

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inw.

411

9

g der Stand-

schornsteine

gemäß Ministerialerlaß vom 30. April 1902

sowie für

eiserne Schornsteine und Dachkonstruktionen

gemäß § 10 Absatz 4 der Anweisung
betr. die Genehmigung und Untersuchung
der Dampfkessel vom 9. März 1900.

Mit Abbildungen, Tabellen u. Rechnungsbeispielen.

Für den praktischen Gebrauch bearbeitet von
H. Jahr, kgl. Gewerbeberater.

Vierte verbesserte und vermehrte Auflage.

Preis kartoniert 2 Mk.

Hagen i. Westf.

Verlag von Otto Hammerschmidt.

1904.

AUGUST SCHULTZE'S
BUCHHANDLUNG
BERLIN N.
FRIEDRICH-STR. 125

M. Hoffm. Sp. Th. 1

Specialgeschäft

für Schornsteinbau u. Feuerungs-Anlagen

Bank-Conto. Norddeutsche Bank.
Fernsprecher Amt III

Hemming & Schenk

Maurermeister.

Technisches Bureau.

FABRIKSCHORNSTEINE

Neubau u. Reparaturen
Hoherbauen, Geraderichten, Fugen, Binden (etc.)
ohne Betriebsstörung.

OFENBAUTEN

für Ziegeleien, Kalk- und Cementwerke.

HAMBURG,

Farmsenerstrasse 19.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000296000

Dampf-
Ei-
Blitzab-
M.

Uebernahme-
Uebersee-Arbeiten
Specialität seit mehr als 20 Jahren.
Zeichnungen, Kostenanschläge.
Prima Referenzen
Weitgehendste Garantieren.

FÜR VORLIEGENDE ARBEITEN IN UNSEREN SPECIALFÄCHERN
BITTEN WIR UM GENEIGTE AUFFORDERUNG ZUR OFFERTABGABE.

Anleitung

zum

Entwerfen und zur Berechnung der Standfestigkeit für gemauerte Fabrikshornsteine

gemäß Ministerialerlaß vom 30. April 1902

sowie für

eiserne Schornsteine und Dachkonstruktionen

gemäß § 10 Absatz 4 der Anweisung
betr. die Genehmigung und Untersuchung
der Dampfkessel vom 9. März 1900.

Mit Abbildungen, Tabellen u. Rechnungsbeispielen.

Für den praktischen Gebrauch bearbeitet von
S. Fahr, Kgl. Gewerberat.

Vierte verbesserte und vermehrte Auflage.

Gagen i. Westf.
Verlag von Otto Hammerschmidt.
1904.

W. S.
131

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

I 411

Akc. Nr. 4117 49

Vorwort zur vierten Auflage.

Die nach verhältnismäßig kurzer Zeit wiederum notwendige Neuauflage kann als Zeugnis dafür angesehen werden, daß das Bestreben nach einer allgemein und leicht verständlichen Anleitung zur Schornsteinberechnung nicht vergeblich gewesen ist.

Die Frage der Schornsteinberechnung trat an den Verfasser gelegentlich der Prüfung von Schornsteinberechnungen heran, gleich anderen bei der Berufstätigkeit auftauchenden Fragen technischen oder sozialpolitischen Inhaltes. Das Ergebnis der Studien über die Schornsteinberechnung, gleichsam die bei der Berufsarbeit abfallenden Späne, ist in der nachfolgenden Anleitung zusammengestellt worden. Dieselbe beansprucht lediglich, den in der einschlägigen Literatur dargebotenen Stoff in knapper, übersichtlicher und leicht faßlicher Weise für den praktischen Gebrauch darzustellen, ohne akademischen Erörterungen weiteren Raum zu geben.

Wer beobachtet hat, wie technische Intelligenz trotz unserer technischen Schulen leider oft noch recht spärlich verbreitet und vertreten ist, wie viele gewerbliche Anlagen und Einrichtungen ohne das erforderliche technische Wissen und Können errichtet und verwaltet werden zum Schaden des Volkswohlstandes, der wird darin übereinstimmen, daß die Allgemein-

verständlichkeit und leichte Zugänglichkeit technischer Erörterungen noch wesentlicher erscheint, als die eingehendste Vollständigkeit derselben.

Die nachfolgende Anleitung sucht eine möglichst einfache, übersichtliche und allgemeinverständliche Darstellung der Schornsteinberechnung auf Grund des Ministerialerlasses vom 30. April 1902 zu geben. Für die zum Verständnis der Berechnung notwendigen Erläuterungen ist möglichste Kürze und Klarheit angestrebt worden, um jeden Techniker in die Lage zu setzen, die statische Berechnung eines Schornsteines mit möglichst wenig Zeitaufwand ausführen zu können. Besondere Sorgfalt ist auf den Rechnungsvordruck zur Berechnung der Schornsteine verwendet worden, welcher die nötigen Angaben über Form und Abmessungen des Schornsteines, alle zur Berechnung nötigen Formeln, und die Uebersichten zur Eintragung der Resultate enthält. Der Rechnungsvordruck ist so abgefaßt, daß derselbe ohne weitere Erläuterungen benutzt werden kann und es nur nötig ist, die Maße des betreffenden Schornsteines in die Gleichungen einzusetzen, um durch deren Ausrechnung die erforderlichen Nachweise zu erhalten.

Der zweite Teil des Buches enthält eine Anleitung zur Berechnung der Standfestigkeit eiserner Schornsteine nebst einem Rechnungsbeispiel.

Eine Darstellung der Berechnung der Standfestigkeit der Dächer schien über den Rahmen einer kurzen Anleitung hinauszugehen. Mit Rücksicht darauf jedoch, daß außergewöhnliche Konstruktionen und außergewöhnliche Spannweiten bei Dampfkesselhäusern kaum vorkommen werden, ist die Anleitung zur Berechnung der zur Anwendung gelangenden gebräuchlichen Dachkonstruktionen verfaßt worden. Es sind die Formeln zur Berechnung der Spannungen der einzelnen Teile zusammengestellt und bei zwei Dachstuhltypen ist der Gang der Berechnung

eingehend erläutert worden, damit es nicht heißt: Die Formeln hat er in seiner Hand, fehlt leider nur das geistige Band. Die Berechnung ist durch Hinzufügung des graphostatischen Verfahrens ergänzt worden. Die Ausführung der Berechnung ist weiterhin durch zwei Rechnungsbeispiele, das zweite zugleich als Rechnungsmuster, erläutert worden.

Reiße, im September 1903.

B. Jahr.

Nachfolgende Literatur ist zu Rate gezogen worden:

- P. Bastine, Berechnung und Bau hoher Schornsteine
Leipzig 1898.
- G. Lang, Der Schornsteinbau, Hannover 1896, sowie die Ab-
handlung über Schornsteinabmessungen in der Zeitschr.
des Ver. deutsch. Ing., 1899, S. 894, 919 u. ff.,
welche eine Zusammenstellung der Lang'schen Berech-
nungsweise enthält.
- Pinzger, Abhandlung über Schornsteinabmessungen in den
„Mitteilungen aus der Praxis des Dampfkessel- und
Dampfmaschinen-Betriebes“, 1899, S. 370.
- Weisbach-Herrmann, Die Statik der Bauwerke, Braun-
schweig 1882.
- F. Reuleaux, Der Konstrukteur, Braunschweig 1882—1889.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß Anleitungen zur Schornsteinberechnung von folgenden Verfassern erschienen sind:
1) E. Clausen. 2. Aufl. Lüneburg 1901. 2) G. Lang. Hannover 1898. 3) A. Senz. 2. Aufl. Essen 1903.

Inhalt.

Anleitung zum Entwerfen und zur Berechnung der Standfestigkeit der Fabrikschornsteine.

I. Gemauerte Schornsteine.

	Seite
1. Schornsteinberechnung. Anweisung betr. Dampfkessel.	1
Berechnung in Preußen	2
2. Grundlagen der Berechnung	3
Ministerialerlaß vom 30. April 1902	3
Ausführungsanweisung vom 27. Mai 1902	7
3. Beschlüsse der Kommission von 1900	8

A. Der Schornsteinentwurf.

4. Lichte Weite und Höhe eines Schornsteines. Berechnung	11
Geringste zulässige Höhe. Beispiel	14
5. Leistungsfähigkeit eines Schornsteines. Vermehrung derselben	14
6. Obere Wandstärke	15
7. Schaft. Anlauf. Trommelhöhe	15
8. Sockel	16
9. Feuerziegelfutter	16
10. Grundbau. Baufohle	17
11. Vorschriften für die Ausführung von Fabrikschornsteinen in Oesterreich und England	18
12. Die Kosten eines gemauerten Schornsteines	18

VII

B. Berechnung der Standfestigkeit der Schornsteine.

	Seite
13. Bezeichnungen	19
14. Winddruck gegen runde und eckige Schornsteine. Widerstands-fähigkeit gegen Winddruck. Gefährlichste Windrichtung	20
15. Gewichtsberechnung. Eigengewichte der Baustoffe. Schaft, Sockel und Grundbau	21
16. Die Baustoffe. Festigkeit des Schornsteinmauerwerkes. Klassen der Fugen. Zulässige Druckspannung. Wahl des Mörtels	26
17. Versuche mit Schornsteinmauerwerk der Königl.-technischen Versuchsanstalt zu Berlin	28
18. Beanspruchung der Schornsteine. Wärmespannungen	30
19. Schwerpunkt	31
20. Widerstand des Schornsteines gegen kippen	31
21. Winddruckmomente für Schaft-, Sockel- und Bausohle	34
22. Pressung durch das Eigengewicht	35
23. Abstand des Druckmittelpunktes. Begrenzung des Ausschlages	35
24. Kantenpressungen. Gefährliche Querschnitte	35
25. Spannungen im Querschnitte unter Einwirkung des Windes	37
26. Zentralkern. Schornsteinquerschnitte. Tabelle	38
27. Größte Druckspannung unter Ausschluß von Zugspannungen. Berechnungsweise	40
28. Schornsteintabelle	45

C. Beispiel für die statische Berechnung eines runden Schornsteines.

Berechnung für die Schaft-Lagerfugen I und II, die Sockelsohle und die Grundbausohle. Zusammenstellung der Rechnungsergebnisse	49
--	----

D. Rechnungsvordruck zur Berechnung der Standfestigkeit der Schornsteine.

Rechnungsvordruck zur Berechnung der Schornsteine nebst Beispiel	56
--	----

Anleitung zum Entwerfen und zur Berechnung der Standfestigkeit der Fabrik-Schornsteine.

I. Gemauerte Schornsteine.

1. **Schornsteinberechnung.** Ein Schornstein ist anzusehen als ein Körper, der nach zwei Seiten beansprucht wird: Durch den Winddruck und durch sein eigenes Gewicht. Die Zusammenstellung dieser beiden Kräfte gibt das Mittel für die Berechnung der Standfestigkeit der Schornsteine.

Die Berechnung der Standfestigkeit der Schornsteine für Dampfkesselanlagen wurde in Preußen durch die Anweisung des Ministers für Handel und Gewerbe betreffend die Genehmigung und Untersuchung der Dampfkessel vom 15. März 1897 gefordert. § 10 Absatz IV. 5 dieser Anweisung, in neuer Fassung vom 9. März 1900, lautet: „Wenn die Anlegung eines feststehenden Kessels beabsichtigt wird, so sind ferner in der dem Absatz III entsprechenden Zahl von Ausfertigungen — im Allgemeinen drei Ausfertigungen — die statischen Berechnungen für neu zu errichtende, freistehende Schornsteine sowie für größere Dachkonstruktionen einzureichen.“

Infolgedessen kamen mancherlei Berechnungsweisen zur Anwendung.

Das durch Ministerialerlaß den Behörden zur Beachtung zugestellte Gutachten der Akademie des Bauwesens von 1889 (von derselben 1899 bestätigt) vermochte eine Einheitlichkeit und einen befriedigenden Zustand bezüglich der Rechnungsgrundlagen nicht herbeizuführen, weil dieses Gutachten die besonderen Verhältnisse des Schornsteinbaues nicht berücksichtigte. Bei der Unsicherheit der Annahmen trat immer mehr das Bedürfnis nach zweckmäßigen Vorschriften für den Schornsteinbau, sowie nach einer allgemeinen Verordnung und bestimmten Normen hervor, um die öfter vorgekommenen, von einander abweichenden Entschiede der Behörden zu vermeiden und dem die Konzeption nachsuchenden Publikum Fingerzeige für die

sichere Erlangung der Konzession zu geben. Infolgedessen wurden von einer auf Veranlassung des Ministers für Handel und Gewerbe eingesetzten Sachverständigen-Kommission die „Grundsätze zu einheitlichen Bestimmungen über die Berechnung der Standfestigkeit von Schornsteinen“ eingehend beraten und 1900 festgestellt. Diese Grundsätze berücksichtigen die Verwendung von verlängertem Zementmörtel und lassen die Rechnung mit dem wirklichen Mauergewicht zu, wobei von den Prüfungsbehörden der Nachweis über das wirkliche höhere Mauergewicht verlangt werden kann.

Berechnung in Preußen. Die Herren Minister für Handel und Gewerbe und der öffentlichen Arbeiten sind sodann mit einander in Verbindung getreten, wobei über die wichtigsten Vorschläge der Kommission zur Aufstellung einheitlicher Bestimmungen für die Berechnung von Schornsteinen Einverständnis erzielt worden ist. Desgleichen hat die Akademie des Bauwesens die im Gutachten vom 13. Juli 1889 niedergelegten Grundsätze einer erneuten Prüfung unterzogen und für die Berechnung der Standfestigkeit von Schornsteinen Grundsätze aufgestellt, welche durch Erlaß der Minister für Handel und Gewerbe und der öffentlichen Arbeiten vom 30. April 1902 den Behörden mitgeteilt worden sind mit der Anweisung, bei der Prüfung der Gesuche um Genehmigung hoher Schornsteine nach diesen Grundsätzen zu verfahren.

Die Berechnungen sind hiernach mit den Winddrücken von 125 und 150 kg/qm auszuführen, wobei das wirkliche Einheitsgewicht des verwendeten Mauerwerkes zu Grunde zu legen ist. Bei dem Winddrucke von 125 kg/qm dürfen sich die Fugen auf der Windseite nicht weiter als höchstens bis zur Schwerpunktachse, also bis zur halben Breite, öffnen. Die Druckspannungen im Mauerwerk sind außerdem auch für einen Winddruck von 150 kg/qm zu berechnen unter Vernachlässigung von Zugspannungen, also unter Voraussetzung klaffender Fugen auf der Windseite. Hierbei sind als Druckbeanspruchung zu rechnen für Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel 7 kg/qcm, und für Hartbrandsteine in Kalk-Zement-Mörtel (verlängerter Zementmörtel) 12 bis 15 kg/qcm, wobei Steine und Mörtel den im nachstehenden Ministerial-Erlaß näher bezeichneten Bedingungen entsprechen müssen. Guter Baugrund kann beim höchsten Winddrucke in der Regel bis zu 3 kg/qcm beansprucht werden.

Bei besonders gutem Material und sorgfältiger Ausführung können auch höhere Beanspruchungen zugelassen werden, während

geringere als die für die normalen Verhältnisse festgesetzten Beanspruchungen gewählt werden müssen, wenn der Unternehmer nicht die bindende Erklärung abgibt, daß Steine und Mörtel den im Ministerial-Erlasse angegebenen Erfordernissen entspricht (siehe die Ausführungsbestimmungen, Erlaß d. Minist. f. S. u. Gew. vom 27. Mai 1902).

Da durch die Berechnung der Druckbeanspruchungen bei 150 kg/qm Winddruck der erforderliche Nachweis erbracht ist, so erübrigt sich die Berechnung der Druckspannungen bei 125 kg/qm Winddruck, dieser letztere Winddruck genügt jedoch für die Berechnung des Ausschlages des Druckmittelpunktes (Durchgangspunkt der Mittelkraft aus Eigengewicht und Winddruck) behufs Bestimmung des Klaffens der Fugen.

Bei Schornsteinen in besonders gefährdeter Lage wird ein höherer Winddruck einzusetzen sein. Der Erlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 3. Juni 1897 bestimmt, daß bei der Berechnung der Schornsteine im Küstengebiete der Nordsee allgemein ein Winddruck von 200 kg/qm zu Grunde gelegt werde.

2. Grundlagen der Berechnung. Die Grundlagen der Berechnung der Standfestigkeit der Schornsteine in Preußen sind der nachstehende Ministerial-Erlaß vom 30. April 1902 und die Ausführungsbestimmung vom 27. Mai 1902.

Ministerial-Erlaß.

III. 5269 }
I D. 5533 } M. d. S. A.

III a. 3567 M. f. S. 2c.

Berlin, den 30. April 1902.

Auf Grund der über die Stärke des Winddruckes in neuerer Zeit gemachten Beobachtungen und der Erfahrungen, welche hinsichtlich der zulässigen Beanspruchung der Baustoffe und des Baugrundes gesammelt worden sind, hat die Akademie des Bauwesens die in ihrem Gutachten vom 13. Juli 1889, mitgeteilt durch Erlaß vom 25. Juli 1889 (III 13597 M. d. S. A.) niedergelegten Grundsätze für die Berechnung der Standfestigkeit hoher Bauwerke auf geringer Grundfläche einer erneuten Prüfung unterzogen und

für die Berechnung der Standfestigkeit von **Schornsteinen** folgende Bestimmungen in Vorschlag gebracht.

- 1) Als maßgebender Winddruck — W — gegen eine zur Windrichtung senkrechte ebene Fläche sollen bei Schornsteinen in der Regel 125 kg auf 1 qm in Rechnung gestellt werden. Etwaiger Einfluß der Saugwirkung auf der Leeseite ist in diesem Werte enthalten. Der durch benachbarte oder umschließende Gebäude gewährte Schutz des Schornsteines gegen Winddruck soll in der Regel unberücksichtigt bleiben. Als Angriffspunkt des gegen eine Schornsteinsäule ausgeübten Winddruckes ist der Schwerpunkt des lotrechten Schnittes dieser Säule anzusehen. Bedeutet F den Flächeninhalt dieses Schnittes, bei eckigen Schornsteinen rechtwinklig zu zwei gegenüberliegenden Flächen gemessen, so ist die Größe des Winddruckes anzunehmen (bei sechs-

eckigen 0,63 $W \cdot F$),
 bei runden Schornsteinen zu 0,67 $W \cdot F$.
 „ achteckigen „ „ 0,71 $W \cdot F$.
 „ rechteckigen „ „ 1 $W \cdot F$.

Diese Werte des Winddruckes gelten auch dann, wenn der Wind über Eck weht. Letztere Windrichtung ist maßgebend für die Bestimmung der größten Kantenpressung bei eckigen Schornsteinen.

- 2) Die Druckspannungen im Mauerwerk sind sowohl für den Winddruck von 125 kg/qm als auch für einen solchen von 150 kg/qm zu berechnen, in beiden Fällen unter Vernachlässigung der Zugspannungen. Die Querschnitte sind außerdem so zu bemessen, daß auf der Windseite die Fugen sich bei dem Winddrucke von 125 kg/qm nicht weiter als höchstens bis zur Schwerpunktsachse öffnen.

Bei der Berechnung der Standfestigkeit muß das Gewicht des Schornsteines nach dem wirklichen Einheitsgewicht des zu verwendenden Mauerwerks ermittelt werden.

- 3) Der Unternehmer der baulichen Ausführung eines Schornsteines hat die volle Verantwortung dafür zu übernehmen, daß die in die Berechnung der Standfestigkeit eingesetzten Gewichte mit der Wirklichkeit übereinstimmen, sowie dafür, daß die von ihm verwendeten Baustoffe (Steine, Mörtel u. j. w.) bezüglich ihrer Güte und Festigkeit seinen Angaben entsprechen und technisch richtig verwendet werden.

Der Aufsichtsbehörde bleibt es überlassen, den Nachweis der Richtigkeit des eingesetzten Einheitsgewichtes und der übrigen Angaben zu verlangen oder selbst die Richtigkeit zu prüfen.

- 4) Die zulässige Beanspruchung der Baustoffe und des Baugrundes wird wie folgt, festgesetzt:

Unter der Voraussetzung kunstgerechter und sorgfältiger Ausführung sowie ausreichender Erhärtung des Mörtels ist als Druckbeanspruchung zu rechnen:

- a) für gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalk mit dem Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Kalk und 3 Raumteilen Sand bis zu 7 kg auf 1 qcm,
- b) für Mauerwerk aus Hartbrandsteinen in Kalk-Zement-Mörtel: 12 bis 15 kg für 1 qcm.

Unter Hartbrandsteinen sind dabei Ziegel verstanden, die eine nachgewiesene Druckfestigkeit von mindestens 250 kg auf 1 qcm besitzen und unter Kalk-Zement-Mörtel wird verstanden eine Mischung von 1 Raumteil Zement, 2 Raumteilen Kalk und 6 bis 8 Raumteilen Sand. Wenn die Verwendung von festeren Steinen und zementreicheren Mörtels nachgewiesen wird, können auf Grund einwandfreier Festigkeits-Prüfungen an ganzen Mauerkörpern auch höhere Beanspruchungen zugelassen werden. Dabei ist aber mindestens mit einer 10fachen Sicherheit und auf keinen Fall mit mehr als 25 kg

auf 1 qcm bei Annahme des Winddruckes von 150 kg auf 1 qm zu rechnen.

- c) Falls für die **Fundamente** Schütt- oder Stampfbeton verwendet wird, sind für geschütteten Beton 6 bis 8 kg | auf
" gestampften " 10 " 15 " | 1 qcm
Druckbeanspruchung zulässig.

Schüttungsweisen, bei denen der vorausgesetzte Zusammenhang der ganzen Fundamentplatte nicht sicher steht, sind mit Rücksicht auf die entstehenden Biegespannungen unzulässig.

- d) Guter Baugrund darf bei Annahme des Winddruckes von 125 bis 150 kg auf 1 qm in der Regel bis zu 3 kg, in Ausnahmefällen bis zu 4 kg auf 1 qcm beansprucht werden. Ew. pp. (bezw. die pp.) ersuchen wir, diese Grundsätze durch die Amtsblätter zur allgemeinen Kenntnis zu bringen und die nachgeordneten Staatsbaubeamten sowie die Polizeibehörden Ihres Bezirkes anzuweisen, bei der Prüfung der Gesuche um Genehmigung hoher Schornsteinanlagen nach diesen Grundsätzen zu verfahren.

Die zur Genehmigung der in den §§ 16 und 24 der Gewerbeordnung bezeichneten Anlagen berufenen Behörden sind auf die Beachtung der von der Akademie des Bauwesens für die Berechnung der Standfestigkeit von Schornsteinen aufgestellten Grundsätze hinzuweisen. Soweit diesen die Bestimmungen der Baupolizei-Verordnungen über die Beanspruchung der Baumaterialien und der Belastung des Baugrundes entgegenstehen, sind die Bauordnungen zu ändern.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Der Minister für Handel und Gewerbe.

Ausführungsbestimmung

vom 27. Mai 1902.

Da die Prüfung der Berechnung der Standsicherheit von Schornsteinen nicht ausschließlich von den mir unterstehenden Beamten ausgeübt wird, vielmehr in vielen Fällen den dem Ministerium der öffentlichen Arbeiten unterstellten Baubeamten obliegt, so ist es erwünscht, daß die Grundsätze über die Berechnung in beiden Verwaltungen übereinstimmen. Ich bin daher aus Anlaß der mir vor längerer Zeit vorgelegten Verhandlungen der vom Zentralverbande der Dampfkesselvereine und dem Vereine deutscher Ingenieure eingesetzten Kommission zur Aufstellung einheitlicher Bestimmungen für die Berechnung von Schornsteinen mit dem Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten in Verbindung getreten. Dabei ist über die wichtigsten Vorschläge der Kommission Einverständnis erzielt worden, so namentlich über die Höhe des Winddrucks und die Art der Berechnung. Von der Berücksichtigung des Einflusses der Bau-, d. h. der Abbindezeit des Mörtels auf die Höhe der zulässigen Belastung, so daß letztere nach der Schornsteinhöhe bemessen wird, ist abgesehen worden. Dagegen können besonders sorgfältige Bauausführungen unter Benutzung bester Formsteine und vorzüglicher Mörtelmischungen dadurch bevorzugt werden, daß bei ihnen höhere als die für normale Verhältnisse festgesetzten Beanspruchungen zugelassen werden dürfen. Letztere sind zu ermäßigen, wenn der Unternehmer nicht die bindende Erklärung abgibt, daß der von ihm zu benutzende Mörtel mindestens die in dem anliegenden Erlasse vom 30. April d. J. (Min.-Blatt S. 227) angegebene Zusammensetzung habe und die Druckfestigkeit seiner Steine eine entsprechende sei. Bei der Inanspruchnahme höherer als der in dem Erlasse festgesetzten Beanspruchungen (für die Berechnung mit 150 kg Winddruck) gelten als einwandfreie Festigkeitsnachweise bis auf weiteres nur die Zeugnisse staatlicher technischer Versuchsanstalten. Es ist selbstverständlich, daß auch in solchem Falle der Unter-

nehmer die Erklärung abzugeben hat, daß seine Materialien nicht geringwertiger sein werden, als sie bei den Versuchen benutzt wurden.

Die in dem anliegenden Erlasse zusammengestellten Grundsätze für die Berechnung von Schornsteinen sind in der Folge unter Berücksichtigung vorstehender Ausführungen im Bereich meiner Verwaltung als maßgebend zu beachten.

Berlin, den 27. Mai 1902.

Der Minister für Handel und Gewerbe.

3. Beschlüsse der Kommission. Die bemerkenswerten Beschlüsse der Kommission zur Beratung der Grundsätze für die Berechnung der Standfestigkeit von Schornsteinen von 1900 seien hier mitgeteilt:

I. Die Vorschläge der Kommission erstrecken sich nur auf Schornsteine von solchen Abmessungen, wie sie in größerer Zahl ausgeführt zu werden pflegen, also bis zu 75 m Höhe und bis zu 3 m oberer lichter Weite.

II. Als Winddruck gegen eine zur Windrichtung senkrechte ebene Fläche sollen in der Regel 150 kg/qm angenommen werden. Etwaiger Einfluß der Saugwirkung auf der Leseite ist in dem Wert von 150 kg enthalten. Der durch benachbarte oder umschließende Gebäude gewährte Schutz des Schornsteines gegen Winddruck soll in der Regel unberücksichtigt bleiben. Als Angriffspunkt des gegen eine Schornsteinsäule ausgeübten Winddruckes ist der Schwerpunkt des — in der Regel trapezförmigen — Vertikalschnittes dieser Säule anzusehen. Bedeutet F den Flächeninhalt des Vertikalschnittes der Säule, bei eckigen Schornsteinen normal zu zwei gegenüberliegenden Flächen gemessen, so beträgt die Größe des Winddruckes:

bei runden Säulen . . .	0,67	. 150 F
„ achteckigen „ . . .	0,71	. 150 F
„ rechteckigen „ . . .	1	. 150 F

Diese Werte des Winddruckes gelten auch dann, wenn der Wind „über Eck“ weht. Letztere Windrichtung ist maßgebend für die Bestimmung der größten Kantenpressung bei eckigen Schornsteinen.

III. Der Berechnung der Standfestigkeit muß eine Gewichtsberechnung vorhergehen.

IV. Der Unternehmer der baulichen Ausführung eines Schornsteines hat die volle Verantwortung dafür zu übernehmen, daß das in die Berechnung der Standfestigkeit eingesetzte Gewicht von 1 cbm Mauerwerk mit der Wirklichkeit übereinstimmt, sowie dafür, daß die von ihm verwendeten Materialien (Steine, Mörtel u. s. w.) bezüglich ihrer Güte und Festigkeit seinen Angaben entsprechen. Der konzessionierenden Behörde bleibt es überlassen, den Nachweis der Richtigkeit des eingesetzten Einheitsgewichtes und der übrigen Angaben gemäß Beschluß VI zu verlangen oder selbst eine Kontrolle darüber auszuüben.

V. In Bezug auf die Berechnung der Standfestigkeit von Schornsteinen, welche als einheitliche Mauerkörper betrachtet werden können, bei denen der Winddruck allein die umstürzende Kraft bildet, ist im Sicherheitsinteresse der Nachweis zu führen, daß die Mittelkraft aus dem Eigengewichte des über dem gefährlichen Querschnitte liegenden Teiles des Bauwerkes und dem darauf wirkenden, am ungünstigsten gerichteten stärksten Winddruck noch innerhalb des Mauerwerkes verbleibt und dem äußeren Rande desselben nicht so nahe tritt, daß eine Zerstörung des Materials durch Druck herbeigeführt wird. Diese Voraussetzung muß selbst in dem Falle zutreffen, daß eine Adhäsion des Mörtels an den Steinen nicht vorhanden ist und die Lagerfugen windseitig sich ungehindert öffnen können.

VI. Die Druckspannung an der am stärksten belasteten Kante darf den Wert

$$5 + 0,15 H \text{ kg/qcm}$$

nicht überschreiten. (H bedeutet den Abstand des betrachteten Querschnittes von der Mündung des Schornsteines in Meter.) Wird dieser Wert bei Anwendung verlängerten Zementmörtels größer als 12 kg/qcm, so kann der Nachweis der für die Steine und den Mörtel angegebenen Festigkeit verlangt werden. Unter verlängertem Zementmörtel ist ein Mörtel verstanden, welcher auf 2 R.-T. Fettkalk und 6 bis 8 R.-T. scharfkantigen schlammfreien Sand mindestens 1 R.-T. Zement enthält.

Bei Anwendung fetten Kalkmörtels darf die höchste Kantenpressung 7 kg/qcm nicht übersteigen.

Auf der Windseite dürfen die Fugen um nicht mehr als die Hälfte ihrer Breite klaffen. Dies wird erreicht, wenn

$$a < \frac{R}{2} + \frac{r}{4}, \text{ worin bedeutet:}$$

- a den Abstand des Angriffspunktes der Mittelkraft aus Eigengewicht und Winddruck vom Schwerpunkt des Querschnittes;
- R den Halbmesser des dem äußeren Umfange des Querschnittes eingeschriebenen Kreises;
- r den Halbmesser des dem inneren Umfange des Querschnittes eingeschriebenen Kreises.

VII. Auch in den oberen Absatzfugen darf die unter VI festgesetzte Höchstspannung nicht überschritten werden. Der Nachweis ist, falls die Trommeln gleiche Höhe haben, dadurch zu erbringen, daß außer für die unterste Fuge die Druckspannung für so viele darüber liegende Absatzfugen berechnet wird, bis sich eine Abnahme der Spannungen zeigt. Bei ungleichen Trommelhöhen ist die Kantenpressung für sämtliche Absatzfugen zu berechnen.

VIII. Die höchste Kantenpressung, mit welcher das Schornsteinfundament unter Berücksichtigung des Winddruckmomentes den Erdboden belastet, darf 2,5 kg/qcm nicht übersteigen; dabei ist die Bedingung zu erfüllen, daß auf der Windseite das Fundament sich nicht vom Boden abhebt.

Schließlich hat die Kommission eingehend erörtert, ob sie eine einzige, genau dargestellte Berechnungsweise der Standfestigkeit vorschlagen sollte; sie ist zu dem Beschluß gelangt, das nicht zu thun. Nachdem beschlossen war, Zugspannungen im Mauerwerk nicht in Betracht zu ziehen, schieden diejenigen Berechnungsweisen aus, welche den Schornstein lediglich als einen auf Druck und Biegung beanspruchten stabförmigen Körper betrachten. Für die Berechnung von runden Schornsteinsäulen erkannte die Kommission die Ermittlung der größten Druckspannung mit Hilfe der Red'schen Tabellen als einfach und sicher an. Als nicht minder vortrefflich erachtete die Kommission das von Lang angegebene Verfahren, welches auch die Schornsteine mit eckigen Querschnitten umfaßt. Aber obwohl die Kommission diesen Verfahren und Hilfsmitteln der Berechnung ihre Anerkennung nicht versagte, glaubte sie doch nicht jeder anderen, wenn nur richtigen und zweckmäßigen Berechnungsweise den Weg versperren zu dürfen.

A. Der Schornstein-Entwurf.

Beim Entwerfen eines Schornsteines, dessen lichte Weite und Höhe bekannt sind, wird derselbe zunächst an der Hand von Erfahrungsregeln aufgezeichnet und dann erst nachgerechnet.

4. Lichte Weite und Höhe eines Schornsteines.

Die lichte Weite eines Schornsteines wird außer der Ausströmgeschwindigkeit durch die Rauchgasmenge bestimmt, die derselbe abzuführen hat und welche sich nach der Menge und Beschaffenheit des zu verfeuernden Brennmaterials richtet. Das Ausströmen der durch den Kofst gegangenen Luft aus der Schornsteinmündung beruht darauf, daß die Rauchsäule im Schornstein ein geringeres spezifisches Gewicht hat als die äußere Luft, welche letztere wiederum vor dem Kofste eine größere Pressung besitzt als an der Schornsteinmündung. Dieser Druckunterschied ist die Ursache der Bewegung. Derselbe berechnet sich bei Annahme der üblichen Temperaturverhältnisse und der Höhe H des Schornsteines angenähert zu $u = \frac{1}{2} \cdot H$ mm Wassersäule am Schornsteinfuß gemessen, und wird als Zugstärke bezeichnet.

Der Schornstein verzehrt im Durchschnitt 18 bis 22 pCt. der auf dem Kofste erzeugten Wärme. Dieser Verlust kann selbst unter günstigen Umständen nicht viel kleiner als 10 pCt. werden; dabei darf die Kamingastemperatur nicht unter 180° bis 190° C gesunken sein, weil sich sonst die Zugfähigkeit des Schornsteines häufig sehr vermindert.

