

H. Froelich.

---

Elementare Anleitung

zur

Anfertigung statischer Berechnungen

für die im Hochbau üblichen

Constructionen

mit eisernen Trägern und Stützen.

---

2. Auflage.

BERLIN.

Polytechnische Buchhandlung

A. Seydel.

Preis 2 M.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298309

# Elementare Anleitung

zur

## Anfertigung statischer Berechnungen

für die im Hochbau üblichen

### Constructionen mit eisernen Trägern und Stützen.

Unter besonderer Berücksichtigung der Berliner Verhältnisse und  
baupolizeilichen Vorschriften nebst einer kurzen Behandlung der

#### Winddruck- und Erddruckberechnung

von

**Heinrich Froelich**

Königlicher Regierungs-Baumeister

Technischer Hülfearbeiter bei der Bauabtheilung des Kgl. Polizei-Präsidiums.

Zweite verbesserte und vermehrte Auflage.

(Drittes und viertes Tausend.)

BERLIN 1897.

**Polytechnische Buchhandlung**

**A. Seydel**

Mohrenstrasse No. 9.

*Dezember 1900.*

*W. Schöff.*

*W. Schöff.  
446*

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

131471

Akc. Nr. 995/50

## Vorwort.

Das vorliegende Werkchen verdankt seine Entstehung der dem Verfasser mehrfach zu Theil gewordenen Anregung aus den interessirten Kreisen des Publikums selbst, mit welchen derselbe vermöge seiner dienstlichen Stellung dauernd Fühlung zu halten seit Jahren in der Lage ist.

Während das vortreffliche Werk von Heinrich Müller-Breslau, „Resultate für die Berechnung eiserner Träger und Stützen“, welches voraussichtlich leider nicht mehr neu aufgelegt wird, im Allgemeinen bei demselben Inhalt insofern auf einem wesentlich andern Standpunkt steht, als dasselbe eingehende theoretische Kenntnisse voraussetzt und in wissenschaftlicher Weise die Anleitung zu deren Verwendung in der Praxis bietet, ging das Bestreben des Verfassers bei der Ausarbeitung dieser „Elementaren Anleitung“ dem ausdrücklichen Wunsche des Publikums entsprechend vielmehr dahin, diese unter den heutigen Verhältnissen so überaus wichtige Materie möglichst populär vorzutragen und für das Studium derselben nur die allerelementarsten Vorkenntnisse vorauszusetzen. Daraus musste sich die im Folgenden durchgeführte Methode ergeben, welche in knapper Form nur eine direkte Anweisung giebt, wie in den einzelnen Fällen zu verfahren sei, ohne sich auf die theoretische Begründung dieses Verfahrens eingehender einzulassen, als unbedingt erforderlich erschien, aber an der Hand ausführlich durchgerechneter Beispiele das Verständniss nach Möglichkeit zu erleichtern sucht. Der Versuch, den Lesern die Theorie klar zu machen, wurde unterlassen, indem derselbe da, wo die nöthigen Vorkenntnisse fehlen, doch mehr oder weniger vergeblich, und da, wo dieselben vorhanden sind, unnöthig sein dürfte. Desgleichen unterblieb die Aufstellung von Tragfähigkeitstabellen für Träger und Stützen von verschiedener

freier Länge, wie solche sich z. B. in dem Werk von Hene (Eiserne Stützen und Träger), sowie in den Werken von Scharowsky, Rob. Pfleger u. a. überaus umfangreich und mit grossem Fleiss ausgearbeitet finden, aber, da seitens der Baupolizei der rechnerische Tragfähigkeitsnachweis stets doch gefordert wird, die specielle Berechnung der zu verwendenden Eisenconstructions also in keinem Falle erspart werden kann, völlig nutzlos sind und das Buch nur erheblich vertheuern.

Gerade aus Rücksicht auf diesen Umstand, um den Preis möglichst billig stellen zu können, wurde dem Rath des Verlegers zufolge sogar auf die Aufnahme von Profiltabellen verzichtet, was als Mangel kaum empfunden werden dürfte, da solche in leichter Weise für Jedermann zu beschaffen sind und deshalb hier wirklich entbehrlich erscheinen. Dem gegenüber wird die ebenfalls auf den Rath des Verlegers erfolgte Aufnahme einer kurzen Behandlung des Winddrucks, welche sich im letzten Paragraphen findet, Manchem willkommen sein.

Berlin, im März 1892.

Der Verfasser.

## Vorwort

### zur zweiten Auflage.

---

Die gute Aufnahme, welche die erste Auflage der vorliegenden Schrift bei dem interessirten Publikum gefunden hat, war Veranlassung, auch bei der nunmehr erforderlich gewordenen neuen Auflage an den früheren Grundsätzen durchaus festzuhalten. Demgemäss ist der ursprüngliche Text, abgesehen von einigen geringfügigen Verbesserungen und Zusätzen, denen andererseits auch wieder einzelne Kürzungen gegenüber stehen, im Wesentlichen unverändert geblieben.

Neu hinzugekommen sind die Mittheilungen über die Behandlung continuirlicher Träger, sowie einige Angaben über Erd-druckberechnung und endlich das Nothwendigste über die Ermittlung der Materialbeanspruchung im Mauerwerk mit spezieller Anwendung auf die Berechnung von Fabrikschornsteinen.

Wenn einerseits hiermit zwar der ursprünglich ins Auge gefasste Rahmen sich nicht unbedeutend erweitert hat, so hat dadurch andererseits die Brauchbarkeit des Büchleins entsprechend gewonnen, was sicherlich gern anerkannt werden dürfte.

Berlin, im März 1897.

Der Verfasser.

## Inhalts-Verzeichniss.

---

	Seite
§ 1. Einleitung . . . . .	1
§ 2. Die im Hochbau vorkommenden Belastungen und die zulässigen Beanspruchungen der Baumaterialien . . . . .	2
§ 3. Constructionsprinzipien . . . . .	5
§ 4. Anordnung des Belastungsschemas für Trägerconstructions . . . . .	7
§ 5. Die Behandlung von Kappen- und Treppenträgern . . . . .	8
§ 6. Die Behandlung von Frontwandträgern und Unterzügen . . . . .	10
§ 7. Entwicklung praktischer Formeln zur Ermittlung der für Trägerconstructions erforderlichen Widerstandsmomente . . . . .	16
§ 8. Behandlung complicirterer Fälle . . . . .	21
§ 9. Behandlung der Erker- und Balkonträger . . . . .	25
§ 10. Die Berechnung von Wellblech . . . . .	33
§ 11. Die Berechnung von Mauerpfeilern . . . . .	35
§ 12. Construction und Berechnung eiserner Stützen . . . . .	36
§ 13. Berücksichtigung excentrischer Belastung . . . . .	42
§ 14. Berechnung der Consolen und Säulenfüsse . . . . .	44
§ 15. Berechnung der Säulenfundamente . . . . .	47
§ 16. Continuirliche Träger . . . . .	48
§ 17. Einiges über Winddruck . . . . .	50
§ 18. Einiges über Erddruck . . . . .	54
§ 19. Die Beanspruchung im Mauerwerk . . . . .	56
§ 20. Anwendung auf Fabrikschornsteine . . . . .	57

---

## § 1.

### Einleitung.

Zweck der Verwendung von Eisenconstructions im Hochbau ist in erster Linie die feuerfeste Ueberdeckung von Oeffnungen, deren lichte Weite für die Ausführung gewölbter Constructions entweder an sich zu gross ist, so dass sowohl für die Widerlager als für die Wölbung selbst, sowie auch für die nöthige Pfeilhöhe ganz unverhältnissmässige Abmessungen erforderlich würden, oder welche durch das Hinabführen der Wölbschenkel in einer ihrem Zweck widersprechenden Weise eingeschränkt werden müssten. In solchen und ähnlichen Fällen überdeckt man diese Oeffnungen mit eisernen Trägern, welche, wie ein gewölbter Sturz, die darauf ruhende Last aufzunehmen und nach den Auflagern zu übertragen im Stande sind, ohne auf die letzteren einen Seitenschub auszuüben und ohne die entstehende Oeffnung irgendwie zu beeinträchtigen. Das Material für die eisernen Träger war früher vielfach Gusseisen, jetzt wird jedoch ausschliesslich Schmiedeeisen verwendet, und zwar im Allgemeinen gewalzte Träger von I-förmigem Profil.

Die Berechnung der Träger erfolgt durch Ermittlung des erforderlichen Widerstandsmoments ( $W$ ), wonach dann aus Tabellen das zu wählende Trägerprofil direct entnommen werden kann. Diese, sowie die in § 12 erwähnten Säulentabellen sind in sämtlichen jährlich erscheinenden technischen Kalendern enthalten, auch haben alle grösseren Walz- und Gusseisen-Firmen ihre eigenen Tabellenhefte, welche sie an Interessenten kostenfrei abzugeben pflegen.

Bekanntlich gilt die Formel

$$M_{\max} = k W \text{ also } W = \frac{M_{\max}}{k}$$

wobei  $k$  die zulässige Beanspruchung (für Schmiede- und Walzeisen 750 kg pro qcm),  $M_{\max}$  das durch die Belastung erzeugte

Angriffsmoment im meistbeanspruchten Querschnitt, in der Regel in kg und cm ausgedrückt, und  $W$  das erforderliche Widerstandsmoment des Trägerprofils, dann ebenfalls auf cm bezogen, bedeutet.

Danach kommt es in allen Fällen zunächst auf Ermittlung der von der Trägerconstruction aufzunehmenden Belastung an, um hieraus das auftretende Maximalmoment und damit zugleich, indem der Werth desselben durch 750 dividirt wird, das erforderliche Widerstandsmoment berechnen zu können.

Der so ermittelte Werth wird sich nur in den seltensten Fällen in den Tabellen vorfinden und ist alsdann der nächst höhere Werth zu wählen. Der nächst niedrigere ist nur dann zulässig, wenn der Fehlbetrag nicht mehr als 3% ausmacht.

Zur Berechnung hölzerner Balken ist der Werth des maximalen Angriffsmoments durch 60 (zulässige Beanspruchung für Kiefernholz) bzw. 80 (für Eichenholz) zu dividiren, um das erforderliche Widerstandsmoment zu erhalten. Zur Ermittlung des Querschnitts pflegt man hier jedoch keine Tabellen zu benutzen, sondern man bedient sich der einfachen Formel  $W = \frac{b h^2}{6}$  für das Widerstandsmoment des Rechtecks, dessen Breite hierin  $b$  und die Höhe  $h$  bezeichnet. Das Material wird dabei am vortheilhaftesten ausgenutzt, wenn man die Abmessungen nach dem Verhältniss  $b : h = 5 : 7$  wählt.

## § 2.

### Die im Hochbau vorkommenden Belastungen und die zulässigen Beanspruchungen der Baumaterialien.

Die im Hochbau vorkommenden, von Eisenconstructions aufzunehmenden Belastungen bestehen in 1) Mauerwerk; 2) gewölbten Decken, Balkendecken, betonirtem Wellblechfußboden, sowie Monier- oder ähnlichen Constructions einschliesslich der Nutzlast; 3) Dachlast einschliesslich Winddruck und Schnee.

Für diese verschiedenen Belastungen sind nach der Bekanntmachung des Polizei-Präsidiums zu Berlin vom 21. Februar 1887 sowie zum Theil auf Grund anderweiter Angaben folgende Werthe in Ansatz zu bringen:

Eigengewichte der Baumaterialien pro cbm:

Erde und Lehm . . . . .	1600 kg
Ziegelmauerwerk aus vollen Steinen . . . . .	1600 „

Ziegelmauerwerk aus porösen Steinen . . . . .	1300 kg
desgl. aus porösen Lochsteinen . . . . .	1100 „
Sandsteinmauerwerk . . . . .	2400 „
Granit und Marmor . . . . .	2700 „
Kiefernholz . . . . .	650 „
Eichenholz . . . . .	800 „
Eisen . . . . .	7500 „
Beton . . . . .	2000 „
Eigengewichte und Belastung von Bautheilen pro qm:	
Kappengewölbe aus porösen Steinen, Eigengewicht .	350 kg
desgl. einschl. Nutzlast in Wohngebäuden .	600 „
desgl. für Fabrik- und Lagerräume . . . .	850 „
desgl. aus vollen Steinen, Eigengewicht .	500 „
desgl. nebst Nutzlast für Wohnräume . .	750 „
desgl. für Treppen und Podeste . . . .	1000 „
desgl. für Fabrik- und Lagerräume . . .	1000 „
desgl. für Hof- und Durchfahrtskeller . .	1250 „
Schmiedeeiserne Treppen incl. Nutzlast . . . .	600—650 „
Betonirtes Wellblech, Eigengewicht . . . . .	350 „
desgl. nebst Nutzlast für Wohnräume .	600 „
desgl. für Treppen und Podeste . . . .	850 „
Balkendecke, gestaakt und geschalt, Eigengewicht .	250 „
desgl. nebst Nutzlast für Wohnräume . . .	500 „
desgl. für Fabrik- und Lagerräume, sowie für Tanzsäle . . . . .	750 „
desgl. für Getreidespeicher zum Nachweis	850—1000 „
Dachbalkenlage (unter dem Dachbodenraum) . . . .	375 „
Dachflächen, in der Horizontalprojection gemessen, einschliesslich Schnee- und Winddruck, gemäss der Neigung bei Metall- und Glasdeckung . . . . .	125—150 „
desgl. bei Schieferdeckung . . . . .	200—240 „
desgl. bei Pappdeckung . . . . .	120—130 „
desgl. bei Ziegeldeckung . . . . .	250—300 „
desgl. bei Holzcementdeckung . . . . .	350 „
Steile Mansardendächer . . . . .	400 „

Die modernen Deckenconstructionen aus Stein oder Cementbeton mit Eiseneinlage haben ein Eigengewicht von 200—350 kg pro qm, woraus sich für die einzelnen Nutzungsarten die entsprechenden Totallasten ergeben.

Für Werkstein- und Kunststiebtreppten ermittelt man aus dem Cubikinhalt der Stufen und dem specifischen Gewicht das Eigen- gewicht, zu welchem 500 kg Nutzlast zu addiren sind.

Im Anschluss hieran möge noch zugleich Platz finden die in derselben Bekanntmachung enthaltene Zusammenstellung für die Zulässige Beanspruchung der verschiedenen

Baumaterialien:

Schmiedeeisen auf Zug . . . . .	pro qcm	750 kg	875
desgl. auf Druck . . . . .	„	750 „	
desgl. auf Abscheerung . . . . .	„	600 „	
Gusseisen auf Zug . . . . .	„	250 „	
desgl. auf Druck . . . . .	„	500 „	
desgl. auf Abscheerung . . . . .	„	200 „	
Bombirtes Eisenwellblech auf Zug . . . . .	„	500 „	
desgl. auf Druck . . . . .	„	500 „	
Eisendraht auf Zug . . . . .	„	1200 „	
Eichen- und Buchenholz auf Zug . . . . .	„	100 „	
desgl. auf Druck . . . . .	„	80 „	
Kiefernholz auf Zug . . . . .	„	100 „	
desgl. auf Druck . . . . .	„	60 „	
Granit auf Druck . . . . .	„	45 „	
Sandstein je nach der Härte . . . . .	„	15—30 „	
Rüdersdorfer Kalkstein in Quadern . . . . .	„	25 „	
Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel . . . . .	„	5 „	
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk desgl. . . . .	„	7 „	
Hartbrandsteine in Cementmörtel . . . . .	„	11 „	
Bestes Klinkermauerwerk in reinem Cementmörtel . . . . .	„	12—14 „	
Mauerwerk aus porösen Steinen . . . . .	„	3—6 „	
Guter Baugrund . . . . .	„	2,5 „	

Neuerdings wird beim Berliner Polizei-Präsidium in Ausnahmefällen für Schmiedeeisen eine Beanspruchung bis 1000 kg pro qcm für Zug und Druck und für bestes Klinkermauerwerk in reinem Cementmörtel eine solche bis 20 für Druck und 1 kg pro qcm für Zug zugelassen.

Auf diese Vergünstigungen wird namentlich Anspruch zu erheben sein, wenn es sich entweder lediglich um ruhende, dauernd gleichbleibende Belastung handelt, oder wenn die Nutzlast so hoch angenommen ist, dass eine Vergrößerung derselben durch unvorhergesehene Mehrbelastung ausgeschlossen erscheint, auch

keinerlei Stösse oder Erschütterungen zu befürchten sind, und endlich bei provisorischen Anlagen. Für Eisenconstructions wird es ausserdem noch darauf ankommen, dass die Beanspruchung der einzelnen Constructionstheile stets nur in einerlei Sinn (nur Zug oder nur Druck) erfolgt, und dass eine Profilverschwächung durch Nietung oder dergleichen ausgeschlossen ist.

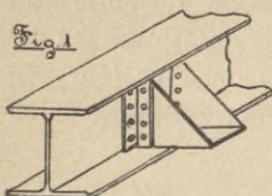
### § 3.

## Constructionsprincipien.

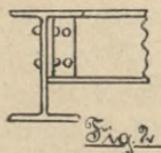
Soll eine Eisenconstruction zur Unterstützung von aufgehendem Mauerwerk dienen, wie bei den Frontwandträgern und Mittelwandunterzügen, so werden fast immer mehrere Träger neben einander verlegt; sowohl weil ein Träger allein alsdann meistens ganz enorme, praktisch nicht zu beschaffende Abmessungen erfordern würde, als auch um dem auf der Trägerconstruction aufzuführenden Mauerwerk eine Lagerfläche von genügender Breite zu schaffen. Auch die Unterzüge für Balkenlagen und Kappenträger werden in der Regel aus je zwei Trägern hergestellt. Solche neben einander liegende Träger werden zur gleichmässigen Vertheilung des Druckes auf das Auflagermauerwerk auf gemeinschaftlichen Unterlagsplatten aus Gusseisen von 2 bis 3 cm Stärke verlegt, deren Grösse aus dem Werth der zu übertragenden Auflagerreaction so ermittelt wird, dass das darunter befindliche Mauerwerk höchstens mit 11 kg pro qcm belastet ist. Dasselbe ist alsdann mindestens auf 8 Schichten aus Hartbrandsteinen in Cementmörtel herzustellen. Die Grösse der Lagerplatte muss daher, in qcm ausgedrückt, mindestens gleich dem 11. Theil des in kg ausgedrückten Werthes der betreffenden Auflagerreaction sein. Aus derselben Erwägung folgt für einzeln verwendete Träger (Kappenträger und dergl.) die erforderliche Auflagerlänge, welche, mit der Flanschbreite des Trägers multiplicirt, hier unmittelbar die Lagerfläche ergibt. Der Materialersparniss wegen und aus anderen naheliegenden Gründen wird man jedoch die Auflagerlänge nicht gern über 25 bis 30 cm wählen, und so ist es bei schwerbelasteten Kappenträgern ebenfalls bisweilen erforderlich, Unterlagsplatten zu verwenden, welche die erforderliche Druckfläche liefern.

Dient ein Träger als Auflager einer Balkenlage, so wird diese in den meisten Fällen lose auf dem Träger, wie auf Mauerwerk,

verlegt; doch wählt man dann gern zwei neben einander liegende Träger dazu, um dem Balken eine genügende Auflagerlänge zu schaffen, welche erfahrungsmässig möglichst gleich der Höhe der Balken sein soll. Ist man genöthigt, die Unterkante der Balken bündig mit der Unterkante des Trägers zu halten, so werden an den Steg des letzteren Schuhe aus 1 cm starkem Eisenblech mittelst Laschen von derselben Stärke oder kleiner Winkelleisen angenietet, in welchen die Balkenköpfe gelagert werden (vergl. Fig. 1).



Dient ein Träger als Auflager für einen oder mehrere andere Träger, so werden dieselben ebenfalls meist lose darauf verlegt und vermauert; ist man jedoch genöthigt, die Träger entweder mit den oberen oder mit den unteren Flanschen bündig zu legen, so müssen dieselben ebenfalls angelascht werden. Bei der hierbei erforderlichen Profilverschwächung ist der aufgelagerte, nicht aber der als Auflager dienende Träger zu verschneiden (vergl. Fig. 2).



