; die letztere wird hier eben so vorbereitet, wie bei Senkbrunnen (vergl. Art. 473, S. 360). Die Senkung kann in gleicher Weise, wie bei den Brunnen, vorgenommen werden; doch wird bei den Senkkasten fast ausschließlicly der Sackbohrer (vergl. Art. 478, S. 362) angewendet. Eine künstliche Belastung des zu senkenden Kastens darf niemals fehlen, da er selbst nur ein geringes Eigengewicht hat; sie kann blofs bei engeren Kasten (Röhren) entbehrt werden, wenn man diese durch die Schläge einer Ramme zum Sinken bringt.

Ist die Senkung bis auf die erforderliche Tiefe vollführt, so ist das nunmehr einzuschlagende Verfahren hier dasselbe, wie bei den Senkbrunnen (vergl. Art. 482, S. 365). Auch hier wird zunächst die nach unten dichtende Betonschicht hergestellt, nach Erhärtung derselben das Wasser ausgeschöpft und die Ausmauerung vorgenommen; oder es wird der ganze Kasten mit Beton ausgefüllt. Letzteres wird namentlich dann vorgezogen, wenn die Kasten (Röhren) sehr eng sind oder wenn in Folge bedeutenden Erddruckes eine starke Verftreibung der Kastenwände vorgenommen werden mußte und in Folge dessen der Innenraum des Kastens nur wenig frei ist.

Die ausgemauerten Kastenpfeiler werden bei stark nachgiebigem Baugrunde bisweilen unter einander verankert.

In einigen Fällen hat man die Kasten blofs mit Steinen ausgefüllt und ausgestampft, was sich als vollkommen ausreichend erwiesen haben soll. Auch eine Ausfüllung mit scharfkörnigem, grobem Sande ist nicht ausgeschlossen.

Ueber dem Grundwasserspiegel oder, wenn dieser tief gelegen ist, in größerer Höhe wird die Mauerung der Fundament-Pfeiler in gewöhnlicher Weise fortgesetzt bis zu jener Stelle, wo die Grundbogen, welche die Pfeiler mit einander verbinden sollen, anzusetzen sind. Nach Aufstellung der hierzu erforderlichen Lehrbogen wird die etwa 2 Stein starke Wölbung und hierauf die Ausmauerung der Wölbzwickel vorgenommen. Stehen die Kasten sehr nahe an einander, so kann man die Verbindungs-Construction auch durch Auskragen der betreffenden Steinscharen bewirken; beide Anordnungen sind in Fig. 757 u. 758 zu finden.

487.
Anwendung.

Die Anwendung der Senkkasten-Gründung ist eine beschränkte. Sie sollte nur für geringe Fundirungstiefen (4, höchstens 5^m) angewendet werden, da man anderenfalls die Kasten, bezw. Röhren nicht steif genug construiren kann. Allein auch sonst hat sich dieses Gründungsverfahren nur wenig Eingang verschafft; sie ist hauptsächlich blofs in den älteren preussischen Provinzen im Gebrauch und wird der Brunnengründung vorgezogen, wenn der Baugrund ein sehr ungleichartiger ist und sobald in der lockeren Bodenschicht Baumstämme oder andere Hindernisse vorhanden sind, welche die Senkung von Brunnen gefährden könnten.

b) Eiserne Senkröhren.

488.
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 gepresser Luft verfenkt. Im Hochbauwesen sind sie sehr selten zu Funda-

menten benutzt worden; als einzige Ausführung dieser Art ist die im Jahre 1880 bewirkte Gründung der neuen *Magafins du Printemps* zu Paris (Arch.: *Sédille*) bekannt geworden.

Das für derlei Senkröhren am häufigsten angewendete Material ist Gufseisen; es besteht die Röhre alsdann aus einzelnen cylindrischen Trommeln, welche in demselben Mafse über einander gesetzt werden, als die Röhre in Folge der Löfung des Bodens in den letzteren einfinkt. Die Trommeln sind an der Ober- und Unterkante mit ringförmigen Flanschen versehen und werden mit diesen und mit Hilfe von Schrauben mit einander verbunden.

Senkröhren von gröfserem Durchmesser werden aus Eisenblechen (nach Art der Kesselnietungen) zusammengesetzt; durch L- und T-Eisen wird den Wandungen die nöthige Steifigkeit verliehen.

Fig. 765.