Im Allgemeinen ist die in der Zeiteinheit abgeführte Gasmenge gleich dem Produkt aus Schornsteinquerschnitt und Geschwindigkeit. Da die Gasgeschwindigkeit mit der Schornsteinhöhe wächst, so leistet ein Schornstein umsomehr, je größer seine Höhe und sein Querschnitt ist. Letzterer darf aber bei geringeren abzuführenden Luftmengen und großer Hitze im Schornstein nicht zu groß werden, weil sonst die zuzuführenden Verbrennungsprodukte den Schornstein nicht ausfüllen, sodaß von oben nach unten gerichtete Nebenströmungen der äußeren Luft eintreten; es würde daher weniger eine zu große Höhe, wohl aber eine zu große Weite eines Schornsteines schädlich wirken.

Durchschnittlich kann man das Verhältnis der Schornsteinhöhe zur Schornsteinweite annehmen zu 40—20, je nach der geringeren oder größeren Weite des Schornsteines.

Bei einer vorhandenen Feuerung ist die Zugstärke von der Temperatur der Essengase und der Außenluft sehr abhängig. Ueber den Einfluß der Essengastemperatur auf die Leistung des Schornsteines veröffentlicht F. Krauß in der Zeitschrift der Dampffesseluntersuchungsgesellschaft in Wien 1896 (s. auch A. Musil, Grundlagen der Theorie und des Baues der Wärmekraftmaschinen. Leipzig 1902) belehrende Zahlen, welche die Beziehungen der Temperatur, der theoretischen Zugstärke und der geförderten Gasmenge darstellen. Diese Beziehungen bestätigen die Erfahrung, daß die Erhöhung der Essentemperatur eine Erhöhung der Zugstärke, jedoch keine Vermehrung des geförderten Gasgewichtes zur Folge hat. So ergaben sich z. B. für eine Schornsteinhöhe von 30 m folgende Werte:

Temperatur der Essengase in C ⁰	250	300	350	400	500
Gasgeschwindigkeit in m/sek	21,5	23,7	25,7	27,7	31,1
Zugstärke im Schornstein } in mm Wassersäule }	16,0	17,8	19,2	20,5	22,6
Gasmenge in kg/sek	14,6	14,7	14,7	14,6	14,0

Zum Verbrennen von 1 kg Kohlenstoff sind theoretisch 10,7 kg Luft nötig; diese theoretische Luftmenge genügt jedoch nicht zur vollkommenen Verbrennung wegen der unvollkommenen Berührung und Vermischung des Kohlenstoffes mit dem Sauerstoffe der Luft. Bei Zuführung der doppelten theoretisch erforderlichen Luftmenge werden aus 1 kg Steinkohle 22,4 kg Gase entwickelt.

Ist

$f_0 = \frac{\pi}{4} d_0^2$ der lichte Querschnitt der Schornsteinmündung in qm,

B = stündlich verbrannte Brennstoffmenge in kg,

v = Ausströmungsgeschwindigkeit der Rauchgase in m,

H = Höhe der Schornsteinmündung über dem Rost in m,

so erhält man bei einer mittleren Temperatur der Rauchgase im Schornstein von 210⁰ C für Steinkohle

$$f_0 = \frac{B}{125 v} \quad \dots \dots \dots (1)$$

Als Ausströmgeschwindigkeit der Rauchgase wird im Mittel $\Delta = 4$ m anzunehmen sein; bei solchen Schornsteinen, welche die Rauchgase mehrerer Kessel abzuführen haben, soll indes v so

groß gewählt werden, daß noch eine Ausströmgeschwindigkeit von 2 bis 3 m erzielt wird, wenn nur ein kleiner Teil der Dampfkessel geheizt wird. Anstatt des Mittelwertes kann man nach Lang für den Vollbetrieb setzen:

für 3 Kessel	$v = 5$	m/sek
" 7 "	$= 6$	"
" 12 "	$= 7$	"

Setzt man $v = 4$ m, so erhält man für Steinkohle

$$f_0 = \frac{B}{500} \dots \dots \dots (1a)$$

Für klare Braunkohle genügen $\frac{2}{3}$ dieses Querschnittes. Die Brennstoffmenge kann man bei normalem Dampfkesselbetriebe zu 2 bis 3 kg Steinkohlen für den qm Heizfläche, oder zu 75 bis 100 kg Steinkohlen für den qm Kofstfläche in der Stunde annehmen. Für gute Braunkohlen kann man bei langsamer oder normaler Verbrennung entsprechend 6 oder 9 kg für den qm Heizfläche in der Stunde annehmen. Ferner kann man auf 1 qm Kofstfläche verbrennen: Kofs bis 70 kg — Braunkohlen bis 150 kg.

Als Kleinstwert der oberen Lichtweite d_0 ist 0,6 m anzusehen, falls der Schornstein von innen gemauert werden soll. Ergibt die Rechnung einen kleineren Wert als die vorhandene Schornsteinmündung, so ist auf dem Schornstein ein Deckring zu befestigen, dessen Oeffnung = f_0 ist.

Die Zughöhe des Schornsteines H ist abhängig von der örtlichen Lage, von dem Grade der Anstrengung der Anlage, von der Ausströmgeschwindigkeit, von der Länge, Form und dem Rauigkeitsgrade der Innenwände der Feuerzüge und des Schornsteines, von der Schütthöhe des Brennstoffes, von der mittleren Wärme der Rauchgase im Schornsteine und der Wärme der Außenluft. Der größte zu überwindende Widerstand ist jener, welchen der beschickte Kofst, sowie bei Röhrenkesseln die Röhren selbst hervorrufen, während die Hervorbringung der Geschwindigkeit nur einen verhältnismäßig geringen Teil der Zugkraft beansprucht. Für mittlere Verhältnisse und bei einer mittleren Wärme der Rauchgase von 210^0 C erhält man

$$H = 19 \cdot d_0 + 3 \cdot v \dots \dots \dots (2)$$

Setzt man die Ausströmgeschwindigkeit $v = 4$ m, so ergibt sich

$$H = 19 \cdot d_0 + 12 \dots \dots \dots (2a)$$

Wollte man die Hitze der Rauchgase noch weiter zum Vorwärmen ausnutzen, dann müßte der Schornstein entsprechend höher gemacht werden.

Die **geringste zulässige Höhe** eines Schornsteines ist derart festzustellen, daß die Schornsteinmündung mindestens 5 m höher liegt, als der im Umkreise von 300 m gelegene höchste Firn von Wohngebäuden. (In Oesterreich muß jeder Schornstein für eine Aufhöhung auf mindestens 35 m entworfen werden.)

Beispiel! Für einen Dampfkessel mit 4 qm Kofstfläche ist die lichte Weite und Höhe des Schornsteines zu bestimmen.

Es sei $v = 4$ m, die mittlere Rauchgaswärme 210° C. Die auf dem Kofte stündlich verbrannte Brennstoffmenge B ist $4 \cdot 100 = 400$ kg Steinkohle. Nach Formel (1a) erhält man

$$f_0 = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ qm, d. i. } d_0 = 1 \text{ m.}$$

Nach Formel (2a) ergibt sich $H = 19 \cdot 1 + 12 = 31$ m.

Würde man mit Rücksicht auf das Kaltstellen einzelner Kessel für Vollbetrieb $v = 6$ m setzen, so wäre $H = 19 \cdot 1 + 3 \cdot 6 = 37$ m.

5. Leistungsfähigkeit des Schornsteines. Sollen an einen vorhandenen Schornstein außer den bereits im Betriebe befindlichen noch weitere Kesselfeuerungen angeschlossen werden, so würde als größter durch diesen Zuwachs herbeigeführte Wert der Ausströmgeschwindigkeit $v = 8$ m anzusehen sein.

Die Vermehrung der Leistungsfähigkeit des Schornsteines nimmt nicht im Verhältnis der Höhen, sondern im Verhältnis der Quadratwurzeln daraus zu. Ein Schornstein von 25 m Höhe wird nach Aufhöhung auf 30 m daher nur um 10 pCt. leistungsfähiger werden, wenn die Zughindernisse durch den Aufbau nicht vermehrt werden; eine Erhöhung um 15 m würde die Leistung im Verhältnisse $\sqrt{25} : \sqrt{40}$, also um 26 pCt. vermehren, wenn eine solche Erhöhung aus baulichen Gründen zugelassen ist. Unmöglich würde es sein, an eine vollbelastete Dampfkesselanlage noch Dampferzeuger anzufügen, ohne einen neuen Schornstein aufzustellen, oder ohne durch Hilfe des mechanischen Zuges den bestehenden Schornstein leistungsfähiger zu machen.

Ein Schornstein ist daher mehr zur Erzeugung des Zuges bei gleichmäßigem Betriebe geeignet, während bei ungleichmäßiger

oder verschieden starker Inanspruchnahme der Kesselanlage, wie bei Färbereien, elektrischen Anlagen für Beleuchtungszwecke u. dergl. die Zuhilfenahme eines Saugventilators vorteilhaft sein kann, weil mit demselben die Leistungsfähigkeit der Kesselanlage in verhältnismäßig weiten Grenzen, ohne Herbeiführung ungünstiger Verbrennungsverhältnisse verändert und dabei starkes Rauchen vermieden werden kann. Beim vollständigen Ersatz des Schornsteines durch den Ventilator sind die Nachteile: Kostspieligkeit des Ventilatorbetriebes und Entweichen der Rauchgase in niedere Luftschichten, in Betracht zu ziehen.

6. Die obere Wandstärke δ_0 soll bei Ringsteinen wenigstens 18 cm, bei Normalsteinen 25 cm betragen. Wird beim runden Schornsteine die obere lichte Weite $d_0 > 1,5$ m, so wähle man δ_0 mindestens = 21 cm, bei $d_0 > 2$ m wähle man δ_0 mindestens = 23 cm. Würde man eine zu geringe obere Wandstärke wählen, z. B. bei 2 m Lichtweite nur 15 cm Wandstärke, wie es leider mehrfach geschieht, so würde hierbei auch die Gefahr des Zusammenbrechens entstehen, indem sich der Maurer beim Ausfugen mit der ganzen Körperlast gegen den Schornstein lehnen muß.

7. Der Schaft. Nach Feststellung der Lichtweite, Höhe und oberen Wandstärke werden die Umrisslinien des Schornsteines verzeichnet, indem man demselben einen beiderseitigen Anlauf e gibt. Es ist

$$e = \frac{R - R_0}{h} = \frac{D - D_0}{2h} \dots \dots \dots (3)$$

Man macht $e = 0,018$ bis $0,025$, d. h. für den lfd. m 1,8 cm bis 2,5 cm, sodaß die Durchmesserzunahme f. d. lfd. m 3,6 cm bis 5 cm beträgt.

Nach Verzeichnen der Umrisslinien teilt man den Schaft in Stockwerke oder Trommeln ein, welche bei Ringsteinen 4—7 m hoch — die größere Höhe bei weiteren Schornsteinen — und bei Normalsteinen 10 m hoch gemacht werden; die Wandstärke ist gleichlaufend der äußeren Umrisslinie und nimmt für jedes tiefer liegende Stockwerk bei Ringsteinen um 4—7 cm, bei Normalsteinen um 13 cm zu.

Man kann auch den Schornstein von innen aus verzeichnen, indem man den inneren Durchmesser unten gleich der Lichtweite $+ \frac{1}{60}$ bis $\frac{1}{45}$ der Höhe macht, also

$$\delta = \delta_0 + 0,016 \cdot h \text{ m bis } \delta_0 + 0,022 \cdot h \text{ m} \dots \dots (4)$$

Der Schornstein ist mit einem Blitzableiter zu versehen, an dessen Luftleitung benachbarte Metalldächer, Dampfkessel, Maschinen u. s. w. anzuschließen sind. Der Schornstein soll nicht zu schnell gemauert werden, damit er nicht krumm wird.

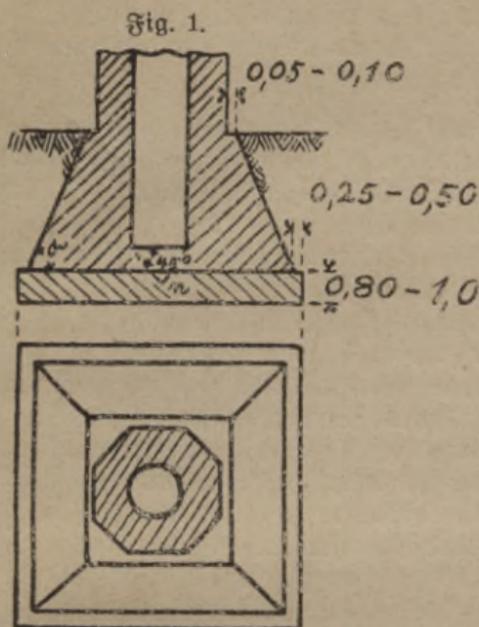
8. Sockel. Erhält der Schornstein einen besonderen Sockel, so macht man denselben nicht höher als $\frac{1}{5}$ der Schornsteinhöhe. Es ist darauf zu achten, daß die äußere Umrißlinie des Schaftes in ihrer Verlängerung noch innerhalb des Sockelmauerwerkes bleibt; hierbei wird der Sockel gewöhnlich stark genug, um in Kalkmörtel gemauert zu werden, welche Ausführungsweise beim Sockel deshalb empfehlenswert ist, weil Kalkmauerwerk der Hitze besser widersteht und weniger leicht Risse bekommt als Zementmauerwerk.

Neuerdings verwirft man aus Sparsamkeitsrücksichten vielfach den eckigen Sockel, da sich derselbe ohne Schwierigkeit durch entsprechende Verstärkung der unteren Teile des Schornsteines ersetzen läßt. Man führt den Schornsteinschaft unmittelbar zum Boden oder verstärkt den untersten Teil durch einen runden sockelförmigen Absatz. Hierbei verwendet man als billigen und angemessenen Schmuck auch Kränze aus glasierten Ziegeln, welche ebenso bei der Ausbildung der Schornsteintöpfe geeignete Verwendung finden, insonderheit um weit ausladende Köpfe zu vermeiden, welche die Zugwirkung des Schornsteines schädigen.

Mit dem Kesselhause hängt der Schornstein durch einen Kanal, den Fuchs zusammen, welcher zur Vermeidung von Rissen erst auszuführen ist, wenn der Schornstein fertig ist und sich gesetzt hat. Daneben ist eine gewöhnlich in Ziegeln mit Lehm vermauerte Zugangöffnung herzustellen, welche ein zeitweises Entfernen des angesammelten Rußes gestattet.

9. Feuerziegelfutter. Der Schornstein erhält zweckmäßig ein Innenfutter von 9 bis 25 cm Stärke aus Schamotte oder Klinkern. Zwischen Futter und Innenseite des Schornsteines muß ein kleiner Spielraum von etwa 2 cm frei bleiben, der oben abzudecken ist, damit weder Flugasche noch Wasser in den Hohlraum gelangen kann; die durchnäßte Asche erhärtet mit der Zeit und würde zwischen den Außen- und Innenmantel eingefeilt den ersteren zersprengen, sobald das Futter durch die Heizgase erwärmt und ausgedehnt wird. Es empfiehlt sich eine Ausfüllung des Hohlraumes mit feinem Sand oder Kieselgur. Der Uebergang vom Fuchs in den Schornstein soll abgerundet sein; an dieser Stelle soll auch eine Grube zum Auffangen der Flugasche vorhanden sein.

10. Grundbau. Der Grundbau oder Unterbau eines Schornsteines muß stets auf festen, gewachsenen und tragfähigen Boden oder wenigstens so tief hinabgeführt werden,



Boden oder wenigstens so tief hinabgeführt werden, daß eine sichere Druckübertragung durch den Mauerwerkkörper auf den Baugrund gewährleistet ist. Den Uebergang vom Sockel zur Grundbausohle führt man anstatt der Abtreppungen besser als Pyramide durch Absetzen der einzelnen Ziegelsteinschichten, oder durch Herstellung der Pyramide in Beton-Mauerwerk aus. Kann der tragfähige Baugrund nur schwierig erreicht werden, so ist eine künstliche Gründungsart, den gegebenen Verhältnissen entsprechend, zur

Ausführung zu bringen. Gewöhnlich genügt es, $\alpha = 45^\circ$ zu nehmen (Fig. 1).

Die Sohlfläche des Unterbaues wird gewöhnlich quadratisch ausgeführt.

Werden die Wände des Sockels oder des Unterbaues durch die Einführung der Rauchkanäle in den Schornstein wesentlich geschwächt, so ist hierauf bei der Berechnung der Kantenpressung entsprechend Rücksicht zu nehmen.

Die Fundamenttiefe soll so bemessen sein, daß der Fundamentboden stets tiefer liegt als der Schnittpunkt n der in Figur 1 unter 45° gezogenen punktierten Linien. (Vgl. Bastine, Zeitschrift des V. d. Ing. 1897, S. 294.)

Man legt die Bausohle in der Regel um $\frac{1}{8}$ der Schornsteinhöhe tiefer als das Gelände und gibt ihr eine Breite etwa gleich $\frac{1}{8}$ der gesamten Schornsteinhöhe (von Bausohle bis Mündung). Der Aschenkasten des Schornsteines muß mindestens

1 m über dem Grundwasser liegen und gegen aufsteigende Feuchtigkeit durch wasserdichte und schlechte Wärmeleiter geschützt sein. Muß man die Abtreppungen des Unterbaues flacher als 45° legen, so sind in die stets aus Stampfbeton herzustellende Grundplatten kreuzweise Eisenschienen einzulegen, um derselben die nötige Biegezugfestigkeit zu verleihen.

11. Vorschriften für die Ausführung von Fabrik-Schornsteinen. Außer dem Ministerial-Erlaß vom 30. April 1902 und den in den Kommiss.-Beschlüssen enthaltenen sind noch folgende anderweitige Vorschriften bemerkenswert:

Die österreichischen Behörden stellen folgende Forderung: Die Standfestigkeit der Schornsteine ist so zu bemessen, daß 1. für niedrige Schornsteine eine künftige Erhöhung auf mindestens 35 m ausführbar werde, 2. daß der Druck in dem ringförmigen Teile des Mauerwerkes nirgends 8 kg/qcm übersteige, 3. daß mindestens eine 2fache Sicherheit gegen das Umstürzen bei einem Winddrucke von 150 kg/qm an jedem Teile des Schornsteines bestehe. Das Material des Schornsteines muß feuerfester sein. Eisene Ramine können gestattet werden, solche aus Blech jedoch nur für isolierte Industriebauten oder, wenn sie inmitten von Wohngebäuden liegen, nur für eine vorübergehende Benutzung.

In einer Reihe von englischen Städten ist eine Mindesthöhe von 30 m vorgeschrieben. Die Londoner Baubehörde schreibt vor, daß als Grundplatte stets ein Bett aus Stampfmörtel von angemessener Stärke zu wählen ist. Die Schaftwurzel soll sich nach unten in regelmäßigen Absätzen auf die doppelte Breite der Schaftstärke verbreitern. Der äußere Durchmesser des Schaftes an der Wurzel soll mindestens betragen bei rundem — achteckigem — quadratischem Querschnitte $\frac{1}{12}$ — $\frac{1}{11}$ — $\frac{1}{10}$ der gesamten Schafthöhe. Der äußere Anlauf soll mindestens 1 : 48 betragen. Die Wandstärke soll am Kopfe mindestens 21,5 cm messen und nicht über 6 m herunterreichen, sondern auf je 6 m um 11,5 cm zunehmen. Kein Teil des Außenmantels darf aus Feuerziegeln bestehen. Wenn Feuerziegel verwendet werden, sollen sie der oben vorgeschriebenen Wandstärke als innere Bekleidung hinzugefügt werden, und keine Gefimsausladung soll größer sein, als die obere Mauerstärke des Schaftes.

12. Die Kosten eines gemauerten Schornsteines. Der Preis des fertigen Schornsteines einschließlich Grundbau

kann für die gewöhnlich vorkommenden Höhen nach der Formel berechnet werden:

$$\text{Preis in Mark} = (130 - \frac{h}{2}) h \cdot d_0,$$

wobei h die Höhe und d_0 die lichte Weite in m bedeuten.

Beim Vergeben eines Schornsteinbaues lasse man sich von dem Ausführenden eine Gewähr für Haltbarkeit gegen Risse, Schiefwerden und Wettereinfluß zusichern.

B. Berechnung der Standfestigkeit der Schornsteine.

13. Bezeichnungen.

- d_0 = lichte Weite an der Schornsteinmündung in m
 D_0 = äußerer Durchmesser an der Schornsteinmündung in m
 d = innerer Durchmesser am unteren Ende des Schornsteinschaftes
 D = äußerer
 r_0, R_0, r und R die entsprechenden Halbmesser
 D, d, R und r sind für eckige Querschnitte die Durchmesser und Halbmesser der einbeschriebenen Kreise
 h = Höhe des Schaftes oder der Säule in m
 h_1 = Höhe des Sockels in m
 h_2 = Höhe des Grundbaues in m
 F = Flächeninhalt des Vertikalschnittes der Säule in qm
 f = Querschnittsfläche
 G = Gewicht des Schaftes in kg
 G_1 = " " Sockels " "
 G_2 = " " Grundbaues " "
 g = das Gewicht von 1 cbm Mauerwerk in kg
 p = Winddruck in kg für das qm
 P = gesamte Winddruck auf die Säule, im Schwerpunkte des Vertikalschnittes derselben angreifend gedacht, in kg
 P_1 = gesamte Winddruck auf den Sockel in kg
 s = Entfernung des Schwerpunktes des Vertikalschnittes von der zu untersuchenden Lagerfuge in m
 a = Abstand des Angriffspunktes der Mittelkraft aus Eigengewicht und Winddruck vom Schwerpunkte des Querschnittes
 S_0 = Pressung im Querschnitte in Folge des Eigengewichts in kg/qcm

σ' = Randspannung (Zugspannung) auf der Windseite bei Bieungsbeanspruchung in kg/qcm

σ'' = Randspannung (Druckspannung) auf der Windschattenseite bei Bieungsbeanspruchung in kg/qcm

σ_m = größte Druckspannung unter Vernachlässigung der Zugspannung, also bei flassenden Fugen in kg/qcm.

14. Winddruck. Nach dem Ministerialerlaß vom 30. April 1902 sind in der Regel die Kantenpressungen unter Annahme eines Winddruckes von 150 kg/qm zu berechnen, während zur Berechnung des Oeffnens der Fugen, welches nicht weiter als höchstens bis zur Schwerpunktsachse reichen soll, die Annahme eines Winddruckes von 125 kg/qm genügt.

Die Größe des Winddruckes ist anzunehmen

bei runden Schornsteinen zu	$0,67 \cdot p \cdot F$	} (5)
" achteckigen "	$0,71 \cdot p \cdot F$		
" rechteckigen "	$1,0 \cdot p \cdot F$		

Für Schornsteine in besonders ungünstiger Lage (im Küstengebiet, auf hohen Bergen), sowie für Schornsteine von ungewöhnlicher Höhe würde ein höherer Winddruck geboten sein können.

Jrminger wies nach (Centralbl. d. Bauverw. 1898), daß der Winddruck auf eine Röhre mit kreisförmigem Querschnitte in einem Abstände von 43° von der Mittellinie des Winddruckes gleich Null wird und von da in eine Saugkraft übergeht.

Der auf die Flächeneinheit entfallende Druck, welchen eine Strömung auf eine Fläche ausübt, nimmt mit dem Wachsen der Fläche ab. Es ist daher für Schornsteine, welche dem Winde verhältnismäßig kleine Flächen darbieten, die Annahme eines höheren Winddruckes als für andere Bauwerke geboten.

Ähnlich dem Verhalten des Wassers im Strombette nimmt der Winddruck in Folge der Reibungshindernisse an der Erdoberfläche nach dem Boden zu erheblich ab. Zahlreiche Erfahrungen haben infolge dessen gezeigt, daß die vom Winde gestürzten Essen meist wenig oberhalb oder unterhalb der Mitte abgebrochen sind.

Bei der Wirkung des Winddruckes auf Kaminssäulen ist der ungünstige Umstand in Betracht zu ziehen, daß durch die Schwankungen der Säulen die Wirkung des Winddruckes vergrößert wird. Der Wind wirkt nicht stetig, sondern stoßweise, und wenn die erneuten Stöße mit den durch die vorhergehenden

Stöße erzeugten Schwankungen zusammentreffen, so kann ein solches ungünstiges Zusammentreffen von Windstößen die Schwankungen eines Schornsteines und damit die Inanspruchnahme desselben erheblich vermehren. Ferner kommen die Geländeverhältnisse im größeren Umkreise in Frage. Es ist betreffs der Größe und der Verteilung des Winddruckes auf den Schornstein nach der Höhe und daher betreffs des Angriffspunktes der Resultanten ein Unterschied, ob er auf einer ausgedehnten hochgelegenen Fläche isoliert steht, oder ob er sich in abwechselndem Gelände, im Schutze von Gebäuden, im Windschatten größerer Erhebungen u. s. w. befindet. Die durch die Schwankungen der Kaminssäule vergrößerte Wirkung des Winddruckes läßt sich am einfachsten dadurch berücksichtigen, daß man die angenommene Größe des Winddruckes um einen passenden Betrag vermehrt.

Für verschiedene Schornsteinhöhen kann man hiernach folgende Durchschnittswerte der Widerstandsfähigkeit gegen Winddruck beim Kippen annehmen:

Höhe in m bis	20	30	40	50	60	70
Widerstand f. d. qm ebener Fläche in kg	200	240	280	310	340	370

Die 140 m hohe Halsbrücker Esse bei Freiberg i. S. würde erst durch einen Winddruck von 550 kg/qm zum Kippen gebracht werden können.

Die gefährlichste Windrichtung ist bei den Vieleck-Querschnitten diejenige „über Eck“, d. i. diejenige in der Richtung der kleinsten Kernweite, weil für diese Richtung die Randspannungen am stärksten werden. Der Winddruck senkrecht zur Diagonalfäche ist bei einem quadratischen Schornstein so groß als der normale Winddruck auf eine Seitenfläche.

15. Gewichtsberechnung. Nach dem Ministerialerlasse vom 30. April 1902, Schlußsatz zu Ziffer 2, muß bei der Berechnung der Standfestigkeit das Gewicht des Schornsteines nach dem wirklichen Einheitsgewicht des zu verwendenden Mauerwerks ermittelt werden.

Eine genaue Berechnung des Gewichtes ist von Wichtigkeit, weil die Standfestigkeit und die Beanspruchung davon abhängen.

Bezeichnet J den Inhalt eines Ziegelsteinkörpers und g das Gewicht von 1 cbm, so ist das Gewicht des Körpers $G = J \cdot g$.

Bezeichnet h die Höhe und R und R_0 die unteren und oberen Halbmesser, bezw. der einbeschriebenen Kreise, so erhält man:
Für den abgekürzten Kegel

$$J = \frac{\pi h}{3} (R^2 + R \cdot R_0 + R_0^2) \text{ cbm} \quad \dots \quad (6)$$

Für die abgekürzte achteitige und vierseitige Pyramide sind statt π die Werte 3,314 bezw. 4,0 einzusetzen.

Die Eigengewichte der Baustoffe sind nach den Vorschriften der Bauabteilung des preuß. Ministerium der öff. Arb. vom 16. Mai 1890:

Erde, Lehm und Sand	1600 kg/cbm
Kies	1800 "
Ziegelmauerwerk aus vollen Steinen . .	1600 "
desgl. aus Lochsteinen	1300 "
desgl. aus Sandstein	2400 "
Beton, je nach Material	1800—2200 "

Abgesehen von diesen Vorschriften kann man jedoch bei scharf gebrannten Ringsteinen rechnen für

Mauergewicht bei gelochten Ringsteinen in verlängertem Zementmörtel 1500—1800 kg/cbm, ausnahmsweise bei besonders schweren Steinen und wenn die senkrechten Löcher durch den Mörtel ausgefüllt werden, bis 1900 kg/cbm,

Mauergewicht bei vollen Steinen in verlängertem Zementmörtel 1700—1900 kg/cbm, ausnahmsweise bis 2000 kg/cbm.

Bei der Rechnung mit hohen Einheitsgewichten ist ein Nachweis bezw. eine Prüfung über die Zulässigkeit derselben nötig.

Gewicht des Schafstes. Die Schornsteinsäule besteht aus einzelnen Stockwerken oder Trommeln.

Das Gewicht einer Schornsteinsäule kann durch Multiplikation des Einheitsgewichts von 1 cbm Mauerwerk mit der Summe der Inhalte der einzelnen Trommeln, welche jeder für sich gesondert bei rundem Querschnitte nach der Formel

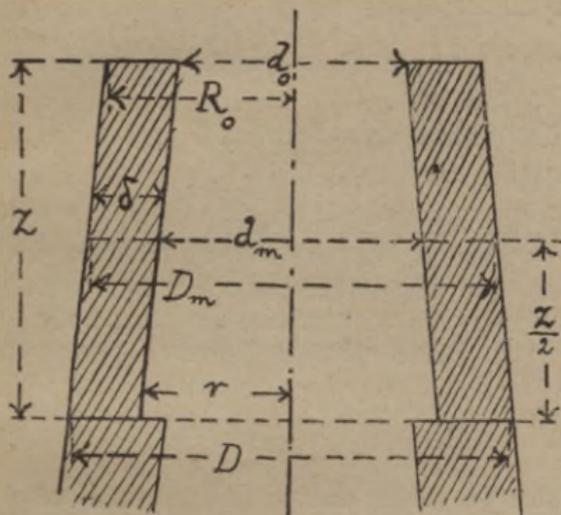
$$J = \frac{\pi}{4} (D_m^2 - d_m^2) z \quad \dots \quad (7)$$

zu ermitteln sind, berechnet werden. Für den achteckigen Schornstein ist zu setzen

$$J = \frac{3,314}{4} (D_m^2 - d_m^2) z \quad \dots \quad (7a)$$

Darin bezeichnet z die Höhe einer Trommel, D_m und d_m den mittleren äußeren und inneren Durchmesser bezw. der eingeschriebenen Kreise; die Wanddicke der Trommel ist als konstant angenommen. (Fig. 2.)

Fig. 2.



Gewicht und Windfläche architektonischer Gliederungen (Schornsteinkopf, Gesimse u. s. w.) bleiben bei der Berechnung d. Standfestigkeit unberücksichtigt.

Bei rundem Querschnitte berechnet sich der Inhalt einer Trommel auch in einfacher Weise nach der Guldin'schen Regel, wonach der Inhalt eines durch Umdrehung

einer Fläche entstandenen Körpers gleich ist dem Inhalte dieser Fläche multipliziert mit dem Wege des Schwerpunktes derselben. Bezeichnet δ die Wandstärke, so erhält man für die runde Trommel

$$J^1 = \pi \cdot z \cdot \delta (R_0 + r) \dots \dots \dots (8)$$

Der Inhalt des runden Schaftes wird dann

$$\left. \begin{aligned} G &= g (J^1 + J^2 + J^3 + \dots) \\ \text{oder } G &= g \cdot \pi \sum (R_0 + r) \end{aligned} \right\} \dots \dots (8a)$$

$\frac{\pi}{4} (D_m^2 - d_m^2)$ ist die mittlere Querschnittsfläche der Trommel;

bezeichnet man die mittleren Querschnittsflächen der einzelnen Trommeln mit $f^1, f_2, f_3 \dots$, und haben sämtliche Trommeln die gleiche Höhe z , so ergibt sich der Inhalt des Schaftes zu

$$J = (f^1 + f_2 + f_3 + f_4 + \dots) z \dots \dots (9)$$

Da die Durchmesserzunahme für den lfd. m 2 e beträgt, so erhält man die Durchmesserzunahme für die Höhe z (Fig. 2)

$$D = D_0 + z \cdot 2 e \dots \dots \dots (10)$$

Bezeichnet δ die Wandstärke der Trommel, so erhalten wir hieraus

$$d_m = D_m - 2 \delta \dots \dots \dots (10a)$$

Der Querschnitt an der Trommelfohle ergibt sich für den runden Schornstein zu

$$f = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 - \frac{\pi}{4} \cdot d^2 = \pi (R^2 - r^2) \dots \dots (11)$$

für den achteckigen oder viereckigen Querschnitt sind statt π die Werte 3,314 bzw. 4,0 einzusetzen.

Für den runden Querschnitt kann man auch setzen:

$$f = (D - \delta) \pi \cdot \delta \dots \dots \dots (11a)$$

Will man den Inhalt der ganzen Säule berechnen ohne Bestimmung der einzelnen Trommelinhalte, und sind die Trommeln alle gleich hoch, während ihre Wandstärken um ein und dasselbe Maß zunehmen, so kann man die Trommelabsätze vernachlässigen und erhält den Inhalt der Säule als die Differenz zweier abgestumpften Kegel

$$J = \frac{\pi h}{3} [R^2 + RR_0 + R_0^2 - (r^2 + rr_0 + r_0^2)] \dots (12)$$

Beim achteckigen oder viereckigen Schaft sind, wenn R und r die Radien der eingeschriebenen Kreise bezeichnen, in diese Formel für den Inhalt anstatt π die Werte 3,314 bzw. 4,0 einzusetzen.

Gewichte des Sockels und des Grundbaues. Der Sockel besteht aus einem hohlen Cylinder oder Prisma, dessen Querschnittsfläche f_1 und dessen Höhe h_1 beträgt.

Vernachlässigt werden etwaige vorstehende Gesimse und Nischenausparungen. Die übliche Plinthenverstärkung wird sowohl bei G_1 , als auch bei Berechnung der Randspannungen auf die Sockelfohle vernachlässigt, da diese Verstärkung hauptsächlich den Zweck hat, die inneren Mauerteile vor den Witterungsangriffen, die in der Nähe der Erdgleiche besonders gefährlich auftreten, zu schützen.

Das Grundbaugewicht G_2 setzt sich zusammen aus dem nach unten sich erweiternden Mauerblock, welcher gewöhnlich als abgestumpfte Pyramide zu berechnen ist, wenn er auch meist aus abgetreppten Backsteinschichten hergestellt wird, sowie aus dem Gewicht der aus Beton herzustellenden Grundplatte mit ent-

sprechend größerem Eigengewicht; hiervon ist abziehen das Gewicht des Schornsteinschachtes von Sockelsohle bis zum Aschenkasten.