Was die Berechnung einer solchen Laschenverbindung betrifft, so sei  $P$  kg der Auflagerdruck des an den Unterzug anzulaschenden

Trägers. Dann ist  $q = \frac{P}{600}$  der erforderliche gesammte Nietbolzenquerschnitt auf jeder Seite des Stosses in qcm, wobei 600 der Abscheerungscoëfficient des Schmiedeeisens (vgl. § 2) ist. Den Durchmesser eines Nietbolzens pflegt man doppelt so stark zu machen als den anzulaschenden Trägersteg. Dann folgt die erforderliche Bolzenanzahl  $n$  auf jeder Seite des Stosses aus der Gleichung

$$n = \frac{4q}{\pi d^2}. \text{ Die Laschenstärke } \delta \text{ macht man mindestens gleich } \frac{2}{5}$$

des Nietdurchmessers.

Auf einem Pfeiler gestossene Träger, mögen dieselben in einem Winkel zusammentreffen oder einer die Verlängerung des andern bilden, erhalten eine gemeinschaftliche Unterlagsplatte von der Grösse, wie sie der Summe der bezüglichlichen Auflagerdrucke entspricht und werden ausserdem mit Laschen unter einander verbunden.

## Anordnung des Belastungsschemas für Träger- constructionen.

Für jede Trägeröffnung ist unter Zugrundelegung der im § 2 zusammengestellten Belastungswerthe ein dem speciellen Fall entsprechendes Belastungsschema aufzustellen, aus welchem sowohl die Auflagerreactionen, als auch die Lage des Bruchquerschnitts ermittelt werden kann.

Volles aufgehendes Mauerwerk, Gewölbekappen und Wellblechfussboden sind selbstverständlich gleichmässig über ihre ganze Ausdehnung vertheilte Belastungen. Auch die Belastungen durch Balkenlagen und Dachlast werden als gleichmässig vertheilt angesehen. Die Auflager eiserner Träger sind jedoch als Angriffspunkte von Einzellasten vom Werth der bezüglichen Auflagerreaction des betreffenden Trägers zu betrachten. Der hierin liegende scheinbare principielle Widerspruch ist dadurch begründet, dass die einzelnen Balken in geringen Abständen von einander (höchstens 1 m) verlegt werden und jeder eine verhältnissmässig breite Lagerfläche hat, während Kappenträger meistens in grösseren Abständen liegen, und ihre Lagerfläche auch nur verhältnissmässig gering, nämlich nur gleich ihrer Flanschbreite ist.

Oeffnungen im vollen Mauerwerk werden in Abzug gebracht, dabei aber zugleich die durch die Ueberdeckung dieser Oeffnungen bedingte und veränderte Vertheilung der darüber befindlichen Lasten berücksichtigt. Demgemäss sind die Sturze, Brüstungen und Balkenlagen über einer Oeffnung im Mauerwerk je mit einer Hälfte nach jeder Seite hin zu übertragen und hier als gleichmässig auf die Pfeiler neben der betreffenden Oeffnung wirkend anzunehmen. Liegt dagegen über einer Oeffnung der Angriffspunkt einer Einzellast, so ist die Vertheilung derselben, wenn sie sich nicht gerade in der Mitte befindet, nach dem Hebelgesetz auf die beiden seitlichen Pfeiler vorzunehmen.

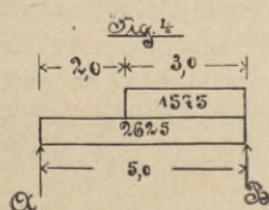
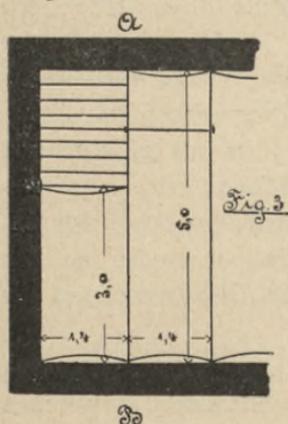
Werden neben einander liegende Träger nicht sämmtlich gleichmässig beansprucht, wie z. B. Frontwandträger, bei welchen die beiden inneren allein die darauf ruhende erste Balkenlage zu tragen haben, oder Unterzüge unter einer Mittelwand, gegen welche von einer Seite eine Kappe gespannt ist, während auf der anderen Seite eine Balkenlage auf ihr ruht, so sind die verschieden belasteten Träger auch getrennt zu berechnen, indem das volle darauf

ruhende Mauerwerk mit sämtlichen Lasten, welche sich weiter oberhalb befinden, als zu gleichen Theilen alle Träger beanspruchend angenommen, die auf einzelne Träger allein entfallende besondere Belastung jedoch für diese allein in Rechnung gestellt wird.

§ 5.

### Die Behandlung von Kappen- und Treppenträgern.

Am einfachsten ist die Behandlung von Kappenträgern für gewölbte Decken, da dieselben lediglich gleichmässig vertheilte Last zu tragen haben, welche sich als Produkt der freien Länge, der halben Summe der Spannweiten der beiderseits gegen den Träger gewölbten Kappen, und des betreffenden Belastungswerthes ergibt. Ist gegen einen Träger nur einerseits eine Kappe gespannt, während eine Beanspruchung von seiner anderen Seite nicht vorliegt, so ist er natürlich nur halb so viel belastet, als ein Träger gleicher Länge, welcher zwei gleich breite beiderseits gegen ihn gespannte Kappen zu tragen hat. Mit Rücksicht auf den bei flachen Kappen, deren Pfeilverhältniss in der Regel nur  $\frac{1}{8}$  der Spannweite ist, auftretenden starken Horizontalschub, welcher rund  $\frac{3}{2}$  der verticalen Belastung ausmacht, ist es dann jedoch erforderlich, in Abständen von 1 m, mindestens jedoch einmal auf der Hälfte der freien Länge, für Verankerung mit dem nächsten Kappenträger zu sorgen, um ein seitliches Ausbiegen des Trägers zu verhindern.



Bisweilen kommt es vor, dass ein Kappenträger nur auf einen Theil seiner Länge zwei beiderseits gegen ihn gespannte Kappen, auf den Rest aber nur eine derselben zu tragen hat, indem hier die andere, etwa zum Zweck der Herstellung einer Treppenöffnung oder eines Aufzuges, fortfällt (vergl. Fig. 3). Als dann ist der Träger auf seiner ganzen Länge gleichmässig nur mit einer halben Kappe belastet, hier also mit  $\frac{1,4 \cdot 5,0}{2} \cdot 750 = 2625$ . Ausserdem lastet auf die Länge von 3,0 m, vom Auflager B aus gerechnet, noch die andere halbe Kappe mit  $\frac{3,0 \cdot 1,4}{2} \cdot 750 = 1575$  und es ergibt sich danach das nebenstehende Belastungs-

schema (vergl. Fig. 4). Selbstverständlich ist auch in diesem Fall auf der nur einseitig belasteten Strecke eine ausreichende Verankerung anzuordnen.

Bei gewölbten Treppen kommt das oben dargestellte Belastungsschema immer zur Anwendung. Die Podestträger, welche die Laufkappen zu tragen haben, werden nämlich so gerechnet, als ob dieselben ausser der halben Podestkappe nur noch den aufsteigenden Lauf, diesen aber in seiner ganzen Länge zu tragen hätten, während vom absteigenden Lauf angenommen wird, dass derselbe mit seinem ganzen Gewicht auf dem unteren Podestträger lastet, für welchen er ein aufsteigender Lauf ist. Für den

Podestträger *AB* der nebenstehenden Treppenskizze (vergl. Fig. 5) ergibt sich daher das vorerwähnte Belastungsschema mit folgenden Lastwerthen (vergl. Fig. 6):

1) gleichmässig vertheilte Last durch die halbe Podestkappe

$$\frac{1,2 \cdot 2,2}{2} \cdot 1000 = 1320$$

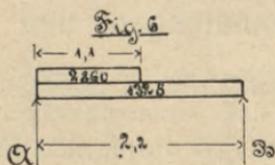
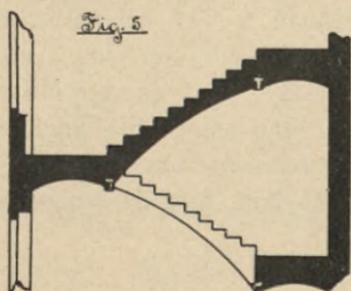
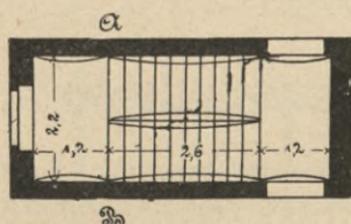
2) einseitige Last über 1,1 m Breite durch den aufsteigenden Lauf  
 $1,1 \cdot 2,6 \cdot 1000 = 2860$ .

Für einen Podestträger, welcher keinen aufsteigenden Lauf zu tragen hat, gegen welchen sich jedoch der absteigende, sonst vernachlässigte Treppenlauf stützt, ist der letztere wie ein aufsteigender Lauf, jedoch nur mit  $\frac{1}{3}$  seiner Last, in Rechnung zu stellen.

Für Podestträger von Treppen, deren Läufe aus freitragenden

Werksteinstufen hergestellt werden, findet dieselbe Berechnungsmethode wie für Treppen mit steigenden Laufkappen statt, jedoch kann hier der absteigende Lauf stets, auch wenn kein aufsteigender Lauf auf dem Podestträger lastet, unberücksichtigt bleiben.

Sind die Treppenläufe nicht als steigende Kappen zwischen den Podestträgern gespannt, sondern in der Querrichtung zwischen besonderen Laufträgern gewölbt oder in derselben Weise aus be-



tonirtem Wellblech hergestellt, so liegen die Laufträger zwar gegen die Horizontale geneigt, finden jedoch gleichwohl als Balken auf zwei Stützen ihre beiderseitigen Auflager auf den Podestträgern, deren Entfernung von einander im Grundriss gemessen die freie Länge ergibt. Die Laufträger sind alsdann gleichmässig belastet durch je einen halben Treppenaufgang (vergl. Fig. 7) mit

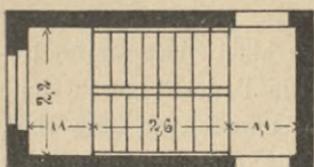


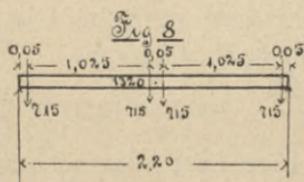
Fig. 7

$$\frac{2,6 \cdot 1,1}{2} 1000 = 1430.$$

Danach beträgt jede Reaction derselben

$$\frac{1430}{2} = 715.$$

Die Belastung des Podestträgers setzt sich alsdann zusammen (vergl. Fig. 8) aus



- 1) der gleichmässigen Belastung durch die halbe Podestkappe wie zuvor mit 1320 kg,
- 2) vier Einzellasten à 715 kg, welche symmetrisch je 5 cm von den Auflagern und je 2½ cm von der Mitte entfernt angreifen.

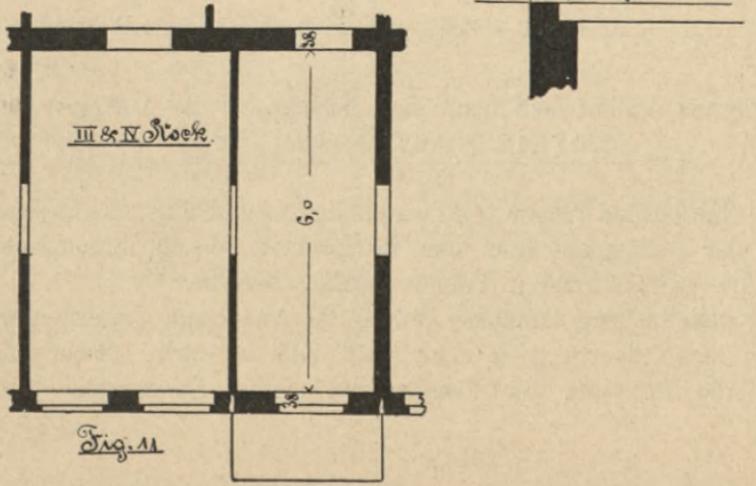
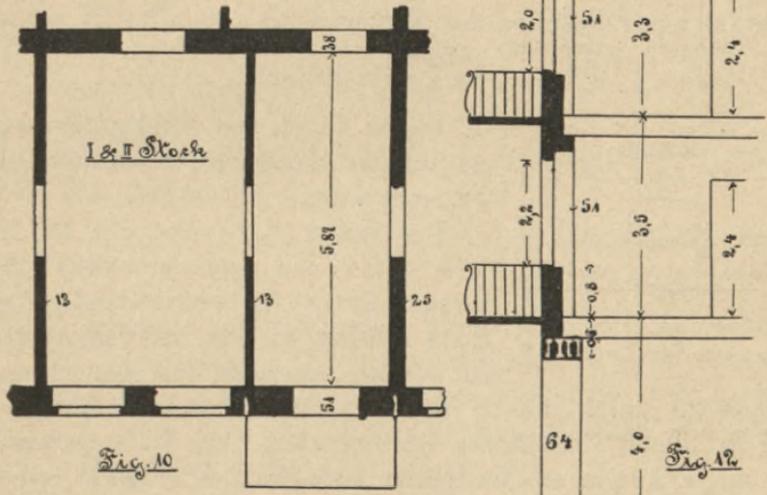
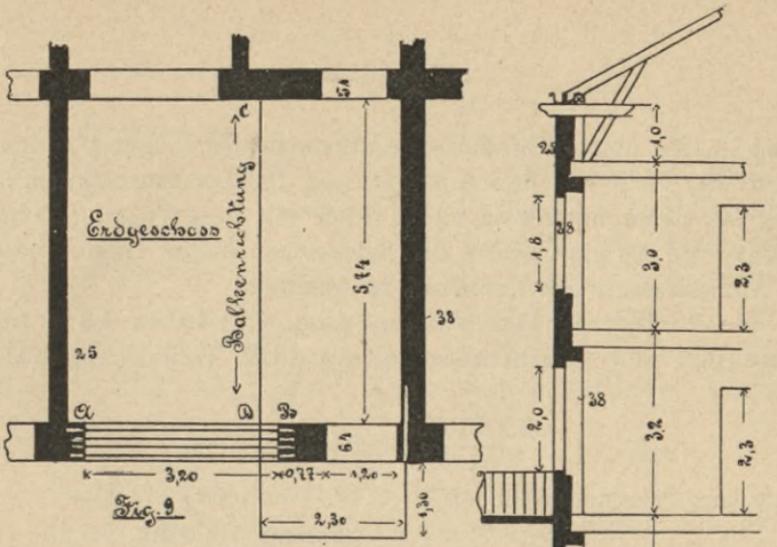
Hierfür pflegt man jedoch die Summe zweier als eine Einzellast in der Trägermitte angreifend anzunehmen, und die beiden äusseren alsdann fortzulassen, was annähernd dasselbe Resultat giebt.

## § 6.

### Die Behandlung von Frontwandträgern und Unterzügen.

Die Behandlung der Frontwand- und Unterzugsträger ist complicirter Art, jedoch wird die als Beispiel ausführlich durchgeführte Anordnung des Belastungsschemas und die Ermittlung der bezüglichen Lastwerthe für den Frontwandträger *AB* über einem Schaufenster des Erdgeschosses, dessen Belastungsweise aus den in den Skizzen Seite 11 dargestellten Grundriss- und Schnittbruchstücken eines vierstöckigen städtischen Wohnhauses ersichtlich ist, ausreichend sein, um die Prinzipien, nach welchen die Lastvertheilung zu erfolgen hat, klarzustellen (vergl. Fig. 9—12).

Da der Träger *AB* als Auflager für den die 13 cm starke



Wand in den oberen Geschossen unterstützenden Träger *CD* dient, gleichzeitig auch von den Auslegern der Balkonconstructions belastet ist, deren unterer in einem Stück mit dem Träger *CD* hergestellt wird, so sind zuerst die Belastungen dieser Träger, bezw. die Auflagerreactionen derselben zu ermitteln.

Die Vorderträger der Balkone (vergl. § 9) haben 2,3 m freie Länge und sind gleichmässig belastet durch Wellblechfussboden mit

$$\frac{2,3 \cdot 1,3}{2} \cdot 600 = \text{rot. } 900,$$

ferner mit Brüstungsgeländer . . .  $\frac{\text{rot. } 100}{\text{Summa } 1000 \text{ kg.}}$

Die Ausleger sind 1,3 m freitragend und belastet am freien Ende mit einer Reaction des Vorderträgers

$$= \frac{1000}{2} = 500.$$

Diesen Druck von 500 kg übertragen sie auf das Mauerwerk, woselbst sie eingespannt sind.

Der Träger *CD* (vergl. Fig. 13) liegt 5,74 m frei und ragt ausserdem 1,3 m heraus. Er ist am herausragenden freien Ende belastet wie die anderen Ausleger mit 500 kg; ausserdem über seiner inneren

Spannweite durch die 13 cm starke Wand, welche, durch die 1,26 m breite Thüröffnung durchbrochen, ihre Last beiderseits nur auf je 2,24 m an den beiden Auflagern des Trägers vertheilt.

Die Belastung der inneren Trägerspannweite ist also beiderseits

$$[2,87 (3,5 + 3,3 + 3,2 + 3,0) - \frac{1,26}{2} (2 \cdot 2,4 + 2 \cdot 2,3)] 0,13 \cdot 1600 = \text{rot. } 6530.$$

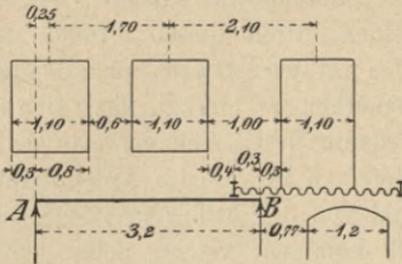
Hieraus ergibt sich nach dem Hebelgesetz die Auflagerreaction

$$D = \frac{6530 (1,12 + 4,62) + 500 \cdot 7,68}{5,74} = \text{rot. } 7200.$$

Nun ist der Träger *AB* (vergl. Fig. 14 und Fig. 12), abgesehen von der Balkenlage über dem Erdgeschoss, welche ausschliesslich auf die beiden inneren Träger entfällt, belastet:

- 1) gleichmässig zunächst durch die Aus- und Uebermauerung der Träger 0,6 m hoch und 0,64 m stark; ferner durch die Brüstung der Fenster des ersten Stockwerks 0,8 m

Fig. 14



hoch und 0,51 m stark. (Die Fensternischen werden hier nicht abgezogen, weil die bezüglichen Hohlräume andernfalls, als durch Fussboden belastet, besonders in Rechnung gestellt werden müssten.) Also die gleichmässig vertheilte Last beträgt:

$$3,2 (0,6 \cdot 0,64 + 0,8 \cdot 0,51) 1600 = \text{rot. } 4060;$$

2) ungleichmässig durch zwei Fensterpfeiler.

Hierzu macht man, namentlich wenn mehrere Frontwandträger derselben Façade zu berechnen sind, zweckmässig die folgende Vorrechnung:

a) 1 lfd. m Frontwand der oberen Geschosse oberhalb der Fensterbrüstungshöhe der Fenster des I. Stockwerks wiegt:

α) Mauerwerk

$$1,0 [(2,7 + 3,3) 0,51 + (3,2 + 3,0) 0,38 + 1,0 \cdot 0,25] 1600 = \text{rot. } 9080$$

β) Balkenlagen und Dach

$$\frac{1,0}{2} [(5,87 \cdot 2 + 6,0) 500 + 6,0 (375 + 250)] = \text{rot. } 6310$$

Summa 15390

Anstatt die verschiedenen Freilängen der Balkenlagen in den verschiedenen Geschossen einzusetzen, pflegt man hier die freie Länge der Erdgeschossbalkenlage beizubehalten und dafür dann die Dachbalkenlage ebenfalls mit 500 in Rechnung zu stellen. Da die Dachlast

$$250 = \frac{500}{2}$$

beträgt, so gestaltet sich der Ansatz einfacher:

$$\frac{1,0}{2} \cdot 5,74 \cdot 4^{1/2} \cdot 500 = \text{rot. } 6460.$$

b) Eine Fensterreihe (zum Abzug) wiegt:

$$1,1 [(2,2 + 2,0) 0,51 + (2,0 + 1,8) \cdot 0,38] 1600 = \text{rot. } 6310.$$

Hiernach berechnen sich nun die Pfeilerlasten wie folgt:

Das Gewicht des Pfeilers links beträgt an:

$$\text{Frontmauerwerk und Balkenlagen } 1,7 \cdot 15390 = \text{rot. } 26160$$

$$\text{ab zwei halbe Fensterreihen } 2 \cdot \frac{6310}{2} \dots = 6310$$

19850

indem auf die 0,60 m betragende Pfeilerbreite die Belastung der ganzen oberen Frontwand nebst Balkenlagen entfällt, welche zwischen den Mittellinien der beiden durch diesen Pfeiler getrennten Fensterreihen, abzüglich des mit den letzteren ausfallenden Mauerwerks, enthalten ist. Zu bemerken ist hierbei, dass sich in diesem Fall somit weniger ergibt, als durch die Auflagerverticale *A* abgeschnitten würde, indem letztere 0,3 m vor der Aussenkante des Fensters vorbeistreicht, während von der Auflagerverticale aus gemessen noch 0,25 m in Fortfall kommen, welche nebst jenen 0,3 m auf den nächsten, nicht mehr über dem zu berechnenden Träger stehenden Pfeiler übertragen werden.