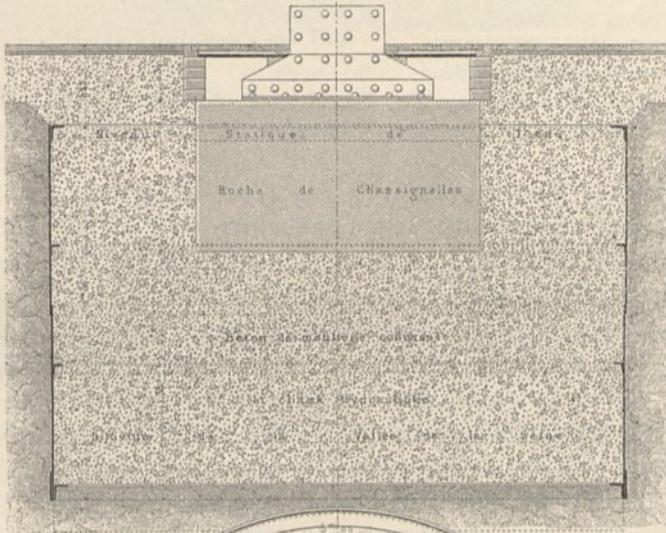
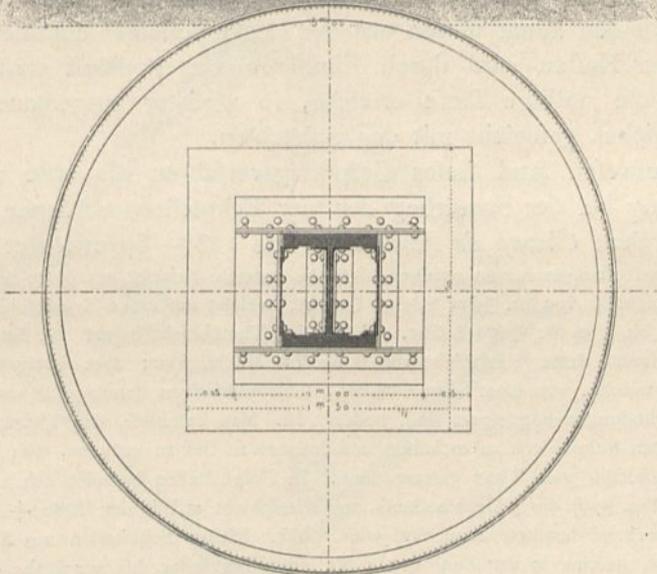
Lothrechter
Schnitt.

Fig. 766.



Grundriss.

Von den *Magafins du Printemps* in Paris. — Gründung der eisernen Freistützen²⁴⁸⁾.

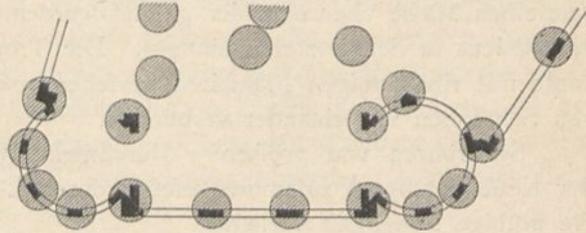
Arch.: *Sédille & Baudet*.

$\frac{1}{40}$ w. Gr.

²⁴⁸⁾ Facf.-Repr. nach: *Encyclopédie d'arch.* 1885, Pl. 997.

Die *Magasins du Printemps* wurden, theils in Rückficht auf Feuerficherheit, theils um möglichft wenig an Raum zu verlieren, im Inneren der Hauptsache nach in Eifen-Construction ausgeführt; Decken und Dächer werden von eifernen Freiftützen (Fig. 765 u. 766²⁴⁸) getragen. Diefte fowohl, als auch die gemauerten Pfeiler, welche im Erdgefchofs die Frontmauern tragen (Fig. 767²⁴⁹), haben grofsen Belaftungen (die größte Belaftung beträgt 350 t, die kleinfte 230 t) zu widerftehen. Um diefe in geeig- neter Weife auf den Baugrund zu übertragen, bezw. auf eine möglichft grofse Fläche zu vertheilen, wurden für fämmtliche 46 eiferne Freiftützen der Magazins-Räume, eben fo für die feineren Stützen der Frontmauern, für die Freiftützen der grofsen Flurhalle und der Rotunden cylindrifche Röhrenpfeiler von 2,5 bis 3,0 Durchmesser verfenkt. Diefelben erhielten 2 m Höhe, die Wandungen 4 mm Blech- dicke und zur Verfteifung ringförmige ge- bogene Winkeleifen von 60 × 60 × 8 mm Querschnitt. Nach dem Verfenken wurden die Röhren mit hydraulifchem Beton ausgefüllt. Die Mehrzahl der Brunnenpfeiler erhielt einen Durch- messer von 2,5 m; den ftärker belafteten dagegen (folchen mit 265 t und 350 t lothrechttem Druck) wurde 3,0 m Durchmesser gegeben.