Für die volle vierseitige Pyramide ist

$$G'_2 = J'_2 \cdot g, \text{ oder}$$

$$G'_2 = \frac{4}{3} \cdot h'_2 (R,^2 + R, r, + r^2) g_2 \dots \dots (13)$$

worin bezeichnet:

J'_2 den Inhalt der Pyramide,

h'_2 die Höhe der Pyramide,

$R,$ den Halbmesser des einbeschriebenen Kreises des unteren Querschnittes,

$r,$ den Halbmesser des einbeschriebenen Kreises des oberen Querschnittes

Bernachlässigen darf man in den meisten Fällen die Hohlräume für Fuchseinnümdung und Reinigungsöffnung, weil das Fuchsmauerwerk zum Teil mit auf dem Unterbau ruht, sodann gleichen sie sich ungesähr aus mit den ebenfalls schon vernachlässigten Gewichten der Sockelgesimse, der Plinthenverstärkung und dem dünnen Feuerziegelfutter, das in jedem Sockel angebracht werden sollte.

Werden statt der schichtenweisen Vorkragung des Backsteinmauerwerks einzelne größere Treppenabsätze angewendet, so tritt an die Stelle der Gleichung (14) die Summe der Gewichte der einzelnen Treppenplatten.

Das auf den Treppenabsätzen ruhende Erdgewicht darf nicht zugeschlagen werden, da es in Folge Austrocknung des Bodens unter Umständen freischwebend abstehen kann.

Es empfiehlt sich, die Ecken der quadratischen Grundplatte abzuschragen, weil durch das Brechen der Ecken die bei Wind entstehende Druckverteilung günstiger wird als bei vollreckigen Quadraten.

G_2 erhält man schließlich durch Summierung des Gewichtes der Grundplatte und des Mauerblockes G'_2 darüber nach Abzug des Schachtstückes von Sockelsohle bis Aschenkasten.

Bezeichnen d' und h' Durchmesser und Höhe des inneren Schachtes, g_2 das Gewicht von 1 cbm Grundbaumauerwerk, b und h_3 Seite und Höhe der quadratischen Grundplatte, und

sind die Ecken derselben je um das Stück b_1 vom Rande gebrochen, so ist das Gewicht des Grundbaues

$$G_2 = \left[\frac{4}{3} \cdot h'_2 (R^2 + R \cdot r + r^2) - \frac{\pi}{4} d'^2 \cdot h' + (b^2 - 2b_1^2) h_3 \right] g_2 \quad \dots \quad (13a)$$

16. Die Baustoffe. Durch die Wahl mangelhafter Baustoffe wird die Standsicherheit eines Schornsteines und daher auch das Leben der Umwohner und der in der Nähe beschäftigten Arbeiter bedroht. Es ist daher zu fordern, daß zum Schornsteinbau nur Baustoffe von hoher Wetterbeständigkeit und genügender Hitzebeständigkeit Verwendung finden.

Die Versuchung, infolge des scharfen Wettbewerbes eine falsche Sparsamkeit durch Wahl minderwertiger oder ungeeigneter Baustoffe zu befolgen, ist groß, und unberechenbar sind die Gefahren, welche hieraus hervorgehen können, jodaß auf die Wahl guter und geeigneter Baustoffe besonders sorgfältig geachtet werden muß.

Nach dem Ministerial-Erlasse vom 30. April 1902 Ziffer 3 hat der Unternehmer die volle Verantwortung für die Beschaffenheit des Materials zu übernehmen, während von der Aufsichtsbehörde der Nachweis der Richtigkeit der gemachten Angaben verlangt oder die Richtigkeit, ob die wirklichen Lieferungen und Leistungen den vorausgesetzten entsprechen, selbst geprüft werden kann.

Festigkeit des Schornsteinmauerwerkes. Die zulässige Beanspruchung der Baustoffe und des Schornsteinmauerwerkes ist im Ministerial-Erlasse vom 30. April 1902 Ziffer 4 festgesetzt worden. Unter Ziffer 2 ist verlangt worden, daß die Fugen auf der Windseite bei einem Winddruck von 125 kg/qm nicht über die Hälfte des Querschnittes hinaus klaffen dürfen. Diese Bedingung wird erfüllt, wenn $a < \frac{R}{2} + \frac{r}{4}$ bleibt.

Ist die zulässige Grenze von a nur ganz wenig überschritten und liegt die gefährlichste Fuge zweifellos an der Schaftsohle, so kann man einfacher dadurch helfen, daß man der Schaftsohle eine kleine Plinthenverstärkung gibt.

Die zulässige Druckspannung beträgt nach den Vorschriften der Berliner Baupolizei und der Bauabteilung des preußischen Ministers der öff. Arb. (die eingeklammerten Zahlen sind nur von letzterer vorgeschrieben):

Sandstein, je nach Härte	15—30	kg/qcm
Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	7	"
desgl. in Zementmörtel	(12) 11	"
Klinkermauerwerk, bestes in Zementmörtel	(14—20) 12—14	"
Guter Baugrund	2,5	"

Bei der Wahl des Mörtels ist auf ausreichende Hitzebeständigkeit Bedacht zu nehmen und zu berücksichtigen, daß Kalkmauerwerk der Hitze besser widersteht, als Zementmauerwerk. Erhält der Schornstein einen besonderen Sockel, so wird dieser gewöhnlich so kräftig gehalten, daß er in Kalkmörtel gemauert werden kann, während der Schaft in verlängertem Zementmörtel aufgeführt wird. Als Mörtel ist bei dem heutigen raschen Bau der Schornsteine im Allgemeinen verlängerter Zementmörtel zu verlangen. Reiner Fettkalkmörtel erlangt zwar nach längerer Zeit dieselbe Festigkeit und widersteht der Hitze auf die Dauer besser als Zementmörtel; allein bei der Schnelligkeit der Bauausführung ist die Gefahr des Krummziehens wegen ungenügender Erhärtung, sowie die Umsturzgefahr infolge der unvermuteten Einwirkung eines Sturmes auf den eben erst fertig gebauten Schornstein so groß, daß sich seine Anwendung bei von innen aufgemauerten Schornsteinen nicht rechtfertigt. Nur wenn der Schornstein mittelst äußerer fester Gerüste und mit entsprechend langer Bauzeit ausgeführt wird, kann Fettkalkmörtel in Frage kommen. Je dichter und schärfer gebrannt die Bausteine sind, um so wichtiger ist der Zementzusatz, weil Fettkalkmörtel zu wenig Haftvermögen für solche Steine besitzt.

Bei den sogenannten Magerkalken kann der Zementzusatz entsprechend verringert werden, ebenso und in noch höherem Maße bei Verwendung von Wasserkalken (sogen. hydraulischen Mörteln).

Keinen Zementmörtel zu nehmen, ist im Allgemeinen nicht ratsam, da dieser Mörtel auf die Dauer der Hitze schlecht widersteht und durch den reichlichen Kohlen säuregehalt der Rauchgase angegriffen wird. Andererseits ist jedoch auf die allzu häufige Sparsamkeit im Zementzusatz besonderes Augenmerk zu richten.

Für den Grundbau ist reiner Zementmörtel mit reichlichem Sandzusatz zu verwenden, welcher das 4 bis 5 fache betragen kann, und zur Vergrößerung der Haftfähigkeit an den Steinen kann man außerdem noch $\frac{1}{2}$ bis 1 Teil Wassertalk zusetzen.

17. Versuche mit Schornsteinmauerwerk. Nach Versuchen von Bauschinger wurde Ziegelmauerwerk in Zementmörtel bei 117 bis 180 kg/qcm zerdrückt, während solches in Kalkmauerwerk ausgeführt zwischen 70 und 111 kg/qcm Widerstandsfähigkeit zeigte.

In den Mitteilungen der Königlichen technischen Versuchsanstalt zu Berlin 1899 (Heft 1 u. 2) sind die Resultate über die Prüfung von Schornsteinmauerwerk veröffentlicht, denen wir Folgendes entnehmen:

Es wurde Lochsteinmauerwerk und Vollsteinmauerwerk (Thonformsteine aus dem Werke von J. Ferbeck & Co. zu Forst bei Aachen) mit einem verlängerten Zementmörtel nach den Raumteilen 1 R.-Th. Zement + 1 R.-Th. hydraulischer Kalk + 3 R.-Th. guter reiner scharfer Mauer sand geprüft.

Die Festigkeit dieses Mörtels aus 1 C + 1 K + 3 S betrug nach 28 tägiger Erhärtung an der Luft 28 kg/qcm Zugfestigkeit und 254 kg/qcm Druckfestigkeit.

Die Druckfestigkeit des 9 Monate alten Mauerwerkskörpers mit 1 cm dicken Fugen betrug bei Lochziegeln 224, bei Vollziegeln 254 kg/qcm, 1 cbm Mauerwerk aus Lochsteinen wog 1900 kg.

Widerstandsfähigkeit der Mörtelfuge gegen Druck bei 28 Tage alten Probestörpern in kg/qcm:

Fugendicke	1 cm			5 cm		
	Rißbildung im Stein	in der Fuge	bei der Zer- störung	Rißbildung im Stein	in der Fuge	bei der Zer- störung
Lochziegel	117	139	148	68	76	96
Vollziegel	181	205	230	54	64	96

Die Festigkeit vermindert sich daher mit wachsender Dicke der Fugen.

Haftfähigkeit des Mörtels am Stein in kg/qcm (Fugendicke 1 cm):

Alter	Lochziegel	Vollziegel
3 Tage	1,1	0,8
28 "	2,6	1,3
90 "	3,9	1,6

Widerstandsfähigkeit des Mauerwerkes gegen Abbrechen in kg/qcm. (Unnähernde Scheerfestigkeit des Mauerwerkes in der Richtung einer durch die Achse des Schornsteines gelegten Vertikalebene.) Fugendicke 1 cm:

Alter	Lochziegel	Vollziegel
28 Tage	5,0	7,1
90 "	10,1	8,3

Für Steine und Mörtel ist der Elastizitätsmodul sowohl mit der Wärme, als auch mit der Spannung, unter welcher der Körper steht, veränderlich.

Bei vorstehenden Versuchen ist ein verlängerter Zementmörtel verwendet worden, in welchem der Zement überwiegt und demgemäß in der Festigkeit mehr zur Geltung kommt. Bastine legt seinen Berechnungen einen verlängerten Zementmörtel aus 1 C + 4 K + 10 S zu Grunde, der nach 28 tägiger Erhärtungsdauer 3,14 kg/cbm und nach 90 Tagen 6,62 kg/cbm Zugfestigkeit ergeben hat, aber für gelochte Radialsteine nach 75 Tagen erst 0,53 kg/qcm Haftfähigkeit des Mörtels am Stein aufwies.

Beim Schaftmauerwerk kommt weniger die reine Zugfestigkeit des Mörtels in Frage, vielmehr hat man es hauptsächlich mit der Haftfähigkeit des Mörtels am Stein zu thun. Bei der üblichen 10fachen Sicherheit darf man also die Zugfestigkeit unter Verwendung des zu vorstehenden Versuchen benutzten Zementmörtels höchstens zu 0,4 kg/qcm bei Lochziegeln, und 0,2 kg/qcm bei Vollziegeln in Rechnung ziehen, während man bei einem verlängerten Zementmörtel aus 1 C + 4 K + 10 S nur 0,05 kg/qcm, also keine Zugfestigkeit, annehmen darf.

Die Annahme, daß auf Zugfestigkeit des Mörtels gerechnet werden dürfe, ist da, wo Erschütterungen vorkommen, überhaupt bedenklich, und bei Schornsteinen um so weniger zulässig, weil bei der Ausführung diese Annahme schon wegen der Schwierigkeit der Aufsicht nicht sicher verbürgt ist, der Schornstein auch während der Herstellung, wenn der Mörtel noch nicht vollständig erhärtet ist, standhaft sein muß, und später der Zusammenhang des Mörtels durch den Wechsel der Temperatur des Mauerwertes geschwächt oder aufgehoben werden kann; ein einziger Riß in einer der vielen Lagerfugen, wie er durch den Einfluß der Hitze im Innern, des Frostes außen leicht eintreten kann, müßte bei Zulassung von Spannungen im Mörtel die Sicherheit des Schornsteines gegen Umstürze gefährden.

Zugfestigkeit darf daher bei Schornsteinen niemals in Rechnung gezogen werden.

Bezüglich der Frage, ob gelochten oder Vollziegeln der Vorzug gegeben werden kann, ist zu bemerken, daß zur Verwendung von Lochziegeln im Wesentlichen die Voraussetzung von Zugspannungen geführt hat; mehrere Schornsteinbauer geben daher mit Recht den Vollziegeln (mit rauhen Endflächen) den Vorzug, weil diese schwerer sind und ein großes Gewicht die erste Bedingung für die Standfestigkeit der Schornsteine ist.

18. Beanspruchung der Schornsteine. Außer den Beanspruchungen durch das Eigengewicht und den Winddruck treten im Schornsteine Wärmespannungen auf, die sowohl lotrecht wirken, als auch wagerechte Ringspannungen in den einzelnen Schichten des Schornsteines hervorrufen, und welche namentlich dann, wenn kein selbstständiges Futter aus feuerfesten Ziegeln vorhanden ist, die Winddruckspannungen häufig noch übertreffen. Nach Professor Lang (der Schornsteinbau 1896) betragen annähernd für unsere gewöhnlichen inmanteligen Schornsteine mittlerer Größe aus guten Preßziegeln in verlängertem Zementmörtel bei 200° C der Rauchgase und -20° C der Außenluft die Wärmespannungen in den Oberflächen-Schichten in der Nähe der Schaftsohle etwa $+11$ und -16 kg/qcm. Sie können bei besonders heißen Rauchgasen und dicken Mauern auf $+18$ bzw. -25 kg/qcm steigen und müssen dann durch ein feuerfestes Futter herabgedrückt werden. In den oberen Trommeln nehmen die Wärmespannungen entsprechend der Mauer-

dicke ab. Bei Schornsteinen mit Futter betragen die Wärmespannungen im Außenmantel etwa + 6 bzw. — 9 kg/qcm und noch weniger.

Infolge der Wärmespannungen kann es geschehen, daß von mehreren gleich gebauten Schornsteinen bei einem Sturme nur die im Betriebe befindlichen einstürzen, während die kalt gestellten stehen bleiben.

Die Innenseite des Schornsteinmantels wird im Betriebe stärker erwärmt, als die Außenseite, der Mantel dehnt sich innen stärker aus, als auf der Außenseite und bewirkt sowohl eine Vergrößerung des Umfanges, als auch ein Wachsen der Höhe des Schornsteines. Unter Umständen kann der Höhenunterschied zwischen Innen und Außen so groß werden, daß die Lagerfugen außen klaffen und der Schornstein den Windangriffen gegenüber weniger widerstandsfähig wird. Thatsächlich hat man beobachtet, daß geheizte Schornsteine dem Sturme weniger widerstehen, als ungeheizte gleicher Art.

Die durch den Winddruck hervorgerufene Schubbeanspruchung ist so gering, daß sie gegenüber den sonstigen Beanspruchungen vernachlässigt werden kann.

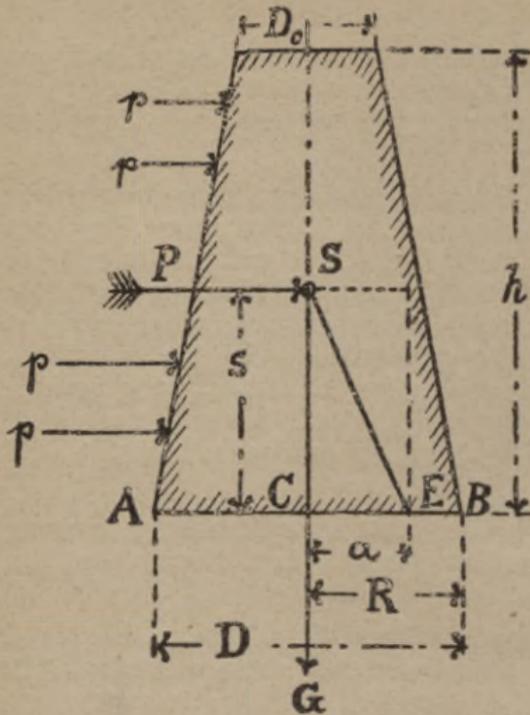
Außer den Beanspruchungen durch Eigengewicht, Winddruck und Wärmespannungen sind die Schornsteine auch noch mancherlei Gefahren ausgesetzt durch Blizschläge, Erderschütterungen und Selbstentzündungen.

19. Schwerpunkt. Der Abstand des Schwerpunktes von der Grundlinie ist beim Rechteck: $s = \frac{1}{2} h$. . . (16)

$$\text{Trapez: } s = \frac{D + 2 D_0}{D + D_0} \cdot \frac{h}{3} = \frac{R + 2 R_0}{R + R_0} \cdot \frac{h}{3} \quad (16a)$$

20. Widerstand des Schornsteines gegen Kippen. Unter der Voraussetzung, daß der Winddruck p in kg auf 1 qm der Außenfläche des Schornsteines in horizontaler Richtung auf die ganze Fläche desselben gleichmäßig verteilt wirkt, Fig. 3, kann der gesamte Winddruck P als im Schwerpunkt der Fläche F des Vertikalschnittes angreifend gedacht werden. Bezeichnet G das Gewicht des Körpers und AB die Kippfläche, dann muß für die Standfestigkeit des Körpers gegen Kippen um die Kante B sein

Fig. 3.



$GR > Ps$. (17)
 oder da $P = n F \cdot p$,
 $GR > n F \cdot p \cdot s$,
 worin n der von der Form der Fläche abhängige Winddruckkoeffizient ist, also:

das Produkt aus dem Gewichte des Körpers mit der halben Länge der Grundfläche muß größer sein, als das Produkt aus dem Winddruck mit der Entfernung des Schwerpunktes von der Kippfläche, oder: das Gewichtsmoment muß größer sein als das Winddruckmoment.

Da durch Vergrößerung des Anlaufes sich R vergrößert, so

ist ersichtlich, daß man durch Vergrößerung des Anlaufes jeden Grad von Sicherheit erreichen kann, ohne das Gewicht, also die Wandstärke zu ändern.

Da $F = (R + R_0) h$, so ist

$$P = n \cdot p \cdot F = n \cdot p (R + R_0) h;$$

ferner ist $s = \frac{h}{3} \cdot \frac{R + 2 R_0}{R + R_0}$, mithin das Winddruck-

$$\text{moment } M = Ps = n \cdot p (R + 2 R_0) \frac{h^2}{3} \dots \dots \dots (18)$$

worin n für runde Säulen = 0,67, für sechseckige = 0,71, und für 4eckige Säulen = 1,0 ist.

Die Bedingung für die Standfestigkeit des runden Schornsteines kann man unter Benutzung der Formel (12) schreiben:

$$J \cdot g \cdot R > P_s, \text{ oder}$$

$$n \cdot g \left[R^2 + RR_0 + R_0^2 - (r^2 + rr_0 + r_0^2) \right]$$

$$> 0,67 \cdot p \left(1 + \frac{2 R_0}{R} \right) h \dots \dots \dots (18a)$$

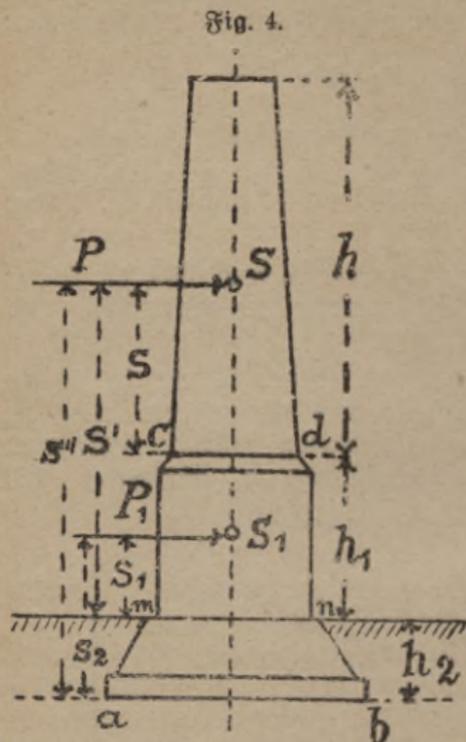
Für 8eckige Schornsteine sind anstatt n und 0,67 die Werte 3,314 und 0,71, für 4eckige Schornsteine die Werte 4,0 und 1 einzusetzen.

Um den Winddruck p_0 f. d. qm ebener Fläche in kg zu bestimmen, welchem der Schornstein noch widerstehen kann, bei dessen Ueberschreitung derselbe also kippen würde, setzt man $GR = P_s$. Unter Benutzung der Werte in Gleichung (18) erhält man

$$\left. \begin{aligned} \text{für runde Säulen } p_0 &= \frac{3 \cdot GR}{0,67 (R + 2R_0) h^2} = \\ & 4,5 \cdot \frac{G}{\left(1 + \frac{2 R_0}{R} \right) h^2} \dots \dots \dots \\ \text{für 8eckige Säulen } p_0 &= \frac{3 \cdot GR}{0,71 (R + 2R_0) h^2} = \\ & 4,2 \cdot \frac{G}{\left(1 + \frac{2 R_0}{R} \right) h^2} \dots \dots \dots \\ \text{für 4eckige Säulen } p_0 &= \frac{3 \cdot GR}{(R + 2 R_0) h^2} = \\ & 3 \cdot \frac{G}{\left(1 + \frac{2 R_0}{R} \right) h^2} \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} (19)$$

Hieraus ist die Ueberlegenheit der Standfestigkeit runder Säulen, namentlich gegenüber 4eckigen Säulen, klar ersichtlich.

21. Winddruckmomente.



Auf den Schaft von der Höhe h wirkt der Winddruck P im Schwerpunkt S der Vertikal-Schnittfläche, das Winddruckmoment in Bezug auf die Fuge cd ist daher $M = Ps$ (Fig. 4).

Auf den Sockel wirkt der Winddruck P_1 im Schwerpunkt S_1 . Auf die Fuge mn wirkt das Moment Ps_1 und das im Sockelschwerpunkte angreifende Moment P_1s_1 . Das gesamte auf die Fuge mn wirkende Moment ist daher $M_1 = Ps_1 + P_1s_1 = P(s + h_1) + P_1s_1$, und da $s_1 = \frac{1}{2} h_1$, so ist $M_1 = M + h_1(P + \frac{1}{2}P_1)$ (20)

Erhält der Sockel keinen Winddruck, so ist $M_1 = M + h_1 P$. . (20a)

In derselben Weise ergibt sich das Moment für die Bausohle $a b$ zu

$$M_2 = Ps'' + P_1s_2 = P(s' + h_2) + P_1(s_1 + h_2) \text{ d. i. } M_2 + M_1 + h_2(P + P_1) \quad (21)$$

hat der Schornstein keinen Sockel, so ist $M_2 = M + h_2 P$ (21a)

Das auf den Schaft wirkende Winddruckmoment ist mit Bezug auf die Schaftsohle cd $M = Ps$. Nach Formel (18) erhält man beim Winddrucke $p = 150 \text{ kg/qm}$

$$\left. \begin{aligned} \text{für die runde Säule: } M &= \frac{100}{3} (R + 2 R_0) h^2; \quad . \quad . \\ \text{für die sechseckige Säule: } M &= 35,5 (R + 2 R_0) h^2; \quad . \quad . \\ \text{für die vieredrige Säule: } M &= 50 (R + 2 R_0) h^2 \quad . \quad . \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Für den Winddruck $p = 125 \text{ kg/qm}$ erhält man entsprechend für die runde, sechseckige, vieredrige Säule $M = 28, 30, 42 (R + 2 R_0) h^2$.

22. Pressung S_0 in den Querschnitten bei Windstille, also nur durch das Eigengewicht hervorgerufen. Ist G das Gewicht der über dem Querschnitt f (in qm) lastenden Mauer-teile in kg , so wird

$$S_0 = \frac{G}{f \cdot 10000} \text{ kg/qcm} \dots \dots \dots (23)$$

23. Abstand a . Bei Einwirkung des Winddruckes P erhalten wir aus P und dem über dem betreffenden Querschnitte liegenden Eigengewichte G die Mittelkraft, welche die Fläche AB im Abstände a vom Schwerpunkte U schneidet (Fig. 3).

Es gilt die Gleichung $Ga = Ps = M$, daher

$$a = \frac{M}{G} \dots \dots \dots (24)$$

Für die Sockelsohle ist $a_1 = \frac{M}{G + G_1}$;

für die Bausohle ist $a_2 = \frac{M_2}{G + G_1 + G_2}$.

Damit der stoßweise wirkende Winddruck kein allzu weites Klaffen der Fugen durch allzu starke Schwankungen, und dadurch baldige Zerstörung herbeiführt, ist die Entfernung a des Druckmittelpunktes E vom Schwerpunkte des Querschnittes zu begrenzen. Rankine schlug vor, beim runden Querschnitte die Entfernung a nicht größer als $c = \frac{R}{2}$, und beim 4eckigen Querschnitte nicht größer als $c = \frac{2}{3} R$ werden zu lassen. Nach Professor Lang nehme man

$$a < c \text{ wobei } c = \frac{R}{2} + \frac{r}{4} = \frac{D}{4} + \frac{d}{8} \dots \dots (25)$$

R und r bedeuten hierin den Halbmesser des eingeschriebenen Kreises für den äußeren bezw. inneren Umfang des Schaftquerschnittes, wobei diese Querschnitte durch regelmäßige Vielecke begrenzt oder kreisförmig sein können.

Ist Gleichung (25) erfüllt, so können die Fugen höchstens auf die halbe Breite des Querschnittes klaffen.

24. Kantenpressungen. Nach dem Ministerial-Erlaß vom 30. April 1902 ist die größte Kantenpressung unter der Voraussetzung zu bestimmen, daß Zugfestigkeit nicht vorhanden ist und die Lagerfugen windseitig sich ungehindert öffnen können.

Hiernach ist bei der Berechnung der Standfestigkeit der Schornsteine der Nachweis zu führen, daß die größte Rand- oder Kantenpressung noch innerhalb der zulässigen Grenzen bleibt. Die Kantenpressungen in den gefährlichen Querschnitten müssen daher bei jedem Bauantrage nachgewiesen werden.

Auch in den oberen Absatzfugen darf die festgesetzte Höchstspannung nicht überschritten werden. Der Nachweis ist, falls die Trommeln gleiche Höhe haben, dadurch zu erbringen, daß außer für die unterste Fuge die Druckspannung für so viele darüber liegende Absatzfugen berechnet wird, bis sich eine Abnahme der Spannungen zeigt. Bei ungleichen Trommelhöhen ist die Kantenpressung für sämtliche Absatzfugen zu berechnen. In gleicher Weise ist die Kantenpressung für die Sohlfläche des Sockels zu berechnen.

Es wird in der Regel genügen, nur einige wenige Fugen hiernach zu untersuchen, da die Sicherheit des ganzen Bauwerkes stets von der einen relativ am meisten beanspruchten Fuge abhängen wird.

Nach dem Ministerial-Erlaß vom 30. April 1902 darf die höchste Kantenpressung, mit welcher das Schornsteinfundament unter Berücksichtigung des Winddruckmomentes den Erdboden belastet, in der Regel 3 kg/qcm nicht übersteigen. Dabei ist die Bedingung zu erfüllen, daß auf der Windseite das Fundament sich nicht vom Boden abhebt.

Die Beschaffenheit des Erdbodens, seine Feuchtigkeit, die Tiefe des Fundamentes und zahlreiche andere Umstände können die Höhe der zulässigen Beanspruchung beeinflussen.

Als gefährliche Querschnitte sind daher bei gleichen Trommelhöhen anzusehen: Die unteren Trommelsohlen, die Schaftsohle *cd* (Fig. 4), die Sockelsohle *mn* und die Bausohle *ab*. Ob der Querschnitt in Höhe der Fuchseinmündung zu berechnen ist, hängt davon ab, ob derselbe durch die Einführung der Rauchkanäle wesentlich geschwächt ist. Liegt die Fuchseinmündung und die Reinigungsöffnung oberhalb Erdgleiche, und ist der Sockel nicht ausnahmsweise kräftig gestaltet, bezw an den Einmündungsstellen entsprechend verstärkt, so entsteht dort eine solche Verschwächung des Querschnittes, daß ein besonderer Rechnungsnachweis über die Kantenpressungen in diesem schwachen Querschnitt erforderlich wird.

Bei den nach vorstehenden Regeln mit gleicher Trommelhöhe und gleichmäßiger Zunahme der Wandstärke entworfenen Schorn-

schnittes und \mathcal{S} die Spannung für den qem, so muß nach der Biegunsgleichung sein

$$\text{das Moment } Ga = w \cdot \mathcal{S}, \text{ also } \mathcal{S} = \frac{Ga}{w},$$

daher ist die Randspannung auf der einen Seite

$$\mathcal{S}'' = \mathcal{S}_0 + \mathcal{S} = \frac{G}{f} + \frac{Ga}{w},$$

und die Randspannung auf der anderen Seite

$$\mathcal{S}' = \mathcal{S}_0 - \mathcal{S} = \frac{G}{f} - \frac{Ga}{w}.$$

Letztere wird negativ und geht in Zugspannung über,

$$\text{wenn } \mathcal{S} > \mathcal{S}_0 \text{ oder } \frac{Ga}{w} > \frac{G}{f}.$$

26. Zentralkern. Auf der einen Seite der neutralen Achse oder Nulllinie haben wir positive oder Druckspannungen, auf der anderen Seite haben wir negative oder Zugspannungen; es wird mithin auch eine solche Lage des Angriffspunktes E geben, für welche die negative oder Zugspannung = 0 wird. Soll daher der Querschnitt nur einer Art Beanspruchung unterliegen, so folgt daraus die Bedingung, daß die Nulllinie außerhalb des Querschnittes fallen muß oder denselben im Grenzfall höchstens berühren darf. Der geometrische Ort der Punkte, welche zu den berührenden Nulllinien gehören, umschließt den Zentralkern. Unter Zentralkern oder Kern des Querschnittes versteht man demnach die Begrenzungslinien, innerhalb deren der Angriffspunkt der Resultanten liegen kann, ohne daß Zugspannungen auftreten.

$$\text{Hierfür müssen sein } \mathcal{S}' = \mathcal{S}_0 - \mathcal{S} = 0 \text{ oder } \frac{G}{f} - \frac{Ga}{w} = 0,$$

$$\text{daher } a = \frac{Gw}{Gf} = \frac{w}{f}, \text{ folglich ist als Kernabstand } a =$$

$$k = \frac{w}{f} \dots \dots \dots (26)$$

$$\text{Für den Kreisring ist } w = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{R^4 - r^4}{R} \text{ und } f = \pi (R^2 - r^2),$$

daher erhalten wir als Radius des Zentralkernes

$$k = \frac{R^2 - r^2}{4R} = \frac{R}{4} \left(1 + \frac{r^2}{R^2} \right) = \frac{D}{8} \left[1 + \left(\frac{d}{D} \right)^2 \right] \quad (27)$$

Der Angriffspunkt E der Druckresultanten darf sich also nicht weiter als k vom Mittelpunkte des Kreisringes entfernen, damit in demselben nur Druckspannungen auftreten. Für den vollen Kreis ist $k = 0,25 \cdot R$.

Für eckige Querschnitte sei R der Halbmesser des einbeschriebenen Kreises für den äußeren Umfang, r desgl. für den inneren Umfang.

Beim Quadrat ist der Kern des Querschnittes wiederum ein Quadrat, dessen Ecken auf den Hauptachsen liegen, sodaß die kleinste Kernweite $k = 0,236 \cdot R$ in der Richtung der Diagonalen liegt; durch Wegschneiden der Ecken des Quadrates kann man daher die kleinste Kernweite etwas vergrößern, weil die kleinste Kernweite für das Achteck bei demselben einbeschriebenen Kreise $k = 0,244 R$ ist.