Anders gestaltet sich die Sache beim Pfeiler rechts. Hier befindet sich zwar schon der Anfang der nächsten Oeffnung erst ausserhalb der Auflagerverticale *B*. Durch die Fenstersturze wird jedoch ein erheblicher Theil Frontwand noch mit auf den Pfeiler übertragen, welcher selbst zum grössten Theil über der Trägeröffnung steht. Sein Gewicht beträgt demnach:

Frontmauerwerk und Balkenlagen 2,1 . 15390 . . . . .	= rot. 32320
Ab zwei halbe Fensterreihen wie vor . . . . .	6310
	26010

Hiervon gehen ferner noch ab die Hälften der wegen Anlage der Balkenthüren fortfallenden Brüstungen

im II. und III. Stockwerk mit $\frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 1,1 (0,51 +$	
0,38) 1600 = rot.	630
	25380

(Die Brüstung im I. Stockwerk ist in den Abzug nicht mit aufzunehmen, da das aufgehende Frontmauerwerk erst von oberhalb dieser Brüstungshöhe ab gerechnet ist, die letztere in dem betreffenden Werth also überhaupt nicht enthalten war.)

Es kommen dazu die Auflagerreactionen der oberen beiden Balkenausleger mit 2 . 500 . . . . . = 1000 endlich noch je 0,6 lfd. m Auflager des Wellblechfussbodens der beiden oberen Balkens mit

$$2 \cdot \frac{0,6 \cdot 1,3}{2} 600 \dots = \text{rot. } 470$$

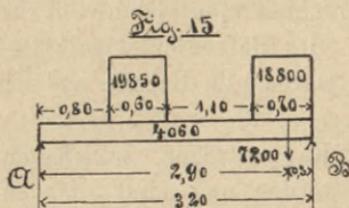
Das ganze Pfeilergewicht beträgt also . . . . . 26850

Von diesem ganzen 1 m breiten Pfeiler stehen jedoch über der Trägeröffnung nur  $40 + 30 = 70$  cm. Das thatsächlich als

Belastung des Trägers wirkende Gewicht beträgt also

$$\frac{70 \cdot 26850}{100} = \text{rot. } 18800 \text{ kg.}$$

3) Centriert durch Einzellast in einer Entfernung 30 cm vom Auflager B, bestehend in der Reaction D des Trägers CD, welche zuvor ermittelt war, zu 7200 kg.



Daher ergibt sich das nebenstehende Belastungsschema (vergl. Fig. 15), an welchem alle vier zu

verlegenden Träger gleichen Antheil haben.

4) Besonders in Rechnung zu stellen bleibt dann noch:

a) für die beiden inneren Träger allein die gleichmässig vertheilte Belastung durch die Balkenlage über dem Erdgeschoss mit

$$\frac{1}{2} \cdot 5,74 \cdot 3,2 \cdot 500 = \text{rot. } 4600$$

b) für den äusseren Träger allein auf die letzten 30 cm am Auflager B die Belastung durch Wellblechfussboden mit

$$\frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 1,3 \cdot 600 = \text{rot. } 120$$

Für die Behandlung von Unterzugsträgern bleibt noch hinzuzufügen, dass die auf denselben lastenden Balkenlagen mit  $\frac{5}{8}$  der Summe ihrer beiderseitigen freien Längen belastet anzusetzen sind, da die Balken meistens auf dem Unterzug nicht gestossen zu sein pflegen, und demgemäss als continuirliche Träger auf drei Stützen, deren mittlere durch den Unterzug gebildet ist, den letzteren mit  $\frac{5}{8}$  ihrer Gesamtlast beanspruchen. Obwohl dies theoretisch genau nur zutrifft, wenn die Felder zu beiden Seiten des Unterzuges gleich gross sind, so lässt man in der Praxis zur Vermeidung umständlicher Rechnungen dieselbe Annahme auch dann gelten, wenn die ganze Länge der Balken durch den Unterzug in ungleiche Theile getheilt wird. Mit  $\frac{5}{8}$  der Summe der beiden angrenzenden Felder rechnet man auch Unterzüge unter Balkenlagen, welche viermal gestützt sind (Vorderfront, Hinterfront und zwei tragende Mittelmauern), da die Belastung einer der mittleren Stützen eines continuirlichen Balkens auf vier Stützen, wenn diese die Feldweiten nicht gleichmässig theilen, theoretisch genau noch weit umständlicher zu ermitteln ist.

Danach würde sich nun zwar für die Fronträger die Balken-

last nur von einem Drittel der anliegenden Feldlänge herrührend ergeben; da jedoch einestheils nicht alle Balken continuirlich über die Mittelwand laufen, andernteils eine Belastung nur des Balkenfeldes vor der Mittelwand einen grösseren Auflagerdruck der Balken auf die Frontwand ergiebt, so rechnet man gleichwohl für Frontwandträger stets die halbe Länge des Balkenfeldes als Belastung, d. h. man rechnet hier so, als wären alle Balken auf der Mittelwand gestossen.

Dienen Unterzüge als Auflager für Kappenträger, so pflegen diese stets auf denselben gestossen zu werden und sind aus den in § 3 angeführten Gründen in den Angriffspunkten derselben Einzellasten vom Werth ihrer bezüglichen Reactionen anzusetzen, diese aber, falls der Anschluss durch Laschen bündig mit der Höhenlage der Unterzüge erfolgt, für jeden der meist auch hier doppelt angeordneten Unterzüge einzeln zu berechnen. Werden die Kappenträger auf die Unterzüge aufgelagert, so erfolgt eine gleichmässige Vertheilung ihrer Lasten auf beide Unterzüge nur dann, wenn die gestossenen Kappenträger gemeinschaftliche Unterlagsplatten erhalten.

### § 7.

## **Entwicklung praktischer Formeln zur Ermittlung der für Trägerconstructions erforderlichen Widerstandsmomente.**

Wie bereits im § 1 erwähnt war, ermittelt sich das Widerstandsmoment aus dem maximalen Angriffsmoment unmittelbar durch Division des letzteren mit der zulässigen, für Schmiedeeisen  $750 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$  betragenden Spannung. Das Angriffsmoment ist ein Maximum für den sogenannten gefährlichen oder Bruchquerschnitt des Trägers, welcher sich unter derjenigen Stelle der Belastung befindet, in welcher diese so getheilt wird, dass beiderseits die Grösse der Auflagerreaction gleich der Grösse des anliegenden Belastungstheils ist.

Der Werth einer Auflagerreaction ergiebt sich nach dem Hebelgesetz aus dem Produkt des Lastwerthes mit der Entfernung der Last, bzw. der Mittellinie derselben von dem anderen Auflager dividirt durch die freie Länge zwischen beiden Auflagern. Bei mehreren Lasten ist die Summe dieser Produkte zu bilden und durch die freie Länge zu dividiren. Das maximale Angriffs-

moment wird erhalten aus dem Produkt der Auflagerreaction mit ihrem Abstand vom Bruchquerschnitt, vermindert um das Produkt des, seinem Werthe nach dieser Auflagerreaction gleichen, benachbarten Belastungstheils mit dem Abstand seiner Mittellinie vom Bruchquerschnitt.

Bei allen symmetrischen Belastungen, wo jede der beiden Reactionen gleich der halben totalen Belastung ist, liegt selbstverständlich der Bruchquerschnitt in der Mitte.

1) Bei gleichmässig über die ganze Trägerlänge vertheilter Belastung mit  $p \frac{\text{kg}}{\text{afd. m}}$  ist, wenn  $l$  die freie Länge bezeichnet (vergl. Fig. 16), der Werth jeder Reaction  $= \frac{p l}{2}$  und das Maximalmoment

$$M = \frac{p l^2}{8},$$

oder wenn die auf den ganzen Träger entfallende Last  $p l = P$  gesetzt wird, wobei  $l$  in Metern genommen,  $P$  in Kilogrammen liefert,

$$M = \frac{P l}{8},$$

und demgemäss das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{P l}{8 \cdot 750} = \frac{P l}{6000}$$

Hierin ist jedoch  $l$  in Centimetern anzusetzen, da die Widerstandsmoment-Tabellen auf Centimeter bezogen sind.

2) Besteht die Belastung aus einer Einzellast  $Q$  in der Mitte

(vergl. Fig. 17), so ist jede Reaction  $= \frac{Q}{2}$

und das Maximalmoment

$$M = \frac{Q l}{4},$$

folglich das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{Q \cdot l}{4 \cdot 750} = \frac{Q l}{3000}$$

wobei ebenfalls  $l$  in Centimetern zu nehmen ist.

3) Bei symmetrischer theilweiser Belastung unter Entlastung des mittleren Theils (vergl. Fig. 18) ist jede Reaction  $= p a$  und

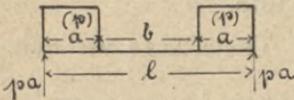
$$M = p a \frac{l}{2} - p a \frac{a + b}{2},$$

oder wenn für  $p a$  wieder ( $a$  in Metern genommen)  $P$  eingeführt wird

$$M = P \left( \frac{l}{2} - \frac{a + b}{2} \right) = P \left( \frac{2 a + b}{2} - \frac{a + b}{2} \right) = \frac{P a}{2}$$

folglich das erforderliche Widerstandsmoment

Fig. 18



$$W = \frac{P a}{2 \cdot 750} = \frac{P a}{1500}$$

wobei  $a$  in Centimetern zu nehmen ist.

4) Ist der mittlere Theil allein belastet und beide Trägenden entlastet (vergl. Fig. 19), so ist,

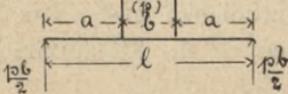
wenn  $p b = P$  eingeführt wird, jede Reaction =  $\frac{P}{2}$  und das Moment

$$M = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{2} - \frac{P}{2} \frac{b}{4} = \frac{P}{4} \left( l - \frac{b}{2} \right)$$

folglich das Widerstandsmoment

$$W = \frac{P \left( l - \frac{b}{2} \right)}{4 \cdot 750} = \frac{P \left( l - \frac{b}{2} \right)}{3000}$$

Fig. 19



Ist hierbei  $b$  im Vergleich zu  $l$  nur klein, so wird man im Zähler  $\frac{b}{2}$  gegen  $l$  vernachlässigen können, und erhält dann

$$W = \frac{P l}{3000},$$

zu welchem Resultat man auch gelangt, wenn man  $P$  seiner geringen Breitenausdehnung wegen als centrirt einzellast wie ad 2) behandelt. Die Grenze der praktischen Statthaftigkeit hierfür wird etwa eintreten, wenn  $b \leq \frac{l}{5}$  also  $\frac{b}{2} < \frac{l}{10}$  ist.

5) Bei zwei symmetrischen gleich grossen Einzellasten  $Q$  (vergl.

Fig. 20) ist auch jede Reaction =  $Q$  und

$$M = Q \left( a + \frac{b}{2} \right) - Q \frac{b}{2} = Q a$$

folglich

$$W = \frac{Q a}{750}$$

Fig. 20

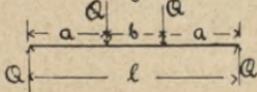
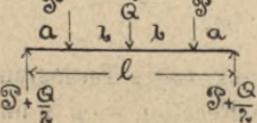


Fig. 21



6) Bei drei symmetrischen Einzellasten, von denen die mittlere auch einen den anderen beiden nicht gleichen Werth haben

kann (vergl. Fig. 21), ist jede Reaction =  $P + \frac{Q}{2}$  und das Moment:

$$M = \left( P + \frac{Q}{2} \right) (a + b) - P b = P a + \frac{Q (a + b)}{2} = P a + \frac{Q l}{4}$$

folglich

$$W = \frac{P a}{750} + \frac{Q l}{3000}$$

Dieses Resultat erhält man auch durch Zerlegung der Belastung nach den beiden Fällen 2) und 5), indem dann für die Mittellast allein

$$W = \frac{Q l}{3000}$$

und für die beiden Lasten  $P$  allein

$$W = \frac{P a}{750}$$

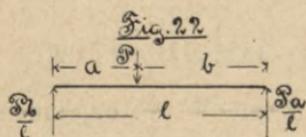
erforderlich ist.

In derselben Weise kann man bei symmetrischen Belastungen stets verfahren, wenn sich diese in einzelne der aufgeführten Fälle zerlegen lassen.

Aber auch, wenn ausser der symmetrischen noch eine unsymmetrische Belastung vorliegt, erhält man für die Praxis genau genug das im Ganzen erforderliche Widerstandsmoment durch Addition der für die symmetrische Belastung allein und für die unsymmetrische Belastung allein sich ergebenden Widerstandsmomente.

Bei unsymmetrischen Belastungen, wo die Reactionen ungleich sind, muss zunächst die Ermittlung derselben nach dem Hebelgesetz und alsdann die Aufsuchung des gefährlichen Querschnitts erfolgen, für welchen dann das Angriffsmoment anzusetzen und durch 750 zu dividiren ist, um das erforderliche Widerstandsmoment zu erhalten.

Bei zwei Fällen unsymmetrischer Belastung ergeben sich hierfür noch einfache Formeln, ähnlich den zuvor entwickelten sechs Fällen, nämlich:



7) Eine Einzellast  $P$  an beliebiger Stelle (vgl. Fig. 22) erzeugt das Maximalmoment unter ihrem Angriffspunkt. Die Reactionen sind  $\frac{P b}{l}$  am Ende der

Strecke  $a$  und  $\frac{P a}{l}$  am Ende der Strecke  $b$ . Danach ist dann

$$M = \frac{P a b}{l}$$

folglich

$$W = \frac{P a b}{750 l}$$

8) Eine theilweise gleichmässige, von einem Ende aus beginnende Belastung (vergl. Fig. 23) liefert die Reactionen:

$$A = \frac{p a \left( l - \frac{a}{2} \right)}{l} \text{ und } B = \frac{p a^2}{2 l}$$

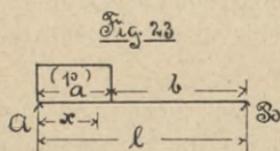
und danach die Lage  $x$  des Bruchquerschnitts von  $A$  aus gerechnet:

$$\frac{p a \left( l - \frac{a}{2} \right)}{l} = p x, \text{ woraus sich } x = \frac{a \left( l - \frac{a}{2} \right)}{l}$$

ergiebt.

Auf diesen Querschnitt  $x$  bezogen folgt dann das Angriffsmoment

$$M = A x - \frac{p x^2}{2}$$



$$= \frac{p a \left( l - \frac{a}{2} \right)}{l} \cdot \frac{a \left( l - \frac{a}{2} \right)}{l} - \frac{p a^2 \left( l - \frac{a}{2} \right)^2}{2 l^2}$$

$$= \frac{p a^2 \left( l - \frac{a}{2} \right)^2}{l^2} - \frac{p a^2 \left( l - \frac{a}{2} \right)^2}{2 l^2} = \frac{p a^2 \left( l - \frac{a}{2} \right)^2}{2 l^2}$$

und wenn man hierin wieder  $p a = P$  setzt, so wird

$$M = \frac{P a^2 \left( l - \frac{a}{2} \right)^2}{2 l^2} \text{ folglich } W = \frac{P a \left( l - \frac{a}{2} \right)^2}{2 \cdot 750 \cdot l^2} = \frac{P a \left( l - \frac{a}{2} \right)^2}{1500 l^2}$$

Hiernach würde sich z. B. für den in § 5 behandelten Podestträger ergeben:

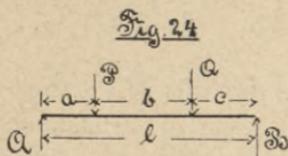
$$W = \frac{1320 \cdot 220}{6000} + \frac{2860 \cdot 110 \cdot 165^2}{1500 \cdot 220^2} = 48 + 118 = 166,$$

zu verwenden wäre also Normal-Profil 18 mit  $W = 162$ , indem der Fehlbetrag weniger als 3% ausmacht.

### Behandlung complicirterer Fälle.

In allen anderen Fällen, welche sich nicht auf einzelne der im vorigen Paragraphen entwickelten acht Fälle zurückführen bezw. sich in solche zerlegen lassen, empfiehlt es sich, nicht mehr allgemeine Formeln aufzustellen, sondern die Rechnung den gegebenen Verhältnissen entsprechend regelrecht durchzuführen, wie an folgenden Beispielen gezeigt werden soll.

1) Ein Träger ist unsymmetrisch durch 2 Einzellasten belastet (vergl. Fig. 24). Dann sind die Reactionen:



$$A = \frac{P(b+c) + Qc}{l} \text{ und}$$

$$B = \frac{Pa + Q(a+b)}{l}$$

Der Bruchquerschnitt liegt unter derjenigen Einzellast, welche grösser als der Werth der ihr benachbarten Reaction ist. Also wenn

$$P > A \text{ ist, dann ist } M_{max} = Aa$$

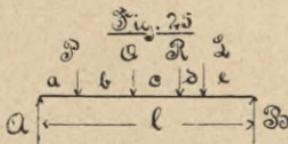
Ist dagegen  $P < A$ , dann ist

$$Q > B \text{ und } M_{max} = Bc$$

dem entsprechend also das für einen solchen Träger erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{Aa}{750} \text{ bzw. } W = \frac{Bc}{750}$$

Bei mehreren Einzellasten liegt der Bruchquerschnitt unter derjenigen Einzellast, durch deren Hinzukommen die Summe, welche aus den auf einander folgenden Lasten, von einem Auflager beginnend, gebildet wird, dem Werth dieser Auflagerreaction gleich wird oder ihn übersteigt, während die Summe ohne diese Einzellast denselben nicht erreicht. In dem nebenstehenden Belastungsfall (vergl. Fig. 25) ist die Reaction



$$A = \frac{Le + R(d+e) + Q(c+d+e) + P(b+c+d+e)}{l}$$

Sei nun beispielsweise

$$A > P + Q, \text{ aber } A \leq P + Q + R$$

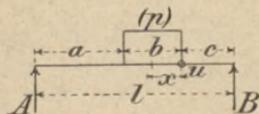
so liegt unter  $R$  der Bruchquerschnitt und es folgt daraus

$$M = A(a + b + c) - P(b + c) - Qc$$

folglich

$$W = \frac{A(a + b + c) - P(b + c) - Qc}{750}$$

Fig. 26



2) Ist ein nicht symmetrisch gelegener mittlerer Theil eines Trägers belastet (vergl. Fig. 26), so ergeben sich, wenn die Last  $p b = P$  gesetzt wird, die Reactionen folgendermassen:

$$A = \frac{P\left(c + \frac{b}{2}\right)}{l} \quad \text{und} \quad B = \frac{P\left(a + \frac{b}{2}\right)}{l}$$

Für den Bruchquerschnitt, welcher unter der Last vom Punkte  $u$  aus gerechnet um  $x$  entfernt liegt, muss die Gleichung gelten:

$$B = px \quad \text{oder} \quad B = \frac{P}{b} x \quad \text{oder} \quad \frac{P\left(a + \frac{b}{2}\right)}{l} = \frac{P}{b} x$$

woraus

$$x = \frac{b\left(a + \frac{b}{2}\right)}{l}$$

und das für diesen Querschnitt anzusetzende Moment

$$\begin{aligned} M &= B(x + c) - \frac{P}{b} \cdot x \cdot \frac{x}{2} = B\left(x + c - \frac{x}{2}\right) = B\left(c + \frac{x}{2}\right) \\ &= B\left(c + \frac{b}{2l}\left(a + \frac{b}{2}\right)\right) \\ &= B\left(c + \frac{b}{2} - \frac{b}{2} - \frac{b}{2} \cdot \frac{a + \frac{b}{2}}{l}\right) \\ &= B\left[c + \frac{b}{2} - \frac{b}{2}\left(1 - \frac{a + \frac{b}{2}}{l}\right)\right] \\ &= B\left[c + \frac{b}{2} - \frac{b}{2l}\left(l - a - \frac{b}{2}\right)\right] \\ &= B\left[c + \frac{b}{2} - \frac{b}{2l}\left(c + \frac{b}{2}\right)\right] = B\left(c + \frac{b}{2}\right)\left(1 - \frac{b}{2l}\right) = \\ &= B \frac{\left(c + \frac{b}{2}\right)\left(l - \frac{b}{2}\right)}{l} = \frac{P}{l^2}\left(a + \frac{b}{2}\right)\left(c + \frac{b}{2}\right)\left(l - \frac{b}{2}\right) \end{aligned}$$

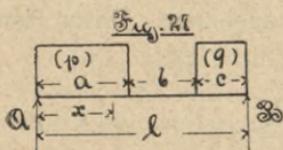
Die Fälle 4 und 8 des § 7 ergeben sich nunmehr als Spezialfälle hierzu.