Fig. 767.



Von den *Magasins du Printemps* in Paris.
Theil des Fundament-Planes²⁴⁹. — $\frac{1}{500}$ w. Gr.

489.
Eiserne
Senkkasten.

Für tief gehende Fundamente von Ingenieur-Bauwerken, insbefondere von Brückenpfeilern, wird vielfach die fog. Senkkasten- oder Caiffon-Gründung in An- wendung gebracht. Hierbei wird zunächst ein prismatischer eiferner Kasten oder Caiffon hergestellt, feitlich und oben geschlossen, unten offen, welcher in feiner Grundriffsgeftalt der Grundriffsform des zu gründenden Pfeilers entfpricht. Auf der Decke diefes Kastens wird das Mauerwerk aufgeführt und dabei der Kasten mit dem Mauerwerk allmählig durch die lockeren Bodenschichten bis auf den trag- fähigen Baugrund verfenkt. Es geschieht dies in der Weife, dafs Arbeiter in den Senkkasten eintreten und den Boden allmählig abgraben; damit die Arbeiter in den Kasten eintreten können und damit überhaupt ein Verkehr nach und von diefem Arbeitsraum stattfinden kann, führen aus der Decke deffelben ein oder zwei Schächte nach aufsen. Der Kasten wird durch Einführen von Prefsluft wafferfrei erhalten. Hat der Kasten die nöthige Tiefe erreicht, fo wird er ausgemauert, bezw. aus- betonirt; ein Gleiches geschieht mit den Schächten.

Im Hochbauwesen fand diefes Gründungsverfahren die erste und wohl auch einzige Anwendung bei der Fundirung der vier Eckpfeiler, auf denen der 300 m hohe *Eiffel-Thurm* auf dem *Champ de Mars* bei Paris 1887—89 errichtet wurde.

Die Bodenunterfuchungen hatten ergeben, dafs die unterfte Schicht aus einer mächtigen, trockenen und sehr festen Thonfchicht von ca. 16 m Stärke besteht, welche auf einer Kreidefchicht ruht und eine Tragfähigkeit von 3 bis 4 kg für 1 qcm befitzt. Ueber der Thonfchicht lagert eine Sandbank und eine zu Gründungen gut geeignete feste Kiesfchicht von 6 bis 7 m Mächtigkeit; über letzterer beginnt das alte Flußbett der Seine, welches von einer Menge feinen, schlammhaltigen Sandes und von Anfwemmungen aller Art, die für Gründungen ungeeignet find, bedeckt ift. Man befchlofs, den Thurm auf vier, je 100 m von einander entfernten Eckpfeilern zu errichten und letztere fo tief zu gründen, dafs fie noch durch eine genügend starke Kiesfchicht vom Thon getrennt find. In Folge deffen befindet fich z. B. für die beiden Eckpfeiler 1 und 4 (Fig. 770) die gedachte Sand- und Kiesfchicht erst in der Höhe + 22, d. h. 5 m unter Waffer. Dem entfprechend benutzte man für jeden diefer Pfeiler Senkkasten aus Eifenblech von 15 m Länge und 6 m Breite, welche, in der Zahl von 4 für jeden Eckpfeiler, bis zur Höhe + 22 verfenkt, 5 m tief unter Waffer zu ftehen kamen. Die Höchftpreflung auf die Gründungsfohle mit Einflufs des Luft- druckes wurde auf 4 kg für 1 qcm berechnet.

²⁴⁹) Nach: *La femme des confl.*, Jahrg. 6, S. 233.

Fig. 768.