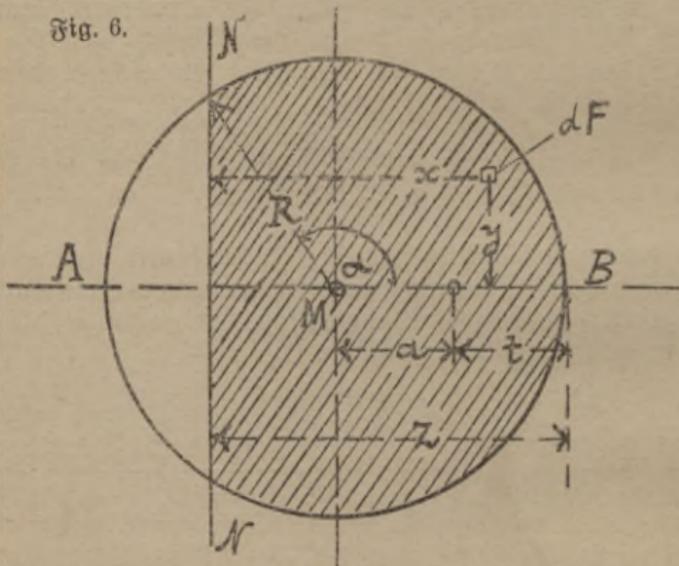
Ist b die Seite des Quadrats, so ist die kleinste Kernweite
 $k = 0,236 R = 0,118 b \dots \dots \dots (27a)$

In folgender Tabelle sind die Inhalte und kleinsten Kernweiten für die bei Schornsteinen vorkommenden Querschnitte zusammengestellt (wobei sämtliche Maße in m und die Querschnitte in qm auszudrücken sind):

Äußere Querschnittsform	Innere Querschnittsform	Inhalt des Querschnittes f	Kleinste Kernweite k
Kreis	Kreis	$\pi (R^2 - r^2)$	$0,250 R \left(1 + \frac{r^2}{R^2} \right)$
Achteck	Achteck	$3,314 (R^2 - r^2)$	$0,244 R \left(1 + \frac{r^2}{R^2} \right)$
Quadrat	Quadrat	$4,0 (R^2 - r_2)$	$0,236 R \left(1 + \frac{r^2}{R^2} \right)$
Achteck	Kreis	$3,314 R^2 - \pi r^2$	$\frac{0,876 R^4 - 0,785 r^4}{1,08 \cdot f \cdot R}$
Quadrat	Kreis	$4 R^2 - \pi r^2$	$\frac{1,333 R^4 - 0,785 r^4}{1,414 \cdot f \cdot R}$
Quadrat	Achteck	$4 R^2 - 3,314 r^2$	$\frac{1,333 R^4 - 0,876 r^4}{1,414 \cdot f \cdot R}$

27. Größte Druckspannung unter Ausschluß von Zugspannungen. Wirkt auf einen nur gegen Druckspannungen widerstandsfähigen Mauerkörper (Fig. 6) eine Druckkraft G normal zum Querschnitte im Spannungsmittelpunkte E (dem Angriffspunkte der Resultierenden), welcher außerhalb des Kernes aber innerhalb des Querschnittes liegt, so teilt die neutrale Achse oder Nulllinie NN den Querschnitt in zwei Teile, von denen der auf derselben Seite liegende Teil NBN Druckspannung erhält, während der auf der entgegengesetzten Seite liegende Teil NAN vollkommen wirkungslos bleibt und auf

Fig. 6.



die Spannungsverteilung gar keinen Einfluß hat. Der erstere wird der wirksame Querschnittteil genannt. Es lassen sich einige allgemeine Beziehungen zwischen der Lage des Spannungsmittelpunktes und der Größe der stärksten Spannung bei angenommener Lage der neutralen Achse herleiten. Der Punkt B hat die größte Spannung S_m auszuhalten. Bezeichnet man mit σ_1 die Spannung in der Entfernung l von der neutralen Achse, so ist $S_m = z \cdot \sigma_1$. Ein beliebiges Flächenteilchen dF des wirksamen Querschnittteiles mit den Koordinaten x und y erhalten eine Druckspannung $\sigma = x \cdot \sigma_1$, dann muß offenbar die

Summe der Druckspannungen auf die Flächenteilechen des wirksamen Querschnittes gleich der Druckkraft G sein. Es ist also:

$$G = \Sigma (dF \cdot \sigma) = \sigma_1 \Sigma (dF \cdot x)$$

$\Sigma (dF \cdot x) = S$ ist das statische Moment des wirksamen Querschnittsteiles auf die neutrale Achse bezogen. Man erhält:

$$G = \sigma_1 \cdot S \text{ oder } \sigma_1 = \frac{G}{S}$$

Da $\sigma_1 = \frac{\mathcal{E}_m}{z}$ ist, so ergibt sich die größte Druckspannung:

$$\mathcal{E}_m = \frac{G}{S} \cdot z \quad \dots \quad (28)$$

Für den Querschnitt muß das statische Moment aller inneren Kräfte gleich dem der äußeren sein. Die Druckkraft G , wirkt in Bezug auf die Nulllinie NN mit dem Hebelarm $z - t$: bildet also das Moment $G(z - t)$, und jedes Flächenteilechen dF mit der Spannung $\sigma = \sigma_1 \cdot x$ übt in Bezug auf die Nulllinie NN ein Moment $dF \cdot \sigma \cdot x = dF \cdot \sigma_1 \cdot x \cdot x$ aus. Es ist daher

$$G(z - t) = \sigma_1 \Sigma (dF \cdot x^2)$$

$\Sigma (dF \cdot x^2) = J$ ist das Trägheitsmoment des wirksamen Querschnittsteiles auf die neutrale Achse bezogen; man erhält:

$$G(z - t) = \sigma_1 \cdot J,$$

oder nach Einsetzung des obigen Wertes für σ_1 :

$$z - t = \frac{J}{S} \quad \dots \quad (29)$$

Die Lage der neutralen Achse ist nicht von vornherein bekannt, man kennt nur den ganzen Querschnitt und die Lage des Spannungsmittelpunktes E darin und hat erst umständliche Rechnungen vorzunehmen, um das wesentliche, die größte Druckspannung \mathcal{E}_m zu erfahren.

Beim kreisringförmigen Querschnitte (Fig 5) mit den Halbmessern R und r , also dem Flächeninhalte $(R^2 - r^2) \pi = F$ kann man für verschiedene Winkel von α , also für verschiedene Lagen der neutralen Achse NN das Trägheits- und statische Moment J und S des wirksamen Querschnittsteiles berechnen.

Die Lage von E ergibt sich dann aus $z - t = \frac{J}{S}$, und die

größte Druckspannung $\mathcal{E}_m = \frac{G}{S} z$. Für verschiedene Werte von α ergibt sich die Lage der neutralen Achse $z = R(1 - \cos \alpha)$.

Die Arbeit von Kock in der Zeitschrift des Arch = u. Ing. = Ver. zu Hannover 1882 behandelt den runden Querschnitt und gibt dafür die später von Heinemann a. a. O. 1891 erweiterten Tabellen, in welchen die Beziehungen von $\frac{t}{R}$, $\frac{z}{R}$ und $\frac{r}{R}$, sowie in einer zweiten Tabelle von $\frac{t}{R}$, $\frac{z}{R}$ und $\left(\frac{S_m}{G}\right) \left(\frac{1}{R^2 - r^2}\right)$, (S_m also auf eine Grundspannung $\frac{G}{R^2 - r^2}$ bezogen), für verschiedene Werte von α zusammengestellt sind.

Nachstehend ist die zweite Kock'sche Tabelle im Auszuge mitgeteilt, welche die Werte von $\left(\frac{S_m}{G}\right) \left(\frac{1}{R^2 - r^2}\right)$ enthält:

$\frac{r}{R}$	$\frac{t}{R}$								
	0,7	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25
0,5	0,63	0,73	0,8	0,88	1,00	1,16	1,38	1,74	2,29
0,6	0,6	0,69	0,75	0,82	0,91	1,03	1,21	1,48	1,93
0,7	0,58	0,66	0,71	0,76	0,83	0,92	1,06	1,24	1,55
0,8	0,55	0,63	0,67	0,71	0,77	0,84	0,94	1,06	1,26
0,9	0,53	0,60	0,63	0,67	0,72	0,77	0,84	0,93	1,06

Die vorstehend erörterte rechnerische Untersuchung von Mauerkörpern mit kreisförmigem Querschnitte bei Belastungen außerhalb des Kernes kann einfacher und hinreichend genau nach Näherungsformeln durchgeführt werden. Zur Ermittlung der Lage der Nulllinie NN bei gegebenem Kraftangriffspunkte E, sowie für die unmittelbare Berechnung der größten Kanten-

pressung gibt Reck (Vorträge über Elastizitäts- und Festigkeitslehre S. 160) nachstehende Näherungsformeln (Fig. 6):

$$\frac{z}{t} = \frac{7}{3} + 0,58 \left(\frac{t}{R} \right)^2 \dots \dots \dots (30)$$

$$\mathcal{E}_m = \frac{0,58 G}{t \sqrt{2 R t}} \dots \dots \dots (31)$$

oder $z = 2^{1/3}$ bis $2^{2/3} t$, und

$$\mathcal{E}_m = 0,6 \frac{G}{t \sqrt{2 R t}}$$

Hierbei ist in Formel (30) und (31) für alle möglichen Verhältniszahlen $\frac{t}{R}$ der unveränderliche Näherungswert $\frac{0,58}{\sqrt{2}} = 0,410$ angenommen. Genauere Ergebnisse liefert die von Professor Neumann (Zentralbl. der Bauverw. 1901 S. 371) angegebene Näherungsformel:

$$\mathcal{E}_m = \left(0,372 + 0,056 \frac{t}{R} \right) \frac{G}{t \sqrt{R t}} \dots \dots \dots (31a)$$

Hüppner gibt (Wochenchr. f. Arch. und Ing.-Wesen 1898 S. 298) für Kreisringquerschnitte die recht einfachen Formeln:

$$\mathcal{E}_m = 2 \mathcal{E}_0 \cdot \frac{R-k}{R-a}; \quad z = 2 R \cdot \frac{R-a}{R-k} \dots \dots (31b)$$

Professor Lang berechnet nach einer von ihm aufgestellten Näherungsformel (s. Zeitschr. d. B. d. Ing. 1899 S. 923) die größte Druckspannung \mathcal{E}_m aus den nach der Biegungsgleichung ermittelten Randspannungen \mathcal{E}' und \mathcal{E}'' , [s. u. Formel (34)].

Alle diese Formeln gelten selbstverständlich nur für Kräfte, die innerhalb des Querschnittes und außerhalb des Kernes angreifen, wenn also folgende Bedingung erfüllt ist:

$$0 < t < 0,75 R.$$

Berechnungsweise. Da nach dem Min.-Erl. v. 30. April 1902 Zugspannungen im Mauerwerk nicht in Betracht zu ziehen sind, so scheiden diejenigen Berechnungsweisen aus, welche den Schornstein lediglich als einen auf Druck und Biegung beanspruchten stabförmigen Körper betrachten. Für die Berechnung von runden Schornsteinsäulen erkannte die Kommission die Ermittlung der größten Druckspannung mit Hilfe der Reck'schen

Tabellen als einfach und sicher an. Als nicht minder vortrefflich erachtete die Kommission das von Prof. Lang angegebene Verfahren, welches auch die Schornsteine mit eckigen Querschnitten umfaßt. Wir folgen der Berechnungsweise von Professor Lang (s. Zeitschr. des Ver. Deutsch. Ing. 1899. S. 894), welches gegenüber dem Rechnungsverfahren mit den Kek'schen Tabellen manche Vorzüge aufweist. Die Lang'sche Rechnung ist einfacher und übersichtlicher, benötigt keiner Tabellen und umfaßt außerdem die eckigen Querschnitte, während sich die Rechnungsweise mit den Kek'schen Tabellen nur auf runde Querschnitte bezieht.

Prof. Lang berechnet nach der von ihm aufgestellten Näherungsformel die größte Druckspannung S_m bei klaffenden Fugen, also ohne Voraussetzung von Zugspannung, aus den nach der Biegungsgleichung ermittelten Randspannungen S' und S'' .

Aus Gleichung (26) $k = \frac{w}{f}$ folgt $w = k \cdot f$, daher erhalten wir für die im Abschnitt (27) ermittelten Werte der Randspannungen S'' und S' :

$$\begin{aligned} S'' &= \frac{G}{f} + \frac{Ga}{fk} = \frac{G}{f} \left(1 + \frac{a}{k}\right) = S_0 \left(1 + \frac{a}{k}\right) \\ S' &= \frac{G}{f} - \frac{Ga}{fk} = \frac{G}{f} \left(1 - \frac{a}{k}\right) \end{aligned} \quad (32)$$

Solange $a < c$, wobei nach Gleichung (25) $c = \frac{R}{2} + \frac{r}{4}$ ist, erhält man $S_m < S'' + S' *$ (33)

Den genaueren Wert der größten Druckspannungen erhält man aus der Lang'schen Näherungsformel:

$$S_m = \frac{S''}{(+)} + \frac{S'}{(-)} \left(\frac{a - k}{c - k}\right)^2 \quad (34)$$

Gleichung (34) kann auch noch für $a > c$ benutzt werden.

Für die Bausohle darf a höchstens $= k$ sein, der Druckmittelpunkt E muß also innerhalb des Zentralkernes fallen, um Zugspannungen und ein Abheben der Grundplatte zu vermeiden.

Überschreitet die größte Kantenpressung die zulässige Grenze, so muß man die gewählten Abmessungen ändern und die Berechnung dann wiederholen.

Die vorstehend angegebenen Berechnungen sind nur als rohe Annäherungen an die Wirklichkeit anzusehen, da die beträchtlichen

*) S' ist für sich, unabhängig vom Vorzeichen, zu nehmen.

Wärmespannungen und die erheblichen Spannungsvergrößerungen infolge des Schwankens der Schornsteine beim Sturme vernachlässigt sind.

Die Rechnungen werden übersichtlicher und Rechnungsfehler werden leichter erkannt durch Eintragung der einzelnen Resultate in Rechnungstabellen. Durch Anwendung der bekannten Rechenhilfsmittel, Rechenschieber, oder des aus einer übersichtlichen Tafel bestehenden Graphischen Ein-Mal-Eins von G. Herrmann (Verlag von Bieweg & Sohn in Braunschweig), oder eines Zahlenbuches, z. B. des 1897 von H. C. Schmidt herausgegebenen Zahlenbuches nach dem Entwurfe von C. Cario in Magdeburg wird die Rechenarbeit weiterhin wesentlich erleichtert und vereinfacht.

28. Schornsteintabelle. Der Magdeburger Verein für Dampfkesselbetrieb hat sich der dankenswerten Aufgabe unterzogen, eine Reihe von Schornsteinen zu berechnen und das Ergebnis durch Flugblätter mitzuteilen, denen nachstehende Zusammenstellung entnommen ist. Hierbei ist ein Winddruck von 150 kg/qm und ein Mauergewicht von 1700 kg/cbm zu grunde gelegt worden. Die Zusammenstellung umfaßt runde Schornsteinsäulen in den Höhen von 10 bis 70 m und ist in Abstufungen von 5 zu 5 m geordnet. Für jede Höhe sind vier verschiedene Weiten vorgesehen. Die Schornsteine entsprechen den Kommissionsbeschlüssen von 1900, demnach auch dem Minist.-Erlasse vom 30. April 1902.

Kommt schwereres Mauerwerk als von 1700 kg/cbm zur Anwendung, so wird die Standsicherheit größer und es können die in der Zusammenstellung enthaltenen Abmessungen beibehalten werden. Wird leichteres Mauerwerk angewendet, so müssen die Schornsteine entsprechend verstärkt und umgerechnet werden.

Ferner sind drei kleine Schornsteine als quadratisch berechnet, weil man bei kleineren Schornsteinen allenfalls noch quadratischen Querschnitt wählt, wenn der Bezug von Formsteinen in so kleinen Mengen nicht lohnt.

Außer den Bezeichnungen unter Nr. 13 auf Seite 19 gelten noch folgende:

n = Anzahl der Absätze der Schornsteinsäule

\triangle = Zunahme der Wandstärke für den nächst unteren Absatz in m

d_1 = Wandstärke des obersten Absatzes in m

d_n = Wandstärke des untersten " " "

z = Höhe der Absätze bei gleichmäßiger Einteilung in m

z_1 = etwa abweichende Höhe des obersten Absatzes in m.

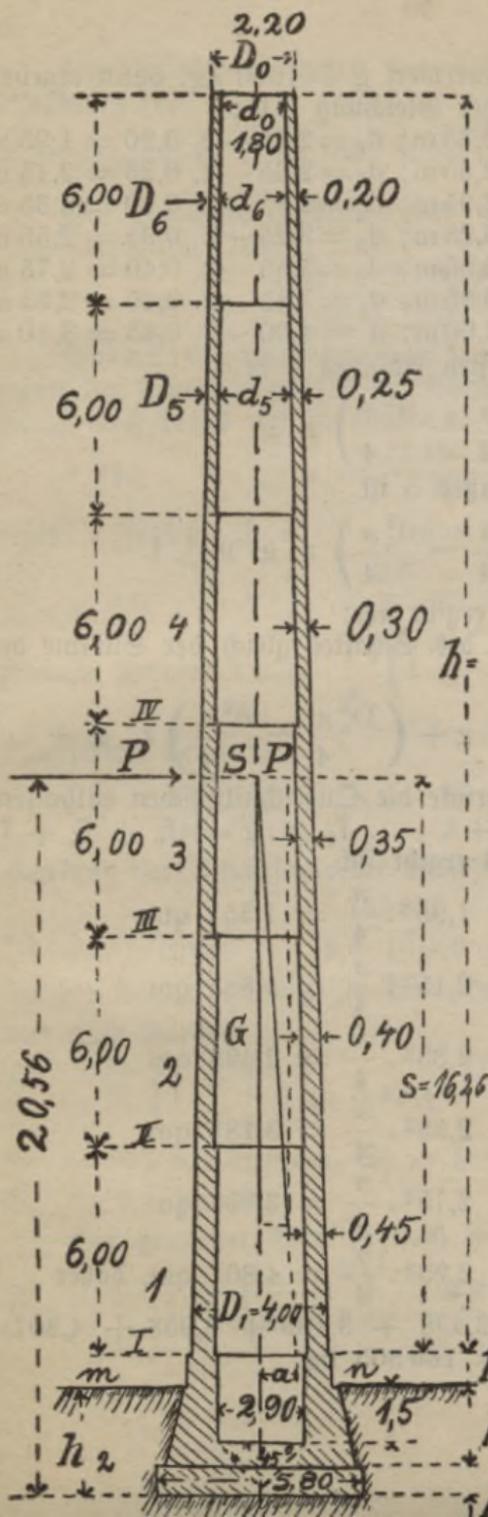
Runde Schornsteine.

h	d ₀	z	z ₁	R	r	R ₀	r ₀	∠	δ ₁	δ _n	n	G	Σ ₀	Σ''	Σ'	Σ _m
10	0,30	2,50	2,50	0,670	0,320	0,350	0,150	0,05	0,20	0,35	4	11,4	1,0	3,1	-1,0	4,0
	0,40	3,385	3,23	0,686	0,385	0,400	0,200	0,05	0,20	0,30	3	11,4	1,1	3,3	-1,1	4,3
	0,50	3,40	3,20	0,690	0,390	0,450	0,250	0,05	0,20	0,30	3	12,1	1,2	3,5	-1,1	4,5
	0,60	3,40	3,20	0,700	0,400	0,500	0,300	0,05	0,20	0,30	3	12,8	1,2	3,6	-1,1	4,6
15	0,40	3,00	3,00	0,850	0,450	0,400	0,200	0,05	0,20	0,40	5	23,8	1,4	4,3	-1,4	5,7
	0,50	3,00	3,00	0,850	0,450	0,450	0,250	0,05	0,20	0,40	5	24,8	1,5	4,5	-1,4	5,8
	0,60	3,75	3,75	0,880	0,530	0,500	0,300	0,05	0,20	0,35	4	25,0	1,6	4,6	-1,4	6,0
	0,70	3,75	3,75	0,890	0,540	0,55	0,35	0,05	0,20	0,35	4	26,2	1,7	4,8	-1,5	6,2
20	0,50	3,40	3,00	1,020	0,570	0,450	0,250	0,05	0,20	0,45	6	42,2	1,9	5,3	-1,5	6,4
	0,60	4,00	4,00	1,050	0,650	0,500	0,300	0,05	0,20	0,40	5	41,7	2,0	5,5	-1,6	6,8
	0,70	4,00	4,00	1,080	0,680	0,550	0,350	0,05	0,20	0,40	5	44,2	2,0	5,5	-1,5	6,6
	0,80	4,00	4,00	1,090	0,690	0,600	0,400	0,05	0,20	0,40	5	45,9	2,1	5,6	-1,5	6,7
25	0,75	4,20	4,00	1,240	0,790	0,575	0,375	0,05	0,20	0,45	6	67,7	2,4	6,3	-1,6	7,4
	1,00	4,20	4,00	1,280	0,830	0,700	0,500	0,05	0,20	0,45	6	74,3	2,5	6,6	-1,6	7,5
	1,25	4,20	4,00	1,330	0,880	0,825	0,625	0,05	0,20	0,45	6	81,6	2,6	6,8	-1,6	7,5
	1,50	4,20	4,00	1,350	0,900	0,950	0,750	0,05	0,20	0,45	6	87,2	2,7	7,1	-1,6	7,9
30	1,00	4,30	4,20	1,425	0,925	0,700	0,500	0,05	0,20	0,50	7	104,7	2,8	7,4	-1,7	8,2
	1,25	4,30	4,20	1,470	0,970	0,825	0,625	0,05	0,20	0,50	7	113,0	3,0	7,6	-1,7	8,2
	1,50	5,00	5,00	1,550	1,100	0,950	0,750	0,05	0,20	0,45	6	116,4	3,1	8,0	-1,6	8,5
	1,75	5,00	5,00	1,600	1,150	1,075	0,875	0,05	0,20	0,45	6	125,0	3,2	8,0	-1,6	8,6
35	1,25	4,40	4,20	1,596	1,046	0,825	0,625	0,05	0,20	0,55	8	149,9	3,3	8,4	-1,8	9,1
	1,50	5,00	5,00	1,690	1,190	0,950	0,750	0,05	0,25	0,50	7	155,3	3,4	8,5	-1,7	9,2
	1,75	5,00	5,00	1,740	1,240	1,075	0,875	0,05	0,20	0,50	7	165,3	3,6	8,7	-1,6	9,8
	2,00	5,00	5,00	1,760	1,260	1,200	1,000	0,05	0,20	0,50	7	174,6	3,7	9,0	-1,7	9,6

h	d ₀	z	z ₁	R	r	R ₀	r ₀	A	δ ₁	δ _n	n	G	Σ ₀	Σ''	Σ'	Σ _m
40	1,50	5,80	5,20	1,770	1,220	1,000	0,750	0,05	0,25	0,55	7	210,6	4,1	10,1	-1,9	10,7
	1,75	5,80	5,20	1,835	1,285	1,125	0,875	0,05	0,25	0,55	7	224,7	4,2	10,1	-1,7	10,5
	2,00	5,80	5,20	1,840	1,290	1,250	1,000	0,05	0,25	0,55	7	234,6	4,3	10,6	-1,9	11,1
	2,25	5,50	5,20	1,885	1,335	1,375	1,125	0,05	0,25	0,55	7	255,7	4,6	10,8	-1,8	11,2
45	1,75	5,70	5,10	1,930	1,330	1,125	0,875	0,05	0,25	0,60	8	277,4	4,5	11,0	-1,9	11,5
	2,00	5,70	5,10	1,970	1,370	1,250	1,000	0,05	0,25	0,60	8	299,1	4,7	11,2	-1,9	11,7
	2,25	5,70	5,10	2,000	1,400	1,375	1,125	0,05	0,25	0,60	8	307,7	4,8	11,5	-1,9	12,0
	2,50	5,70	5,10	2,080	1,480	1,500	1,250	0,05	0,25	0,60	8	327,9	4,9	11,4	-1,6	11,7
50	2,00	6,25	6,25	2,125	1,525	1,250	1,000	0,05	0,25	0,60	8	346,6	5,0	12,0	-1,9	12,5
	2,25	6,25	6,25	2,175	1,575	1,375	1,125	0,05	0,25	0,60	8	364,3	5,2	12,2	-1,9	12,4
	2,50	6,25	6,25	2,230	1,630	1,500	1,250	0,05	0,25	0,60	8	383,7	5,3	12,3	-1,7	12,6
	2,75	6,25	6,25	2,290	1,690	1,625	1,375	0,05	0,25	0,60	8	403,6	5,4	12,3	-1,6	12,5
55	2,25	6,20	5,40	2,270	1,620	1,375	1,125	0,05	0,25	0,65	9	435,9	5,5	12,9	-2,0	13,3
	2,50	6,20	5,40	2,340	1,690	1,500	1,250	0,05	0,25	0,65	9	470,4	5,6	13,1	-1,9	13,4
	2,75	6,20	5,40	2,430	1,780	1,625	1,375	0,05	0,25	0,65	9	488,4	5,7	12,8	-1,5	13,0
	3,00	6,20	5,40	2,480	1,830	1,750	1,500	0,05	0,25	0,65	9	510,0	5,8	12,9	-1,4	13,1
60	2,50	6,70	6,40	2,460	1,810	1,500	1,250	0,05	0,25	0,65	9	524,5	6,0	13,9	-1,9	14,3
	2,75	6,70	6,40	2,560	1,910	1,625	1,375	0,05	0,25	0,65	9	554,3	6,1	13,7	-1,6	13,9
	3,00	6,70	6,40	2,620	1,970	1,750	1,500	0,05	0,25	0,65	9	579,5	6,2	13,8	-1,5	14,0
	3,25	6,70	6,40	2,690	2,040	1,875	1,625	0,05	0,25	0,65	9	606,5	6,3	13,8	-1,3	13,9
65	2,75	6,50	6,50	2,650	1,950	1,625	1,375	0,05	0,25	0,70	10	647,4	6,4	14,4	-1,7	14,6
	3,00	6,50	6,50	2,700	2,000	1,750	1,500	0,05	0,25	0,70	10	674,3	6,5	14,6	-1,6	14,8
	3,25	6,50	6,50	2,770	2,070	1,875	1,625	0,05	0,25	0,70	10	705,1	6,6	14,7	-1,5	14,8
	3,50	6,50	6,50	2,830	2,130	2,000	1,750	0,05	0,25	0,70	10	733,9	6,7	14,7	-1,3	14,8
70	3,00	7,00	7,00	2,800	2,100	1,750	1,500	0,05	0,25	0,70	10	748,3	6,9	15,6	-1,8	15,8
	3,25	7,00	7,00	2,900	2,200	1,875	1,625	0,05	0,25	0,70	10	786,1	7,0	15,5	-1,5	15,6
	3,50	7,00	7,00	2,960	2,260	2,000	1,750	0,05	0,25	0,70	10	817,0	7,1	15,6	-1,4	15,7
	3,75	7,00	7,00	3,050	2,350	2,125	1,875	0,05	0,25	0,70	10	854,3	7,2	15,5	-1,0	15,6

Quadratische Schornsteine.

h	d ₀	z	z ₁	R ₀	r ₀	R	r	δ ₁	∠	g	G	S ₀	S'	S''	S _m
10	0,3	6,4	3,6	0,40	0,15	0,71	0,33	0,25	0,13	1700	17970	1,14	1,22	3,49	4,54
20	0,5	5,0	5,0	0,50	0,25	1,11	0,47	0,25	0,13	1700	74350	1,84	1,64	5,31	6,22
30	1,0	7,5	7,5	0,75	0,50	1,53	0,89	0,25	0,13	1700	175200	2,83	1,75	7,41	7,42



C. Beispiel für die statische Berechnung eines runden Schornsteines (Fig. 7).

(Vergl. F. Bastine, Berechnung und Bau hoher Schornsteine. Leipzig 1898, S. 77.)

Schornstein mit 1,80 m oberer lichter Weite, 6,00 m hohen Absätzen des Schaftes und rundem Sockel von 1,00 m Höhe.

$$h = 36,00$$

Es sei:

die Höhe der Säule

$$h = 36,00 \text{ m,}$$

der äußere Durchmesser

$$\text{oben } D_0 = 2,20 \text{ m,}$$

der äußere Durchmesser

$$\text{unten } D = 4,00 \text{ m,}$$

der innere Durchmesser

$$\text{unten } d = 3,10 \text{ m.}$$

Die Durchmesserzunahme

$$\text{für } 1,0 \text{ m Höhe} = 50 \text{ mm,}$$

z die Höhe der einzelnen Absätze,

$D_6, D_5, D_4 \dots$ die mitt-

leren äußeren Durch-

messer der Absätze,

$d_6, d_5, d_4 \dots$ die mitt-

leren inneren Durch-

messer der Absätze.

$f_6, f_5, f_4 \dots$

die Querschnitts-

flächen der ein-

zelnen Absätze

in der Mitte

ihrer Höhe,

$$h_1 = 1,00$$

$$h_2 = 2,50$$

$$h_3 = 0,80$$

$$S = 1626$$

das Gewicht f. d. ehm Mauerwerk $g = 1600$ kg, dann ergeben sich die Durchmesser nach der Gleichung (11);

$$D_6 = 2,20 + 3,0 \cdot 0,05 = 2,35 \text{ m}; d_6 = 2,35 - 2 \cdot 0,20 = 1,95 \text{ m}$$

$$D_5 = 2,35 + 6,0 \cdot 0,05 = 2,65 \text{ m}; d_5 = 2,65 - 2 \cdot 0,25 = 2,15 \text{ m}$$

$$D_4 = 2,65 + 6,0 \cdot 0,05 = 2,95 \text{ m}; d_4 = 2,95 - 2 \cdot 0,30 = 2,35 \text{ m}$$

$$D_3 = 2,95 + 6,0 \cdot 0,05 = 3,25 \text{ m}; d_3 = 3,25 - 2 \cdot 0,35 = 2,55 \text{ m}$$

$$D_2 = 3,25 + 6,0 \cdot 0,05 = 3,55 \text{ m}; d_2 = 3,55 - 2 \cdot 0,40 = 2,75 \text{ m}$$

$$D_1 = 3,55 + 6,0 \cdot 0,05 = 3,85 \text{ m}; d_1 = 3,85 - 2 \cdot 0,45 = 2,95 \text{ m}$$

$$D = 3,85 + 3,0 \cdot 0,05 = 4,00 \text{ m}; d = 4,00 - 2 \cdot 0,45 = 3,10 \text{ m}$$

Das Gewicht des obersten Absatzes 6 ist

$$\left(\frac{D_6^2 \pi}{4} - \frac{d_6^2 \pi}{4} \right) z \cdot g$$

Das Gewicht des Absatzes 5 ist

$$\left(\frac{D_5^2 \pi}{4} - \frac{d_5^2 \pi}{4} \right) z \cdot g \text{ u. s. f.}$$

Für die Lagerfuge I ergibt sich:

Das Gesamtgewicht G des Schaftes gleich der Summe der einzelnen Absätze

$$G = \left(\frac{D_6^2 \pi}{4} - \frac{d_6^2 \pi}{4} \right) z \cdot g + \left(\frac{D_5^2 \pi}{4} - \frac{d_5^2 \pi}{4} \right) z \cdot g + \dots$$

oder, da die Klammerausdrücke die Querschnittsflächen enthalten, $G = f_6 \cdot z \cdot g + f_5 \cdot z \cdot g + \dots + f_1 \cdot z \cdot g = (f_6 + f_5 + f_4 + f_3 + f_2 + f_1) z \cdot g$. Es ergibt sich

$$f_6 = 2,35^2 \cdot \frac{\pi}{4} - 1,95^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1,351 \text{ qm}$$

$$f_5 = 2,65^2 \cdot \frac{\pi}{4} - 2,15^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 1,885 \text{ qm}$$

$$f_4 = 2,95^2 \cdot \frac{\pi}{4} - 2,35^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 2,498 \text{ qm}$$

$$f_3 = 3,25^2 \cdot \frac{\pi}{4} - 2,55^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 3,189 \text{ qm}$$

$$f_2 = 3,55^2 \cdot \frac{\pi}{4} - 2,75^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 3,958 \text{ qm}$$

$$f_1 = 3,85^2 \cdot \frac{\pi}{4} - 2,95^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 4,807 \text{ qm, daher}$$

$$G = (1,351 + 1,885 + 2,498 + 3,189 + 3,958 + 4,807) \cdot 6,00 \cdot 1600 = 169\,805 \text{ kg.}$$

Der Winddruck gegen die Schornsteinsäule beträgt nach Gleichung (5)

$$P = \frac{2}{3} \cdot 150 \cdot F = 100 \cdot 36 \frac{(4,00 + 2,20)}{2} = 11\,160 \text{ kg.}$$

Der Schwerpunktabstand der Säule über der Ebene I ist nach Gleichung (16a)

$$s = \frac{36}{3} \cdot \frac{4,00 + 2 \cdot 2,20}{4,00 + 2,20} = 16,26 \text{ m.}$$

Durch das Winddruckmoment $M = Ps$ verlegt sich der Angriffspunkt der Schwerkraft G in der Ebene der Lagerfuge I aus deren Mitte nach rechts um die Größe a , welche sich aus der Gleichung

$$Ga = Ps \text{ zu } a = \frac{11\,160 \cdot 16,26}{169\,800} = 1,07 \text{ m}$$

ergibt. Zulässig ist $a < c$, wobei nach Formel (25)

$$c = \frac{R}{2} + \frac{r}{4} = \frac{2,0}{2} + \frac{1,55}{4} = 1,39 \text{ m.}$$

$$\text{Kleinste Kernweite } k = \frac{R}{4} \left(1 + \frac{r^2}{R^2} \right) = \frac{2}{4} \left(1 + \frac{1,55^2}{2^2} \right) = 0,8 \text{ m}$$

Querschnitt bei I ist

$$f = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = \frac{\pi}{4} (4,0^2 - 3,1^2) = 5,0 \text{ qm}$$

Pressung der Schaftsohle bei Windstille nach Formel (23)

$$\mathcal{S}_0 = \frac{G}{f \cdot 10\,000} = \frac{169\,805}{5,0 \cdot 10\,000} = 3,43 \text{ kg/qcm}$$

Größte Kantendruck bei Winddruck $\mathcal{S}_m < \mathcal{S}'' + \mathcal{S}'$
und nach Formel (32) (+) (-)

$$\mathcal{S}'' = \mathcal{S}_0 \left(1 + \frac{a}{k} \right) = 3,43 \left(1 + \frac{1,07}{0,8} \right) = 3,43 (1 \pm 1,34)$$

$$\mathcal{S}'' = (+) 8,2 \text{ kg/qcm, } \mathcal{S}' = (-) 1,2 \text{ kg/qcm}$$

$$\mathcal{S}_m < 9,4 \text{ kg/qcm.}$$

Der genauere Wert ist nach Formel (34)

$$\mathcal{S}_m = \mathcal{S}'' + \mathcal{S}' \left(\frac{a - k}{c - k} \right)^2 = 8,2 + 1,2 \left(\frac{1,07 - 0,8}{1,39 - 0,8} \right)^2 = 8,45 \text{ kg/qcm}$$

Der Winddruck p_0 , welchem die Schornsteinsäule über der Lagerfuge I noch Widerstand zu leisten vermag, ergibt sich aus (19)

$$p_0 = \frac{4,5 \cdot G}{\left(1 + \frac{2R_0}{R}\right) h^2} = \frac{4,5 \cdot 169\,805}{\left(1 + \frac{2 \cdot 1,10}{2}\right) 36^2} = 288 \text{ kg/qm.}$$

Für die Lagerfuge II ergibt sich:

Gewicht der über II befindlichen Schornsteinsäule

$$G' = (f_6 + f_5 + f_4 + f_3 + f_2) z \cdot g = (1,351 + 1,885 + 2,498 + 3,189 + 3,958) 6,00 \cdot 1600 = 1\,23658 \text{ kg}$$

Winddruck gegen die über II befindliche Schornsteinsäule

$$P' = 100 \cdot 15 (3,70 + 2,20) = 8850 \text{ kg}$$

Schwerpunktabstand der über II befindlichen Schornsteinsäule von der Ebene II

$$s' = \frac{30 \cdot 3,70 + 2 \cdot 2,20}{3 \cdot 3,70 + 2,20} = 13,73 \text{ m}$$

Ferner ergibt sich aus der Gleichung

$$G' a' = P' \cdot s.$$

$$a' = \frac{8850 \cdot 13,73}{123658} = 0,98 \text{ m}$$

$$a' < c, \text{ wobei } c = \frac{R_r}{2} + \frac{r_r}{4} = 1,31$$

$$\text{Kleinste Kernweite } k = \frac{R_r}{4} \left(1 + \frac{r_r^2}{R_r^2}\right) = \frac{1,85}{4} \left(1 + \frac{1,45^2}{1,85^2}\right) = 0,75 \text{ m}$$

Querschnitt bei II ist $f = \frac{\pi}{4} (3,7^2 - 2,9^2) = 4,12 \text{ qm}$

$$\sigma_0 = \frac{G'}{f^2 10000} = \frac{123658}{4,12 \cdot 10000} = 3,02 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_0'' = \sigma_0 \left(1 + \frac{a}{k}\right) = 3,02 \left(1 + \frac{0,98}{0,75}\right) = 3,02 (1 + 1,30) = \frac{7,20}{0,93} \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_m < 7,20 + 0,93; \sigma_m < 8,13 \text{ kg/qcm.}$$

Für die höher gelegenen Lagerfugen III, IV u. s. f. nimmt die Kantendruckung stetig ab.