Obgleich die oben entwickelte Formel noch praktisch ziemlich brauchbar ist, wird man doch meistens, da man die Auflagerreactionen  $A$  und  $B$  schon zur Bestimmung der Grössen für die zu verlegenden Unterlagsplatten braucht, zweckmässig diese Werthe zunächst ermitteln und gleich einsetzen. Die Rechnung wird dann wie folgt geführt:

$$B = \frac{P}{l} \left( a + \frac{b}{2} \right) = \frac{P}{b} \cdot x; \text{ daraus } x = \frac{b B}{P}; A = P - B$$

$$M = B \left( c + \frac{x}{2} \right) \text{ folglich } W = \frac{B}{750} \left( c + \frac{x}{2} \right)$$

3) Ganz entsprechend ist zu verfahren, wenn ein mittlerer Theil entlastet ist und beiderseits unsymmetrische Strecken an den Trägerenden belastet sind (vergl. Fig. 27). Es sei wieder  $a p = P$  und  $c q = Q$ . Dann ist



$$A = \frac{P \left( l - \frac{a}{2} \right) + Q \frac{c}{2}}{l} = \frac{P}{a} x. \text{ Daraus } x = \frac{a A}{P};$$

$$B = P + Q - A;$$

$$M = A x - \frac{P}{a} x \cdot \frac{x}{2} = \frac{A x}{2}, \text{ folglich } W = \frac{A x}{1500}$$

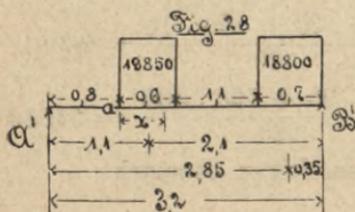
4) Als Beispiel eines ganz complicirten Falles soll hier noch zugleich als Zahlenbeispiel die Berechnung des Frontwandträgers  $A B$  durchgeführt werden, dessen Belastungsschema in § 6 aufgestellt war (vergl. Fig. 15 und Fig. 28).

Man wird zunächst die gleichmässig vertheilte Last für sich allein in Rechnung stellen, für welche erforderlich ist:

$$W_1 = \frac{4060 \cdot 320}{6000} = 217$$

Ferner für die Einzellast allein ist erforderlich

$$W_2 = \frac{7200 \cdot 30 \cdot 290}{320 \cdot 750} = 261$$



Für die unsymmetrische Belastung ergibt sich alsdann

$$A^1 = \frac{19850 \cdot 210 + 18800 \cdot 15}{320} = \text{rot. } 15080$$

$$B^1 = 19850 + 18800 - 15080 = 23570$$

Die Bruchstelle folgt, da  $A^1$  kleiner als die nächstliegende Pfeilerlast ist, aus  $A^1$  nach der Gleichung

$$15080 = \frac{19850}{60} x; \text{ also } x = \frac{15080}{19850} \cdot 60 = \text{rot. } 46 \text{ cm}$$

$$\text{vom Punkt } a \text{ aus, folglich } W_3 = \frac{15080 \cdot \left(80 + \frac{46}{2}\right)}{750} = 2071$$

$$\text{also } \Sigma W = W_1 + W_2 + W_3 = 217 + 261 + 2071 = 2549.$$

Bei Anordnung von vier Trägern ist für jeden derselben hier- nach erforderlich  $\frac{2549}{4} = 637$ .

Nun haben ausserdem noch die inneren beiden Träger allein die Erdgeschossbalkenlage mit 4600 kg aufzunehmen. Dafür ist erforderlich

$$W_4 = \frac{4600 \cdot 320}{6000} = 245$$

und der äussere Träger hat noch auf 30 cm vom rechten Auf- lager die Wellblechlast mit 120 kg aufzunehmen, wofür erforderlich

$$W_5 = \frac{120 \cdot 30 \cdot 305^2}{1500 \cdot 320^2} = 2,2$$

Demgemäss ist erforderlich im Ganzen:

$$\text{für die beiden innern Träger je } 637 + \frac{245}{2} = 760$$

$$\text{für den vorderen Träger } 637 + 2 \dots = 639$$

$$\text{für den zweiten Träger von vorn } \dots = 637$$

Zu verwenden würden also sein:

zwei innere Träger Normal-Profil 32 mit je  $W = 789$

zwei äussere Träger Normal-Profil 30 mit je  $W = 659$

Die gesammten Auflagerreactionen betragen:

$$\Sigma A = 15080 + \frac{4060 + 4600}{2} + \frac{7200 \cdot 30 + 120 \cdot 15}{320} = 20091$$

$$\Sigma B = 23570 + \frac{4060 + 4600}{2} + \frac{7200 \cdot 90 + 120 \cdot 305}{320} = 34539$$

Die zu verwendenden Plattengrössen folgen demnach

$$\text{bei } A = \frac{20091}{11} = 1827, \text{ dafür } 30 \times 64 = 1920 \text{ qcm}$$

$$\text{bei } B = \frac{34539}{11} = 3140, \text{ dafür } 51 \times 64 = 3264 \text{ qcm}$$

## Behandlung der Erker- und Balkonträger.

Erker und Balkons sind vor die Front vertretende Bautheile in den oberen Stockwerken, zu deren Herstellung die Anordnung frei herausragender Eisenconstructions erforderlich ist. Balkons sind offene, nur aus Fussboden und Brüstung bestehende Plattformen, Erker dagegen kastenartig mit Wänden umgebene, häufig durch mehrere Stockwerke geführte und oben mit einer Plattform abgedeckte geschlossene, aus der Front frei herausragende Vorbauten. Der Balkon steht mit dem Zimmer, vor welchem er sich befindet, durch eine Glathür in Verbindung, der Erker dagegen durch eine, nahezu seine eigne Breite messende sogenannte Erkeröffnung.

Die Construction und Berechnung der Balkons ist sehr einfach. Dieselben bestehen aus einem Vorderträger, welcher beiderseits an die frei herausgestreckten, im Frontmauerwerk eingespannten Ausleger angenietet ist, und zur Aufnahme des fast ausschliesslich aus betonirtem Wellblech hergestellten Balkonfussbodens dient, dessen anderes Auflager die Frontwand selbst bildet.

Der Vorderträger ist demgemäss belastet gleichmässig mit der Brüstung, die entweder massiv aus Mauerwerk, oder aus eisernem Gitterwerk (*rot.* 60 kg pro lfd. m) hergestellt wird, und ferner ebenfalls gleichmässig mit der halben Last des Balkonfussbodens.

Die Ausleger sind belastet gleichmässig durch die Brüstung, und ausserdem durch die Einzellast am freien Ende, herrührend von der Reaction des Vorderträgers. Der gefährliche Querschnitt des Auslegers liegt an der Einspannungstelle. Das maximale Angriffsmoment bildet sich aus der Summe der Produkte der verschiedenen den Ausleger beanspruchenden Belastungen mit ihren Hebelsarmen gegen die Einspannungstelle.

Die Construction der Erker ist dementsprechend, jedoch werden hier stets zwei Systeme der Eisenconstruction verwendet, eins in Fussbodenhöhe des untersten Erkergeschosses, und das zweite in Deckenhöhe des obersten Erkergeschosses. Beide Systeme werden durch eiserne Zugstangen miteinander verbunden. Das oberste System wird lediglich wie ein Balkon gerechnet, während auf das untere System die ganze übrige Erkerlast entfällt. Der

unterste Fussboden und die oberste Decke des Erkers wird massiv hergestellt, d. h. aus betonirtem Wellblech oder gewölbt. Die Zwischenfussböden werden durch Herausstrecken der Zimmerbalkenlagen gebildet, welche jedoch am besten ihr vorderes Auflager lediglich auf den die Erkeröffnung des darunterliegenden Geschosses überdeckenden Trägern finden und mit ihren freien äusseren Enden am Erkermauerwerk, gegen welches sie stumpf gegenstossen, nur verankert sind. Demgemäss sind die unteren Erkeröffnungsträger zu rechnen. Der oberste Erkeröffnungsträger ist wie ein Frontwandträger zu behandeln, welcher die Balkenlage, das Wellblech des oberen Balkons, aufgehendes Mauerwerk, Dachbalkenlage und Dachlast zu tragen hat.

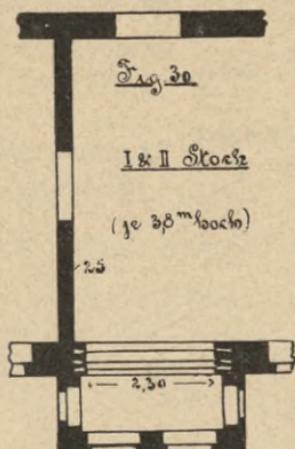
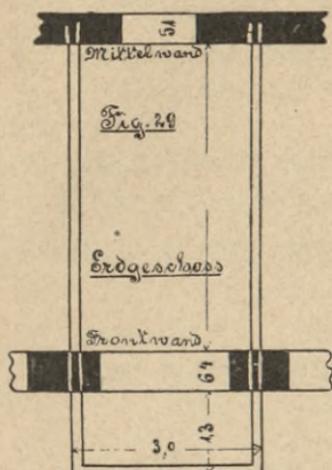
Das Erkermauerwerk ist, wenn der Erker durch mehr als zwei Geschosse geführt ist,  $1\frac{1}{2}$  Stein stark herzustellen; reicht der Erker nur durch zwei Geschosse, oder wird in jedem Erker-Geschoss, mindestens aber für je zwei Erkergeschosse ein besonderes System von Erkerträgern angeordnet, dann genügt für das Erkermauerwerk 1 Stein Stärke.

Der Vorderträger des unteren und event. eines zwischenliegenden Erkersystems wird danach als gewöhnlicher Frontwandträger, aber ohne Balkenlast der oberen Geschosse erchnet und in der Regel aus zwei nebeneinander liegenden Trägern hergestellt, deren innerer allein noch die Wellblechlage aufzunehmen hat.

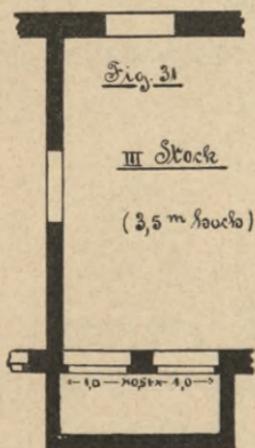
Die Ausleger des unteren Erkersystems müssen nach den Vorschriften der Berliner Baupolizei bis in die Mittelwand des Gebäudes geführt und hier verankert werden, oder es ist durch Anordnung eines besonderen Versteifungsträgers die Aufnahme der aufwärts gerichteten Reactionen der inneren Auslegerenden zu bewirken.

Ein bis zur Mittelwand geführter ErkerAusleger dient oft gleichzeitig als Unterzug für eine darauf gesetzte, im unteren Geschoss fehlende Scheidewand. Alsdann ist derselbe einmal als Ausleger und ausserdem als auf Front- und Mittelwand frei aufliegender Unterzug zu rechnen und das grössere der beiden sich ergebenden Widerstandsmomente für die Wahl der Trägerprofile massgebend. Liegt ein ErkerAusleger über einem Frontwandträger des Erdgeschosses, so ist der ErkerAusleger als Einzellast mit der Summe seiner äusseren Beldstung und der nach dem Hebelgesetz zur Herstellung des Gleichgewichts gegen Kippen von der Mittelwand zu entnehmenden Gegenlast in Rechnung zu stellen.

Als Beispiel möge die Berechnung der Eisenconstruktion für



die nebenstehend skizzierte (vergl. Fig. 29—31), durch zwei Geschosse reichende Erkeranlage an einem im Ganzen ausser dem Erdgeschoss drei Stock hohen Gebäudedienen.



### I. Oberes System.

Vorderträger. 3,0 m frei. Belastung gleichmässig durch Wellblechfussboden und gemauerte Brüstung.

$$3,0 \left( \frac{1}{2} 1,3 \cdot 600 + 0,8 \cdot 0,25 \cdot 1600 \right) = 2130$$

$$\text{Erforderlich } W = \frac{2130 \cdot 300}{6000} = 107$$

Verwendet wird ein Träger Normal-Profil 16 mit  $W = 118$

Ausleger dazu. 1,3 m frei herausgestreckt. Belastung:

- 1) gleichmässig durch Brüstung  $1,3 \cdot 0,8 \cdot 0,25 \cdot 1600 = \text{rot. } 420$ ,
- 2) Einzellast am freien Ende, bestehend in der Reaction des

$$\text{Vorderträgers mit } \frac{2130}{2} = \text{rot. } 1070.$$

Erforderlich

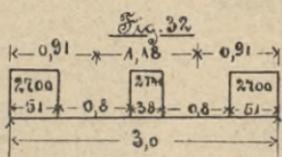
$$W = \frac{420 \cdot 130}{1500} + \frac{1070 \cdot 130}{750} = \frac{130 (210 + 1070)}{750} = 222$$

Verwendet werden zwei Träger Normal-Profil 16 mit je  $W = 118$ .

Der Ausleger erhält an der vorderen Mauerseite eine Unterlagsplatte und an der hinteren Mauerseite eine Ueberlagsplatte von je  $25 \times 25$  cm Grösse.

## II. Unteres System.

Vorderträger. Freie Länge 3,0 m. Belastung:



1) gleichmässig durch Ausmauerung und Brüstung 3,0 · 1,1 · 0,38 · 1600

$$= \text{rot. } 2010$$

2) symmetrisch nach Skizze (vgl. Fig. 32)

a) beiderseits über 0,51 m mit je

$$[0,91 (3,0 + 3,8) - 2 \cdot \frac{1}{2} 0,8 \cdot 2,2] 0,38 \cdot 1600 = \text{rot. } 2700$$

b) in der Mitte über 0,38 m mit

$$[1,18 (3,0 + 3,8) - 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 2,2] 0,38 \cdot 1600 = \text{rot. } 2740$$

Erforderlich

$$W_1 = \frac{2010 \cdot 300}{6000} + \frac{2700 \cdot 51}{1500} + \frac{2740 \left( 300 - \frac{38}{2} \right)}{3000} = 449$$

Der innere Träger hat noch den Wellblechfussboden zu tragen mit

$$\frac{3,0 \cdot 1,3}{2} \cdot 600 = 1170$$

Dafür erforderlich

$$W_2 = \frac{1170 \cdot 300}{6000} = 59$$

also für den inneren Träger erforderlich  $\frac{449}{2} + 59 = 284$

Verwendet werden zwei gleiche Träger Normal-Profil 22 mit je  $W = 281$ .

Ausleger dazu. 1,3 m frei heraus gestreckt. Belastung:

1) gleichmässig durch Brüstung und Ausmauerung

$$1,3 \cdot 1,1 \cdot 0,38 \cdot 1600 = \text{rot. } 870$$

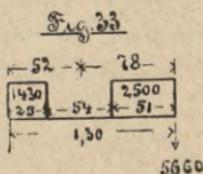
2) unsymmetrisch nach Skizze (vergl. Fig. 33)

a) über 0,25 m an der Einspannung

$$[0,52 (3,0 + 3,8) - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,54 \cdot 2,2] 0,38 \cdot 1600 = \text{rot. } 1430$$

b) über 0,55 m am freien Ende

$$[0,78 (3,0 + 3,8) - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,54 \cdot 2,2] 0,38 \cdot 1600 = \text{rot. } 2500$$



3) durch Einzellast am freien Ende, bestehend in der Reaction des Vorderträgers

$$\frac{1170}{2} + \frac{2010}{2} + 2700 + \frac{2740}{2} = 5660$$

Erforderlich

$$W = \frac{870 \cdot \frac{130}{2} + 1430 \cdot \frac{25}{2} + 2500 \left( 130 - \frac{51}{2} \right) + 5660 \cdot 130}{750} = 939$$

Verwendet werden zwei Träger Normal-Profil 28 mit je  $W = 547$ . Diese Träger werden bis zur Mittelwand durchgeführt und hier vermauert. Die Reaction auf der Frontwand setzt sich zusammen aus der Aussenlast

$$870 + 1430 + 2500 + 5660 = 10460$$

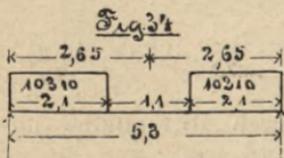
und der das Kippmoment aufhebenden, der Mittelwand zu entnehmenden Gegenlast, welche erhalten wird aus dem äusseren Angriffsmoment, dividirt durch den Hebelsarm der Gegenlast:

$$\frac{939 \cdot 750}{594} = \text{rot. } 1190$$

Der Gesamtauflegerdruck auf der Frontwand beträgt demnach  $10460 + 1190 = 11650$ , daher hier die Grösse der erforderlichen Unterlagsplatte  $\frac{11650}{11} = 1060$ , wofür  $20 \times 64 = 1280$  qcm verwendet werden.

Die in der Mittelwand zu verlegende Ueberlagsplatte erfordert eine Grösse von  $\frac{1190}{11} = 109$ , wofür  $20 \times 38 = 760$  qcm verwendet werden.

Der linksseitige Ausleger dient im Innern ausserdem noch als Unterzug für die Scheidewand, liegt 5,3 m frei und ist belastet:



1) gleichmässig durch Aus- und Uebermauerung

$$5,3 \cdot 0,3 \cdot 0,25 \cdot 1600 = \text{rot. } 640$$

2) symmetrisch nach Skizze (vgl. Fig. 34) beiderseits über 2,1 m

$$\left[ 2,65 (2 \cdot 3,8 + 3,5) - 3 \frac{1,1 \cdot 2,2}{2} \right] 0,25 \cdot 1600 = \text{rot. } 10310$$

$$\text{Erforderlich } W = \frac{640 \cdot 530}{6000} + \frac{10310 \cdot 210}{1500} = 1500$$

Dieser Werth ist grösser als der vorhin ermittelte, folglich

für den linksseitigen Ausleger massgebend. Zu verwenden sind daher zwei Träger Normal-Profil No. 32 mit je  $W = 789$ .

Der Druck auf die Frontwand beträgt hier im Ganzen

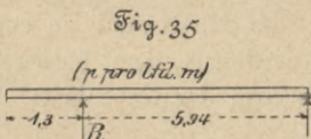
1) vom Ausleger:  $870 + 1430 + 2500 + 5660 = 10460$

2) vom Unterzug:  $\frac{640}{2} + 10310 = 10630$

in Summa  $\frac{21090}{11}$

Erforderliche Plattengrösse  $\frac{21090}{11} = 1900$ , dafür  $30 \times 64 = 1920$ .