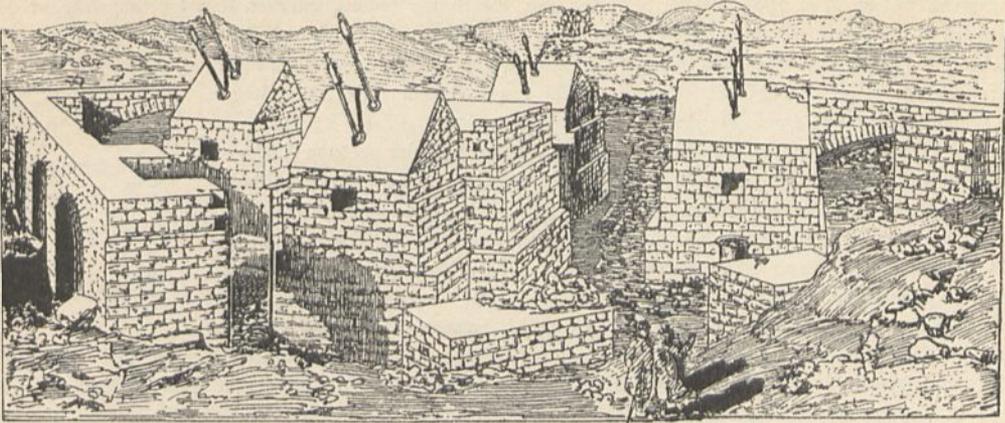
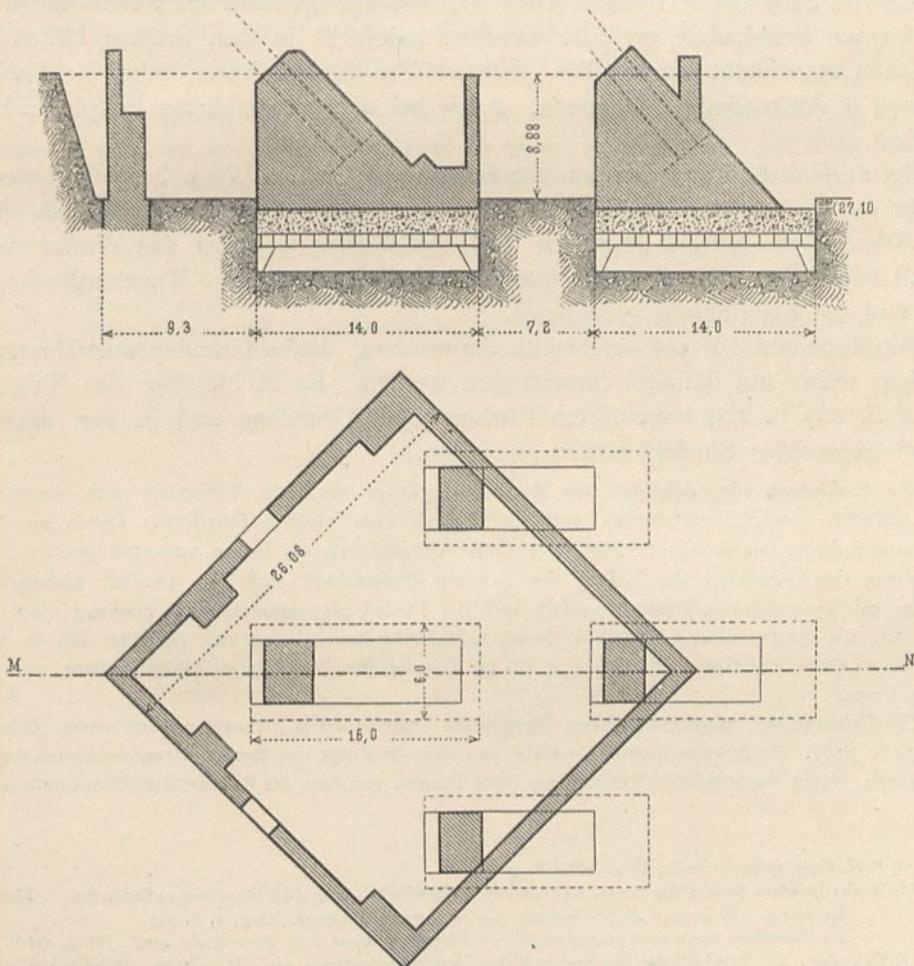
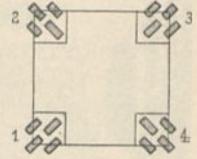
Blick auf die Fundamente eines Eckpfeilers ²⁵⁰).

Fig. 769.

Fundamente eines Eckpfeilers. — $\frac{1}{500}$ w. Gr.Gründung der vier Eckpfeiler des *Eiffel*-Thurmes zu Paris.