Berechnung der Sockelsohle (Lagerfuge mm).

Die äußeren Durchmesser des Sockels sind oben 4,30 m, unten 4,40 m, der innere Durchmesser 2,90 m, daher ist das Sockelgewicht

$$G_1 = \left(4,35^2 \frac{\pi}{4} - 2,90^2 \frac{\pi}{4} \right) 1,0 \cdot 1600 = 13210 \text{ kg.}$$

Der Winddruck auf den Sockel ist

$$P_1 = \frac{2}{3} \cdot p \cdot F = \frac{2}{3} \cdot 150 \cdot D_m \cdot h_1 = 100 \cdot 4,35 \cdot 1,0 = 435 \text{ kg}$$

Da man den Angriffspunkt des Winddruckes annähernd in halber Sockelhöhe annehmen kann, so ist das auf die Sockelsohle wirkende Winddruckmoment nach Formel (20)

$$M_1 = M + h_1 (P + \frac{1}{2} P_1) \\ = 11160 \cdot 16,26 + 1,0 (11160 + \frac{1}{2} \cdot 435) = 192380 \text{ kgm.}$$

Der Ausschlag des Druckmittelpunktes nach (24)

$$a_1 = \frac{M_1}{G + G_1} = \frac{192380}{169805 + 13210} = 1,05 \text{ m}$$

der zulässige Ausschlag nach (25)

$$c = \frac{D}{4} + \frac{d}{8} = \frac{4,40}{4} + \frac{2,90}{8} = 1,46 \text{ m}$$

$$\text{die kleinste Kernweite ist nach (27) } k_1 = \frac{D}{8} \left[1 + \left(\frac{d}{D} \right)^2 \right]$$

$$= \frac{4,40}{8} \left[1 + \left(\frac{2,90}{4,40} \right)^2 \right] = 0,91 \text{ m}$$

Der Querschnitt der Sockelsohle ist

$$f_1 = \frac{\pi}{4} D^2 - \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} 4,40^2 - \frac{\pi}{4} 2,90^2 = 8,60 \text{ qm}$$

Die Pressung durch das Eigengewicht ist nach (23)

$$\mathcal{E}_0 = \frac{G_1 + G}{f_1 \cdot 10000} = \frac{13210 + 169805}{8,60 \cdot 1000} = 2,13 \text{ kg/qcm.}$$

$$\text{Die Spannungen sind nach (32) } \mathcal{E}' = \mathcal{E}_0 \left(1 + \frac{a_1}{K_1} \right) =$$

$$2,13 \left(1 + \frac{1,05}{0,91} \right) = 2,13 \left(1 + 1,15 \right) = \frac{4,6}{0,32} \text{ kg/qcm.}$$

Die größte Kantenpressung nach (33)

$$\mathcal{E}_m < \mathcal{E}'' + \mathcal{E}' < 4,6 + 0,32; \mathcal{E}_m < 4,92 \text{ kg/qcm.}$$

Zulässig sind für Kalkmörtel 7 kg/qcm, für verlängerten Zementmörtel 12 — 15 kg qcm.

Berechnung der Bausohle.

Der aus Beton hergestellte Grundbau besteht aus einer abgestumpften vierseitigen Pyramide mit den oberen und unteren Seiten von 4,50 m und 5,00 m und der Höhe $h_2' = 2,50$ m, sowie der quadratischen Sohlplatte mit der Seitenlänge $b = 5,80$ m und der Höhe $h_3 = 0,80$ m. Der innere Schacht hat einen Durchmesser $d' = 2,90$ m und eine Höhe $h' = 1,5$ m. Das Gewicht des Grundbaues ergibt sich unter Berücksichtigung von (13) zu

$$G_2 = \left[\frac{4}{3} h_2' (R_1^2 + R_1 r_1 + r_1^2) - \frac{\pi}{4} \cdot d'^2 \cdot h' + b^2 \cdot h_3 \right] g_2$$

$$G_2 = \left[\frac{4}{3} \cdot 2,50 (2,5^2 + 2,5 \cdot 2,25 + 2,25^2) - \frac{\pi}{4} \cdot 2,90^2 \cdot 1,50 + 5,80^2 \cdot 0,80 \right] 2200 \text{ kg,}$$

$$G_2 = (56,46 - 9,91 + 25,99) 2200 = 158144 \text{ kg.}$$

Das Gesamtgewicht des Schornsteines beträgt $G_0 = G + G_1 + G_2$,

$$G_0 = 169805 + 13210 + 158144 = 341159 \text{ kg.}$$

Das auf die Grundbau-sohle wirkende Winddruckmoment ist nach (21)

$$M_2 = M_1 + h_2 (P + P_1) = 192380 + 3,3 (11160 + 435) = 230580 \text{ kgm.}$$

Der Ausschlag des Druckmittelpunktes ist nach (24)

$$a_2 = \frac{M_2}{G_0} = \frac{230580}{341159} = 0,677 \text{ m,}$$

die kleinste Kernweite ist nach (27a) $k_2 = 0,118 b$

$$= 0,118 \cdot 5,80 = 0,685 \text{ m,}$$

dennach verbleibt der Druckmittelpunkt im Kerne und die Sohle empfängt nur Druck.

Die Pressung der Bau-sohle durch das Eigengewicht ist nach (23)

$$S_0 = \frac{G_0}{f_2 \cdot 10000} = \frac{341159}{5,80^2 \cdot 10000} = 1,01 \text{ kg/qcm.}$$

Da die Sohlplatte nur Druck erhält, also die Nulllinie noch außerhalb des Sohlplattenquerschnittes liegt, so ergibt sich der größte Kantendruck nach (32)

$$S'' = S_0 \left(1 + \frac{a_2}{k_2} \right) = 1,01 \left(1 + \frac{0,677}{0,685} \right) = 2,01 \text{ kg/qcm,}$$

während eine Beanspruchung des Baugrundes von 3 kg/qcm zulässig ist.

Zusammenfassung der Rechnungsergebnisse.

Rager= fuge	Gewicht des über dem Querschnitt gelegenen Schorn= steinteiles G	Winddruckmoment M	Inhalt des zu untersuchenden Querschnittes f	Ausschlag der Mittelkraft von der Mitte a	Zulässiger Wert des Auschlages c	Kleinste Kernweite k	Beanspruchungen			Größte Kantens= pressung σ_m	Zulässige größte Kantens= pressung σ_3
							durch Figens= gewicht σ_0	σ''	σ'		
in kg/qcm											
① Schaftfuge I	169 805	181 000	5,0	1,07	1,39	0,8	3,43	8,2	1,2	8,45	12
" II	123 658	128 000	4,12	0,98	1,31	0,75	3,02	7,2	0,93	< 8,13	12
② Sockelfuge mm	183 015	192 380	8,60	1,05	1,46	0,91	2,13	4,6	0,32	< 4,92	7,0
③ Grundbau= fuge	341 159	230 580	33,64	0,677		0,685	1,01	2,01		2,01	3

D. Rechnungsvordruck zur Berechnung der Standfestigkeit der Schornsteine.

Der Rechnungsvordruck ist so abgefaßt, daß man nur die Maße des betreffenden Schornsteines in die angeführten Formeln einzusetzen braucht, um durch deren Ausrechnung die erforderlichen Nachweise zu erhalten. Der Vordruck kann für runde und eckige Schornsteine verwendet werden; nicht Zutreffendes ist zu durchstreichen.

Bei gleichen Höhen der Schaftrömmeln wird es in der Regel genügen, die Grundbaufohle, die Sockelsohle, die Schaftfohle (I) und noch eine darüber liegende Absatzfuge (II) zu berechnen. Nur wenn sich bei Fuge II keine Abnahme der Spannungen gegen Fuge I zeigt, würde eine weitere und sovieler darüber liegende Absatzfugen zu berechnen sein, bis die Abnahme der höchsten Kantenpressungen mit aufsteigender Höhe ersichtlich wird. Bei ungleichen Trommelhöhen ist die Kantenpressung für sämtliche Absatzfugen zu berechnen.

Als gefährliche Querschnitte, für welche die Berechnungen ebenfalls auszuführen sind, kommen ferner die durch Öffnungen geschwächten Fugen in Betracht, wobei besonders die Fuchs- und Reinigungsöffnungen in Frage kommen.

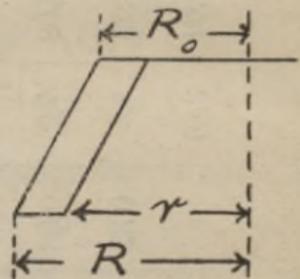
Das Gewicht ergibt sich durch Multiplikation des Einheitsgewichtes von 1 cbm Mauerwerk mit dem Inhalte. Der Inhalt einer runden Trommel berechnet sich am einfachsten nach der Formel (8)

$$J' = \pi \cdot z \cdot \delta (R_0 + r)$$

Der Inhalt des runden Schaftes wird dann $G = g (J' + J'' + J''' + \dots)$ oder $G = g \cdot \pi \cdot \Sigma (R_0 + r)$.

Bei dem Beispiel Fig 7 ergeben sich für die einzelnen Trommeln von oben nach unten gezählt, die Werte der äußeren und inneren Halbmesser in m:

- $R_0 = \dots \dots \dots 1,10;$
- $R_6 = 1,10 + 6 \cdot 0,025 = 1,25; r_6 = 1,25 - 0,20 = 1,05$
- $R_5 = 1,25 + 6 \cdot 0,025 = 1,40; r_5 = 1,40 - 0,25 = 1,15$
- $R_4 = 1,40 + 6 \cdot 0,025 = 1,55; r_4 = 1,55 - 0,30 = 1,25$
- $R_3 = 1,55 + 6 \cdot 0,025 = 1,70; r_3 = 1,70 - 0,35 = 1,35$
- $R_2 = 1,70 + 6 \cdot 0,025 = 1,85; r_2 = 1,85 - 0,40 = 1,45$
- $R_1 = 1,85 + 6 \cdot 0,025 = 2,00; r_1 = 2,00 - 0,45 = 1,55$



Bei gleichen Trommelhöhen und gleichen Trommelabsätzen berechnet sich das Gewicht des ganzen Schaftes noch bequemer nach der Formel (12)

$$G = \frac{\pi \cdot h}{3} \left[R^2 + R R_0 + R_0^2 + (r^2 + r r_0 + r_0^2) \right] \text{ g kg.}$$

Die Abweichungen des Resultates dieser Formel von dem genau aus den einzelnen Trommelgewichten berechneten sind wegen ihrer Geringsfügigkeit zu vernachlässigen. Das Schaftgewicht hatte sich bei vorstehendem Beispiel Seite 24 zu 169 805 kg ergeben, während man nach der Formel (12) in nachstehender Rechnung den Wert 169 152 kg erhält, welcher Unterschied auf das Endergebnis, die Berechnung der Spannungen, keinen Einfluß hat. Bei ungleichen Trommelhöhen oder ungleichen Trommelabsätzen ist jedoch das Schaftgewicht stets aus der Summe der einzelnen Trommeln zu berechnen.

Beispiel für die Berechnung der Standfestigkeit des Schornsteines Figur 7 unter Benutzung des Rechnungsvordruckes.

Berechnung der Standfestigkeit*)

(gemäß Ministerialerlaß vom 30. April 1902)

eines Schornsteines von 37 m Lufthöhe und 1,80 m oberer lichter Weite für

Form und Abmessungen des Schornsteines gehen aus der hierzu gehörigen Skizze im Maßstabe 1: hervor.

Querschnittform des Schaftes: rund.

Querschnittform des Sockels: rund.

I. Abmessungen und Baustoffe.

Es ist in m:	Der obere äußere
Die Schafthöhe h . . = 36,0	Schafthalbmesser . . = 1,10
Der obere innere	Der untere innere
Schafthalbmesser . . = 0,90	Schafthalbmesser . . = 1,55

*) Exemplare dieses Rechnungsvordruckes zur Berechnung der Standfestigkeit der Fabrikschornsteine sind zum Preise von 10 Pfg., 100 Bogen zum Preise von 7 Mark 50 Pfg. zu beziehen von der Buchhdlg. von Otto Sammerschmidt in Sagen i. W.

Der untere äußere
Schafthalbmesser . . = 2,0
Halbmessenzunahme
für 1 m Höhe . . = 0,025
Die Wandstärke der
obersten Trommel . = 0,20

Die Zunahme der
Wandstärke für die
folgenden Trommeln = 0,05
 h_1 = Sockelhöhe . . . = 1,0
 R_s = äußerer Sockel-
halbmesser . = $\left\{ \begin{array}{l} \text{oben } 2,15 \\ \text{unten } 2,20 \end{array} \right.$

Das Schaftmauerwerk besteht aus Ziegelsteinen in Kalk-
Zement-Mörtel.

Das Gewicht desselben in kg/cbm ist $g = 1600$

Der Mörtel besteht aus 2 H. T. Kalk + und 6 H. T. Sand
+ 1 H. T. Zement.

Das Sockelmauerwerk besteht aus Ziegelsteinen in Kalk-
Zement-Mörtel.

Das Gewicht desselben in kg/cbm ist $g_1 = 1600$.

Das Grundbaumauerwerk besteht aus Beton.

Das Gewicht desselben in kg/cbm ist $g_2 = 2200$.

II. Formeln zur Berechnung.

Vorbemerkung: Für eckige Querschnitte bezeichnen R und r
die Halbmesser der einbeschriebenen Kreise für den äußeren
und inneren Umfang des Querschnittes. In nachstehenden
Formeln ist anstatt der für runde Querschnitte giltigen Zahl
 $\pi = 3,1416$, bei 8eckigen Querschnitten die Zahl 3,314, und
bei 4eckigen Querschnitten die Zahl 4,0 einzusetzen.

Bezeichnet in m:

r_0 den oberen inneren Halb-	z die Höhe einer Schaft-
messer einer Säule,	trommel,
R_0 den oberen äußeren Halb-	δ die Wandstärke einer Schaft-
messer einer Säule,	trommel,
r den unteren inneren Halb-	D_m der mittlere äußere Durch-
messer einer Säule,	messer einer Schafttrommel,
R den unteren äußeren Halb-	d_m der mittlere innere Durch-
messer einer Säule,	messer einer Schafttrommel,
h die Höhe der ganzen Säule,	so ist:

1. Das Gewicht einer Trommel

$G^1 = \pi \cdot z \cdot \delta \cdot (R_0 + r) \cdot g$, wenn R_0 den oberen äußeren und
 r den inneren unteren Halbmesser bezeichnen oder auch

$$G^1 = \frac{\pi}{4} (D_m^2 - d_m^2) z \cdot g.$$

Das Gewicht des Schaftes über der Schaftsohle ergibt sich aus der Summe der Trommelgewichte, oder — bei gleichen Trommelhöhen und gleichen Trommelabständen — auch durch die Formel:

$$G = \frac{\pi \cdot h}{3} \left[R^2 + RR_0 + R_0^2 - (r^2 + rr_0 + r_0^2) \right] \cdot g.$$

Bei ungleichen Trommelhöhen oder ungleichen Trommelabständen ist das Gewicht des Schaftes stets aus der Summe der einzelnen Trommeln zu berechnen.

Das Gewicht des Sockels ist $G_1 = f_1 \cdot h_1 \cdot g_1$, wenn $f_1 =$ Sockelquerschnitt.

2. Der Winddruck $P = n \cdot p \cdot F$ und das Winddruckmoment $M = P \cdot s$, wenn p den Winddruck für den qm , F die senkrechte Querschnittsfläche und s den Abstand des Schwerpunktes derselben über der betrachteten Lagerfuge bezeichnen.

n ist für die runde Säule = 0,67, für die achteckige Säule = 0,71, für die viereckige Säule = 1,0.

Der gesamte Winddruck auf die Säule ist $P = \alpha (R + R_0) h$, und das Winddruckmoment $M = \beta (R + 2 R_0) h^2$. Bei verschiedenen Winddrücken erhält man für verschiedene Formen der Säulen folgende Werte für α und β :

		Runde Säule	8 eckige Säule	4 eckige Säule
$p = 125 \text{ kg/qm}$	α	83	89	125
	β	28	30	42
$p = 150 \text{ kg/qm}$	α	100	107	150
	β	33,3	35,5	50
$p = 200 \text{ kg/qm}$	α	134	142	200
	β	44,7	47,3	66,7

Der Winddruck auf den Sockel ist $P_1 = n \cdot p \cdot 2 R_s \cdot h_1$; bezeichnet P den Winddruck auf den Säulenschaft und M das Winddruckmoment auf die Schaftsohle, so ist das Winddruckmoment auf die Sockelsohle $M_1 = M + h_1 (P + \frac{1}{2} \cdot P_1)$.

3. Der Durchgangspunkt der Mittelkraft aus Eigengewicht und Winddruck, d. i. der Ausschlag des Druckmittelpunktes von der Mitte der Lagerfuge in m : $a = \frac{M}{G}$.

Für die Sockelsohle ist $a_1 = \frac{M_1}{\text{Schaftgewicht } G + \text{Sockelgewicht } G_1}$

Damit sich die Fugen auf der Windseite nicht weiter als höchstens bis zur Schwerpunktschse öffnen, darf der Ausschlag a bzw. a_1 nicht größer sein als $c = \frac{R}{2} + \frac{r}{4}$.

Bei der Berechnung des Ausschlages ist im allgemeinen der Winddruck $p = 125 \text{ kg/qm}$ zu Grunde zu legen.

4. Die kleinste Kernweite $k = u \cdot R \left(1 + \frac{r^2}{R^2} \right)$,

hierin ist für runde Querschnitte $u = 0,250$, für 8eckige Querschnitte $u = 0,244$, für 4eckige Querschnitte $u = 0,236$ unter der Voraussetzung, daß der äußere Umfang des Querschnittes dieselbe Form, wie der innere Umfang hat.

5. Der betrachtete Querschnitt in qm für runde Form $f = \pi (R^2 - r^2)$, für 8eckige Form $f = 3,314 (R^2 - r^2)$, für 4eckige Form $f = 4 (R^2 - r^2)$.

6. Die Pressung der Lagerfuge durch das Eigengewicht in kg/qcm : $\mathcal{E}_0 = \frac{G}{f \cdot 10000}$.

7. Die Spannungen, welche bei Biegezugfestigkeit auftreten würden, sind in kg/qcm

$$\mathcal{E}'' = \mathcal{E}_0 \left(1 + \frac{a}{k} \right); \quad \mathcal{E}' = \mathcal{E}_0 \left(1 - \frac{a}{k} \right).$$

a ist hierbei im allgemeinen unter Zugrundelegung des Winddruckes $p = 150 \text{ kg/qm}$ zu berechnen.

8. Die größte Kantenpressung unter Voraussetzung klaffender Lagerfugen in kg/qcm :

$$\mathcal{E}_m = \mathcal{E}'' + \mathcal{E}' \left(\frac{a - k}{c - k} \right)^2;$$

hierin ist \mathcal{E}' für sich unabhängig vom Vorzeichen zu nehmen.

III. Berechnung.

Bei gleichen Höhen und Abjäten der Trommeln ist das Gewicht des Schaftes in kg nach nachstehender Formel:

$$G = \frac{\pi \cdot 36}{3} \left[2^2 + 2 \cdot 1,10 + 1,10^2 - (1,55^2 + 1,55 \cdot 0,9 + 0,9^2) \right] 1600 = 169\,152 \text{ kg.}$$

Gewicht der Schafttrommeln.

Nach der Formel $G^1 = \pi \cdot z \cdot \delta (R_0 + r) g$. Für eckige Querschnitte gilt die Vorbemerkung bei II.

Bezeichnung der Trommel	Höhe z	Obere äußere Halbmesser R_0	Untere innere Halbmesser r	Wandstärke δ	Gewicht G^1
1	6	1,10	1,05	0,20	
2	6	1,25	1,15	0,25	
3	6	1,40	1,25	0,30	
4	6	1,55	1,35	0,35	
5	6	1,70	1,45	0,40	
6	6	1,85	1,55	0,45	46 143*)

Das gesamte Schaftgewicht $G = 169\,152$

Mittl. Sockelquerschnitt $f_1 = 8,26 \text{ qm}$;

Sockelgewicht $G_1 = f_1 \cdot h_1 \cdot g_1 = 8,26 \cdot 1,0 \cdot 1600 = 13210 \text{ kg.}$

*) Das Gewicht der untersten Trommel ist noch besonders ausgerechnet behufs Bestimmung des Gewichtes über Lagerfuge II.

Berechnung für den Schaft und Sockel.

Für nebenstehend bezeichnete Schornsteinteile ist:	Säule über Lagerfuge I (Schaft- sohle) 36 m hoch	Säule über Lager- fuge II 30 m hoch	Säule über Lager- fuge III . . m hoch	Säule über der Sockelsohle
Oberer äußerer Halbmesser R_0 in m	1,10	1,10		Sockelhalb- mess. außen mittel 2,175
Unterer äußerer Halbmesser R in m	2,00	1,85		Sockelhalb- messer innen 1,45
Oberer innerer Halbmesser r_0 in m	0,90	0,90		
Unterer innerer Halbmesser r in m	1,55	1,45		
1. Gewicht G in kg	169152	123009		$G_1 = 13210$ $G + G_1 =$ 182362
2. Winddruck P in kg $p = 125$ $p = 150$	9264 11160	7346 8850		$P_1 \left\{ \begin{array}{l} 363 \\ 435 \end{array} \right.$
Winddruckmoment M in kgm $p = 125$ $p = 150$	152400 181440	102066 121550		$M_1 \left\{ \begin{array}{l} 161845 \\ 192380 \end{array} \right.$
3. Ausschlag des Druck- mittelpunktes a in m $p = 125$ $p = 150$	0,90 1,07	0,83 0,98		$a_1 \left\{ \begin{array}{l} 0,88 \\ 1,05 \end{array} \right.$
Zulässige Größe des Aus- schlages c in m	1,39	1,31		1,46
Da a bzw. a_1 bei $p = 125$ kleiner ist als c , so ist die Bedingung erfüllt, daß sich die Fugen bei dem Winddrucke von 125 kg/qm nicht weiter als höchstens bis zur Schwerpunktsachse öffnen.				
4. Kleinste Kernweite k in m	0,8	0,75		0,91
5. Der betrachtete Quer- schnitt f in qm	5,0	4,12		8,60

Für nebenstehend bezeichnete Schornsteinteile ist:	Säule über Lagerfuge I (Schaft- sohle) 30 m hoch	Säule über Lager- fuge II 30 m hoch	Säule über Lager- fuge III . . m hoch	Säule über der Sockelsohle
6. Pressung durch Eigengewicht \mathcal{E}_0 in kg/qcm	3,43	3,02		2,13
7. Hilfspennungen in kg/qcm:				
$\left. \begin{array}{l} \mathcal{E}'' = \mathcal{E}_0 \left(1 + \frac{a}{k}\right) \\ \mathcal{E}' = \mathcal{E}_0 \left(1 - \frac{a}{k}\right) \end{array} \right\}$	8,2	7,20		4,60
	1,2	0,93		0,32
8. Größte Kantenpressung $\mathcal{E}_m = \mathcal{E}'' + \mathcal{E}' \left(\frac{a-k}{c-k}\right)^2$	8,45	7,6		4,8

Die zulässige Beanspruchung ist daher nicht überschritten.

Bemerkung. Bei ungleichen Trommelhöhen ist die Kantenpressung für sämtliche Absatz (Lager)-Fugen zu berechnen. Bei gleichen Trommelhöhen ist die Berechnung für Absatzfuge III nur dann erforderlich, wenn die Berechnung bei Fuge II keine Abnahme der Spannungen gegen diejenigen bei I gezeigt hat; es sind alsdann weitere Absatzfugen zu berechnen, bis sich eine Abnahme der Spannungen zeigt.

Die zulässige Beanspruchung ist

- a) für gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalk mit dem Mischungsverhältnis von 1 Raumteil Kalk und 3 Raumteilen Sand bis zu 7 kg/qcm,
- b) für Mauerwerk aus Hartbrandsteinen in Kalk-Zement-Mörtel (1 Raumteil Zement, 2 Raumteile Kalk, 6-8 Raumteile Sand) im allgemeinen bis 15 kg/qcm.

Erklärung. Der Bauausführende haftet dafür, daß nur Baumaterialien von solcher Beschaffenheit Verwendung finden, welche gemäß Erlaß vom 30. April 1902 verlangt werden.

Bodenbeanspruchung unter der Grundbaufohle.

Es sei: $h_2 =$ Tiefe des Grundbaues $= 2,50$ m; $b =$ Seite der quadratischen Grundplatte $= 5,80$ m.

1. Die Bodenfläche in qm ist $f_2 = b^2 = 33,64$.

2. Das Gewicht des Grundbaues in kg ist, wenn J_2 den Inhalt bezeichnet, $G_2 = J_2 \cdot g_2 = 72,54 \cdot 2200 = 158144$.

Schaftgewicht $G \dots\dots\dots = 169152$ kg

Sockelgewicht $G_1 \dots\dots\dots = 13210$ "

Grundbaugewicht $G_2 \dots\dots\dots = 158144$ "

Gesamt-Schornsteingewicht $G_0 \dots\dots\dots = 340506$ kg

3. Ist $P =$ Winddruck und $M =$ Winddruckmoment auf den Säulenschaft, $P_1 =$ Winddruck und $M_1 =$ Winddruckmoment auf den Sockel, so ist das auf die Grundbaufohle wirkende Winddruckmoment $M_2 = M_1 + h_2 (P + P_1) = 230580$ kgm. Hat der Schornstein keinen Sockel, so ist $M_2 = M + h_2 P =$

4. Der Ausschlag des Druckmittelpunktes von der Mitte ist $a_2 = \frac{M_2}{G_0} = \frac{230580}{340506} = 0,677$ m.

5. Die kleinste Kernweite ist $k_2 = 0,118 \cdot b = 0,685$ m. Damit keine Zugspannungen und kein Abheben der Grundplatte stattfindet, muß $a_2 < k_2$ sein, welche Bedingung hiernach erfüllt ist.

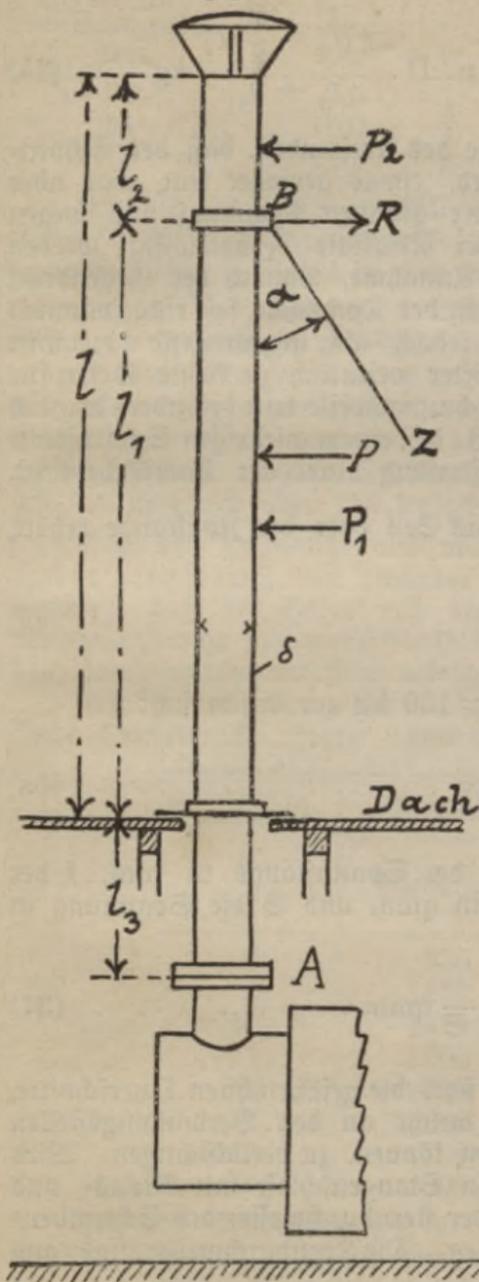
6. Die Pressung der Baufohle durch das Eigengewicht in kg/qcm ist $S_0 = \frac{G_0}{f_2 \cdot 10000} = \frac{340506}{33,64 \cdot 10000} = 1,01$.

7. Die größte Kantenpressung am Rande der Grundplatte in kg/qcm ist $S'' = S_0' \left(1 + \frac{a_2}{k_2} \right) = 1,01 \left(1 + \frac{0,677}{0,685} \right) = 2,01$.

Dieselbe ist demnach geringer als die zulässige Beanspruchung des Bodens von 3 kg/qcm.

Dieser Vordruck kann für runde, 8 eckige und 4 eckige Schornsteine verwendet werden; nicht zutreffendes ist zu durchstreichen.

Fig. 8.



II. Eiserne Schornsteine.

Der eiserne Schornstein Fig. 8 ist anzusehen als ein Stab, welcher bei A festgehalten, auf seine Länge oberhalb der Dachfläche durch den Winddruck gleichmäßig belastet, durch die Schelle B unterstützt, und außerdem durch die vom Spannschleife herrührende senkrechte Seitenkraft auf Knicken in Anspruch genommen wird. Ist D der äußere Durchmesser des Schornsteines, so wirkt auf denselben der Winddruck $P = n \cdot p \cdot D \cdot l$. Für den runden Schornstein ist $n = \frac{2}{3}$, daher bei einem Winddruck $p = 150 \text{ kg/qm}$

$$P = \frac{2}{3} \cdot 150 D \cdot l = 100 D \cdot l \text{ kg.}$$

Berechnung eines Spannschleifes oder einer Zugstange.

Man kann sich den auf den Schornstein wirkenden Gesamtwinddruck P als im Schwerpunkte der über dem Dache stehenden Querschnittsfläche des Schornsteines wirkend denken und erhält sodann den Gegendruck auf die Schelle durch die Gleichung:

$$R (l_3 + l_1) = P (l_3 + \frac{1}{2} l),$$

daher

$$R = \frac{P (l_3 + \frac{1}{2} l)}{l_3 + l_1} = \frac{2}{3} \cdot p \cdot D \cdot \frac{l (l_3 + \frac{1}{2} l)}{l_3 + l_1} \text{ kg} \quad (35)$$

Dieser Druck wird infolge des Umstandes, daß der Schornstein bei A festgehalten wird, etwas geringer sein, was aber wegen der Umständlichkeit einer genauen Rechnung und wegen des geringen Unterschiedes der Resultate vernachlässigt werden soll. Die mehrfach gemachte Annahme, wonach der Gegendruck auf die Schelle wie bei einem in der Dachfläche fest eingespannten Träger berechnet wird, muß jedoch als unzutreffend bezeichnet werden; hierbei erhält man öfter wesentlich zu kleine Werte für R. Das Fehlerhafte dieser Rechnungsweise tritt besonders deutlich in die Erscheinung, wenn z. B. bei einem niedrigen Schornsteine der Punkt A in größerer Entfernung unter der Dachfläche liegt.

Die Spannung, welche das Seil oder die Zugstange erhält, ist in kg:

$$Z = \frac{R}{\sin \alpha} \quad (36)$$

Für den Winddruck $p = 150 \text{ kg/qm}$ ergibt sich:

$$Z = \frac{100 \cdot D}{\sin \alpha} \cdot \frac{l (l_3 + \frac{1}{2} l)}{l_3 + l_1} \text{ kg} \quad (36a)$$

Ist d der Durchmesser der Spannstange in mm, f der Querschnitt der Spannstange in qmm und S die Spannung in kg/qmm, so erhält man:

$$f = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{Z}{S} = \frac{R}{\sin \alpha \cdot S} \text{ qmm} \quad (37)$$

Bei der Berechnung sind stets die gefährlichsten Querschnitte, d. h. die schwächsten Stellen, welche an den Verbindungsstellen und der Verankerung auftreten können, zu berücksichtigen. Wird z. B. die Zugstange durch ein Stangenschloß mit Rechts- und Linksgewinde gespannt, so ist der Kerndurchmesser des Schraubengewindes in Rechnung zu ziehen. Die Kerndurchmesser sind aus folgender Reihe ersichtlich:

Glatter Rund- eisdurchmesser mm	Kern- durchmesser mm	Glatter Rund- eisdurchmesser mm	Kern- durchmesser mm
10	7,5	20	15,8
13	10,0	23	18,6
16	12,9	26	21,3

Ist die Zugstange im Widerlager mittels einer Schraube befestigt, so muß die Kerndicke wegen Beanspruchung auf zusammengesetzte Festigkeit in mm sein:

$$d_1 = 0,67 \sqrt{Z}, \text{ oder } Z = 2,20 d_1^2 \quad (38)$$

Wäre die Zugstange am Ende mit einem Dehr versehen und mittels durchgesteckten Bolzens zwischen den aufgebogenen Enden des zusammengezogenen Schellenbandes befestigt, so würde der Bolzendurchmesser etwa gleich dem Durchmesser der Zugstange zu machen sein. Die im Schellenbande entstehende Zugspannung soll 7,5 kg/qmm oder 750 kg/qcm nicht übersteigen.