Der Erkeröffnungsträger über dem I. Stockwerk liegt 2,3 m frei und ist belastet gleichmässig durch Ausmauerung und Balkenlage. Für letztere bildet er die Reaction  $R$  am überhängenden Ende welche (vergl. Fig. 35) sich ergibt



$$R = \frac{p(1,3 + 5,94)^2}{2 \cdot 5,94} = p \cdot 4,41$$

daher die Belastung, indem  $p = 2,3 \cdot 500$  zu setzen ist:

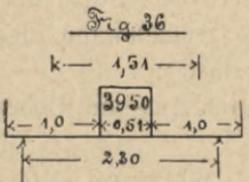
$$2,3(0,51 \cdot 0,5 \cdot 1600 + 4,41 \cdot 500) = \text{rot. } 6010.$$

Erforderlich  $W = \frac{6010 \cdot 230}{6000} = 230$

Verwendet werden drei Träger Normal-Profil 14 mit  $W = 3 \cdot 83 = 249$ .

Auflagerplatten:  $\frac{6010}{2 \cdot 11} = 273$ , dafür  $15 \times 51 = 765$ .

Der Erkeröffnungsträger über dem II. Stockwerk liegt ebenfalls 2,3 m frei und ist belastet:



1) gleichmässig mit Ausmauerung und Brüstung:

$$2,3(0,5 \cdot 0,51 + 0,8 \cdot 0,38) \cdot 1600 = \text{rot. } 2060$$

2) symmetrisch durch Mittelpfeiler über 0,51 m (vergl. Fig. 36).

Mauerwerk:  $[1,51(3,5 - 0,8) - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot 2,2] 0,38 \cdot 1600 = \text{rot. } 1140$

Balkenlage und Dach:  $\frac{1,51 \cdot 5,94}{2} (375 + 250) = \text{rot. } 2810$

Summa 3950

$$\text{Erforderlich } W_1 = \frac{2060 \cdot 230}{6000} + \frac{3950 \left( 250 - \frac{51}{2} \right)}{3000} = 375$$

also bei Verwendung von drei Trägern für jeden  $W = \frac{375}{3} = 125$ .

Auf die beiden inneren Träger allein entfällt noch die Balkenlage über dem II. Stockwerk mit

$$\frac{2,30 \cdot 5,94}{2} \cdot 500 = \text{rot. } 3420$$

Dafür erforderlich

$$W_2 = \frac{3420 \cdot 230}{6000} = 131.$$

Auf den äusseren Träger allein entfällt noch der Wellblechbelag der oberen Erkerabdeckung mit

$$\frac{2,3 \cdot 1,3}{2} \cdot 600 = \text{rot. } 900$$

Dafür erforderlich

$$W_3 = \frac{900 \cdot 230}{6000} = 35.$$

Also im Ganzen erforderlich:

$$\text{für die beiden inneren Träger je } 125 + \frac{131}{2} = 190$$

$$\text{für den äusseren Träger } 125 + 35 = 160.$$

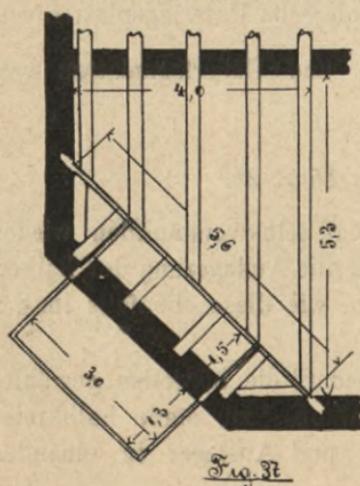
Verwendet werden

zwei innere Träger Normal-Profil 19 mit  $W = 2 \cdot 187$

ein äusserer Träger Normal-Profil 18 mit  $W = 162$ .

Auflagerplatten  $\frac{2060 + 3950 + 3420 + 900}{2 \cdot 11} = 470$ . Dafür

$15 \times 51 = 765$ .



Der Anschluss der Vorderträger an die Ausleger erfolgt mittelst Winkellaschen und Nieten, wie in § 3 angegeben ist.

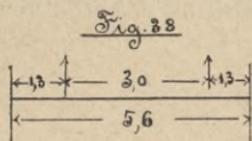
Für die Anordnung und Berechnung eines Versteifungsträgers dient das nebenstehend skizzierte Beispiel eines Erkers an einer abgestumpften Ecke (vergl. Fig. 37). Die Angriffspunkte der Ausleger wirken hier als aufwärts gerichtete Einzellasten, während die Balkenlage als gleichmässig vertheilte abwärts wirkende Last auftritt. Die ersteren ergeben

sich unter Beibehaltung der Werthe des vorigen Beispiels folgendermassen nach dem Hebelgesetz:

$$\frac{939 \cdot 750}{150} = \text{rot. } 4700.$$

Der Versteifungsträger muss nun im Stande sein, einmal bei der unbelasteten Balkenlage im Gewicht von

$$\frac{4,0 \cdot 5,3}{2} \cdot 250 = 2650$$



das Moment dieser Einzellasten aufzunehmen. Daher erforderlich (Fig. 38)

$$W = \frac{2650 \cdot 560}{6000} - \frac{4700 \cdot 130}{750} = - 568.$$

Dabei bedeutet das Minuszeichen nur, dass die überwiegende Beanspruchung aufwärts gerichtet ist.

Andererseits muss der Träger im Stande sein, die belastete Balkenlage im Gewicht von

$$\frac{4,0 \cdot 5,3}{2} \cdot 500 = 5300$$

auch unter der Voraussetzung zu tragen, dass der Erker nicht vorhanden, bzw. das Kippmoment desselben lediglich von der Einspannung im Frontmauerwerk aufgenommen wird. Daher hierfür erforderlich

$$W = \frac{5300 \cdot 560}{6000} = 496.$$

Im vorliegenden Fall ist dies die geringere Beanspruchung, daher für die Wahl des Trägerprofils der zuvor ermittelte Werth  $W = 568$  massgebend. Verwendet wird also Normal-Profil 30 mit  $W = 659$ . Der Träger erhält beiderseits Unterlagsplatten von  $\frac{5300}{2 \cdot 11} = 241$  qcm, dafür  $15 \times 25$ , und Ueberlagsplatten von

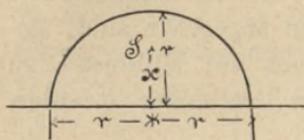
$$\frac{4700 - \frac{2650}{2}}{11} = 307, \text{ dafür ebenfalls } 15 \times 25.$$

Der Anschluss der Ausleger erfolgt selbstverständlich wieder mittelst Winkellaschen und Nieten; für die Auflagerung der Balken ist die Anordnung von Balkenschuhen, wie diese ebenfalls im § 3 angegeben ist, erforderlich.

Einer besonderen Besprechung bedarf die bisweilen gewählte Anordnung halbrunder Erker und Balkons, zu deren halbkreisförmiger Unterstützung Vorderträger und Ausleger in einander

übergehen und aus einem gebogenen Träger hergestellt werden. Die Ermittlung der Belastung erfolgt nach den allgemein geltigen Prinzipien. Die Berechnung geschieht am rationellsten nach Maassgabe der folgenden Betrachtung:

Fig. 34



Nimmt man die ganze Belastung des Erkers  $P$  auf den Halbkreisträger gleichmässig vertheilt an, so greift dieselbe im Schwerpunkt des Halbkreisbogens, also (vergl. Fig. 39) in einem Abstände  $x = \frac{2r}{\pi}$  vom Frontmauerwerk an. Das

Angriffsmoment ist also

$$M = \frac{2rP}{\pi}$$

Dieses Moment wird aufgenommen von den beiden Einspannungsquerschnitten des Halbkreisträgers, dessen Widerstandsmoment demnach gleich der Hälfte des durch 750 dividirten Angriffsmoments sein muss. Es folgt also  $W = \frac{rP}{\pi \cdot 750} = \text{rot.} \frac{rP}{2350}$

### § 10.

## Die Berechnung von Wellblech.

Die Berechnung des ebenen Wellblechs erfolgt genau wie diejenige eines gleichmässig belasteten Trägers, indem man eine Breite der Wellblechtafel von 1 m zu Grunde legt, wie denn auch in den Tabellen die Wellblechwiderstandsmomente pro 1 m Breite angegeben sind. Hat also das Wellblech eine freie Länge  $l$  zwischen den Auflagern und ist pro qm mit  $p$  kg belastet, so ist die ganze auf 1 m Breite entfallende Last  $p \cdot l = P$ , folglich das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{P \cdot l \text{ (cm)}}{6000}$$

wie beim Balken. Nachdem aus den Tabellen das entsprechende Profil aufgefunden ist, wird nach den Vorschriften der Berliner Baupolizei die Wellblechstärke mit Rücksicht auf Durchrosten noch um 1 mm vermehrt. Zum Beispiel ergibt sich für einen 1,3 m ausladenden Balkon, dessen Fussboden aus betonirtem Wellblech herzustellen ist, bei einer Belastung von 600 kg pro qm die Last pro 1 m Breite zu

$$600 \cdot 1,3 = 780 \text{ kg.}$$

Daher ist erforderlich  $W = \frac{780 \cdot 130}{6000} = 16,9$ .

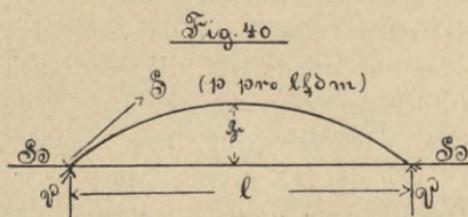
Die Druckenmüller'sche Wellblechtabelle liefert das Profil 45/45/1 mit  $W = 16,8$ . Zu verwenden ist also mit Rücksicht auf den Zuschlag von 1 mm zu der sich ergebenden Stärke ein Wellblechprofil 45/45/2.

Zu bemerken ist noch, dass in vielen Wellblechtabellen die Widerstandsmomente auf Millimeter bezogen angegeben sind; alsdann ist das erforderliche  $W$  natürlich auch für Millimeter zu ermitteln, wodurch das 1000fache des für Centimeter erforderlichen Werthes erhalten wird.

Bombirtes Wellblech nennt man zur Herstellung von Gewölben gebogenes Wellblech. Die Pfeilhöhe desselben variiert zwischen  $\frac{1}{6}$  bis  $\frac{1}{10}$  der Spannweite. Der Horizontalschub  $H$  eines Gewölbes von der Spannweite  $l$  und der Pfeilhöhe  $f$  beträgt nach der Gewölbetheorie bei einer gleichmässigen Belastung mit  $p$  kg pro qm für einen 1 m breiten Gewölbestreifen

$$H = \frac{p l^2}{8 f}$$

Jede der beiden Verticalreactionen beträgt wie bei einem Balken auf zwei Stützen  $V = \frac{p l}{2}$ . Die an den Stützpunkten in Richtung der



Resultante aus beiden (vgl. Fig. 40) auftretende Spannung  $S$  ergibt sich nach der Lehre vom Parallelogramm der Kräfte:

$$S = \sqrt{H^2 + V^2}$$

Diese Spannung muss das Wellblech aufnehmen können, folglich muss der Querschnitt desselben auf 1 m Breite

$$F = \frac{S}{750}$$

betragen. Die Stärke des sich so ergebenden Profils ist alsdann wieder um 1 mm zu vermehren.

Bei einseitiger Belastung eines Wellblechgewölbes treten ausser der Axialspannung  $S$  noch Biegemomente auf, welche in  $\max \frac{p l^2}{64}$  betragen; das zu wählende Wellblechprofil muss daher mindestens ein Widerstandsmoment von

haben.

$$W = \frac{p l^2}{64 \cdot 750} = \frac{p l^2}{48000}$$

§ 11.

### Die Berechnung von Mauerpfeilern.

Für schwer belastete Mauerpfeiler, welche man gleichwohl, um möglichst breite Lichtöffnungen zu erhalten, in möglichst geringen Abmessungen herstellen möchte, ist durch rechnerischen Tragfähigkeitsnachweis darzuthun, dass die Beanspruchung des Materials nicht die zulässige Grenze überschreitet. Solche Pfeiler werden in den meisten Fällen aus Hartbrandsteinen in Cementmörtel hergestellt, deren zulässige Beanspruchung nach der in § 2 mitgetheilten Zusammenstellung 11 kg pro qcm beträgt.

Zur Ermittlung der auftretenden Beanspruchung ist die Summe aller auf ihnen ruhenden Lasten und ihr Eigengewicht zu berechnen und der sich ergebende Gesamtdruck durch die Anzahl Quadratcentimeter, welche ihr Querschnitt enthält, zu dividiren.

Als Beispiel möge der Frontpfeiler *B* aus dem Beispiel in § 6 berechnet werden. Die Belastung desselben setzt sich zusammen, wie folgt (vergl. Fig. 12 und 14):

1) Auflagerreaction *B* des Trägers *AB* (cfr. § 8) = 34539

2) Unmittelbar über dem Pfeiler lastendes Mauerwerk bis zur Brüstungshöhe des I. Stockwerks:

$$0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,51 \cdot 1600 = 196$$

3) Die Balkenlage über dem Erdgeschoss, auch so weit dieselbe durch den Sturz der rechts daneben liegenden Thür mit auf den Pfeiler übertragen wird:

$$\left(0,77 + \frac{1,2}{2}\right) \cdot \frac{5,74}{2} 500 = 1966$$

4) Der Wellblechfußboden des untersten Balkons in derselben Ausdehnung  $\left(0,77 + \frac{1,2}{2}\right) \cdot \frac{1,3}{2} \cdot 600 = 534$

5) Das Mauerwerk des halben Thürsturzes selbst

$$\frac{1,2}{2} \cdot 0,6 \cdot 0,64 \cdot 1600 = 369$$

6)  $0,3 + \frac{1,1}{2} = 0,85$  lfd. m obere Frontwand nebst

Balkenlagen und Dach (vgl. § 6)  $0,85 \cdot 15390 = 13082$

---

Latus 13082 37604

	Transport 13082 37604
davon ab eine halbe Fensterreihe	$\frac{6310}{2} = 3155$
ferner ab die halbe Fensterbrüstung	
im II. und III. Stock . . . . .	630
zusammen ab	3785
	= 9297

7) Der Wellblechfußboden der beiden oberen Balkons

$$2 \cdot \left( 0,3 + \frac{1,1}{2} \right) \cdot \frac{1,3}{2} \cdot 600 = 663$$

8) Das Eigengewicht des Pfeilers selbst

$$4,0 \cdot 0,77 \cdot 0,64 \cdot 1600 = 3154$$

Summa 50718

Der Pfeilerquerschnitt beträgt  $64 \times 77 = 4928$  qcm. Die Beanspruchung beträgt demnach  $\frac{50718}{4928} = 10,3 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ , so dass also Hartbrandsteine in Cementmörtel noch genügen würden.

Bei Pfeilern, welche stark excentrisch belastet sind, ist die maximale Materialbeanspruchung nach dem in § 19 gegebenen Verfahren zu ermitteln. Beim Berliner Polizei-Präsidium wird hierauf neuerdings verzichtet, wenn der Pfeilerquerschnitt um 50% vergrößert wird.

Bei schlanken Mauerpfeilern, deren Höhe mehr als das 10fache der kleinsten Querschnittabmessung beträgt, empfiehlt sich die Prüfung auf Knickfestigkeit nach der Formel von Rankine:

$$P = \frac{\sigma F}{1 + \frac{l^2}{600 a^2}}$$

worin  $F$  den Pfeilerquerschnitt in qcm,  $a$  die kleinste Querdimension desselben in cm,  $l$  die freie Höhe ebenfalls in cm,  $P$  die Belastung in kg und  $\sigma$  die Beanspruchung in kg pro qcm bedeutet.

### § 12.

## Construction und Berechnung eiserner Stützen.

Wo es darauf ankommt, die Dimensionen der als Auflager für die Träger dienenden Pfeiler auf ein Minimum einzuschränken, verwendet man statt der Pfeiler aus Mauerwerk oder Haustein Stützen aus Eisen. Dieselben finden namentlich als Frontwandstützen zwischen einem Schaufenster und der daneben liegenden Ladenthür oder als freistehende Stützen in Fabrik-

Fig. 41

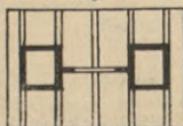


Fig. 42

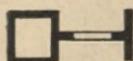


Fig. 43

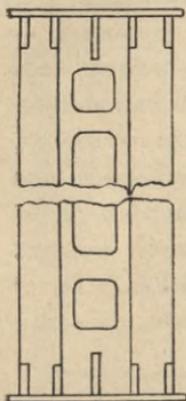
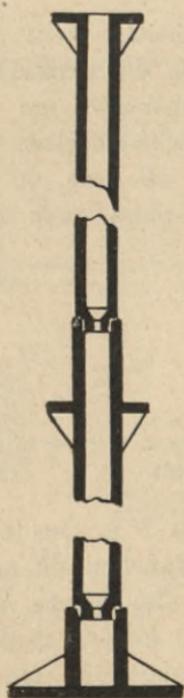


Fig. 44

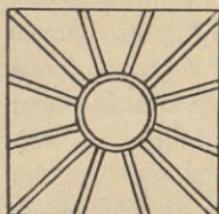


räumen und anderen grossen Sälen Verwendung. Im ersten Fall besteht ihr Querschnitt aus zwei mit einem Steg verbundenen hohlen Quadraten (vergl. Fig. 41) oder eines der beiden Quadrate ist durch einen am Ende des Verbindungsteges sitzenden Quersteg ersetzt (vergl. Fig. 42); immer aber ist der Verbindungssteg, der wenig zur Tragfähigkeit beiträgt, der Materialersparniss wegen mit Ausschnitten durchbrochen (vergl. Fig. 43). Im zweiten Fall verwendet man kreisrunde hohle Säulen. Als Material wird fast ausschliesslich Gusseisen verwendet. Am oberen Ende der Stützen ist eine mit dreieckigen Rippen versteifte Kopfplatte, welche als Auflager für die Träger dient, angegossen. Am unteren Ende befindet sich eine ähnlich construirte Fussplatte, welche bei den Frontwandstützen ebenfalls angegossen ist, bei den Rundsäulen meistens als Säulenfuss ein Gussstück für sich allein bildet. Stehen eiserne Stützen in mehreren Stockwerken übereinander, so gilt stets das Prinzip, dieselben unmittelbar aufeinander zu stellen (vergl. Fig. 44) und wird alsdann auch eine durch Flacheisen zu bewirkende Verankerung der in Fussbodenhöhe der einzelnen Geschosse liegenden Stösse mit den Umfassungswänden angeordnet, wie in der Grundrisszeichnung (vergl. Fig. 47) in punktirten Linien angedeutet ist. Einen Säulenfuss (Fig. 45) erhält alsdann nur die unterste Säule, da derselbe lediglich eine der zulässigen Beanspruchung des Fundamentmauerwerks entsprechend verbreiterte Druckfläche bieten soll.

Schmiedeeiserne Säulen erhalten Profile, welche aus  $\square$  oder  $\Gamma$  Eisen, ferner aus Quadrat- oder Säuleneisen zusammengenietet, und mittelst ebenfalls angenieteter Streben an der Fussplatte und Kopfplatte befestigt werden. Letztere selbst ist dann immer, erstere meistentheils ebenfalls aus Schmiedeeisen hergestellt.

Die Berechnung der Stützen erfolgt nach der Formel für Knickfestigkeit

§ 19 45



$$P = \frac{1}{n} \cdot \frac{E J \pi^2}{l^2} \text{ also } J = \frac{n P l^2}{\pi^2 E}$$

worin  $J$  das erforderliche Trägheitsmoment des Querschnitts,  $P$  die Belastung,  $l$  die freie Höhe,  $E$  den Elasticitätsmodul des Materials (für Schmiedeeisen = 2 000 000, für Gusseisen = 1 000 000, für Holz = 110 000) und  $n$  einen Sicherheitscoefficienten (für Schmiedeeisen = 6, für Gusseisen = 8, für Holz = 10) bezeichnet. Hiernach ist  $J$  zu berechnen und

aus den Tabellen der zu wählende Stützenquerschnitt danach direkt zu entnehmen. In diesen Tabellen ist  $J$  auf Centimeter bezogen und demgemäss ist auch  $l$  in Centimetern auszudrücken. Da  $\pi^2$  annähernd = 10 ist, so vereinfacht sich die Formel dahin, dass man

$$J = 3 \cdot P \cdot l^2 \text{ für Schmiedeeisen}$$

$$J = 8 \cdot P \cdot l^2 \text{ für Gusseisen}$$

$$\text{und } J = 90 P l^2 \text{ für Holz}$$

erhält, wenn hierbei  $P$  in Tons (= 1000 kg) und  $l$  in Metern angesetzt wird.