Jeder der vier Eckpfeiler ruht auf 4 getrennt von einander angeordneten, pyramidal gestalteten Fundament-Pfeilern (Fig. 770), welche bestimmt sind, die in den hohlen, eisernen Hauptgurtungsträgern der Thurmecken thätigen Druckspannungen aufzunehmen, zu deren Angriffsrichtung ihr oberster Theil fenkrecht gerichtet ist (Fig. 768 u. 769) und die gußeisernen Schuhe enthält, in welchen die Hauptträger des eisernen Thurmstümmes — die schrägen Strebepfeiler — ihr Lager finden. Die Abmessungen der 4 Mauerpfeiler mit ihrer auf der Vorderseite lothrechten, auf der Rückseite geneigten Anichtsfläche sind so gewählt, daß die 4 Mittelkräfte der größten Auflagerdrücke in einem dem Mittelpunkte der Gründungsanlage sehr nahe gelegenen Punkte zu einer schräg abwärts gerichteten Mittelkraft sich vereinigen. *Eiffel* berechnete letztere an der Uebergangsstelle in die Mauerwerkspfeiler in der Höhe + 36 auf 556 t ohne und 875 t unter Berücksichtigung des Winddruckes. Auf der Fundamentfohle der Eckpfeiler 1 und 4 beträgt die Pressung 3320 t unter Einrechnung der Windwirkung, so daß 1 qcm dieser Sohle mit 3,7 kg belastet wird. Der unterste Theil des Fundamentkörpers besteht aus dem mit Cement-Beton ausgefüllten Kasten und einem auf diesen aufgesetzten Cement-Betonklotz von 10 m Länge und 6 m Breite; darauf kam Bruchsteinmauerwerk, in Cement-Mörtel ausgeführt, zu stehen. In der Mitte der schrägen Widerlagsflächen im obersten Theile der Fundament-Pfeiler wurden je 2 Verankerungsbolzen von je 7,5 m Länge und 10 cm Durchmesser eingemauert, mittels deren die Befestigung der schon erwähnten gußeisernen Lagerfchuhe gescheh²⁵¹⁾.

Fig. 770.



490.
Senkung.

Eiserne Senkröhren können eben so, wie die gemauerten Senkbrunnen und die hölzernen Senkkästen verfenkt werden; indess ist in den meisten Fällen, wie oben schon angedeutet wurde, das pneumatische Senkverfahren oder die Pressluft-Gründung in Anwendung gekommen. Auch bei dem vorgeführten Beispiele ist dies geschehen.

Bei verfenkten Fundamenten, die auf pneumatischem Wege hergestellt werden, wird für die Lösung der lockeren Bodenschicht an der Fundamentfohle ein wasserfreier Arbeitsraum mittels gepresster Luft geschaffen; es wird das Wasser mittels Pressluft verdrängt. Die Arbeiter können, ähnlich wie in eine Taucherglocke, eintreten und die Erdgrabung vornehmen.

Mit Rücksicht auf die vereinzelt Anwendung dieses Gründungsverfahrens soll hier nicht weiter auf dasselbe eingegangen werden. Es ist hierüber das Nähere in den auf S. 263 u. 264 angeführten Büchern über Grundbau und in den unten²⁵²⁾ namhaft gemachten Sonderchriften zu finden.

Die Senkröhren der *Magasins du Printemps* wurden vor dem Verfenken oben durch kegelförmig gestaltete Deckel abggeschlossen und die Luftschleusen alsdann aufgesetzt. Durch ein 70 mm weites Kautschukrohr wurde die Pressluft eingeführt und dadurch die Röhre wasserfrei gemacht. Nuncmehr konnte durch Arbeiter die Lösung der lockeren Bodenschicht vollzogen werden; alsdann wurde die Röhre mit hydraulischem Beton ausgefüllt und der Deckel abgenommen. Die Senkung einer Röhre dauerte 10, die Ausbetonirung derselben sammt den Vollendungsarbeiten 24 Stunden; ein in solcher Weise hergestellter Fundament-Pfeiler von 2,5 m Durchmesser und 2,5 m Höhe kostete 720 Mark (ca. 900 Francs).

Die Erfahrungen, welche beim Bau der großen Oper in Paris gemacht worden waren (siehe auch Art. 417, S. 319), die Schwierigkeiten, welche sich dort in Folge des starken Grundwasserandranges ergeben hatten, waren hauptsächlich Veranlassung, daß *Baudet*, von dem der Entwurf der Eisen-Constructionen

250) Facf.-Repr. nach: Deutsche Bauz. 1889, S. 391.

251) Nach: Deutsche Bauz. 1889, S. 391, wofolbst weitere Einzelheiten über diese Gründung zu finden sind. — Eben so in: *Les travaux de la tour de 300 mètres. La construction moderne*, Jahrg. 2, S. 339.

Les fondations de la tour de 300 mètres au Champ de Mars. La semaine des confl., Jahrg. 11, S. 519.

252) GÄRTNER, E. Entwicklung der pneumatischen Fundirungsmethode etc. Wien 1879. (Sonder-Abdruck 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 Fundirungen. Petersburg 1881.

15001



BIBLIOTEKA GŁÓWNA

253148/1