Soll die Zugstange aus mehreren Teilen bestehen, deren Enden hakenförmig mit einander verbunden werden, so ist zu beachten, daß der Haken erst dann dieselbe Festigkeit wie die Rundeisenstange hat, wenn die Hakenstärke ungefähr das Doppelte des Zugtangendurchmessers beträgt.

Die Bruchbelastung für Drahtseile ist aus folgender Tabelle (siehe Taschenbuch „Hütte“ 1883 S. 399) zu entnehmen:

Durchmesser d mm	Bruchbelastung in kg	
	Eisendraht	Guß- stahldraht
7	850	1800
9	1250	2700
10	1450	3200
11	1700	3700
12	2200	4900
13	2600	5700
14	3100	6700
15	4000	8700

Um den Erschütterungen und der stoßweisen Wirkung des Windes Rechnung zu tragen, wird man die Drahtseile nur mit $\frac{1}{4}$, höchstens bis $\frac{1}{3}$ ihrer Bruchbelastung in Anspruch nehmen.

Beanspruchung des Blechrohres.

Das Blechrohr wird sowohl auf Biegung durch den Winddruck, als auch auf Knickung beansprucht. Das Biegemoment des Schornsteinrohres unterhalb der Schelle wird durch den Winddruck P_2 entlastet, der seinerseits nur ein verhältnismäßig kleines, das Rohr an der Schelle belastendes Biegemoment $\frac{1}{2} \cdot P_2 \cdot l_2$ erzeugt. Vernachlässigt man die Entlastung durch P_2 , so ist das durch den Winddruck P_1 auf das Rohr zwischen Schelle und Dach hervorgerufene größte Biegemoment

$$M = \frac{P_1 \cdot l_1}{8} = W \cdot \mathcal{E},$$

worin W das Widerstandsmoment und \mathcal{E} die Spannung bezeichnet. Ist δ die Blechstärke, so ist der innere Durchmesser des Rohres $D_1 = D - 2\delta$, daher

$$W = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D^4 - D_1^4}{D} = 0,1 \cdot \frac{D^4 - D_1^4}{D}.$$

Aus der ersten Gleichung folgt:

$$\mathcal{E} = \frac{M}{W} = \frac{P_1 \cdot l_1 \cdot D}{0,8 D^4 - D_1^4}.$$

Da nun $P_1 = \frac{2}{3} p \cdot D \cdot l_1$ ist, so ergibt sich die Spannung:

$$\mathcal{E} = \frac{2}{3} \cdot p \cdot \frac{l_1^2 \cdot D^2}{0,8(D^4 - D_1^4)} \dots \dots \dots (39)$$

Für den Winddruck $p = 150 \text{ kg/qm}$ erhält man auf kg und cm

$$\text{bezogen: } \mathcal{E} = 0,0125 \frac{l_1^2 \cdot D^2}{(D^4 - D_1^4)} \dots \dots \dots (40)$$

Das Schornsteinrohr wird außerdem noch durch die senkrechte Komponente des Seilzuges $T = \frac{Z}{\cos \alpha}$ auf Knickung beansprucht, in der Regel wird aber \mathcal{E} einen gegen die Festigkeit des Mantelbleches [3600 kg/qcm] so kleinen Wert ergeben, daß die Untersuchung auf zusammengesetzte Festigkeit, auf Biegung und Knickung, nicht mehr erforderlich wird und man sich mit der Berechnung der Biegespannung \mathcal{E} begnügen kann. Sollte jedoch eine wesentlich stärkere Beanspruchung des Materials ein-

treten, so würde eine genaue Berechnung des Blechrohres unter Berücksichtigung der Knick- und Krostgefahr und der Schwächung durch Niete Platz greifen müssen.

Beispiel für die Berechnung der Standfestigkeit eines eisernen Schornsteines *).

Der in Figur 8 dargestellte eiserne Schornstein von 16 m Höhe ist unten mit dem Flansche bei A aufgeschraubt und soll an der Schelle B durch 3 Spannseile gehalten werden. Es sei:

der innere Durchmesser $D_1 = 260$ mm,
 der äußere Durchmesser $D = 266$ mm,
 der Winddruck $p = 150$ kg/qm,

ferner $l_3 = 3,0$ m; $l = 13,0$ m; $l_1 = 10,0$ m; $l_2 = 3,0$ m;
 die Spannseile greifen unter einem Winkel $\alpha = 30^\circ$ an.

1. Berechnung der Seile. Nach Formel (36a) ist die Spannung eines Seiles:

$$Z = 100 \cdot 0,266 \cdot \frac{13(3 + 6,5)}{(3 + 10) \cdot 0,5} = 485 \text{ kg.}$$

Wählt man ein Gußstahlbrahseil von 9 mm Durchmesser, so würde dasselbe nach obiger Tabelle eine Bruchfestigkeit von 2700 kg haben, also für die Verspannung eine 5,5fache Sicherheit bieten.

Würde man eine schweißeisernerne Zugstange nehmen, welche durch ein Stangenschloß gespannt wird, so würde bei einem Kerndurchmesser im Gewinde von 7,5 mm oder 44 qmm Querschnitt eine Spannung von $\frac{485}{44} = 11$ kg/qmm entstehen, was zu hoch ist, es ist daher die nächst höhere Schraubenummer zu wählen mit einem Gewindekerndurchmesser von 10 mm und

*) Exemplare eines Rechnungs-Vordruckes zur Berechnung der Standfestigkeit eines eisernen Schornsteines sind zum Preise von 10 Pfg., 100 Bogen zum Preise von 7 Mt. 50 Pfg. zu beziehen von der Buchhandlung Otto Hammerschmidt in Hagen i. Westf.

einem Querschnitte von 78 qmm, wobei eine Spannung von $\frac{485}{78} = 6,2$ kg/qmm entstehen würde; dem Kerndurchmesser von 10 mm entspricht ein Durchmesser des glatten Rundeisens von 13 mm.

Eine Schraube zum Festhalten der Zugstange oder des Seiles am Widerlager müßte nach Formel (38) den Kerndurchmesser $d_1 = 0,67 \sqrt{485} = 14,7$ mm erhalten; nach obiger Tabelle würde eine Schraube von 15,8 mm Kerndurchmesser und 20 mm glattem Bolzendurchmesser zu wählen sein.

2. Beanspruchung des Blechrohres. Die Biegungsspannung im Blechrohre ergibt sich nach Formel (40):

$$S = 0,0125 \cdot \frac{1000^2 \cdot 26,6^2}{(26,6^4 - 26^4)} = 202 \text{ kg/qcm.}$$

Diese Beanspruchung ist gegen die Zerreißfestigkeit des Eisenblechs, 3600 kg/qcm, so gering, daß die Untersuchung auf zusammengesetzte Festigkeit, auf Biegung und Knickung — im vorliegenden Falle würde die Beanspruchung auf Knicken durch

die Kraft $T = \frac{Z}{\cos \alpha} = \frac{485}{0,87} = 559$ kg erfolgen — nicht mehr erforderlich wird, da die ausreichende Widerstandsfähigkeit des Blechrohres bereits ersichtlich ist.

Anleitung zur statischen Berechnung der Dachkonstruktionen.

Die statische Berechnung einer Dachkonstruktion soll den Nachweis erbringen, daß die einzelnen Teile der Konstruktion stark genug sind, um den eintretenden Spannungen mit Sicherheit zu widerstehen.

Die in der Dachkonstruktion auftretenden Spannungen werden hervorgerufen durch das Eigengewicht und durch die zufälligen Belastungen in Folge von Wind- und Schneedruck.

Die Dachneigungen sind unter Zugrundelegung der ganzen Tiefe eines Satteldaches so zu bemessen, daß als Höhe die nachstehend aufgeführten Bruchteile jener Tiefe (nach der Geschäftsanweisung f. d. technische Bureau im Minist. d. öff. Arb. v. 16. Mai 1890) angenommen werden:

1. Ziegeldächer:

Falzziegeldach	nicht unter	$\frac{1}{3}$
Viberschwanzdach	" "	$\frac{2}{5}$
Holländisches Pfannendach	" "	$\frac{2}{5}$
2. Schieferdächer:

Schieferdach in deutscher Art gedeckt	$\frac{1}{2}$	bis	$\frac{2}{5}$
" " englischer " "	$\frac{1}{3}$	bis	$\frac{1}{4}$
3. Holzzementdächer: $\frac{1}{36}$ bis $\frac{1}{40}$
4. Pappdächer: nicht unter $\frac{1}{15}$
5. Metalleächer: $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{15}$

Die Spannweite der Polonceau-Binder beträgt in der Regel bis zu 18 m. Dreieckbinder wendet man bis zu 25 m an. Für mehr als 25 m Spannweite sind sichel- oder bogenförmige Fachwerkbinder vorteilhafter. Die Längenänderung der Binder durch die Wärme beträgt $\frac{1}{700}$ bis $\frac{1}{1000}$ der Stützweite.

Die Sparrenweite von Mitte zu Mitte beträgt etwa 1 m, für Holzzementdächer 0,8 m. Freitragende Länge für

Holzsparren 3,5 bis 5 m bei einer Sparrenstärke von 12 bis 16 cm; für leichte Deckungsmittel sind Sparren von 16 cm Stärke bis auf 5 m freitragend zulässig. Für Binderabstände von 3 bis 4 m genügen Holzketten, auf diese die Schalung; für größere Binderteilungen sind Walzeisenprofile anzuwenden. Der Kettenabstand ist nur abhängig von der freitragenden Länge der Zwischensparren, bezw. der Tafellänge der Wellbleche.

Windverband oder Längsverband wird erzielt durch Kuppelung der Auflagerpunkte der Ketten (vor allem der Binder- auflagerpunkte und der Firsketten) je eines Binderpaares mittelst Diagonalen.

Bei schweren Dächern mit erheblichem Winddruck sind auch die Umfassungsmauern auf ihre Standfestigkeit zu untersuchen.

Schneelast beträgt 75 kg/qm Dachgrundfläche (d. i. 0,60 m größte Schneehöhe bei 0,125 spez. Gewicht des Schnees), wobei die Möglichkeit einer vollen oder einseitigen Schneelast zu berücksichtigen ist. Von 40° Dachneigung ab braucht man nur etwa die halbe Schneelast, von 50° Dachneigung ab keine Schneelast einzuführen.

Winddruck. Nach den Vorschriften der Bauabt. des preuß. Minist. d. öff. Arb v. 16. Mai 1890 ist der Winddruck

$p \leq 125$ kg/qm (bei freistehenden Bauwerken nötigenfalls bis $p = 250$ kg/qm) einer zur Windrichtung senkrechten Fläche anzunehmen. Windrichtung hierbei wagerecht. Folgende Tafel ergibt den zur geneigten Dachfläche senkrechten Winddruck p_1 in kg/qm geneigter Dachfläche nach der vorgeschriebenen Formel $p_1 = p \cdot \sin \alpha$ für $p = 125$ und 250 kg/qm.

Winddruck p_1 auf geneigte Dachflächen:

Dachneigung $\text{tg } \alpha =$	1:1	1:1,5	1:2	1:2,5	1:3	1:4	1:5
$\alpha =$	45°	33° 41'	26° 34'	21° 48'	18° 26'	14° 21'	11° 18'
$p = 125$ kg/qm; $p_1 =$	88	69	56	46	40	30	25
$p = 250$ kg/qm; $p_1 =$	177	139	112	93	79	61	49

(Für mittlere Dachneigungen genügt die überschlägliche Annahme einer gesamten lotrechten Belastung durch Schnee- und Winddruck von 100 bis 125 kg/qm Dachgrundfläche.)

Für offene Hallen ist ein von innen nach außen wirkender Winddruck von 60 kg/qm Dachfläche anzunehmen.

Eigengewichte der Dächer für 1 qm geneigter Fläche, einschl. Sparren, Latten, Deckungsmaterial, Mörtel. Wenn nicht besondere Angaben und Zusätze gemacht sind, mit folgenden Abmessungen: Entfernung der Sparren 1,0 m, Stärke der Sparren 13,16 cm, Latten 4,6 cm stark.

(Nach den Vorschr. der Bauabt. d. preuß. Minist. d. öff. Arb. v. 16. Mai 1890)

Art des Daches	kg/qm	Art des Daches	kg/qm
Einfaches Vberschwanz-Dach	90	Wellblechdach auf Winkereisen (Wellblech 150. 40. 1,5 mm, L = Fetten 2 m freitragend bei 2 m Abstand)	25
Vberschwanz-Doppeldach	120	Holzementdach einschließl. Schalung 3,5 cm stark und Sparren 13. 18 cm stark	180
Kronendach	130	Glasdach auf Sprosseneisen einschl. dieser, Glas 4 mm stark (Sprossenabstand 0,45 m)	20
Pfannendach	90	Desgl. Glas 5 mm stark (Sprossenabstand 0,50 m)	25
Desgl. auf Schalung 2,5 cm stark und darüber Lattung	110	Desgl. Glas 6 mm stark (Sprossenabstand 0,55 m)	30
Deutsches Schieferdach auf Schalung 2,0 cm stark	85		
Falzziegeldach	110		
Zinddach auf Schalung 2,5 cm stark	40		
Teerpappdach auf Schalung 2,5 cm stark	35		

Man kann bei eisernen Dächern für 1 qm Grundfläche das Gewicht der Binder zu 20 bis 30 kg/qm annehmen, bei einem Gesamteisengewicht des Daches von 35 bis 45 kg/qm.

In der Mitte der einzelnen Bauteile (Sprosseneisen, Fetten u. s. w.) ist außerdem eine einzelne Nutzlast von mindestens 100 kg (für einzelne das Dach bei Ausbesserungsarbeiten u. dergl. betretende Arbeiter) vorzusehen.

Die Belastung des Daches beansprucht die einzelnen Konstruktionsteile entweder auf Zug oder auf Druck bezw. Zernicken.

Bezeichnet P die auf einen Konstruktionsteil wirkende Kraft, F dessen Querschnitt und l dessen Länge, K die zulässige Belastung des Materials, E den Elastizitätsmodul und J das

Trägheitsmoment des Querschnittes, so erhält man den Querschnitt bei Beanspruchung durch Zug oder Druck

$$F = \frac{P}{K}$$

Bei gedrückten Stäben ist die Berechnung des Querschnittes auch auf Zerknickungsfestigkeit auszuführen. Für verschiedene Angriffsweisen ist die theoretische Trag- und Bruchkraft P:

- a) $P = \frac{\pi^2}{4} \frac{EJ}{l^2}$ Freitragende Strebe. Das untere Ende ist festgeklemmt, gefährlicher Querschnitt an der Befestigungsstelle.
- b) $P = \pi^2 \frac{EJ}{l^2}$ Lose Strebe. Beide Enden frei aufstehend und in der ursprünglichen Stabachse geführt. Gefährlicher Querschnitt in der Mitte.
- c) $P = 2\pi^2 \frac{EJ}{l^2}$ Halbeingespannte Strebe. Das untere Ende festgeklemmt, das obere in der ursprünglichen Stabachse geführt.
- d) $P = 4\pi^2 \frac{EJ}{l^2}$ Eingespannte Strebe. Beide Enden festgeklemmt und in der ursprünglichen Stabachse geführt. Gefährliche Querschnitte an den Enden und in der Mitte.

Der Stab ist auf Druckfestigkeit zu berechnen, wenn $\frac{l}{d}$ kleiner als die Zahlen in folgender Tabelle ist, wobei d beim kreisförmigen Querschnitte den Durchmesser und beim rechteckigen Querschnitte die kleinere Seite bedeutet:

Material	Angriffsweise							
	a		b		c		d	
	Querschnitt Kreis	Recht- eck	Querschnitt Kreis	Recht- eck	Querschnitt Kreis	Recht- eck	Querschnitt Kreis	Recht- eck
Guß Eisen	5	5,75	10	11,5	14	16	20	23
Schweiß Eisen	12	14	24	28	33	38	48	56
Holz	6	8	11,5	13,5	16	19	23	27

Ist das Verhältnis von $\frac{l}{d}$ das in vorstehender Tabelle angegebene, so ist die Sicherheit gegen Zerdrücken gleich derjenigen gegen Zerfnicken.

Bei Baukonstruktionen wird in der Regel der Fall b vorliegen, also

$$P = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} \text{ kg.}$$

Der Elastizitätsmodul E ist auf cm bezogen

für Schweiß Eisen	2 000 000
„ Gußeisen	1 000 000
„ Holz (in der Faserrichtung) . . .	100 000

Da $\pi^2 = 9,87 = 10$ zu setzen ist, so erhält man $P = 10 \frac{EJ}{l^2}$.

Nach den Vorschriften der Berliner Bau-Polizei ist für gußeiserne Stützen bei genau zentraler Belastung eine 8fache, und für schweißeiserne Stützen eine 5fache Sicherheit gegen Bruch zu wählen. Bezeichnet l die Länge in cm, so erhält man für Gußeisen

$$P = 1250000 \frac{J}{l^2}.$$

und für Schweiß Eisen

$$P = 4000000 \frac{J}{l^2}.$$

Wählt man für Holz eine 10fache Sicherheit, so würde man hierfür erhalten:

$$P = 100000 \frac{J}{l^2}.$$

Die auf cm bezogenen Trägheitsmomente J sind aus den in technischen Kalendern und Handbüchern enthaltenen Tabellen zu entnehmen.

Ermittlung der auf die einzelnen Konstruktionsteile eines Dachstuhles wirkenden Spannungen.

Es bezeichne:

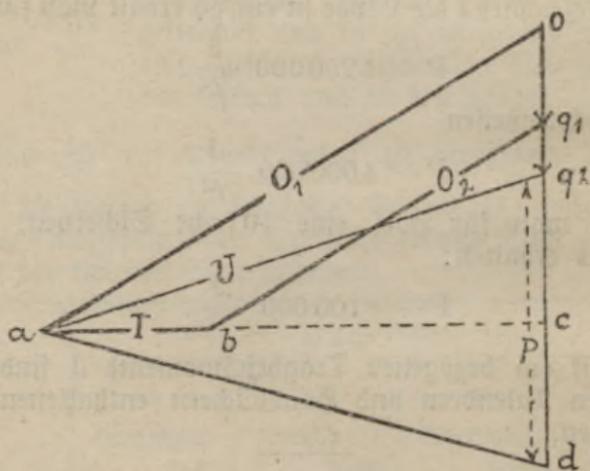
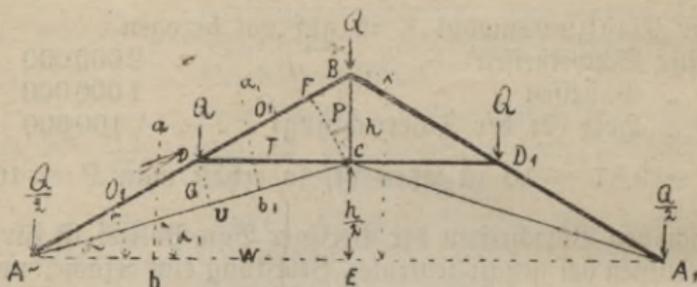
2w die Spannweite = AA₁,

h die Höhe des Firstes über den Auflagern,

a die horizontale Entfernung der Lastpunkte von einander.

Der deutsche Dachstuhl (Fig. 9). Bei demselben sind die beiden symmetrisch gegen einander gestellten Sparren AB und A₁B in ihren Mitten D und D₁ durch einen horizontalen Kehlbalken oder Spannriegel unterstützt, dessen Mitte C durch Zugstangen mit den Enden AA₁ und dem First B verbunden ist. Die Belastung drückt auf die Knotenpunkte A, D und B,

Figur 9.



indem in diesen Punkten Pfetten angeordnet sind, auf welchen die Sparren ruhen. Die Lastpunkte werden fast immer in gleichen horizontalen Entfernungen a von einander angeordnet. Die Belastung eines inneren Knotenpunktes sei Q ; dann kommt auf jedes Auflager A und A_1 eine Last gleich Q_2 , welche direct von der Mauer aufgenommen wird, daher auf die Spannungen

der Fachwerksglieder ohne Einfluß ist und bei deren Bestimmung nicht besonders in Rechnung gebracht werden soll. Der Auflagerdruck in A und in A₁ beträgt daher im vorliegenden Falle R₁ = R₂ = $\frac{3}{2}$ Q, oder im allgemeinen bei n Intervallen auf beiden Sparren zusammen (n ist hier stets eine gerade Zahl)

$$R = \frac{n-1}{2} Q.$$

Um die Pressungen O₁ und O₂ in den Strecken des Sparrens oder der oberen Gurtung AD und DB zu bestimmen, denkt man sich einen Schnitt nach a b oder a₁ b₁ und wählt C zum Momentenmittelpunkte, wodurch man, wenn C F senkrecht zu A B gezogen ist,

$$\begin{aligned} O_1 \cdot C F &= R \cdot 2 a = \frac{3}{2} Q w \text{ und} \\ O_2 \cdot C F &= R \cdot 2 a - Q a = Q w \text{ erhält.} \end{aligned}$$

Führt man noch die Neigungswinkel α des Sparrens A B und α_1 der Zugstange A C gegen den Horizont ein, so hat man

$$C F = C B \cos \alpha = \frac{h}{2} \cos \alpha, \text{ und auch}$$

$$C F = A C \sin (\alpha - \alpha_1) = w \frac{\sin (\alpha - \alpha_1)}{\cos \alpha_1} = \frac{h}{2} \cos \alpha,$$

und erhält damit

$$\begin{aligned} O_1 &= 3 Q \frac{w}{h \cos \alpha} = \frac{3}{2} Q \frac{\cos \alpha_1}{\sin (\alpha - \alpha_1)} \\ O_2 &= 2 Q \frac{w}{h \cos \alpha} = Q \frac{\cos \alpha_1}{\sin (\alpha - \alpha_1)} = \frac{2}{3} O_1. \end{aligned}$$

Ebenso erhält man für die untere Gurtung A C, wenn man den Schnitt in a b und den Momentenpunkt in D wählt, und

$$\text{das Lot } D G = \frac{w}{2} \sin \alpha_1 = \frac{w}{2} \frac{\sin (\alpha - \alpha_1)}{\cos \alpha} \text{ setzt:}$$

$$U \cdot D G = U \frac{w}{2} \sin \alpha_1 = U \frac{w}{2} \frac{\sin (\alpha - \alpha_1)}{\cos \alpha} = \frac{3}{2} Q \frac{w}{2}$$

$$\text{also } U = \frac{3}{2} Q \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha_1} = \frac{3}{2} Q \frac{\cos \alpha}{\sin (\alpha - \alpha_1)}$$

und zwar ist U eine Zugspannung, während O₁ und O₂ Pressungen bedeuten.

Um die Pressung T in dem Keilbalken DC zu bestimmen, wählt man für den Schnitt $a_1 b_1$ den Auflagerpunkt A zum Momentenmittelpunkte, wodurch die Momente von R , U und O_2 herausfallen und man aus $Q \frac{w}{2} = T \frac{h}{2}$,

$$T = Q \frac{w}{h} = Q \cotg \alpha$$

als Druckspannung erhält. Endlich hat die Hängestange BC einer Zugkraft P zu widerstehen, welche sich aus der Summe der Vertikalcomponenten der beiden Zugstangen AC und $A_1 C$ ergibt zu

$$P = 2 U \sin \alpha_1 = 3 Q.$$

Denselben Wert muß man für P auch erhalten, wenn man in C die Vertikalkräfte vereinigt, welche nicht unmittelbar in A und A_1 aufgenommen werden. Man erhält Q von D , Q von D_1 und Q von B , also zusammen $3 Q$.

Rechnet man die Momente der rechtsdrehenden Kräfte als positiv und die Momente der linksdrehenden Kräfte als negativ, und faßt sämtliche Spannungen der Konstruktionsteile als Zugspannungen auf, so bedeuten die positiven Spannungen wirkliche Zugspannungen und die negativen Spannungen wirkliche Druckspannungen.

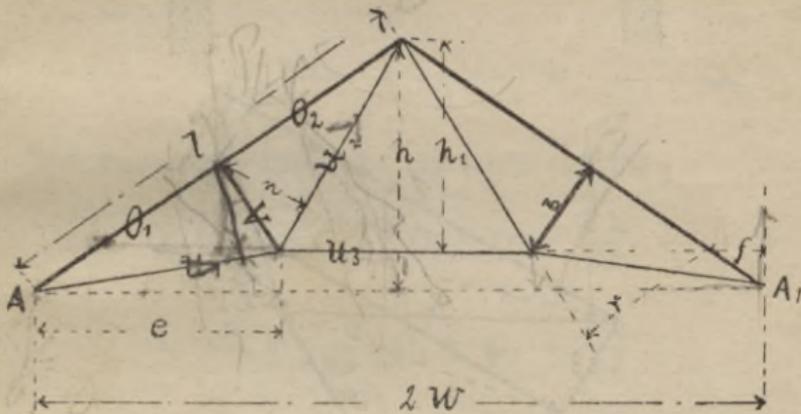
In der Figur sind die auf Zug beanspruchten Konstruktionsteile in schwachen Linien und die auf Druck beanspruchten Teile in starken Linien bezeichnet.

Anstatt die Anstrengungen der einzelnen Glieder durch Rechnung, wie oben geschehen, zu ermitteln, führt auch eine einfache Zerlegung der Kräfte auf graphischem Wege schnell und sicher zum Ziele. Zu dem Ende hat man nur auf einer Vertikalen durch o in Figur 9 die Belastung Q von D gleich $o q_1$ und die halbe Belastung $\frac{Q}{2}$ von B gleich $q_1 q_2$ anzutragen, und $o a$ parallel mit AB und $q_2 a$ parallel mit AC zu ziehen, um O_1 in o und U in $q_2 a$ zu erhalten. Zieht man ferner durch a eine mit dem Spannriegel DD_1 parallele also horizontale Gerade und legt durch q_1 eine Parallele zu AB , so stellt, wie leicht ersichtlich ist, $a b$ die Kraft T im Spannriegel und $b q_1$ die Pressung im oberen Sparrenstücke DB vor. Um auch die

Zugkraft P in der Hängestange BC zu finden, hat man nur nötig, die Horizontale $a b$ bis nach c zu verlängern, so ist $q_2 c = \frac{P}{2}$, also P durch $q_2 d$ gegeben, wenn noch $a d$ symmetrisch zu $a q_2$ gezogen wird. Die Figur zeigt auch, daß die vertikale Komponente $c q_1$ der Sparrenkraft O_2 um die Größe $\frac{Q}{2}$ der halben Firstbelastung größer ist, als die Vertikalraft $q_2 c$ jeder Zugstange $A C$.

Dachstuhl, einfaches System Polonceau (Fig. 10).

Fig. 10.



Es bezeichne P die Belastung eines Binders. Sodann ergibt sich für

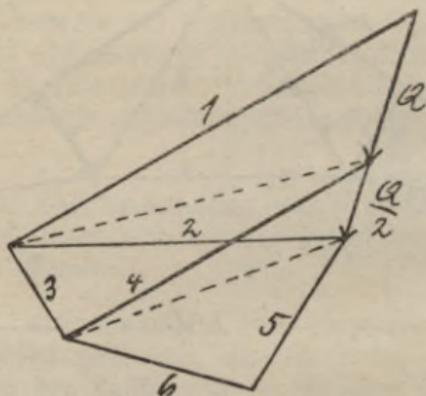
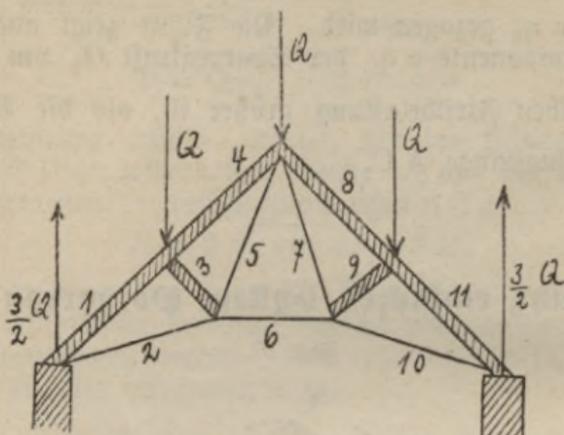
$$O_1 = -\frac{3 P e}{8 b}; \quad O_2 = O_1 + \frac{P h}{4 l} = -\frac{3 P e}{8 b} + \frac{P h}{4 l}$$

$$U_1 = \frac{3 P w}{16 n}; \quad U_2 = \frac{P (w + f)}{8 r}$$

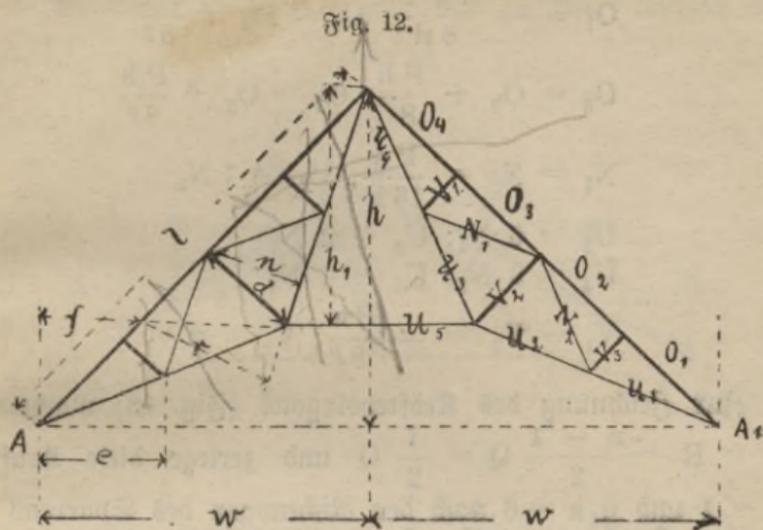
$$U_3 = \frac{P w}{4 h_1}; \quad V = -\frac{P w}{4 l}$$

Die graphische Ermittlung der Spannungen der einzelnen Glieder ist durch Figur 11 dargestellt.

Fig. 11.



Dachstuhl, doppeltes System Polonceau (Fig. 12).



P = Belastung eines Binders. Es ergibt sich für:

$$O_1 = -\frac{7 P e}{8 d}; O_2 = O_1 + \frac{P h}{8 l}$$

$$O_3 = O_2 + \frac{P h}{8 l}; O_4 = O_3 + \frac{P h}{8 l}$$

$$N_1 = N_2 = \frac{P w}{32 n}; U_1 = 7 N_1$$

$$U_2 = 6 N_1; U_3 = \frac{N_1 (2 n + r)}{r} + \frac{3 P f}{16 r}$$

$$U_4 = \frac{P (3 w + f)}{16 r}; U_5 = \frac{P w}{4 h_1}$$

$$V_1 = V_3 = -\frac{P w}{8 l}; V_2 = 2 V_1$$

Für den Fall, daß $h = h_1$ ist, erhält man:

$$O_1 = -\frac{7 P e}{8 d}; O_2 = O_1 + \frac{P h}{8 l}$$

$$O_3 = O_2 + \frac{P h}{8 l}; O_4 = O_3 + \frac{P h}{8 l}$$

$$N_1 = N_2 = \frac{P w}{16 h}; U_1 = 7 N_1$$

$$U_2 = 6 N_1; U_3 = 2 N_1$$

$$U_4 = 3 N_1; U_5 = 4 N_1$$

$$V_1 = V_3 = -\frac{P w}{8 l}; V_2 = 2 V_1$$

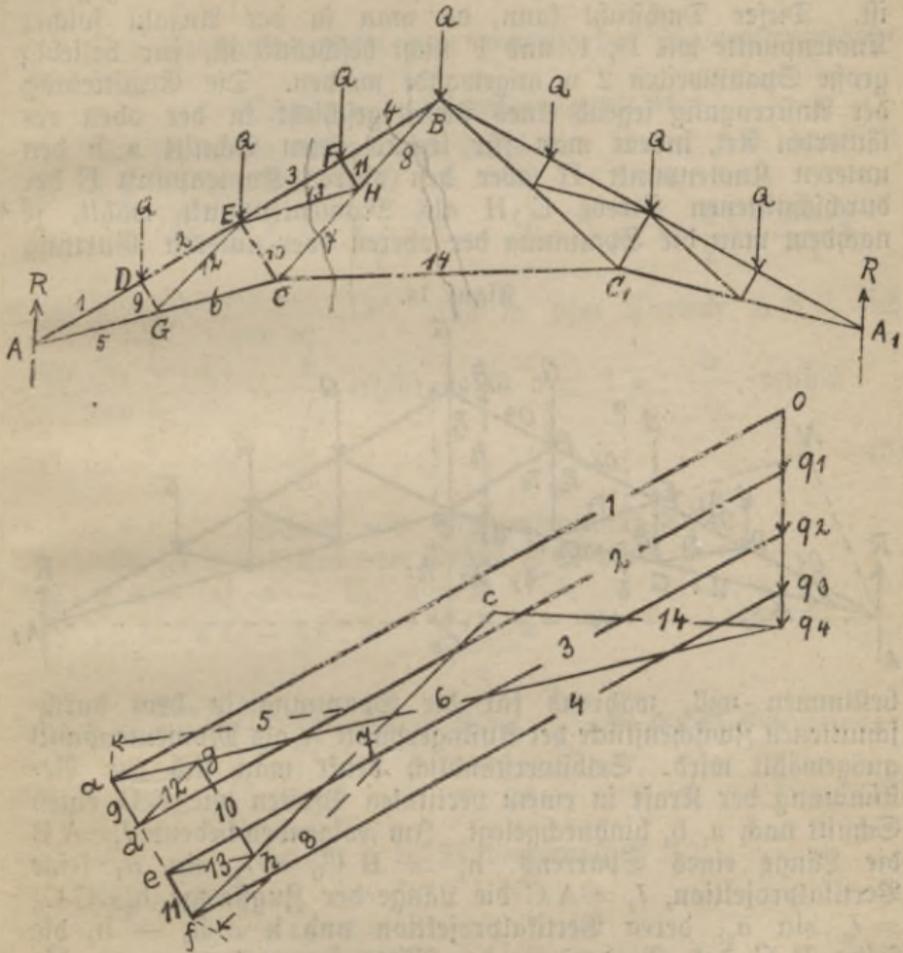
Zur Zeichnung des Kräftepolygons (Fig. 13) mache man $q_4 o = R = \frac{n-1}{2} Q = \frac{7}{2} Q$ und zerlege diese Kraft in

$a o = 1$ und $q_4 a = 6$ nach den Richtungen des Sparrens AB und der Zugstange AC. In gleicher Weise zieht man nun $q_1 d$ parallel dem Sparren und durch a eine zur Strebe DG parallele Gerade, wodurch man in $a d$ die Strebenkraft 9 und in $d q_1$ den Sparrendruck in DE erhält, denn das geschlossene Kräfteviereck $o q_1 d a o$ stellt das Gleichgewicht der vier auf den Punkt D wirkenden Q, 2, 9 und 1 dar.