Neben dieser ersten, das erforderliche Trägheitsmoment des Querschnitts liefernden Formel muss jedoch noch die zweite Bedingung erfüllt sein, dass die Querschnittfläche ausreicht, um die Druckbeanspruchung zu vertragen, welche bei Schmiedeeisen bis 750, bei Gusseisen bis 500 und bei Holz bis 80 resp. 60 kg pro qcm zulässig ist (vergl. § 2). Demgemäss muss auch der Gleichung

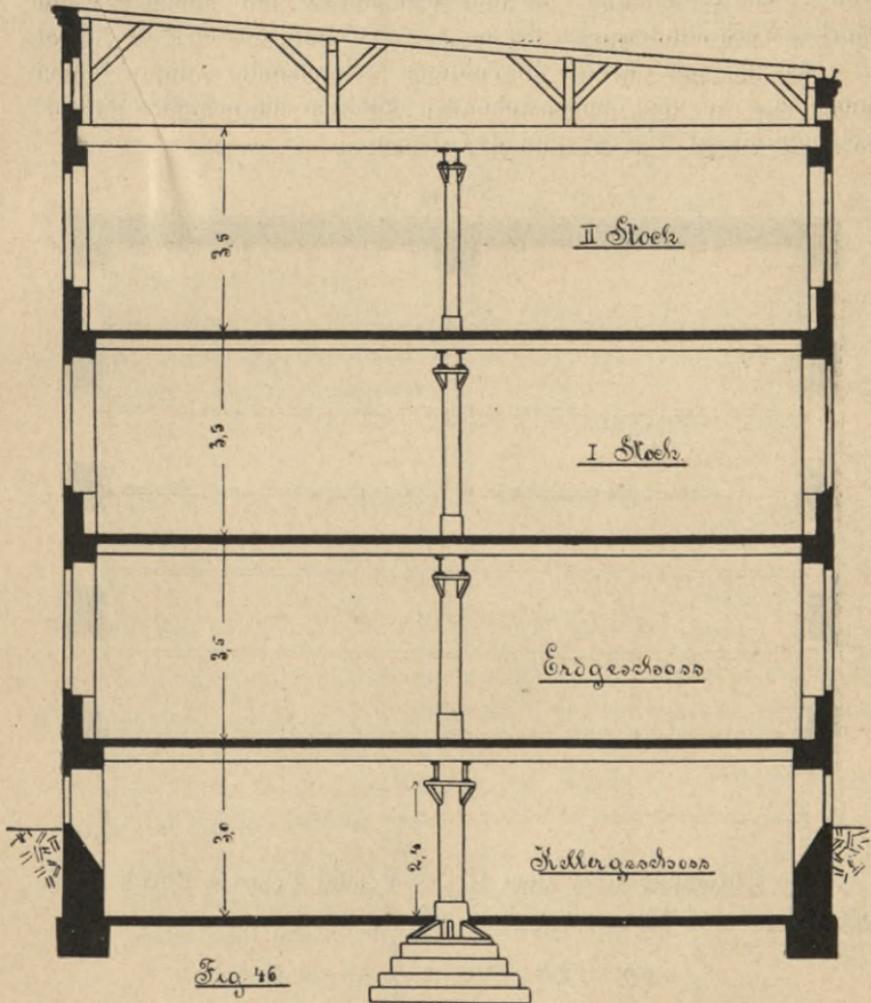
$$F = \frac{P}{750} \text{ für Schmiedeeisen,}$$

$$F = \frac{P}{500} \text{ für Gusseisen,}$$

$$F = \frac{P}{80} \text{ bzw. } F = \frac{P}{60} \text{ für Holz}$$

genügt sein, wobei  $P$  in kg zu nehmen ist, um  $F$  in Quadratcentimetern zu liefern, wie es in eben denselben Tabellen mit aufgeführt ist. Der zu wählende Querschnitt muss also beide Anforderungen erfüllen. Für Holzstützen pflegt man keine Tabellen zu benutzen, sondern man bestimmt den erforderlichen Quer-

schnitt aus den einfachen Gleichungen  $F = a b$  und  $J = \frac{a b^3}{12}$  wobei  $b$  die kleinere und  $a$  die grössere Seite des rechteckigen Querschnitts ist; für runde Holzsäulen sind selbstverständlich die entsprechenden Formeln  $F = \frac{\pi d^2}{4}$  und  $J = \frac{\pi d^4}{64}$  zu benutzen in denen  $d$  den Durchmesser des Querschnittkreises bezeichnet.



Die Berechnung einer Frontwandstütze soll an dem Beispiel aus § 6 unter der Annahme durchgeführt werden, dass zur Verbreiterung der Ladenthüröffnung der Pfeiler  $B$  entfernt und durch eine gusseiserne Stütze ersetzt werden soll. Die von derselben

zu tragende Belastung ist dann gleich der im § 11 ermittelten Last des Pfeilers abzüglich seines Eigengewichts, also

$$P = 50718 - 3154 = 47564 \text{ kg.}$$

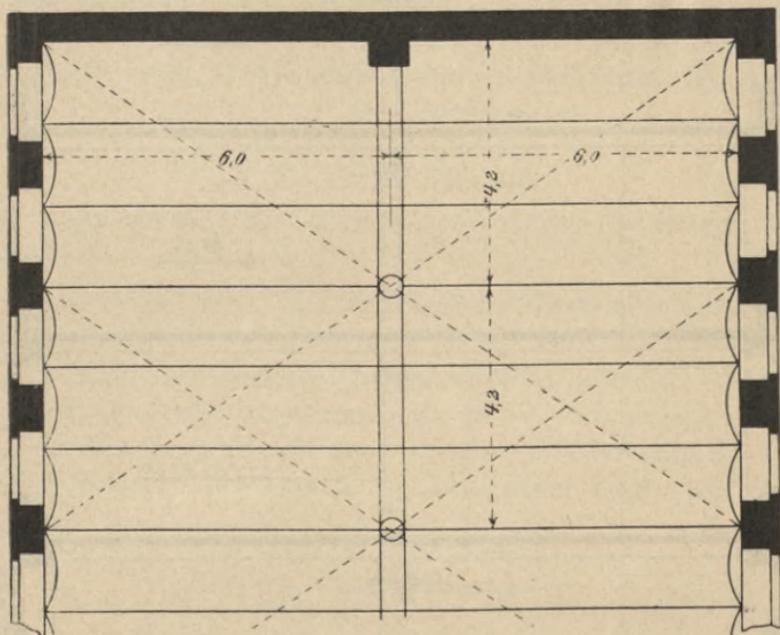
Es wäre also erforderlich

$$J = 8 \cdot 47,6 \cdot 3,4^2 = 4402 \text{ und } F = \frac{47564}{500} = 95,13$$

Diesen Werthen entspricht ein Stützenquerschnitt aus 2 Quadraten von 14 cm Seitenlänge, 20 mm Wandstärke und einem 25 mm starken Verbindungsstege, dessen  $J = 4757$  und dessen  $F = 232$  ist.

Als Beispiel für die Berechnung freistehender runder Säulen möge das in den nebenstehenden Skizzen dargestellte Fabrikgebäude (vergl. Fig 46 und 47) dienen.

Fig 47



Die Unterzüge über dem II. Stock sind belastet durch Dachbalkenlage und Dach zusammen mit

$$\frac{5}{8} \cdot 4,2 \cdot 12,0 \cdot 500 \cdot 1 \frac{1}{2} = \text{rot. } 23630$$

Die Unterzüge in den anderen Geschossen sind belastet durch die Kappenträger; jeder der letzteren durch Deckenlast im Fabrikgebäude mit

$$\frac{2 \cdot 1,4 \cdot 6,0}{2} \cdot 1000 = 8400$$

also jede Reaction derselben beträgt

$$\frac{8400}{2} = 4200$$

Jedes Unterzugpaar trägt 4 solcher Reactionen, also beträgt jede Reaction eines Unterzugspaares

$$2 \cdot 4200 = 8400$$

Die Säule im II. Stock ist belastet durch zwei Reactionen der Unterzüge der Dachbalkenlage mit

$$2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 23630 = 23630$$

Freie Höhe 3,5 m. Erforderlich

$$J = 8 \cdot 3,5^2 \cdot 23,63 = 2316; F = \frac{23630}{500} = 47,26$$

Dem entspricht eine Säule von 17 cm Durchmesser mit 18 mm Wandstärke, deren  $J = 2517$  und  $F = 86$  beträgt und welche pro Meter 62,8 kg wiegt.

Die Säule im I. Stock ist bei ebenfalls 3,5 m freier Höhe belastet durch die Säule darüber mit . . . . . 23630

durch deren Eigengewicht  $3,5 \cdot 62,8 = \text{rot.} \quad 220$

durch die Reaction zweier Unterzugpaare mit  
 $2 \cdot 8400 = 16800$

durch zwei Reactionen der Kappenträger mit  
 $2 \cdot 4200 = 8400$   

---

49050

Erforderlich  $J = 8 \cdot 3,5^2 \cdot 49,05 = 4807; F = \frac{49050}{500} = 98,1$

Dem entspricht eine Säule von 20 cm Durchmesser mit 22 mm Wandstärke, deren  $J = 4948$  und  $F = 123$  beträgt und welche pro Meter 89,8 kg wiegt.

Die Säule im Erdgeschoss ist bei 3,5 m freier Höhe belastet durch die Säule darüber mit . . . . . 49050

deren Eigengewicht  $3,5 \cdot 89,8 . . . . = \text{rot.} \quad 310$

zwei Reactionen der Unterzugpaare wie vor . . 16800

zwei Reactionen der Kappenträger wie vor . . . 8400  

---

74560

Erforderlich  $J = 8 \cdot 3,5^2 \cdot 74,56 = 7307$  und  $F = \frac{74560}{500} = 149,12$

Dem entspricht eine Säule von 22 cm Durchm. mit 25 mm Wandstärke, deren  $J = 7309$  und  $F = 15,32$  beträgt und welche pro Meter 111,8 kg wiegt.

Die Säule im Keller ist bei 2,4 m freier Höhe belastet durch	
Säule darüber mit . . . . .	74560
deren Eigengewicht 3,5 . 111,8 . . . = rot.	390
zwei Reactionen der Unterzugspare wie vor . . .	16800
zwei Reactionen der Kappenträger wie vor . . .	8400
	100150

Erforderlich  $J = 8 \cdot 2,4^2 \cdot 100,15 = 4515$  und  $F = \frac{100150}{500} = 200,3$

Dem entspricht eine Säule von 24 cm Durchm. mit 30 mm Wandstärke, deren  $J = 11133$  und  $F = 198$  beträgt und die pro Meter 144,5 kg wiegt.

Für die Construction möge bei dieser Gelegenheit noch bemerkt werden, dass die Säulenstellungen in derartigen Gebäuden stets den Pfeilern und nicht den Fenstern gegenüber anzuordnen sind, um eine wirksamere Verankerung mit den Frontwänden zu ermöglichen; die diagonalen Zugbänder werden alsdann fast ganz entbehrlich, und es genügt, dieselben dann nur etwa in einem Geschoss um das andere anzuordnen.

Die in diesem Paragraphen gegebene Berechnungsweise kommt bei dem Berliner Polizei-Präsidium ganz allgemein zur Anwendung. Es muss jedoch dazu erwähnt werden, dass man sich derselben sonst nur bei ganz schlanken hohen Säulen zu bedienen pflegt, deren Höhe mehr als das 20fache ihrer geringsten Querschnittsdimension beträgt, während man für kurze gedrungene Säulen, deren Höhe geringer als das 10fache der Stärke ist, sich mit der einen Forderung  $F = \frac{P}{\sigma}$  begnügen kann. Für mittelhohe Säulen, deren Höhe zwischen dem 10fachen und 20fachen der Stärke beträgt, ist folgende Formel von Schwedler zu empfehlen:

$$\sigma = \frac{P}{F} \left( 1 + n \frac{F l^2}{J} \right)$$

hierin ist  $n$  für Schmiedeeisen  $\frac{1}{10000}$ , für Gusseisen  $\frac{1}{5000}$ , und für Holz  $\frac{1}{6000}$  zu setzen, und  $l$  in cm,  $P$  in kg,  $F$  in qcm und  $J$  auf cm bezogen anzunehmen.

§ 13.

**Berücksichtigung excentrischer Belastung.**

Die im vorigen Paragraphen durchgeführte Berechnung hat nur Berechtigung, wenn die Belastung centrisch wirkt, d. h. wenn die seitlich auf den Säulenconsolen ruhenden Träger gleich grosse

Auflagerdrucke auf die Säule ausüben. Bei schwer belasteten Decken von Fabrik- und Lagergebäuden ist es meist erforderlich, zu untersuchen, ob die ermittelten Säulen auch im Stande sind, die Biegungsspannungen aufzunehmen, welche durch Entlastung der Träger einerseits, bei Vollbelastung andererseits entstehen. Als excentrisch wirkende Last ist dann die Differenz zwischen der Reaction des entlasteten (nur Eigengewicht der Deckenconstruction tragenden) Trägers gegen die des mit voller Nutzlast belasteten Trägers anzusetzen und als Hebelsarm das Maass der Ausladung der Consolen, welches zwischen 15 und 20 cm zu betragen pflegt, vermehrt um den halben Säulendurchmesser einzuführen. Die Gesammtspannung, welche sich dann nach der Formel

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

ergiebt, darf alsdann für das obere Zeichen höchstens 500, für das untere höchstens — 250 betragen; d. h. die gesammte Druckspannung soll nicht grösser als 500, die grösste Zugspannung nicht grösser als 250 (für Gusseisen) sein. Bei Schmiedeeisen dürfen beide Werthe nicht 750 übersteigen. Darin bedeutet  $P$  die Gesammtlast,  $F$  den Säulenquerschnitt,  $M$  das von der excentrischen Last herrührende Biegemoment und  $W$  das Widerstandsmoment des Säulenquerschnitts, welches gleich dem Trägheitsmoment dividirt durch den halben Säulendurchmesser ist.

Beispielsweise ergiebt sich für die Säule im I. Stock des Fabrikgebäudes aus § 12 die Reaction eines entlasteten Unterzugs-paares  $\frac{8400}{2} = 4200$  und die eines entlasteten Kappenträgers  $\frac{4200}{2} = 2100$  (indem die Gesammtlast von 1000 kg pro qm sich aus 500 kg Eigengewicht und 500 kg Nutzlast zusammensetzt).

Von der Gesammtlast ist  $2100 + 4200 = 6300$  abzuziehen. Derselbe Werth 6300 repräsentirt alsdann den Ueberschuss der vollbelasteten Seite und wirkt hier bei dem ermittelten Säulenquerschnitt von 20 cm am Hebelsarm  $\frac{20}{2} + 15 = 25$  cm. Soll also die Säule auch für die durch excentrische Belastung entstehende Biegungsspannung ausreichen, so muss die Bedingung erfüllt sein:

$$\frac{49050 - 6300}{123} \pm \frac{6300 \cdot 25}{4948} < 500$$

$$\frac{49050 - 6300}{123} \pm \frac{6300 \cdot 25}{4948} > - 250$$

Im vorliegenden Fall ist thatsächlich nur der zweiten Forderung genügt, denn das obere Zeichen liefert als grösste Druckspannung

$$345 + 318 = 663,$$

das untere Zeichen dagegen zeigt, weil der Werth

$$345 - 318 = 27$$

noch positiv ist, dass eine Zugbeanspruchung überhaupt nicht stattfindet. Um also das Material nicht zu überanstrengen, wäre die Wahl eines grösseren Querschnitts geboten, bei welchem auch für das obere Zeichen die Beanspruchung innerhalb der zulässigen Grenze bleibt.

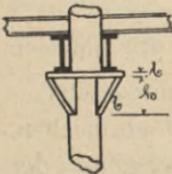
Beim Berliner Polizei-Präsidium wird neuerdings von dem Nachweis der Beanspruchung bei excentrischer Belastung Abstand genommen, wenn das nach der Kalkfestigkeitsformel ermittelte Trägheitsmoment einen Zuschlag von 50% erhält.

### § 14.

## Berechnung der Consolen und Säulenfüsse.

Die Säulencapitelle bestehen aus einer angegossenen Platte, welche die Auflagerfläche für die Träger bildet und welche durch ebenfalls angegossene Consolen mit geradliniger Begrenzung gestützt wird. In der Regel sind vier solcher Consolen vorhanden, welche nach den Ecken der Capitellplatte gerichtet sind (vergl. Fig. 48 und 49).

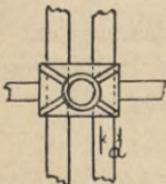
Fig. 48



Unter Beibehaltung des Beispiels aus § 12 ist jede Hälfte der Platte belastet mit den Reactionen zweier (einzelner) Unterzugsträger und eines Kappenträgers mit zusammen  $8400 + 4200 = 12600$ . Es entfällt also auf jede der beiden diese Plattenhälften stützenden Consolen eine Belastung von

$$\frac{12600}{2} = 6300 \text{ kg.}$$

Fig. 49



Wird diese Last an der äussersten Kante der Platte wirkend angenommen und möge die Ausladung derselben 15 cm beiragen, so folgt das erforderliche Widerstandsmoment eines Consols an seiner Wurzel, wo es als eingespannt anzusehen ist,

$$\frac{6300 \cdot 15}{500} = 189$$

Bezeichnet nun  $b$  die Stärke und  $h$  die Höhe des

Consols, so muss

$$189 = \frac{b h^2}{6}$$

das Widerstandsmoment des rechteckigen Consolquerschnitts an der Wurzel sein, woraus sich  $b = 3$  und  $h = 20$  mit

$$W = \frac{3 \cdot 20^2}{6} = 200$$

als angemessene Werthe ergeben. Die Kopfplatte selbst, welche bei dieser Rechnung vernachlässigt wird, erhält zweckmässig dieselbe Stärke wie die Consolen.

Der Säulenfuss besteht in der Regel aus einem besonderen Gussstück von 4 bis 6 cm Mehrdurchmesser als die unterste Säule und überträgt mittelst vier, acht oder zwölf angegossener Rippen den Gesamtdruck auf die (in der Regel quadratische) Fussplatte, deren Grösse nach der zulässigen Beanspruchung des Materials, auf welches sie gelagert wird, zu bemessen ist. Bei einem Fundament aus Hartbrandsteinen in Cementmörtel ergibt sich die Grösse der Fussplatte für die Säulenstellung aus dem Beispiel im § 12 folgendermaassen:

Die Belastung der untersten Säule betrug . . .	100150
dazu deren Eigengewicht 2,4 . 144,5	= rot. 350
das Gewicht des Säulenfusses rot. . . . .	800
	Summa 101300

Daher erforderliche Plattengrösse  $\frac{101300}{11} = 9210$  qcm, wofür  $96 \times 96 = 9216$  zu wählen sein wird.

Der Durchmesser der untersten Säule betrug 24 cm; für den Schaft des Säulenfusses wird also  $24 + 4 = 28$  cm Durchmesser anzunehmen sein. Der Schaft überträgt alsdann direkt

$$\frac{28^2 \cdot 3,14}{4} \cdot 11 = 6770 \text{ kg.}$$

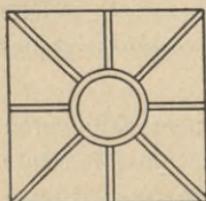
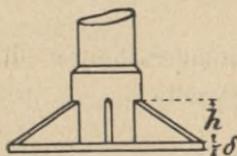
Der Rest

$$101300 - 6770 = 94530$$

ist von den Rippen aufzunehmen, deren Stärke am zweckmässigsten gleich der Plattenstärke anzuordnen ist. Letztere wählt man bei Fundamentirung des Säulenfusses auf Hartbrandsteinen in Cementmörtel gleich  $\frac{1}{8}$  bis  $\frac{1}{9}$  der freien Plattenlänge am Rande zwischen zwei benachbarten Rippen, im vorliegenden Fall also

$$= \frac{1}{8} \cdot \frac{96}{2} = 6 \text{ cm.}$$

Fig. 50



Die freie Rippenhöhe folgt dann aus der Formel

$$h = 2,8 \frac{\sqrt{Q \cdot l}}{n \cdot \delta} - \delta$$

in welcher  $Q$  die auf die Rippen entfallende Gesamtlast in Tons,  $l$  die Länge der Diagonalrippe in cm,  $n$  die Rippenzahl und  $\delta$  die Platten- und Rippenstärke ebenfalls in cm bedeutet.