Zieht man ferner durch d eine mit GE parallele Gerade $d g$, so erhält man in dieser die Größe 12 und in $a q_4$ die Spannung 6 in GC, denn für den Punkt G gilt das den darauf wirkenden Kräften 5, 9, 12 und 6 entsprechende geschlossene Viereck $q_4 a d g q_4$ als Kräfteplan. Um ferner für den Punkt E die Zerlegung vorzunehmen, hat man nur zu beachten, daß die Spannungen 12 und 13 wegen der ganz symmetrischen Anordnung und Belastung dieser Stangen gleiche Größe haben müssen. Setzt man daher die Kräfte 12, 2 und Q zu dem Linienzuge $g d q_2$ zusammen, zieht durch g eine Parallele zu EC und durch q_2 eine solche zum Sparren, so wird man in der Verlängerung von $a d$ einen Punkt e finden, sodaß $e h = d g$ ist, wenn $e h$ parallel EH gezogen wird. Mit Hilfe der so gefundenen Pressung $10 = g h$ in dem Pfosten EC ergeben sich nun ferner die Spannungen 7 in CH und 14 in der Verbindungsstange CC_1 , wenn man durch q_4 die Horizontale $q_4 c$ und durch h eine

Parallele zu CB zieht, d. h., wenn man fh verlängert. Dann stellt die geschlossene Figur q_4ghc_4 in ihren Seiten die vier auf C wirkenden Kräfte 6, 10, 7 und 14 vor. Endlich erhält

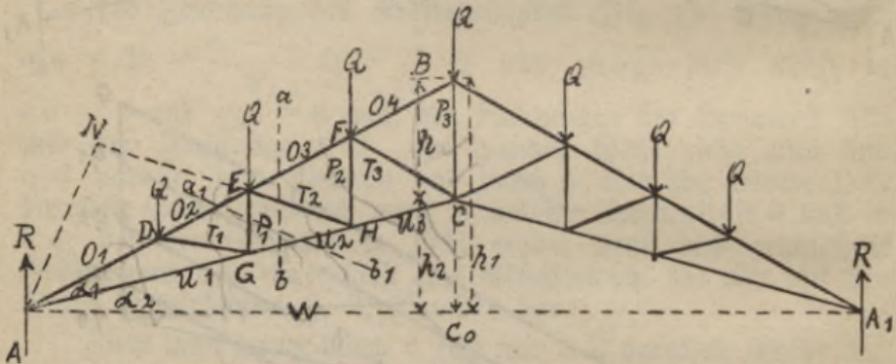
Figur 13.



man die Zugspannung 8 in BH in der Strecke fc, welche als die Schlußlinie des zu den Kräften 7, 13 und 11 gehörigen Kräftepolygons $chef$ betrachtet werden kann.

Der englische Dachstuhl. Für größere Spannweiten, bei denen die Sparren in mehreren Zwischenpunkten zwischen dem Auflager und dem Firle gestützt werden müssen, wird vielfach der englische Dachstuhl angewendet, von welchem in Fig. 14 eine Anordnung mit drei Zwischenpfetten D, E und F angegeben ist. Dieser Dachstuhl kann, da man in der Anzahl solcher Knotenpunkte wie D, E und F nicht beschränkt ist, für beliebig große Spannweiten $2w$ angewandt werden. Die Ermittlung der Anstrengung irgend eines Teiles geschieht in der oben erläuterten Art, indem man für irgend einen Schnitt $a-b$ den unteren Knotenpunkt H oder den oberen Knotenpunkt E der durchschnittenen Strebe E H als Momentenpunkt wählt, je nachdem man die Spannung der oberen oder unteren Gurtung

Figur 14.



bestimmen will, während für die Spannung in dem durchschnittenen Zwischenstücke der Auflagerpunkt A als Momentenpunkt ausgewählt wird. Selbstverständlich denkt man sich zur Bestimmung der Kraft in einem vertikalen Pfosten wie E G einen Schnitt nach $a_1 b_1$ hindurchgelegt. Im Folgenden bedeute $l_1 = A B$ die Länge eines Sparrens, $h_1 = B C_0 = l_1 \sin \alpha_1$ seine Vertikalprojektion, $l_2 = A C$ die Länge der Zugstange, $h_2 = C C_0 = l_2 \sin \alpha_2$, deren Vertikalprojektion und $h = h_1 - h_2$ die Höhe B C des Binders in der Mitte, ferner $2w = n a$ die Spannweite, die in n Intervalle von der Breite a geteilt sein mag, und es seien mit $\beta_1, \beta_2, \beta_3 \dots$ die Neigungswinkel der Streben D G, E H, F C \dots gegen den Horizont, und mit

$$c_1 = \frac{a}{\cos \beta_1}; \quad c_2 = \frac{a}{\cos \beta_2} \dots \text{ die Längen dieser Streben}$$

verstanden. Ist jede Pfette wiederum mit Q belastet, so hat man bei dem Dachstuhl in Fig. 14 den Auflagerdruck in A und A_1

$$\text{zu } R = \frac{7}{2} Q \dots \dots \dots (1)$$

Die Stabkräfte erhält man mittelst der Momentenmethode wie folgt:

Schnitt a b, Momentenpunkt H:

Es sei t die Länge des Lotes von H auf AB , dann ist $R \cdot 3a - Q \cdot 2a - Q \cdot a + O_3 \cdot t = 0$

$$O_3 = - \frac{R \cdot 3a - Q \cdot 2a - Q \cdot a}{t} = - \frac{5}{2} \cdot \frac{3aQ}{t}$$

Da $t = \frac{3a \sin(\alpha_1 - \alpha_2)}{\cos \alpha_2}$, und in dem Dreiecke ABC sich

$$\frac{\sin(\alpha_1 - \alpha_2)}{\cos \alpha_2} = \frac{h}{l_1} \text{ ergibt, so ist } t = 3a \cdot \frac{h}{l_1}, \text{ mithin}$$

$$O_3 = \frac{5}{2} \cdot Q \cdot \frac{l_1}{h} \dots \dots \dots (2)$$

Schnitt a b, Momentenpunkt E:

Es sei s das Lot von E auf AC , dann ist $R \cdot 2a - Q \cdot a - U_2 \cdot s = 0$

$$U_2 = \frac{R \cdot 2a - Q \cdot a}{s} = \frac{6Q \cdot a}{s}$$

da $s = \frac{2a \cdot \sin(\alpha_1 - \alpha_2)}{\cos \alpha_1} = 2a \cdot \frac{h}{l_2}$, so ergibt sich

$$U_2 = 3Q \frac{l_2}{h} \dots \dots \dots (3)$$

Schnitt a b, Momentenpunkt A:

$$Qa + Q \cdot 2a + T_2 \cdot AN = 0$$

$$T_2 = - \frac{Qa + Q \cdot 2a}{AN}$$

$$AN = \frac{2a}{\cos \alpha_1} \cdot \sin(\alpha_1 + \beta_2); \frac{\sin(\alpha_1 + \beta_2)}{\cos \alpha_1} = \frac{HF}{EH} = \frac{3/4 h}{c_2},$$

daher

$$T_2 = 2 \cdot \frac{c_2}{h} Q \dots \dots \dots (4)$$

Schnitt $a_1 b_1$, Momentenpunkt A:

$$Q \cdot a - P_1 \cdot 2a = 0$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot Q \dots \dots \dots (5)$$

Im Allgemeinen erhält man für den englischen Dachstuhl mit n Feldern (in Fig. 14 ist $n = 8$) den Auflagerdruck in A und A_1 zu

$$R = \frac{n - 1}{2} Q \dots \dots \dots (6)$$

Bezeichnet nun ν die Anzahl der belasteten Pfetten zwischen einem beliebigen Schnitte $a b$ und dem der Mitte abgewandten Auflager A, so findet man nach dem Vorstehenden die Spannungen $O_{\nu + 1}$ und U_{ν} der durchschnittenen Gurtungen durch

$$\frac{n - 1}{2} Q (\nu + 1) a - Q (1 + 2 + \dots + \nu) a =$$

$$O_{\nu + 1} \frac{(\nu + 1) a}{\cos \alpha_2} \sin (\alpha_1 - \alpha_2)$$

oder, da aus dem Dreiecke ABC sich $\frac{\sin (\alpha_1 - \alpha_2)}{\cos \alpha_2} = \frac{h}{l_1}$ ergibt:

$$Q \left(\frac{n - 1}{2} (\nu + 1) - \nu \cdot \frac{\nu + 1}{2} \right) = O_{\nu + 1} (\nu + 1) \frac{h}{l_1}, \text{ woraus}$$

$$O_{\nu + 1} = \frac{n - (\nu + 1)}{2} Q \frac{l_1}{h} \dots \dots \dots (7) \text{ folgt.}$$

In gleicher Weise findet man für den oberen Knotenpunkt als Momentenmitte:

$$\frac{n - 1}{2} Q \nu a - Q (1 + 2 + \dots + \nu - 1) a =$$

$$U_{\nu} \frac{\nu a}{\cos \alpha_1} \sin (\alpha_1 - \alpha_2) = U_{\nu} \nu a \frac{h}{l_2}, \text{ d. h.}$$

$$U_{\nu} = \frac{n - \nu}{2} Q \frac{l_2}{h} \dots \dots \dots (8)$$

Für die Stäbe erhält man mit A als Momentenpunkt die Spannung T_ν aus:

$$Q (1 + 2 + \dots + \nu) a = T_\nu \cdot A N = T_\nu \frac{\nu a}{\cos \alpha_1} \sin (\alpha_1 + \beta_\nu)$$

oder, da aus dem Dreiecke FEH:

$$\frac{\sin (\alpha_1 + \beta_\nu)}{\cos \alpha_1} = \frac{H F}{E H} = \frac{2 \frac{\nu + 1}{n} h}{c_\nu} = 2 \frac{\nu + 1}{n} \frac{h}{c_\nu} \text{ folgt,}$$

$$\text{so hat man } Q \nu \frac{\nu + 1}{2} a = T_\nu 2 \nu a \frac{\nu + 1}{n} \frac{h}{c_\nu}, \text{ also}$$

$$T_\nu = \frac{n}{4} \frac{c_\nu}{h} Q \dots \dots \dots (9)$$

Für die Vertikalstäbe endlich hat man, wenn man nach $a_1 b_1$ schneidet, mit A als Momentenpunkt:

$$Q (1 + 2 + \dots + \nu) a = P_\nu (\nu + 1) a, \text{ woraus}$$

$$P_\nu = \frac{\nu + 1}{2} Q \dots \dots \dots (10)$$

Setzt man in den Gleichungen (1) bis (5) für ν die Werte 0, 1, 2, 3 . . . , so erhält man die Spannungen der Gurtungen, Stäben und Vertikalstäben. Für die mittlere Hängestange BC ergibt sich die Spannung wieder durch

$$P_\nu = 2 O_{\nu + 1} \sin \alpha_1 - Q,$$

oder, wenn man darin $\nu = \frac{n}{2} - 1$ setzt, nach (7):

$$P = 2 \frac{n}{4} Q \frac{l_1}{h} \frac{h_1}{l_1} - Q = \left(\frac{n}{2} \frac{h_1}{h} - 1 \right) Q \dots (11)$$

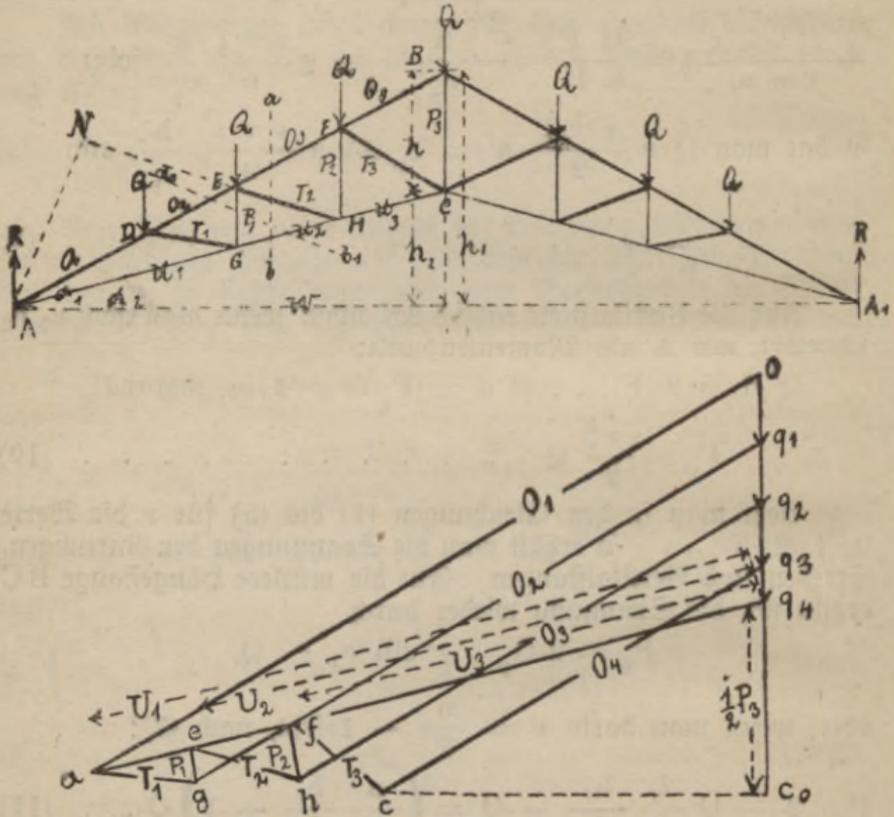
Denselben Wert erhält man natürlich auch durch

$$P = 2 U_\nu \sin \alpha_2 + 2 T_\nu \sin \beta_\nu.$$

Um die Spannungen der einzelnen Glieder graphisch zu ermitteln, hat man wieder auf einer Vertikallinie $o c_0$ die Belastungen der Stäben $o q_1 = q_1, q_2 = q_3, q_4 = \frac{Q}{2}$ anzutragen und den Auflagerdruck $q_4 o = R$ nach den Richtungen $q_4 a$ der

Zugstange und a o des Sparrens zu zerlegen, um in a o die Druckspannung O_1 in AD und in $q_1 a$ die Zugspannung U_1 in AG zu erhalten. Im Knotenpunkte D halten sich nun die vier Kräfte O_1 , Q , O_2 und T_1 das Gleichgewicht. Setzt man

Figur 15.



daher $O_1 = a o$ und $Q = o q_1$ zu einer Mittelkraft $a q_1$ zusammen, so hat man diese zu zerlegen in $a g = T_1$ parallel der Strebe DG und in $g q_1 = O_2$ parallel dem Sparren AB. Zieht man ferner durch g eine vertikale Gerade $g e$ bis zum Durchschnitte mit $a q_4$, so erhält man in $g e$ die Zugkraft P_1 für die vertikale Stange GE, und in $e q_4$ die Zugspannung U_2 in dem unteren Gurtungsstücke GH, denn die auf den Knotenpunkt G wirkenden vier Kräfte U_1 , T_1 , P_1 und U_2 bilden im

Kräfteplane das geschlossene Polygon $q_4 a g e q_4$. In derselben Weise hat man durch q_2 und q_3 Parallellinien mit dem Sparren, durch e eine Parallele eh mit EH , hf vertikal und durch f wieder parallel zu FC zu ziehen. Die eingeschriebenen Bezeichnungen lassen die einzelnen Spannungen leicht erkennen. Die Spannung der mittleren Hängestange P_3 ist durch die doppelte Strecke $q_4 c_0$ gegeben, welche die Vertikalprojektion von $q_4 f e$, also von U_3 und T_3 darstellt, und welche auch gleich der Vertikalkomponente $e_0 q_3$ von O_4 vermindert um die halbe Belastung $q_3 q_4$ des Firstpunktes ist.

Berechnung mit Winddruck. Der Winddruck ist gemäß der Ministerial-Vorschrift vom 16. Mai 1890 als horizontal wirkend anzunehmen. Die senkrecht auf die Dachfläche wirkende Seitenkraft des Winddruckes ist P_1 . Bezeichnet F die Dachfläche, so ist der Winddruck auf die Flächeneinheit $\frac{F}{P_1}$. Zerlegt man wiederum P_1 , so ist der senkrecht nach unten wirkende Winddruck $\frac{P_1}{\cos \alpha}$. Die Dachgrundfläche ist $\frac{F}{\cos \alpha}$, der auf die Flächeneinheit der Dachgrundfläche wirkende Winddruck würde sein $\frac{F \cos \alpha}{P_1 \cos \alpha} = \frac{F}{P_1}$, also derselbe Winddruck, welcher senkrecht auf die geneigte Dachfläche wirkt. Die Werte dieses Winddruckes p_1 auf die Flächeneinheit sind in der Tabelle auf Seite 72 angegeben.

Der vorausgesetzte ungünstigste Winddruck wird zwar immer nur auf eine der Windrichtung zugekehrte Dachfläche wirken, während die dem Winde abgewendete gar nicht oder doch viel weniger gedrückt wird, indessen pflegt man der Sicherheit und der Vereinfachung der Berechnung wegen bei der Konstruktion in der Regel anzunehmen, daß die ganze Dachfläche einem gleichmäßig verteilten senkrechten Winddrucke ausgesetzt sei.

Die auf die Knotenpunkte verteilte Belastung setzt sich daher zusammen aus dem Eigengewichte des Daches, dem Schneedruck und dem Winddruck.

Will man bei großen Dächern eine genauere Berechnung anstellen, so würde man das Eigengewicht und den Schneedruck als senkrecht Belastung, und den Winddruck einseitig als senkrecht gegen die geneigte Dachfläche gerichtet annehmen. Diese Berechnung würde jedoch nur bei großen Dächern in Frage kommen, während für gewöhnlich die senkrechte Annahme des Winddruckes genügend ist.

Beispiel. (S. Weißbach-Herrmann, Die Statik der Bauwerke 1882. S. 490.) Ueber einem Raume von 16 m Spannweite soll ein Dach nach Art der Fig. 14 angebracht werden, dessen Binder 2,5 m von einander entfernt sind. Die Höhe des Firstes über der Horizontalen durch die Auflager soll zu $h_1 = 3,5$ m angenommen werden, während der untere Knotenpunkt der Mitte, in welchem sich die Spannstrangen vereinigen, um $h_2 = 0,5$ m über den Auflagern gelegen ist. Es sind die Anspannungen der einzelnen Konstruktionsglieder unter Annahme einer Gesamtbelastung des Daches durch Eigengewicht, Schnee und Wind, von 160 kg für den Quadratmeter Grundrißfläche zu ermitteln.

Man hat hier bei $n = 8$ Feldern $a = \frac{16}{n} = 2$ m, und daher die Belastung jedes Knotenpunktes $Q = 2 \cdot 2,5 \cdot 160 = 800$ kg.

Ferner folgen die Längen eines Sparrens $AB = l_1 = \sqrt{8^2 + 3,5^2} = 8,732$; $\frac{l_1}{4} = 2,18$ m, einer Spannstrange

$AC = l_2 = \sqrt{8^2 + 0,5^2} = 8,015$; $\frac{l_2}{4} = 2,004 = 2,0$ m.

Der mittlere Vertikalpfosten hat $h = 3$ m Länge, so daß die der beiden anderen Pfosten GE und HF zu $\frac{h}{2} = 1,5$ bzw. $\frac{3}{4} h = 2,25$ m sich ergeben. Der Neigungswinkel der Sparren gegen den Horizont folgt aus $\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{3,5}{8} = 0,4375$ zu $\alpha_1 = 23^\circ 40'$,

derjenigen der Spannstrangen aus $\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{0,5}{8} = 0,0625$ zu $\alpha_2 = 3^\circ 35'$, mithin hat man $\alpha_1 - \alpha_2 = 20^\circ 51'$. Man erhält daher die Längen der Streben DG, EH und FC durch

$$c_1 = \sqrt{\left(\frac{l_1}{4}\right)^2 + \left(\frac{2l_2}{4}\right)^2 - 2 \frac{l_1}{4} \frac{2l_2}{4} \cos(\alpha_1 - \alpha_2)}$$

$$= \sqrt{4,752 + 16 - 2 \cdot 2,18 \cdot 4 \cdot 0,939} = 2,09 \text{ m,}$$

$$c_2 = \sqrt{(2 \cdot 2,18)^2 + (3 \cdot 2)^2 - 2 \cdot 4,36 \cdot 6 \cdot 0,939} = 2,43 \text{ m}$$

$$c_3 = \sqrt{(3 \cdot 2,18)^2 + (4 \cdot 2)^2 - 2 \cdot 6,54 \cdot 8 \cdot 0,939} = 2,92 \text{ m}$$

Demgemäß finden sich nun die Spannungen in dem Sparren

$$O_1 = \frac{8-1}{2} 800 \frac{8,732}{3} = 8150 \text{ kg in AD,}$$

$$O_2 = \frac{8-2}{2} 800 \frac{8,732}{3} = 6987 \text{ kg in DE,}$$

$$O_3 = \frac{8-3}{2} 800 \frac{8,732}{3} = 5822 \text{ kg in EF,}$$

$$O_4 = \frac{8-4}{2} 800 \frac{8,732}{3} = 4658 \text{ kg in FB;}$$

in der Spannstrange:

$$U_1 = \frac{8-1}{2} 800 \frac{8,015}{3} = 7481 \text{ kg in AG,}$$

$$U_2 = \frac{8-2}{2} 800 \frac{8,015}{3} = 6413 \text{ kg in GH,}$$

$$U_3 = \frac{8-3}{2} 800 \frac{8,015}{3} = 5344 \text{ kg in HC;}$$

in den Streben:

$$T_1 = \frac{8}{4} \frac{2,09}{3} 800 = 1115 \text{ kg in DG,}$$

$$T_2 = \frac{8}{4} \frac{2,43}{3} 800 = 1296 \text{ kg in EH,}$$

$$T_3 = \frac{8}{4} \frac{2,92}{3} 800 = 1557 \text{ kg in FC;}$$

in den Vertikalen:

$$P_1 = \frac{1}{2} 800 = 400 \text{ kg in EG,}$$

$$P_2 = 800 \text{ kg in FH.}$$

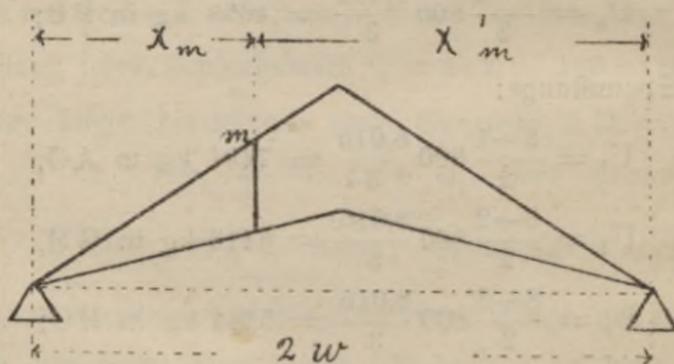
In der mittleren Hängestange BC hat man:

$$P_3 = \left(\frac{n}{2} \frac{h_1}{h} - 1 \right) Q = \left(4 \frac{3,5}{3} - 1 \right) 800 = 2933 \text{ kg.}$$

Allgemeine Bestimmung der Spannungen in den Konstruktionsteilen der Dreiecksbinder.

Die Knotenpunkte des Binders werden, vom linken Stützpunkte ausgehend, mit 0, 1, 2 m bezeichnet.

Figur 16.

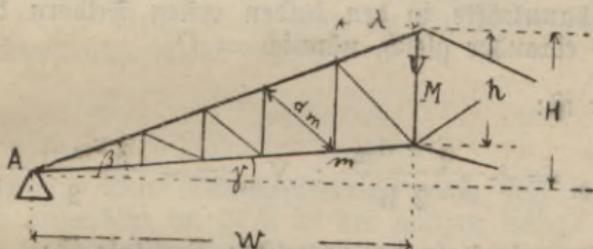


x_m und x'_m sind die Abscissen des m ten Knotenpunktes,
 $\lambda_w =$ Stützweite,
 $2 =$ Feldweite,

- O_m = Spannung im Obergurt,
 U_m = " " im Untergurt,
 D_m = " " in der m ten Diagonale,
 V_m = " " in der m ten Vertikale,
 β = Neigungswinkel des Obergurtes gegen die Horizontale,
 γ = " " " Untergurtes " " "
 q = Totalbelastung für die Einheit der Stützweite.
 Das Vorzeichen + bezeichnet Zugspannung,
 " " - " " Druckspannung.

1. Figur 17. Die linke und rechte Trägerhälfte haben links bzw. rechts ansteigende Diagonalen.

Figur 17.



$$O_m = - \frac{q x'_m w}{2 h \cos \beta}, \quad U_m = + \frac{q x'_m - 1 w}{2 h \cos \gamma}.$$

Die Spannkraften in den beiden ersten Feldern des Untergurtes sind einander gleich, also $U_1 = U_2$.

Ferner ist für die Diagonalen und Vertikalen:

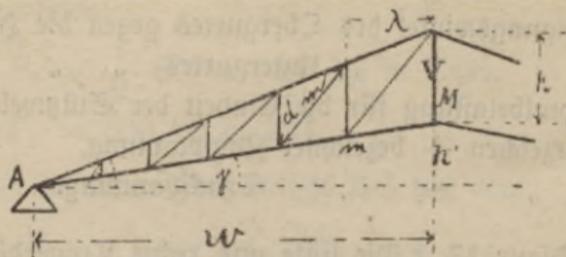
$$D_m = - \frac{q w d_m}{2 h}; \quad V_m = + \frac{q x_m - 1}{2}.$$

Die Spannkraft V_M in der mittelften Vertikale ist:

$$V_M = q \left[\frac{w H}{h} - \lambda \right]$$

2. Figur 18. Die linke und rechte Trägerhälfte haben rechts- bzw. linksansteigende Diagonalen.

Figur 18.



$$O_m = - \frac{q x^1_m - 1 w}{2 h \cos \beta} ; U_m = + \frac{q x^1_m w}{2 h \cos \gamma} .$$

Die Spannkraften in den beiden ersten Feldern des Obergurtes sind einander gleich, nämlich = O_2 .

Ferner ist:

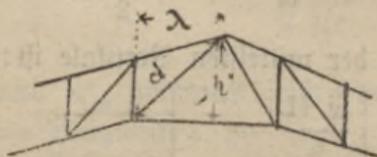
$$D_m = + \frac{q w d_m}{2 h} ; V_m = - \frac{q x_m + 1}{2} .$$

Die Spannkraft in der mittelsten Vertikale ist:

$$V_M = \frac{q w h^1}{h} .$$

3. Figur 19. Bei dieser Anordnung ist die mittelste Vertikale überflüssig und es wird die Spannkraft in der wagerechten Zugstange:

Figur 19.



$$U_M = \frac{q w^2}{2 h''} ,$$

ferner die Spannkraft in jeder der mittleren Diagonalen:

$$D_M = + \frac{q w d [w (h'' - h) + \lambda h'']}{2 \lambda h h''}$$

h hat dieselbe Bedeutung wie in Fig. 18.

In dem obigen Beispiele würde man erhalten für O_2 (nach Figur 17):

$$O_2 = - \frac{q x^1_2 w}{2 h \cos \beta}$$

Es ist nun:

$$q = 160 \cdot 2,5 = 400 \text{ kg,}$$

$$x^1_2 = 12 \text{ m; } w = 8 \text{ m,}$$

$$h = 3,5 - 0,5 = 3 \text{ m,}$$

$$\beta = 23^\circ 40'; \cos \beta = 0,916, \text{ daher}$$

$$O_2 = \frac{400 \cdot 12 \cdot 8}{2 \cdot 3 \cdot 0,916} = 6987 \text{ kg Druckspannung.}$$

In gleicher Weise würde man die Spannungswerte für die anderen Konstruktionssteile erhalten.

Beispiel. Eine Dachkonstruktion nach Fig. 12 und 13, wobei sich außerdem im First in der ganzen Länge des Daches noch eine Laterne (Dachreiter) befindet, wurde wie nachstehend im Jahre 1879 durch die Ingenieure Dr. Pröll und Scharowky in Dresden für das Ofenhaus der Gasanstalt ausgeführt. (S. Lehrbuch der Hochbau-Konstruktionen von Rudolph Gottgetreu, 1885. III. Teil, Seite 185.)

Muster und Beispiel zur Berechnung der Standfestigkeit einer Dachkonstruktion*).

Statische Berechnung der Dachkonstruktion für das Ofenhaus der Gasanstalt in Dresden.

1. Material und Hauptabmessungen des Daches.

Die Dachkonstruktion besteht aus vernietetem Flach- und Winkleisen.

Das Deckmaterial ist Schiefer.

Die Spannweite beträgt $2w = 22,3$ m. Entfernung der Binder von einander $3,933$ m. Höhe des Firstes über der Horizontalen durch die Auflager $h = \frac{w}{2} = 5,575$ m. Länge der Mittelstütze des Bindersparrens (in Figur 12 und 13 mit V_2 , 10, d bezeichnet) $= \frac{l}{5}$.

2. Belastung des Daches.

(Zur Vereinfachung der Rechnung wird der Winddruck gegen die Dachfläche als vertikal wirkend angenommen.)

Zur Berechnung der Knotenpunktbelastungen wurden folgende Annahmen gemacht:

Winddruck für den qm Dachfläche in senkrechter Richtung	30 kg
Schneelast	70 "
Schieferdeckung mit Schalung, Sparren und Pfetten eine Maximallast für den qm Dachfläche ohne das Eigengewicht der Binder	75 "
	175 "
oder etwa 195 kg für den qm der Horizontalprojektion.	

Das Gewicht der Eisenkonstruktion für jeden Binder wurde schätzungsweise auf 3000 kg, d. h. auf 32 kg für den qm der

* Exemplare eines Rechnungs-Vordruckes zur Berechnung der Standfestigkeit einer Dachkonstruktion sind zum Preise von 10 Pfg., 100 Bogen zum Preise von 7 Mk. 50 Pfg. zu beziehen von der Buchhandlung **Otto Hammerschmidt in Hagen i. Westf.**

Horizontalprojektion angenommen, woraus sich eine Maximalbelastung von 227 kg für den qm oder von 2,6 t für den Knotenpunkt des Binders ergibt.

3. Berechnung der Spannungen und der Querschnitte.

(Zeichnung der Dachkonstruktion beifügen.)

Da die Spannungen der einzelnen Binderteile bei geometrisch ähnlichen Bindern proportional den Knotenpunktlasten sind, so lassen sich die Spannungen für einen Binder, dessen Stützweite $2w = 4$, die Höhe $h = 1$ und dessen Knotenpunktlast $= 1$ ist, leicht berechnen, die hierdurch erhaltenen Spannungszahlen wurden dann mit den rechnungsmäßigen Knotenpunktlasten des Binders multipliziert, woraus sich die zur Bemessung der Binderteile erforderlichen Spannungszahlen ergeben.

Die Spannungszahlen sind in der nachstehenden Tabelle zusammengestellt:

Bezeichnung der Binderteile	Richtung der Spannungen	Spannungen in Tonnen bei einer Knotenpunktlast von	
		1 t	2,6 t
1	—	9,39	24,414
2	—	8,94	23,244
3	—	8,49	22,074
4	—	8,05	20,930
5	+	8,43	21,918
6	+	7,23	18,798
7	+	2,95	7,670
8	+	4,15	10,790
9	—	0,90	2,340
12	+	1,20	3,120
10	—	1,80	4,680
13	+	1,20	3,120
11	—	0,90	2,340
14	+	4,44	11,544

4. Berechnung der Querschnitte.

Es wurden die mit der Dachfläche parallel liegenden, nur auf Druck, bezw. Zerknicken beanspruchten oberen Binderteile aus vier mit ihren Ecken zusammenliegenden Winkelleisen gebildet, wodurch diesen Binderteilen eine nach allen Querschnittsrichtungen annähernd gleiche Festigkeit gegen Zerknicken gegeben ist. Die beiden unteren Glieder 1 und 2 dieser Binderteile werden stärker auf Zerknicken beansprucht, als die oberen Glieder.

Um nun durchgehends gleiche Winkelleisen zu erhalten, ohne Material zu verschwenden, wurde im mittleren Teile der beiden unteren Glieder noch ein vertikales Flacheisen zwischen die Winkelleisen eingenetet. In den Knotenpunkten ist an die nach oben verlängerten Knotenpunkt-Verbindungsbleche ein Winkelleisen angenietet worden, wodurch den hölzernen Pfetten ein horizontales Auflager geboten wird.