Im vorliegenden Fall, wo 8 Rippen angeordnet sind (vergl. Fig. 50) und die Länge der Diagonalrippe

$$\frac{96 \sqrt{2} - 28}{2} = 53 \text{ cm}$$

beträgt, würde sich hiernach die erforderliche Rippenhöhe

$$h = 2,8 \sqrt{\frac{94,53 \cdot 53}{8 \cdot 6}} - 6 = 23 \text{ cm}$$

ergeben.

Bisweilen wird als Fundament unter die Säulenfußplatte ein Werkstück aus Granit verlegt. Da letzteres mit 45 kg pro qcm beansprucht werden kann, wird die Fußplatte erheblich kleiner, aber auch entsprechend stärker. In dem gewählten Beispiel würde ihre Grösse sich ergeben aus

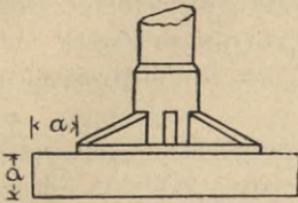
$$\frac{101300}{45} = \text{rot. } 2250 \text{ qcm,}$$

wofür man  $48 \times 48 = 2304$  wählen würde. Bei Verwendung von ebenfalls 8 Rippen wäre die freie Plattenlänge zwischen denselben  $\frac{48}{2} = 24$  cm. Bei Granitfundament wählt man als Platten- und Rippenstärke  $\frac{1}{5}$  bis  $\frac{1}{6}$  der freien Plattenlänge, was hier 5 cm ergeben würde. Die Rippenhöhe wird hiernach dann in derselben Weise wie zuvor berechnet.

Die Granitplatte muss so gross sein, als die Gussplatte sein müsste, wenn diese direkt auf Mauerwerk verlegt werden sollte. Die Stärke der Granitplatte folgt aus der Annahme, dass die Druckvertheilung in homogenen Körpern unter einem Winkel von  $45^\circ$  erfolgt. Die Stärke der Granitplatte wird danach gleich der halben Differenz ihrer Seitenlänge gegen die Seitenlänge der Gussplatte zu machen sein, was im vorliegenden Fall

$$\frac{96 - 48}{2} = 24 \text{ cm}$$

Fig. 51



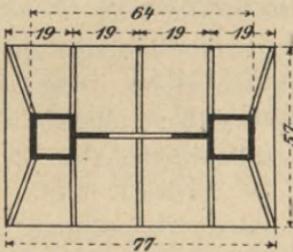
ergibt (vergl. Fig. 51).

Die Fussplatten und Rippen der kastenförmigen Frontwandstützen werden genau nach denselben Prinzipien gerechnet. Die Fussplatte der in § 12 gerechneten Frontwandstütze erfordert eine Grösse von

$$\frac{47564}{11} = 4324 \text{ qcm}$$

wofür mit Rücksicht auf die Wandstärke des Kellermauerwerks eine Platte von  $77 \times 57 = 4389 \text{ qcm}$  zu wählen wäre. Von dem Stützenprofil direkt wird übertragen  $2 \cdot 14^2 \cdot 11 = 4312$ ; der

Fig. 52



Rest  $47564 - 4312 = 43254$  ist von den Rippen aufzunehmen. Bei Anordnung von 5 Rippen auf jeder Seite (vgl. Fig. 52) beträgt die freie Plattenlänge 19 cm. Danach ist die Rippen- und Plattenstärke auf  $\frac{19}{8} = 2,5 \text{ cm}$  festzusetzen. Die maximale Rippenlänge beträgt

$$\sqrt{\left(\frac{77 - 64}{2}\right)^2 + \left(\frac{57 - 14}{2}\right)^2} = 23 \text{ cm.}$$

Die freie Rippenhöhe folgt also

$$h = 2,8 \sqrt{\frac{43,254 \cdot 23}{10 \cdot 2,5}} - 2,5 = 15 \text{ cm.}$$

Die Mittelrippe, welche um 5,75 cm länger ist als die andere, weil sie bis an den Steg herangeführt wird, reicht hier entsprechend höher hinauf, und wird also an ihrer Wurzel

$$\frac{15 \cdot 27,75}{22} = 19 \text{ cm}$$

freie Höhe erhalten.

### § 15.

## Berechnung der Säulengrundamente.

Der Fundamentkörper hat den Zweck, den Druck der Säulensstellung auf den Untergrund zu vertheilen. Die Fundamentfläche muss also so gross sein, dass der Untergrund die Last der Säulen-

stellung einschliesslich des Eigengewichts des Fundamentkörpers selbst aufnehmen kann, ohne mit mehr als höchstens 2,5 kg pro qcm (für Berliner Verhältnisse) gedrückt zu werden. Das Eigengewicht des Fundamentkörpers wird zu diesem Zweck auf 5000 bis 8000 kg je nach der Grösse des zu übertragenden Druckes abgeschätzt.

Das Beispiel der Säulenstellung im Fabrikgebäude aus § 12 erfordert also, da 101300 kg Auflast und circa 6000 kg Eigengewicht des Fundamentkörpers zu übertragen sind, eine Fundamentgrundfläche von

$$\frac{107300}{2,5} = 42920 \text{ qcm}$$

oder rund 4,3 qm, wofür  $2,1 \times 2,1 = 4,41$  qm zu wählen wäre. Die Verbreiterung der oberen Fundamentfläche von 96 cm Seitenlänge erfolgt, da das Mauerwerk nicht als homogener Körper betrachtet werden kann und daher die Druckvertheilung höchstens in einem Winkel von  $30^\circ$  gegen die Verticale vermittelt, in einzelnen Absätzen von wenigstens je 4 Ziegelschichten Höhe, wenn jeder folgende Absatz den vorherigen um höchstens 13 cm allseitig überragt. Vorzuziehen wäre eine allseitige continuirliche Abtreppung, welche dem Winkel von  $30^\circ$  gegen die Verticale folgt. Der unterste Theil des Fundamentkörpers, dessen Abmessungen die ganze erforderliche Fundamentfläche ergeben, soll mit Rücksicht auf Festigkeit des Materials gegen Abscheerung, wenn aus Ziegelsteinen hergestellt, mindestens 6 Schichten hoch sein. Werden jedoch Bruchsteine verwendet, so genügt eine Höhe von 30 cm.

## § 16.

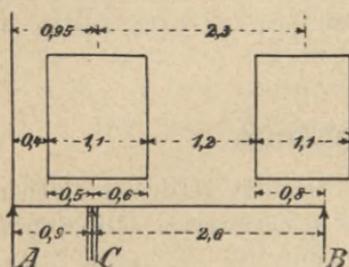
### Continuirliche Träger.

Unter einem continuirlichen Träger versteht man einen solchen, welcher über zwei oder mehr durch Zwischen-Stützen voneinander getrennte Oeffnungen ohne gestossen zu sein, in einem Stück hinwgreicht. Die exacte Behandlung derartiger Anordnungen ist sehr umständlich und erfordert eingehende Kenntnisse der Elasticitätslehre. Für die in der Praxis vorkommenden Fälle wird man jedoch im Allgemeinen mit folgenden Regeln auskommen. Man ermittelt die einzelnen Stützendrücke aus der zu beiden Seiten der fraglichen Stütze befindlichen einzeln gedachten Oeffnungen und multiplicirt die Summe der so gefundenen

beiden Einzelwerthe mit  $\frac{5}{4}$ ; für die Endstützen behält man jedoch den aus der einzigen von der Endstütze begrenzten Oeffnung für dieselbe ermittelten Werth unverändert bei.

Hieraus sind die Grössen der Auflagerplatten unter den freien Enden und die Querschnitte der Mittelstützen zu bestimmen. Für den continuirlichen Träger selbst untersucht man die von demselben überdeckten Oeffnungen ebenfalls jede für sich einzeln gedacht, und bestimmt für jede derselben das für sie erforderliche Widerstandsmoment. Der grösste der so gefundenen Werthe ist der Wahl des Trägerprofils zu Grunde zu legen und wird im Allgemeinen auch für die über den Mittelstützen auftretenden Biegemomente ausreichend sein.

Fig. 53



Für nebenstehende Anordnung eines Schaufensters mit danebenliegender Ladenthür (vergl. Fig. 53), ergibt sich unter Benutzung der in § 6 angenommenen Belastungswerthe:

1. an gleichmässig vertheilter Last

a) über dem Schaufenster:

$$2,6 \left[ (0,6 \cdot 0,64 + 0,8 \cdot 0,51) \cdot 1600 + \frac{5,74}{2} \cdot 500 \right] = 2,6 \cdot 2710 = 7030,$$

b) über der Ladenthür:

$$0,9 \cdot 2710 = 2440.$$

2. an unsymmetrischer Belastung

a) über dem Schaufenster Mittelpfeiler über 1,2 m:

$$2,3 \cdot 15390 - 6310 = 29080,$$

b) über der Ladenthür einseitig über 0,40 m:

$$0,95 \cdot 15390 - \frac{6310}{2} = 11510$$

Hiernach ergeben sich die Auflagerdrücke:

$$A = \frac{2440}{2} + \frac{11510 \cdot 70}{90} = 10170; \quad B = \frac{7030}{2} + \frac{29080 \cdot 120}{260} = 16940;$$

$$C = \frac{5}{4} \left( \frac{2440 + 7030}{2} + \frac{11510 \cdot 20}{90} + \frac{29080 \cdot 140}{260} \right) = 28700.$$

Das Widerstandsmoment ergibt sich für die Thüröffnung

$$W = \frac{2440 \cdot 90}{6000} + \frac{11510 \cdot 40 \left(50 + \frac{40}{2}\right)^2}{1500 \cdot 90^2} = 222$$

und für die Fensteröffnung

$$W = \frac{7030 \cdot 260}{6000} + 29080 \frac{\left(60 + \frac{120}{2}\right) \left(80 + \frac{120}{2}\right) \left(260 - \frac{120}{2}\right)}{750 \cdot 260^2} = 2244.$$

Aus letzterem Werth, welcher, wie von vornherein anzunehmen war, der grössere ist, folgt die Trägerprofilbestimmung.

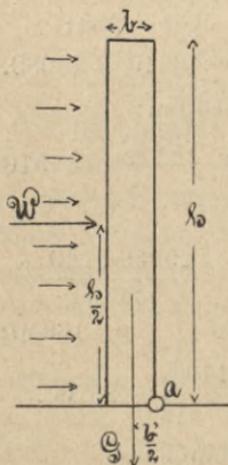
Bei der Anordnung continuirlicher Träger über drei Oeffnungen mit zwei Zwischenstützen, und so weiter fort, ist ganz analog zu verfahren.

§ 17.

### Einiges über Winddruck.

Bisweilen ist es erforderlich, die Stabilität verticaler Flächen gegen die Beeinflussung von Winddruck nachzuweisen. Die Stärke desselben wird dabei zu 120—150 kg pro qm und seine Richtung am einfachsten horizontal angenommen. Der Angriffspunkt des auf die ganze zu untersuchende Fläche entfallenden Winddrucks liegt im Schwerpunkt derselben, also bei rechteckigen Flächen in halber Höhe. Dadurch entsteht ein Moment gegen die hintere Unterkante des vom Wind getroffenen Objekts, welches das letztere um diese Kante umzustürzen strebt. Diesem Moment

Fig. 54



muss das Gleichgewicht geboten werden durch das Moment des in seiner Schwerlinie wirkenden Eigengewichts des Körpers, bezogen auf dieselbe Hinterkante als Drehpunkt. Reicht dieses Moment dafür nicht aus, so ist durch Anbringung von Streben oder Zugbändern das Gleichgewicht herzustellen.

Die am häufigsten vorkommenden Fälle sind folgende:

- 1) Winddruck auf eine freistehende Mauer von der Höhe  $h$  und der Stärke  $b$  (vergl. Fig. 54).

Auf ein Mauerstück von 1 m Länge wirkt der Wind mit einer Kraft

$$W = 1 \cdot h \cdot 120$$

und greift in der Höhe  $\frac{h}{2}$  an.

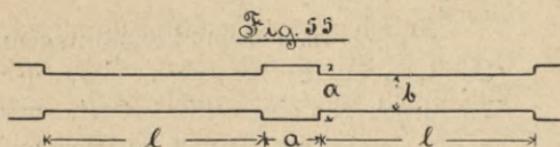
Das Gewicht der Mauer auf 1 m Länge ist  $G = 1 \cdot b \cdot h \cdot 1600$  und wirkt im Abstände  $\frac{b}{2}$  von demselben Drehpunkt. Es muss also zum Gleichgewicht sein

$$W \cdot \frac{h}{2} = G \cdot \frac{b}{2} \text{ oder } \frac{120 h^2}{2} = \frac{b^2 h \cdot 1600}{2}$$

daher

$$b = \sqrt{\frac{3 h}{40}}$$

Will man an Mauerstärke sparen, so kann man Verstärkungspfeiler anordnen, auf welche der Winddruck der dazwischen liegenden Felder übertragen wird. Die Feldlänge macht man gleich der anderthalbfachen bis höchstens gleich der doppelten Höhe, während die



Stärke etwa  $= \frac{1}{12}$  ihrer Höhe gewählt wird. Von dem von Feldmitte bis Feld-

mitte (vergl. Fig. 55) entfallenden, nach dem vorigen

$$\left( 2 \frac{l}{2} + a \right) h \cdot 120 \cdot \frac{h}{2} = (l + a) h^2 \cdot 60$$

betragenden Windmoment nimmt das Füllmauerwerk einen Antheil auf, welcher, wie zuvor ermittelt

$$l b h \cdot 1600 \cdot \frac{b}{2} = b^2 l h 800$$

beträgt. Der Rest muss von dem Strebpfeiler aufgenommen werden, der bei quadratischem Grundriss mit der Seite  $a$  ein widerstehendes Moment von

$$a^2 h \cdot 1600 \cdot \frac{a}{2} = a^3 h \cdot 800$$

liefert. Demgemäss folgt  $a$  aus der cubischen Gleichung

$$(l + a) h^2 \cdot 60 = l b^2 h \cdot 800 + a^3 h 800$$

oder:

$$(l + a) h \cdot \frac{3}{40} = l b^2 + a^3$$

deren Lösung unter Vernachlässigung von  $a$  gegen  $l$  angenähert

$$a = \sqrt[3]{l \left( \frac{3}{40} h - b^2 \right)}$$

liefert.

2) Winddruck auf einen Fabrikschornstein (vergl. Fig. 56).

Der Schornstein habe die äusseren Seitenlängen  $l$  und  $b$  und die Höhe  $h$ .

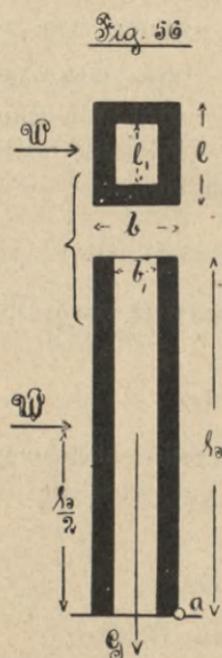
Die Abmessungen des Hohlraumes seien entsprechend  $l_1$  und  $b_1$ .

Da bei schräger Windrichtung ein Theil des Winddruckes durch Ablenkung verloren geht, so ist die gefährlichste Windrichtung diejenige, welche auf die längere Rechteckseite normal gerichtet ist. Die Rechnung ist genau wie zuvor, nur dass beim Eigengewicht der Hohlraum abzuziehen ist. Es ist also

$$W = l h \cdot 120 \text{ und } G = (l b - l_1 b_1) h \cdot 1600.$$

Zum Gleichgewicht muss

$$\text{sein. } W \cdot \frac{h}{2} = G \cdot \frac{b}{2}$$



Für Schornsteine mit kreisförmigem Grundriss ist zu bemerken, dass der Winddruck auf eine Cylinderfläche nur  $\frac{2}{3}$  von demjenigen beträgt, welcher auf ein Rechteck von gleicher Höhe entfällt, dessen Breite gleich dem Durchmesser des Cylinderkreises ist. Im Uebrigen ist die Rechnung genau ebenso.

Da sich derartige Schornsteine nach oben zu verjüngen pflegen, wird an Stelle des Rechtecks ein Trapez treten, dessen Fläche bekanntlich, wenn mit  $m$  und  $n$  die parallelen Seiten und mit  $h$  die Höhe bezeichnet wird, durch die Formel

$$F = \frac{m + n}{2} \cdot h$$

gegeben ist, während der Schwerpunktsabstand von der grösseren der beiden parallelen Seiten, welche  $m$  sein möge, durch die Formel

$$w = \frac{h}{3} \cdot \frac{m + 2n}{m + n}$$

bestimmt ist. Demnach beträgt das Angriffsmoment des Winddruckes,

wenn derselbe zu 120 kg pro qm verticale Fläche angenommen wird:

$$120 \cdot h \cdot \frac{m+n}{2} \cdot \frac{h}{3} \cdot \frac{m+2n}{m+n} = 20 h^2 (m+2n)$$

für rechteckige und

$$\frac{2}{3} \cdot 20 h^2 (m+2n) = 13,3 h^2 (m+2n)$$

für runde Schornsteine.

3. Winddruck auf einen eisernen, freistehenden Schornstein-aufsatz (vgl. Fig. 57) von der Höhe  $h$  und dem Durchmesser  $d$ .

Nach dem vorigen ist der Winddruck

$$W = \frac{2}{3} d h \cdot 120,$$

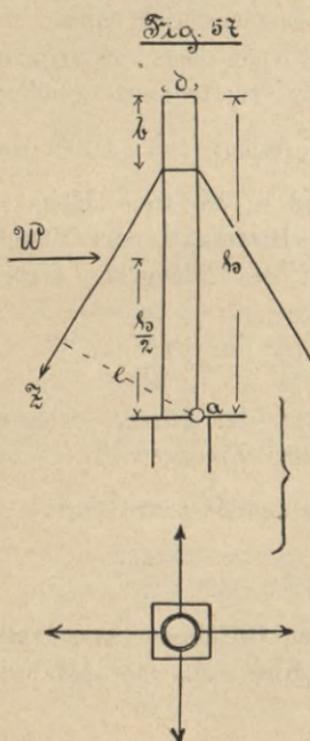
wirkend am Hebelsarm  $\frac{h}{2}$ . Das Eigengewicht des Blechrohres ist ein so geringes, dass dasselbe ganz ohne Einfluss ist, weshalb

die Stabilität durch Zugbänder hergestellt werden muss, deren jedes einzeln im Stande sein muss, den ganzen Winddruck aufzunehmen. Der Hebelsarm  $e$ , an welchem ein solches Zugband wirkt, hängt ab von der Höhe  $b$ , um welche dasselbe unter der Oberkante des Rohres angebracht ist und ausserdem von dem Winkel  $\alpha$ , um welchen die Richtung desselben gegen die Verticale geneigt ist. Die Länge  $e$ , welche sich als eine vom Drehpunkt  $a$  auf die Richtung des durch den Winddruck gespannten Zugbandes gezogene Normale darstellt, wird am zweckmässigsten aus einer nach Maassen aufgetragenen Zeichnung abgegriffen. Dann ergibt sich die im Zugbande auftretende Spannung  $Z$  aus der Gleichung

$$W \cdot \frac{h}{2} = Z \cdot e$$

Unter Einsetzung des Werthes für  $W$  folgt daraus

$$Z = \frac{40 d h^2}{e}$$



Der Querschnitt der Zugstange muss demgemäss  $\frac{Z}{750}$  qcm betragen. Es ergibt sich also

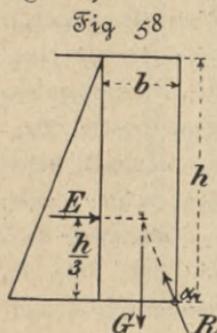
$$\frac{Z}{750} = \frac{3,14 \delta^2}{4}, \text{ woraus } \delta = 2 \sqrt{\frac{Z}{3,14 \cdot 750}}$$

als Stärke des für die Zugstangen zu verwendenden Rundeisens folgt.