Bei der Querschnittsbestimmung wurde die Bedingung erfüllt, daß die größte Beanspruchung der Binderteile 750 kg für den qcm nicht übersteigen darf.

Bei der Berechnung der auf Zerknicken beanspruchten Teile wurde die entstehende Spannung \mathcal{S}^1 durch die Knickungsformel ermittelt:

$$\mathcal{S}^1 = \frac{P}{F} \left(1 + K \frac{F l^2}{J} \right) = \mathcal{S} \left(1 + K \frac{F l^2}{J} \right)$$

wo bezeichnet F den Querschnitt des geknickten Stabes, l dessen Länge, J das kleinste Trägheitsmoment des Querschnittes, \mathcal{S} die Spannung durch Zug oder Druck, K eine vom Material und der Befestigung der Stabenden abhängige Größe. Bei abgeplatteten Enden ist für Schweißelisen $K = 0,0001$, für Gußeisen $K = 0,00025$, für weichen Stahl $K = 0,00008$ zu setzen. Für abgerundete Enden ist K dreimal so groß zu nehmen.

Bei der Berechnung der Querschnittsflächen sind die Nietlöcher in Abzug gebracht worden.

Bezeichnung der Binderstiele	Spannungszahl	Querschnitt				Trägheitsmoment J		Länge l		Beanspruchung in kg/qcm		Anschluß-Niete	
		Form	Material	Fläche F		der Teile welche auf Berstnieten beansprucht werden		auf Zug oder Druck	$S_1 = \left(1 + 0,00008 \frac{F l^2}{J}\right)$	auf Berstnieten	Durchmesser	Erforderliche Anzahl	Vorhandene Anzahl
				mm	qcm	cm	cm						
1 — 24,414		4 Winkel-eisen	80 . 80	56,76	—	—	430	—	20	10	20		
			11	71,16	893	326	343	575	—	—	—	—	
			80 . 80										
		1 Flach-eisen	$\frac{160}{12}$										
2 — 23,244	wie	1	—	—	—	—	geringer als bet 1	20	10	14			
3 — 22,074		4 Winkel-eisen	80 . 80	56,76	582	326	389	711	20	10	14		
			11										
4 — 20,930	wie	3	—	—	—	—	geringer als bet 3	20	9	16			
5 + 21,918		2 Flach-eisen	$\frac{150}{12}$	31,20	—	—	702	—	20	10	14		
6 + 18,798	wie	5	—	—	—	—	geringer als bet 5	20	8	16			
7 + 7,670	wie	8	—	—	—	—	geringer als bet 8	20	4	6			
8 + 10,790		2 Flach-eisen	$\frac{90}{11}$	15,4	—	—	700	—	20	5	8		
			$\frac{50}{11}$										
9 — 2,340		2 Flach-eisen	$\frac{50}{11}$	7,92	11,3	130	296	576	14	3	4		
10 — 4,680		2 Winkel-eisen	$\frac{65 \cdot 65}{8}$	14,72	—	—	320	449	20	2	4		
11 — 2,340	wie	9	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
12 + 3,120		2 Flach-eisen	$\frac{50}{9}$	6,48	—	—	481	—	14	3	4		
13 + 3,120	wie	12	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
14 + 11,544		1 Flach-eisen	$\frac{150}{12}$	15,6	—	—	740	—	20	5	8		

Das ganze Ofenhaus enthält 24 Binder; der Längenverband zwischen den einzelnen Bindern ist so gebildet, daß dieselben durch einen Diagonalverband paarweise mit einander verbunden sind.

Tabelle für die Kreisumfänge, Kreisinhalte und Quadrate der Durchmesser.

n	$n\pi$	$n^2 \frac{\pi}{4}$	n^2	D	$n\pi$	$n^2 \frac{\pi}{4}$	n^2	n	$n\pi$	$n^2 \frac{\pi}{4}$	n^2	n	$n\pi$	$n^2 \frac{\pi}{4}$	n^2
0,01	0,0314	0,000079	0,0001	2,5	7,854	4,9087	6,250	5,0	15,708	19,635	25,00	7,5	23,562	44,179	56,25
0,1	0,3141	0,00785	0,01	2,6	8,168	5,3093	6,760	5,1	16,022	20,428	26,01	7,6	23,876	45,365	57,76
0,2	0,6283	0,03141	0,04	2,7	8,482	5,7256	7,290	5,2	16,336	21,237	27,04	7,7	24,190	46,566	59,29
0,3	0,9424	0,07068	0,09	2,8	8,797	6,1575	7,840	5,3	16,650	22,062	28,09	7,8	24,504	47,784	60,84
0,4	1,2566	0,12566	0,16	2,9	9,111	6,6052	8,410	5,4	16,965	22,902	29,16	7,9	24,819	49,017	62,41
0,5	1,5708	0,19635	0,25	3,0	9,425	7,0686	9,000	5,5	17,279	23,758	30,25	8,0	25,133	50,266	64,00
0,6	1,8850	0,28274	0,36	3,1	9,739	7,5477	9,610	5,6	17,593	24,630	31,36	8,1	25,447	51,530	65,61
0,7	2,1991	0,38484	0,49	3,2	10,053	8,0425	10,240	5,7	17,907	25,518	32,49	8,2	25,761	52,810	67,24
0,8	2,5133	0,50285	0,64	3,3	10,367	8,5530	10,890	5,8	18,221	26,421	33,64	8,3	26,075	54,106	68,89
0,9	2,8274	0,63617	0,81	3,4	10,681	9,0792	11,560	5,9	18,535	27,340	34,81	8,4	26,389	55,418	70,56
1,0	3,1412	0,7854	1,000	3,5	10,995	9,6211	12,250	6,0	18,850	28,274	36,00	8,5	26,704	56,745	72,25
1,1	3,455	0,9503	1,210	3,6	11,310	10,179	12,960	6,1	19,164	29,225	37,21	8,6	27,018	58,088	73,96
1,2	3,770	1,1310	1,440	3,7	11,624	10,752	13,690	6,2	19,478	30,191	38,44	8,7	27,332	59,447	75,69
1,3	4,084	1,3273	1,690	3,8	11,938	11,341	14,440	6,3	19,792	31,173	39,69	8,8	27,646	60,821	77,44
1,4	4,398	1,5394	1,960	3,9	12,252	11,946	15,210	6,4	20,106	32,170	40,96	8,9	27,960	62,211	79,21
1,5	4,712	1,7672	2,250	4,0	12,566	12,566	16,000	6,5	20,420	33,183	42,25	9,0	28,274	63,617	81,00
1,6	5,027	2,0106	2,560	4,1	12,881	13,203	16,810	6,6	20,735	34,212	43,56	9,1	28,588	65,039	82,81
1,7	5,341	2,2698	2,890	4,2	13,195	13,854	17,640	6,7	21,049	35,257	44,89	9,2	28,903	66,476	84,64
1,8	5,655	2,5447	3,240	4,3	13,509	14,522	18,490	6,8	21,363	36,317	46,24	9,3	29,217	67,929	86,49
1,9	5,969	2,8353	3,610	4,4	13,823	15,205	19,360	6,9	21,677	37,393	47,61	9,4	29,531	69,398	88,36
2,0	6,283	3,1416	4,000	4,5	14,137	15,904	20,250	7,0	21,991	38,485	49,00	9,5	29,845	70,882	90,25
2,1	6,597	3,4636	4,410	4,6	14,451	16,619	21,160	7,1	22,305	39,592	50,41	9,6	30,159	72,382	92,16
2,2	6,912	3,8013	4,840	4,7	14,765	17,349	22,090	7,2	22,619	40,715	51,84	9,7	30,473	73,898	94,09
2,3	7,226	4,1548	5,290	4,8	15,080	18,096	23,040	7,3	22,934	41,854	53,29	9,8	30,788	75,430	96,04
2,4	7,540	4,5239	5,760	4,9	15,394	18,857	24,010	7,4	23,248	43,008	54,76	9,9	31,102	76,977	98,01

n	$n\pi$	$n^2 \frac{\pi}{4}$	n^2	n	$n\pi$	$n^2 \frac{\pi}{4}$	n^2	n	$n\pi$	$n^2 \frac{\pi}{4}$	n^2	n	$n\pi$	$n^2 \frac{\pi}{4}$	n^2
10,0	31,416	78,540	100,00	13,0	40,841	132,73	169,00	16,0	50,265	201,06	256,00	19,0	59,690	283,53	361,00
10,1	31,730	80,119	102,01	13,1	41,155	134,78	171,61	16,1	50,580	203,58	259,21	19,1	60,004	286,52	364,81
10,2	32,044	81,713	104,04	13,2	41,469	136,85	174,24	16,2	50,894	206,12	262,44	19,2	60,319	289,53	368,64
10,3	32,358	83,323	106,09	13,3	41,783	138,93	176,89	16,3	51,208	208,67	265,69	19,3	60,633	292,55	372,49
10,4	32,673	84,949	108,16	13,4	42,097	141,03	179,56	16,4	51,522	211,24	268,96	19,4	60,947	295,59	376,36
10,5	32,987	86,590	110,25	13,5	42,412	143,14	182,25	16,5	51,836	213,83	272,25	19,5	61,261	298,65	380,25
10,6	33,301	88,247	112,36	13,6	42,726	145,27	184,96	16,6	52,150	216,42	275,56	19,6	61,575	301,72	384,16
10,7	33,615	89,920	114,49	13,7	43,040	147,41	187,69	16,7	52,465	219,04	278,89	19,7	61,889	304,81	388,09
10,8	33,929	91,609	116,64	13,8	43,354	149,57	190,44	16,8	52,779	221,67	282,24	19,8	62,204	307,91	392,04
10,9	34,243	93,313	118,81	13,9	43,668	151,75	193,21	16,9	53,093	224,32	285,61	19,9	62,518	311,03	396,02
11,0	34,558	95,033	121,00	14,0	43,982	153,94	196,00	17,0	53,407	226,98	289,00	20,0	62,832	314,16	400,00
11,1	34,872	96,769	123,21	14,1	44,296	156,15	198,81	17,1	53,721	229,66	292,41	20,1	63,146	317,31	404,01
11,2	35,186	98,520	125,44	14,2	44,611	158,37	201,64	17,2	54,035	232,35	295,84	20,2	63,460	320,47	408,04
11,3	35,500	100,29	127,69	14,3	44,925	160,61	204,49	17,3	54,350	235,06	299,29	20,3	63,774	323,66	412,09
11,4	35,814	102,07	129,96	14,4	45,239	162,86	207,36	17,4	54,664	237,79	302,76	20,4	64,088	326,85	416,16
11,5	36,128	103,87	132,25	14,5	45,553	165,13	210,25	17,5	54,978	240,53	306,25	20,5	64,403	330,06	420,25
11,6	36,442	105,68	134,56	14,6	45,867	167,42	213,16	17,6	55,292	243,29	309,76	20,6	64,717	333,29	424,36
11,7	36,757	107,51	136,89	14,7	46,181	169,72	216,09	17,7	55,606	246,06	313,39	20,7	65,031	336,54	428,49
11,8	37,071	109,36	139,24	14,8	46,496	172,03	219,04	17,8	55,920	248,85	316,84	20,8	65,345	339,80	432,64
11,9	37,385	111,22	141,61	14,9	46,810	174,37	222,01	17,9	56,235	251,65	320,41	20,9	65,659	343,07	436,81
12,0	37,699	113,10	144,00	15,0	47,124	176,72	225,00	18,0	56,549	254,47	324,00	21,0	65,973	346,36	441,00
12,1	38,013	114,99	146,41	15,1	47,438	179,08	228,01	18,1	56,863	257,30	327,61	21,1	66,288	349,67	445,21
12,2	38,327	116,90	148,84	15,2	47,752	181,46	231,04	18,2	57,177	260,16	331,24	21,2	66,602	352,99	449,44
12,3	38,642	118,82	151,29	15,3	48,066	183,85	234,09	18,3	57,491	263,02	334,89	21,3	66,916	356,33	453,69
12,4	38,956	120,76	153,76	15,4	48,381	186,27	237,16	18,4	57,805	265,90	338,56	21,4	67,230	359,68	457,96
12,5	39,270	122,72	156,25	15,5	48,695	188,69	240,25	18,5	58,119	268,80	342,25	21,5	67,544	363,05	462,25
12,6	39,584	124,69	158,76	15,6	49,009	191,13	243,36	18,6	58,434	271,72	345,96	21,6	67,858	366,44	466,56
12,7	39,898	126,68	161,29	15,7	49,323	193,59	246,49	18,7	58,748	274,65	349,69	21,7	68,173	369,84	470,89
12,8	40,212	128,68	163,84	15,8	49,637	196,07	249,64	18,8	59,062	277,59	353,44	21,8	68,487	373,25	475,24
12,9	40,527	130,70	166,41	15,9	49,951	198,56	252,81	18,9	59,376	280,55	357,21	21,9	68,801	376,69	479,61

Π	$\Pi\pi$	$\Pi^2 \frac{\pi}{4}$	Π^2	Π	$\Pi\pi$	$\Pi^2 \frac{\pi}{4}$	Π^2	Π	$\Pi\pi$	$\Pi^2 \frac{\pi}{4}$	Π^2	Π	$\Pi\pi$	$\Pi^2 \frac{\pi}{4}$	Π^2
22,0	69,115	380,13	484,00	24,5	76,969	471,44	600,25	27,0	84,823	572,56	729,06	29,5	92,677	688,49	870,25
22,1	69,429	383,60	488,41	24,6	77,283	475,29	605,16	27,1	85,137	576,80	734,41	29,6	92,991	688,13	876,16
22,2	69,743	387,08	492,84	24,7	77,597	479,16	610,09	27,2	85,451	581,07	739,84	29,7	93,305	692,79	882,09
22,3	70,058	390,57	497,29	24,8	77,911	483,05	615,04	27,3	85,765	585,35	746,29	29,8	93,619	697,47	888,04
22,4	70,372	394,08	501,76	24,9	78,226	486,96	620,01	27,4	86,080	589,65	750,76	29,9	93,934	702,15	894,01
22,5	70,686	397,61	506,25	25,0	78,540	490,87	625,00	27,5	86,394	593,96	756,25	30,0	94,248	706,86	900,00
22,6	71,000	401,15	510,76	25,1	78,854	494,81	630,01	27,6	86,708	598,29	761,76	30,1	94,562	711,58	906,01
22,7	71,314	404,71	515,29	25,2	79,168	498,76	635,04	27,7	87,022	602,63	767,29	30,2	94,876	716,32	912,04
22,8	71,628	408,28	519,84	25,3	79,482	502,73	640,09	27,8	87,336	606,99	772,84	30,3	95,190	721,07	918,09
22,9	71,942	411,87	524,41	25,4	79,796	506,71	645,16	27,9	87,650	611,36	778,41	30,4	95,504	725,83	924,16
23,0	72,257	415,48	529,00	25,5	80,111	510,71	650,25	28,0	87,965	615,75	784,00	30,5	95,819	730,62	930,25
23,1	72,571	419,10	533,61	25,6	80,425	514,72	655,36	28,1	88,279	620,16	789,61	30,6	96,133	735,42	936,36
23,2	72,885	422,73	538,24	25,7	80,739	518,75	660,49	28,2	88,593	624,58	795,24	30,7	96,447	740,23	942,49
23,3	73,199	426,39	542,89	25,8	81,053	522,79	665,64	28,3	88,907	629,02	800,89	30,8	96,761	745,06	948,64
23,4	73,513	430,05	547,56	25,9	81,367	526,85	670,81	28,4	89,221	633,47	806,56	30,9	97,075	749,91	954,81
23,5	73,827	433,74	552,25	26,0	81,681	530,93	676,00	28,5	89,535	637,94	812,25	31,0	97,389	754,77	961,09
23,6	74,142	437,44	556,96	26,1	81,996	535,02	681,21	28,6	89,850	642,42	817,96	31,1	97,704	759,65	967,21
23,7	74,456	441,15	561,69	26,2	82,310	539,13	686,44	28,7	90,164	646,93	823,69	31,2	98,018	764,54	973,44
23,8	74,770	444,88	566,44	26,3	82,624	543,25	691,69	28,8	90,478	651,44	829,44	31,3	98,332	769,45	979,69
23,9	75,084	448,63	571,21	26,4	82,938	547,39	696,96	28,9	90,792	655,97	835,21	31,4	98,646	774,37	985,96
24,0	75,398	452,39	576,00	26,5	83,252	551,55	702,25	29,0	91,106	660,52	841,00	31,5	98,960	779,31	992,25
24,1	75,712	456,17	580,81	26,6	83,566	555,72	707,56	29,1	91,420	665,08	846,81	31,6	99,274	784,27	998,56
24,2	76,027	459,96	585,64	26,7	83,881	559,90	712,89	29,2	91,735	669,66	852,64	31,7	99,588	789,24	1004,89
24,3	76,341	463,77	590,49	26,8	84,195	564,10	718,24	29,3	92,049	674,26	858,49	31,8	99,903	794,23	1011,24
24,4	76,655	467,60	595,36	26,9	84,509	568,32	723,61	29,4	92,363	678,87	864,36	31,9	100,22	799,23	1017,61

Tabelle der Quadrate der Zahlen 1 bis 100.

n	n ²	n	n ²						
1	1	21	441	41	1681	61	3721	81	6561
2	4	22	484	42	1764	62	3844	82	6724
3	9	23	529	43	1849	63	3969	83	6889
4	16	24	576	44	1936	64	4096	84	7056
5	25	25	625	45	2025	65	4225	85	7225
6	36	26	676	46	2116	66	4356	86	7396
7	49	27	729	47	2209	67	4489	87	7569
8	64	28	784	48	2304	68	4624	88	7744
9	81	29	841	49	2401	69	4761	89	7921
10	100	30	900	50	2500	70	4900	90	8100
11	121	31	961	51	2601	71	5041	91	8281
12	144	32	1024	52	2704	72	5184	92	8464
13	169	33	1089	53	2809	73	5329	93	8649
14	196	34	1156	54	2916	74	5476	94	8836
15	225	35	1225	55	3025	75	5625	95	9025
16	256	36	1296	56	3136	76	5776	96	9216
17	289	37	1369	57	3249	77	5929	97	9409
18	324	38	1444	58	3364	78	6084	98	9604
19	361	39	1521	59	3481	79	6241	99	9801
20	400	40	1600	60	3600	80	6400	100	10000

Tabelle der Sinus einiger Winkel.

Grad	Sin.	Grad	Sin.	Grad	Sin.
20	0,342	30	0,574	50	0,766
25	0,423	40	0,643	55	0,819
30	0,500	45	0,707	60	0,866

Anhang.

Verordnung für das Königreich Sachsen, Bestimmungen über die Standfestigkeit freistehender hoher Schornsteine betreffend; vom 22. April 1903.

I. Stabilitätsnachweis.

Aus dem der Bauanzeige für Schornsteine von mehr als 12 m Höhe nach § 106 Absatz 2 des Allgemeinen Baugesetzes für das Königreich Sachsen vom 1. Juli 1900 beizufügenden Stabilitätsnachweise muß genau zu entnehmen sein, bis zu welchem Grade die verwendeten Baustoffe in den gefährlichsten Querschnitten des Bauwerkes, insbesondere in den untersten Absatzfugen des Schornsteinschaftes und in der Fuge zwischen Sockel und Grundmauerwerk oder in der Fuge über dem etwa vorhandenen Sockelvorsprung, in Anspruch genommen werden, sowie welche Belastung der Untergrund erfährt.

II. Winddruck.

1. Als maßgebender Winddruck W gegen eine zur Windrichtung senkrechte Fläche soll bei Schornsteinen in der Regel ein Wert:

$$W = 115 + 0,6 \cdot H \quad \text{kg/qm}$$

in Rechnung gestellt werden. H bedeutet die gesamte Schornsteinhöhe einschließlich Sockel in Metern. Dem Ermessen der Baupolizeibehörden bleibt vorbehalten, in besonders gefährdeten Lagen die Annahme eines höheren Winddrucks zu fordern.

2. Etwaiger Einfluß der Saugwirkung auf der der Windrichtung entgegengesetzten Seite ist in diesem Werte enthalten.

3. Der durch anstoßende oder umschließende Gebäude gewährte Schutz des Schornsteines gegen Winddruck soll in der Regel unberücksichtigt bleiben.

4. Als Winddruckfläche ist die Fläche des lotrechten Querschnittes einer Schornsteinsäule anzusehen. Bei eckigen Schornsteinen ist dieser Schnitt rechtwinklig zu zwei gegenüberstehenden Flächen zu legen.

5. Bedeutet F den Flächeninhalt dieses Schnittes, so ist die Größe des Winddruckes anzunehmen:

bei runden Schornsteinen	zu	0,67	. F. W.
„ achteckigen	„	„	0,71 . F. W.
„ rechteckigen	„	„	1,00 . F. W.

6. Diese Werte des Winddruckes gelten auch dann, wenn der Wind über Eck weht. Letztere Windrichtung ist maßgebend für die Bestimmung der größten Kantenpressung bei eckigen Schornsteinen.

7. Als Angriffspunkt des gegen eine Schornsteinsäule wirkenden Winddruckes, dessen Richtung wagerecht anzunehmen ist, ist der Schwerpunkt des lotrechten Achsschnittes dieser Säule anzusehen.

III. Art und Beschaffenheit der Baustoffe.

1. Bei der Berechnung der Standfestigkeit muß das Gewicht des Schornsteines nach dem wirklichen Einheitsgewicht des zu verwendenden Mauerwerkes ermittelt werden.

2. Für die Herstellung des Schaftmauerwerkes ist sogenannter verlängerter Zementmörtel zu verwenden, der auf 2 Raumteile Kalk und 6 bis 8 Raumteile scharfkantigen schlammfreien Sand mindestens 1 Raumteil Portlandzement enthält.

Bei Verwendung von Graufalken, deren hydraulische Eigenschaften nachgewiesen sind, kann der Zementzusatz bis auf die Hälfte verringert werden.

Die Verwendung unvorschriftsmäßigen Mörtels wird mit Geldstrafe von 50 bis 150 Mark oder mit Haft bestraft, sofern nicht höhere Strafen eintreten.

3. Der Unternehmer der baulichen Ausführung eines Schornsteines hat die volle Verantwortung dafür zu übernehmen, daß die in der Berechnung der Standfestigkeit eingesetzten Gewichte mit der Wirklichkeit übereinstimmen, sowie dafür, daß die von ihm verwendeten Baustoffe — Steine, Mörtel u. s. w. — bezüglich ihrer Güte und Festigkeit seinen Angaben entsprechen und technisch richtig verwendet werden.

Unternehmer, welche die hier geforderten Angaben absichtlich oder in fahrlässiger Weise falsch erstatten, werden, sofern nicht höhere Strafen eintreten, mit Geldstrafe von 50 bis 150 Mark oder mit Haft bestraft.

4. Der Aufsichtsbehörde bleibt es überlassen, den Nachweis der Richtigkeit des eingesetzten Einheitsgewichtes und der übrigen Angaben zu verlangen oder selbst die Richtigkeit zu prüfen.

IV. Zulässige Beanspruchungen.

1. Die Druckbeanspruchungen im Mauerwerk sind nach dem unter II vorgeschriebenen Winddruck unter Vernachlässigung der Zugspannungen zu berechnen.

2. Bezeichnet d_z die größte im Mauerwerk zulässige Druckbeanspruchung und d_0 die Druckbeanspruchung unter dem Eigengewicht, beide Werte in kg/qcm, so darf die Druckbeanspruchung d an der am stärksten belasteten Kante eines Querschnittes unter der Voraussetzung kunstgerechter und sorgfältiger Ausführung sowie ausreichender Erhärtung des Mörtels äußersten Falles den Wert: $d = \frac{1}{3} \cdot d_z + 1,25 \cdot d_0$ kg/qcm erreichen, sofern dieser Wert nicht größer ist als d_z .

Der Wert d_z ist in der Regel für Mauerwerk aus gewöhnlichen Ziegeln in Kalkmörtel mit 8,0, für ebensolches Mauerwerk in verlängertem Zementmörtel mit 10,0 und für Mauerwerk aus Hartbrandringsteinen in verlängertem Zementmörtel mit 12,0 kg/qcm zuzulassen. Kommen höhere Werte zum Ansatz, so ist der Nachweis der bei der Berechnung vorausgesetzten Festigkeiten zu führen. Wird dieser Nachweis für ganze Mauerkörper in dem erforderlichen Umfange erbracht, so können die nach der vorstehenden Vorschrift sich ergebenden höheren Beanspruchungen bis zu einer Höchstgrenze von 25 kg/qcm zugelassen werden, keinesfalls darf aber für d_z ein höherer Wert als $\frac{1}{10}$ der Bruchlast des Mauerwerkes in Ansatz kommen.

3. Die höchste Kantenpressung, mit welcher das Schornsteinfundament unter Berücksichtigung des Winddruckmomentes den Erdboden belastet, soll bei gutem Baugrund in der Regel 3 kg/qcm nicht übersteigen und nur in Ausnahmefällen 4 kg/qcm erreichen. Dabei ist die Bedingung zu erfüllen, daß sich auf der Windseite das Fundament nicht vom Boden abhebt.

Dresden, am 22. April 1903.

Ministerium des Innern.

Vom Verleger dieses Werkchens, Otto Hammerschmidt

in Hagen i. W., ist zu beziehen:

Rechnungs-Vordrucke zur Berechnung der Standfestigkeit der Schornsteine nach der Anleitung zur Berechnung der Standfestigkeit für gemauerte Fabrikschornsteine, von Gewerbe-
rat H. Jahr in Reife. 4. verb. Auflage 1904 — Seite
57 — in vorschriftsmäßiger Ausführung und Reichsformat.
Preis einzelner Bogen 10 Pfg., 100 Bogen 7,50 Mk.

Rechnungs-Vordrucke zur Berechnung der Standfestigkeit eines eisernen Schornsteines, nach Seite 65—69 der An-
leitung zur Berechnung der Standfestigkeit eiserner Schorn-
steine von Gewerbe-
rat H. Jahr in Reife. 1904. 4. verb.
Ausf. Preis einzelner Bogen 10 Pfg., 100 Bogen 7,50 Mk.

Rechnungs-Vordrucke zur Berechnung der Standfestigkeit einer Dachkonstruktion nach Seite 96—99 der Anleitung
zur Berechnung der Standfestigkeit von Dachkonstruktionen von
Gewerbe-
rat H. Jahr in Reife. 1904. 4. verb. Ausf.
Preis einzelner Bogen 10 Pfg., 100 Bogen 7,50 Mk.

Vorschriften betr. die Anlegung, Beaufsichtigung und den Betrieb von Dampfkesseln und Dampfzweigen mit einer
Anleitung zur Herstellung des Antrages um Genehmigung
zur Inbetriebsetzung einer Dampfkesselanlage. 5. vermehrte
Ausf. 1903. Preis 1 Mk.

**Vordruck J.: Beschreibung zur Genehmigung einer Dampf-
kessel-Anlage**, nach amtlicher Vorschrift zum Preise von 5 Pfg.

Vordruck: Beschreibung zur Anlegung eines Dampfzweiges,
nach amtlicher Vorschrift, zum Preise von 5 Pfg.

Vordruck: Beschreibung einer Aufzuganlage, nach amtlicher
Vorschrift, zum Preise von 5 Pfg.

Dienstvorschriften für Kesselwärter mit Abdruck des Gesetzes
über Betrieb der Dampfkessel vom 3. Mai 1872 und einen
Auszug aus dem Strafgesetzbuch für das deutsche Reich.
Preis auf Papier 30 Pfg., auf Pappe gezogen 75 Pfg.,
auf Eisenblech gedruckt (unverwüstlich), 2 Mk.

Dienstvorschriften für Dampfzweigenwärter. amtlicher Vordruck,
auf Eisenblech gedruckt. Preis 2 Mk.

Vorschriften betr. die Anlegung, Beaufsichtigung und den Betrieb von Dampfkesseln und Dampffässern mit einer Anleitung zur Anfertigung des Antrages um Genehmigung zur Inbetriebsetzung einer Dampfkesselanlage und zur Herrichtung zur Abnahme, zur Wasserdruckprobe und inneren Untersuchung. Fünfte verb. Auflage. 1903. Preis Mk. 1.—

Polizei-Verordnung betr. die Einrichtung und den Betrieb von Aufzügen (Fahrstühlen) mit Erläuterungen, Gebührenordnung und Dienstvorschriften, Anweisung zur Berechnung der Seile und Prüfung der Aufzüge. Zweite verm. Auflage mit Nachtrag. 1902. Preis kart. 60 Pfg.

Vorschriften über die Sonntagsruhe im Gewerbebetriebe nebst den preuß. Ausführungs-Anweisungen und Erläuterungen. 1895. Preis Mk. 1.20.

Revisionsbuch für Dampfkessel, Dampffässer und für Aufzüge (Fahrstühle) mit Abdruck der gesetzlichen Vorschriften u. s. w. Preis stark gebunden Mk. 1.—, in leichtem Deckel 75 Pfg.

Ämtliche Vordrucke: Beschreibung zur Genehmigung einer Dampfkessel-, Dampffass-Anlage, eines Aufzuges, (Fahrstuhles) in vorgeschriebener Ausführung. Preis 5 Pfg.

J. Reucker u. W. H. Schmidt: Die Bezugsquellen von Eisen- und Metallwaren und Maschinen in Westfalen, Rheinland und Thüringen, nebst Ergänzungen aus andern Bezirken. Ein fachmännisch gegliedertes Doppel-Verzeichnis aller leistungsfähigen Fabriken in alphabetischer Artikel- und Firmenfolge. Zweite Auflage. 1902. Preis gebd. Mk. 8.—.

Übersichtskarte der Eisenbahnen (Haupt-, Neben-, Zechen- und Straßenbahnen) sowie der Anschlußgleise im Ruhrkohlengebiete, mit den darin in Betrieb befindlichen Zechen, Schächten und industriellen Werken. Hierzu ein Verzeichnis der vorhandenen Anschlußgleise nach Stationen und Besitzer geordnet, sowie der Zechen und Schächte mit Nachweis ihrer Lage. Sechste Auflage. 1904. Preis: in Umschlag Mk. 5.—, aufgezogen auf Leinen mit Stäben Mk. 7.50.

Franz Hof, Frankfurt a. M.

Telephon No. 3358

Bureau:
Schleusenstr. 18.



Lagerplatz:
Gutleutstrasse,
5 Minuten
vom Hauptbahnhof.

Chamottelager mit Geleisanschluss.

Alle Ausführungen
unter voller Garantie.



Prima Referenzen
des In- und Auslandes.

Special-Geschäft

für

Dampfkamin- und Feuerungsanlagen

Ofenbauten für Glüh-,
Brenn- u. Schmelzzwecke.

Maschinenfundamente.

Blitzableiter-Anlagen.

Statische Berechnungen.

Zeichnungen und Kostenanschläge.

Sämtliche Ausführungen durch
geübte Stamm-Spezialmaurer.

Heinrich Bruns

Barmen-R.

Telephon Nr. 1883.

**Fabrik-
Schorn-
steine,**

sowie Reparaturen
als:

**Höher-
führen,
Gerade-
richten,**

*



**Binden,
Anbringen von
Blitzableitern**

etc.

ohne

**Betriebs-
stö-
rung.**

*

Reparaturen am Schornstein des städt. Kur-
bades zu Barmen während des Betriebes.

Heinr. Möllering

— JBURG —

in Hannover

baut als

Spezialität:

Dampf- Schornsteine

aus roten und gelben Radialsteinen
sowie aus gewöhnlich. Ziegelsteinen.

Lieferung sämtl. Materialien.

Reparaturen ohne Betriebsstörung
als Geraderichten, Höherführen,
Fugen, Binden u. s. w.

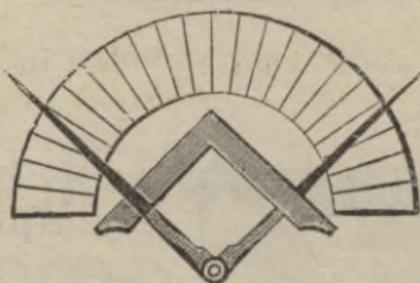
Blitzableiter-Anlagen
mit pat. Kontroll-Apparat.



Sulze & Schröder

• Hannover •

Bureau:
Hildesheimer-
strasse No. 211,
parterre.



Telegr.-Adr.:
Schornstein-
bau Hannover

Fernsprech-
Anschl. 1237.

Specialgeschäft für Schornsteinbau.

Erbauung runder sowie eckiger Schornsteine
mit und ohne Lieferung des Materials.

•• Ueber 1500 Ausführungen im In- und Auslande. ••

Erhöhungen zwecks
Erzielung besseren Zuges
auf Erfordern auch ohne Be-
triebsstörung mittelst Kunst-
gerüst.

Ausführung aller vorkom-
menden Reparaturen als Ein-
binden, Geraderichten, Aus-
fugen, Abtragen etc.

Einmauerung von Dampf-
kesseln aller Systeme.

Lieferung und Anbringung
von

**Blitzableitern sowie Russ-
und Funkenfängern**

unter Gewähr für sicheres
Funktionieren.

**Garantie für Stabilität der
Schornsteine,**

sachgemässe Ausführung und
Wetterbeständigkeit des Ma-
terials auf Grund langjähriger
praktischer Erfahrungen.

Kostenanschläge sowie jegliche Auskünfte stehen un-
entgeltlich zu Diensten.

S - 96

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

S. 61

Rheinische Chamotte- u. Dinaswerke Köln a. Rh.

Fabriken in:

Eschweiler bei Aachen, (vorm. G. Lütgen-Borg-
mann G. m. b. H.), Ottweiler (Bez. Trier),
Gendorf (Rhein), Mehlem (Rhein), Siershahn
(Westerwald), Hagendingen (Lothr.).

Feuerfeste Steine aller Art.

Die Sanabteilung in Köln
(vorm. G. Lütgen-Borgmann)

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000296000

übernimmt die Herstellung von Fabrik-
schornsteinen, Kesselmauerungen u.