§ 18.

### Einiges über Erddruck.

Ganz ähnlich wie der Winddruck, ist der Erddruck zu behandeln; der Unterschied besteht nur darin, das letzterer nicht gleichmässig über die unter seiner Einwirkung stehende Fläche vertheilt ist, sondern nach abwärts zunehmend nach dem Gesetz eines Dreiecks wirkt. Die Erddruckresultante, welche gleichfalls horizontal angenommen zu werden pflegt, greift demgemäss in  $\frac{1}{3}$  der freien Höhe von unten an; die Grösse ihrer Kraft hängt von der Standfähigkeit des Bodens, d. h. von dem natürlichen Böschungswinkel desselben ab und beträgt für trockene gewöhnliche Dammerde pro 1 m Breite  $E = \frac{\gamma h^2}{8}$ , wobei  $\gamma = 1600$  das spezifische Gewicht der Erdschüttung und  $h$  die freie Höhe in Metern bedeutet. Bezogen auf die untere Hinterkante der Futtermauer beträgt also das Angriffsmoment des Erddrucks (vergl. Fig. 58)



$$E \cdot \frac{h}{3} = \frac{\gamma h^2}{8} \cdot \frac{h}{3} = \frac{\gamma h^3}{24}$$

Das Stabilitätsmoment der Mauer, welches wie in § 17 aus dem Eigengewicht  $G$  am Hebelsarm  $\frac{b}{2}$  wirkend gebildet wird und

$$G \cdot \frac{b}{2} = b h \gamma \cdot \frac{b}{2} = \frac{b^2 h \gamma}{2}$$

beträgt, muss für den Gleichgewichtszustand mindestens eben so gross sein, so dass aus

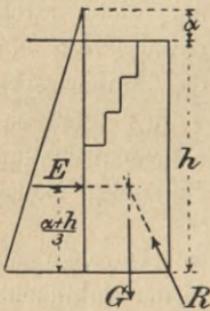
der Gleichung

$$\frac{\gamma h^3}{24} = \frac{b^2 h \gamma}{2} \text{ sich } b = \frac{h}{6} \sqrt{3} \text{ ergibt,}$$

indem das spezifische Gewicht der Erde und des Mauerwerks gleich gross ist.

Um an Mauerwerk zu sparen, kann man, ähnlich wie in § 17 bei Fig. 53 erörtert ist, einzelne Verstärkungspfeiler anordnen; die Länge der dazwischen liegenden Felder pflegt jedoch höchstens gleich  $\frac{2}{3}$  der Höhe gemacht zu werden, während ihre Stärke auf etwa  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{5}$  der Höhe zu bemessen ist. Die Berechnung wird ganz analog durchgeführt wie dort. Noch günstiger gestaltet sich die Anordnung, wenn man den gesammten Erddruck lediglich von den Pfeilern aufnehmen lässt, indem man denselben auf diese durch dazwischen gespannte aufrecht stehende Gewölbe überträgt; alsdann kann man die Feldbreiten grösser wählen, und pflegt unter gewöhnlichen Verhältnissen für die Gewölbstärke bei  $\frac{1}{8}$  Pfeil durchweg ein halber Stein ausreichend zu sein.

Fig. 59



Soll die Futtermauer im Stande sein, nicht nur das durch sie abgestützte Erdreich, sondern auch noch eine auf demselben befindliche Nutzlast auszuhalten, so wird die letztere auf Erdgewicht reducirt, d. h. es wird diejenige Auflasthöhe  $a$  ermittelt, welche für eine Belastung vom specifischen Gewicht 1600 ein der in Rechnung zu stellenden Verkehrslast gleiches Gewicht pro qm ergibt. Ist also z. B. eine Nutzlast von 600 kg pro qm anzunehmen, so

ergibt sich die Auflasthöhe  $a = \frac{600}{1600} = 0,375$ . Die Spitze des

Erddruckdreiecks muss nun um dieses Maass die Oberkante der Futtermauer überragen (vergl. Fig. 59), und bleibt die Berechnung im Uebrigen ganz unverändert. Der Erddruck beträgt nun, wenn

wieder  $h$  die freie Höhe der Futtermauer ist,  $E = \frac{(h + a)^2 \gamma}{8}$

und wirkt am Hebelsarm  $\frac{h + a}{3}$  gegen die Kippkante der Mauer.

Es ist zu bemerken, dass die Mauer in ihrem oberen Theil schwächer gehalten werden kann, ohne dass die Rechnung sich zu ändern braucht, da der fehlende Mauertheil durch die gleich schwere Erde direct ersetzt ist; es muss nur jeder Mauerabsatz für sich allein die seiner Höhe entsprechende genügende Stärke haben.

Ist die Futtermauer noch durch andere Constructionen belastet, z. B. durch auf sie gelagerte Kappenträger oder durch ein gegen dieselbe gespanntes Gewölbe oder dergl., so wird ihre

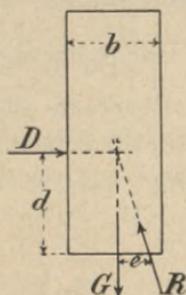
Stabilität dadurch vermehrt; für die Berechnung ist alsdann zum Eigengewicht der Mauer noch die auf sie entfallende Auflagerreaction der betreffenden Belastung, jedoch nur insoweit, als diese lediglich vom Eigengewicht herrührt, zu addiren.

§ 19.

### Die Beanspruchung im Mauerwerk.

Die in den beiden vorigen Paragraphen aufgestellten Stabilitätsregeln allein reichen, sofern nicht ein erheblicher Ueberschuss an Stabilität vorhanden ist, für die Praxis nicht aus, da das verfügbare Material nicht unendlich fest ist. Es genügt demgemäss zur Aufnahme der Druckresultanten nicht ein Punkt, bezw. die hintere Unterkante des Mauerwerks, sondern es muss eine Fläche dafür vorhanden sein; das heisst, die Druckresultante darf nicht durch die Kippkante der Mauer selbst gehen, sondern muss um ein solches Stück von derselben entfernt innerhalb des Mauerwerks verbleiben, dass die maximale Beanspruchung  $\sigma$  des letzteren, bezw. beim untersten Fundamentabsatz die maximale Beanspruchung des Baugrundes unter der Fundamentsohle, das zulässige Maass nicht überschreitet.

Fig. 60



Die Lage des Stützpunktes (Durchgangspunktes der Druckresultanten) in der Sohlfläche eines pro lfd. m von einem seitlichen Druck  $D$  mit dem Hebelsarm  $d$  angegriffenen Mauerkörpers vom Gewicht  $G$  ebenfalls pro lfd. m (vergl. Fig. 60) folgt aus der Momentengleichung

$$e = \frac{D d}{G}$$

wobei  $e$  die Excentricität des Stützpunktes bezeichnet.

Bedeutet nun  $b$  die Mauerstärke, so sind zwei Fälle zu unterscheiden:

- 1)  $e < \frac{b}{6}$ , dann ist  $\sigma = \frac{G}{100 b} \left( 1 + \frac{6 e}{b} \right)$
- 2)  $e > \frac{b}{6}$ , dann ist  $\sigma = \frac{2 G}{3 \left( \frac{b}{2} - e \right) \cdot 100}$ .

Hierin ist  $G$  in kg und  $b$  und  $e$  in cm einzusetzen, um die Beanspruchung  $\sigma$  in kg pro qcm zu erhalten.

Der Grund für die verschiedenartige Behandlung liegt darin,

dass unter Beibehaltung der Methode des ersten Falles, welche auf die sonst allgemein gültige Formel:

$$\text{Beanspruchung} = \frac{\text{Normaldruck}}{\text{Fläche}} \pm \frac{\text{Angriffsmoment}}{\text{Widerstandsmoment}}$$

gegründet ist, im zweiten Fall sich als Minimalbeanspruchung Zugspannungen ergeben würden, welche aufzunehmen Mauerwerk gemeinhin nicht im Stande ist, während die Anwendung der Methode des zweiten Falles für den ersten Fall überhaupt unmöglich ist. Für den Grenzfall  $e = \frac{b}{6}$  liefern beide Formeln denselben Werth  $\sigma = \frac{2 G}{100 b}$ .

Ist der vom seitlichen Druck  $D$  angegriffene Mauerkörper weniger als 1 m lang, so ist in obigen Formeln für  $D$  der ganze auf das betreffende Mauerstück entfallende Druck, für  $G$  das Gewicht des Mauerkörpers in seiner ganzen Ausdehnung und für 100 die betreffende Längenausdehnung in cm einzusetzen.

Ganz genau nach den in diesem Paragraph gegebenen Regeln ist zu verfahren, wenn die Druckresultante in einem nur Verticaldrucke aufnehmenden Mauerpfeiler in Folge excentrischer bezw. unsymmetrischer Anordnung seiner Belastung nicht mit der Mittellinie desselben, also der Stützpunkt nicht mit dem Schwerpunkt der Sohlfläche zusammenfällt.

§ 20.

**Anwendung auf Fabrikschornsteine.**

Bei hohen, dem Winddruck ausgesetzten Fabrikschornsteinen pflegt in der Regel der Fall 2) des vorigen Paragraphen zuzutreffen. In einem zu untersuchenden Schornsteinquerschnitt erstreckt sich dann die Druckvertheilung nicht über die ganze Querschnittfläche, sondern nur über einen gewissen, bei rechteckiger Grundrissform durch den dreifachen Abstand des Stützpunktes von der Hinterkante begrenzten Theil desselben und pflegt über letzterem durch eine Druckfigur von keilförmiger Gestalt dargestellt zu werden (vergl. Fig. 61), deren längste Höhenkante die maximale Materialbeanspruchung darstellt, wenn

Fig. 61

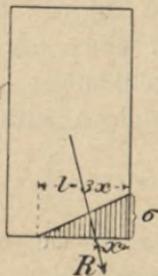


Fig. 62

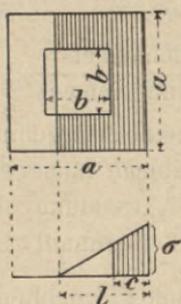


Fig. 63

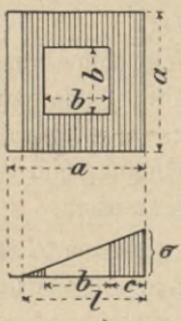
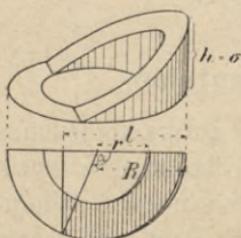


Fig. 64



ihr Inhalt gleich dem Normaldruck, d. h. gleich dem Gewicht des darauf lastenden Mauerkörpers gesetzt wird. Beim rechteckigen Schornstein ergibt sich als Druckfigur ein Körper, welcher sich als Differenz zweier Prismen leicht berechnen lässt. Sei z. B. (vergl. Fig. 62)  $a$  die äussere,  $b$  die innere Seitenlänge des quadratischen Schornsteingrundrisses,  $c = \frac{a-b}{2}$

die Wandstärke und  $l = 3x$  die Ausdehnung des Flächenstücks, über welches sich die Druckvertheilung erstreckt, so ist unter der Annahme, dass  $l < b + c$  ist:

$$\frac{\sigma \cdot a \cdot l}{2} - \frac{\sigma (l-c)^2 b}{2l} = G \text{ zu setzen,}$$

$$\text{folglich } \sigma = \frac{2 l G}{a l^2 - b (l-c)^2}$$

Falls  $l > b + c$  wäre (vergl. Fig. 63), so wird

$$\frac{\sigma \cdot a \cdot l}{2} - \frac{\sigma}{2} \left( \frac{l-c}{l} + \frac{l-c-b}{l} \right) b^2 = G$$

$$\text{also } \sigma = \frac{2 l G}{(a l^2 - b) b^2}$$

Bei kreisringförmigem Grundriss lässt sich nachweisen, dass für die Fälle der Praxis die Druckvertheilung sich annähernd ebenfalls über die dreifache Entfernung des Stützpunktes von der Hinterkante erstreckt. Die entstehende Druckfigur ist alsdann ein hohler Cylinderhuf (vergl. Fig. 64). Einen für die Grenzen, innerhalb deren die in der Praxis vorkommenden Fälle liegen, hin-

reichend genauen Näherungswerth für das Volumen eines solchen Körpers, dessen genaue Berechnung ein sehr weitläufiges und unständliches Verfahren erfordern würde, liefert folgender Ausdruck:

$$\frac{h (R^2 - r^2)}{1 - \cos \alpha} \left( \sin \alpha - \alpha \cos \alpha - \frac{R-r}{3R-2r} \sin^2 \alpha \right)$$

in welchem  $h$  die längste Kante,  $R$  und  $r$  die Radien des äusseren und inneren Grundkreises und  $\alpha$  den halben Centriwinkel bedeutet. Aus der Huflänge  $l = 3(R - e)$  folgt der letztere

**Berichtigung:**

Auf Seite 58, Zeile 17 von oben lies

$$\sigma = \frac{2 l G}{a l^2 - b^2 (2 (l - c) - b)}$$

statt

$$\frac{2 l G}{(a l^2 - b) b^2}$$



$\alpha = \arccos \frac{R - e}{R}$ . Wird hierin nun  $h$  durch  $\sigma$  ersetzt und der Werth alsdann gleich dem Normaldruck  $G$  gesetzt, so ergibt sich die maximale Beanspruchung

$$\sigma = \frac{G(1 - \cos \alpha)}{(R^2 - r^2) \left( \sin \alpha - \alpha \cdot \cos \alpha - \frac{R - r}{3R - 2r} \sin^2 \alpha \right)}$$

Selbstverständlich gilt diese Berechnungsweise nur, wenn  $e > \frac{R}{3}$  ist. Bleibt  $e < \frac{R}{3}$ , oder für den quadratischen Schornstein  $e < \frac{a}{6}$ , also dem Fall 1. des § 19 entsprechend, so ergibt sich nach der Formel

$$\text{Beanspruchung} = \frac{\text{Normaldruck}}{\text{Fläche}} + \frac{\text{Angriffsmoment}}{\text{Widerstandsmoment}}$$

unter Einsetzung der entsprechenden Werthe

$$\sigma = \frac{G}{\pi(R^2 - r^2)} \left( 1 + \frac{4eR}{R^2 + r^2} \right)$$

für den runden Schornstein und

$$\sigma = \frac{G}{a^2 - b^2} \left( 1 + \frac{6ea}{a^2 + b^2} \right)$$

für den quadratischen Schornstein.

Für die Grenzfälle  $e = \frac{R}{3}$  bzw.  $e = \frac{a}{6}$  liefern diese und die vorigen Formeln beidemale dieselben Werthe.

---

Druck von Otto Elsner, Berlin S.

---



## Empfehlenwerthe Bücher für Angehörige des Baufaches.

Die nachstehenden, in meinem Verlage erschienenen Werke werden Interessenten zur gefälligen Beachtung bestens empfohlen.

Zu beziehen durch alle Buchhandlungen des In- und Auslandes sowie auch **direct** von der Verlagshandlung.

(Preise in Mark und Pfennigen.)

**Das Submissionswesen. Verdingung, Abschluss und Abwicklung** von Submissions-Verträgen. Ein Rathgeber für alle Unternehmer, die sich an öffentlichen Bauten betheiligen wollen. Von Gustav Meyer, Königl. Regierungs-Baumeister, Lehrer an der Königl. Baugewerkschule zu Posen. — 60 Seiten in 8°. 1895. geh. 1,—

**Erlangung und Sicherung eines Deutschen Patent**es auf Grund des Patentgesetzes vom 7. April 1891. Von Wilh. Stercken, Kaiserlicher Regierungsrath, ständiges technisches Mitglied des Kaiserlichen Patentamtes. 148 Seiten in 8°, mit 21 in den Text gedruckten Abbildungen und 9 Figurentafeln. 1892. geh. 3,50, in Original-Callicoband 4,—

Ein unentbehrliches Buch für Erfinder, Patentsucher, Patentinhaber u. a.

### **Abriss der Trigonometrie.**

Geometrisch bearbeitet von Dr. C. Gusserow und Dr. L. Levy. Ein kurzgefasstes Lehrbuch für Bau-, Handwerker- und Fortbildungsschulen. — 61 Seiten in 8° mit Logarithmentafeln und 23 Textfiguren. 2. vermehrte Auflage. 1891. cart. 1,—

**Praktische Anwendungen der Linear-Perspective.** Ein neues perspectivisches Studienblatt von J. M. Frangenheim. Ein Blatt auf starkem Zeichenpapier im Format 71:57 cm. Mit erklärendem Text (10 Seiten in 8°). 1880 veröffentlicht. Preis nebst einer dauerhaften Kapsel zur sorgfältigen Aufbewahrung (Neue Ausgabe 1895.) 2,—

**Bau-Polizei-Ordnung für den Stadtkreis Berlin,** vom 20. August 1897. 50 Seiten in kl. 8°. 1897. steif geh. 50 Pf.

**Wie fertigt man technische Zeichnungen?** Leitfaden für Herstellung von technischen Zeichnungen jeder Art für den Gebrauch in technischen Lehranstalten und Bureaux. Beschreibung der Zeichenmaterialien und -Apparate, ihre Vorzüge und Nachteile; eine Anweisung für die zweckmässige Handhabung derselben, sowie praktische Winke für schnelle und sachgemässe Anfertigung schöner und deutlicher Zeichnungen. Vom Königl. Regierungs-Baumeister A. zur Megele. Vierte vermehrte Auflage. 125 Seiten in 8°. 1894. geb. 1,60

**Betrachtungen über Baukunst.** Zum Verständniss moderner Architektur-Fragen. Eine Sammlung von 12 Aufsätzen über das Wesen moderner Baukunst. Von Hans Schliepmann. 110 Seiten in gr. 8°. 1891. geh. 1,50, einfach geb. 2,—, f. geb. 2,50

**Eiserne Treppen.** Die schmiede- und gusseisernen Flur- und Wendeltreppen. Von Ingenieur H. Greve in Lübeck. 40 Seiten in kl. 8° mit vielen Abbildungen. 1892. geh. 1,—

**Der Granit, seine Bestandtheile, Gewinnung und Bearbeitung.** Für Architekten, Baugewerks- und Steinmetzmeister, sowie für Steinbruchbesitzer, Steinbruchpoliere, Baubehörden u. s. w. Von R. Beier. 71 Seiten in 8°. Enthält auch „Die Lieferungsbedingungen für Pflastersteine“. Mit zahlreichen Textfiguren. 1891. (2,40.) Ermässigtter Preis cart. 1,50

**Verwitterung an Berliner Roh-Bauten.** Beitrag zur Untersuchung des Ziegelmaterials. Von Baumeister A. Kuhnow. 53 Seiten in kl. 8°. 1883. (1,—.) Ermässigtter Preis cart. 75 Pf.

**Die Kessler'schen Fluats.** Neue Mittel zur Erhärtung und Conservirung von weichen Kalksteinen, Sandsteinen, Mörtel, Cementwaaren, Gyps und Terracotten. Von Prof. a. D. H. Hauenschild. 2. Auflage. 1895. geh. 1,—

**Ueber die Tagesbeleuchtung innerer Räume.** Von K. Mohrmann, Architekt, vorm. Prof. am Polytechnikum in Riga, jetzt an der Königl. Hochschule in Hannover. 31 Seiten in gr. 8° mit 2 Tafeln. 1885. geh. 1,50

**Der Hausschwamm und die durch ihn und andere Pilze verursachte Zerstörung der Hölzer.** Ein praktischer Rathgeber für Bautechniker, Hausbesitzer, Richter und andere Interessenten. Von P. Hennings. 61 Seiten in 8°. 1891. geh. 60 Pf.

**Der Asphalt, seine Geschichte, Gewinnung und Verwendung.** Von Franz Woas. 22 Seiten in 8°. (Sonderabdr. aus „Glaser's Annalen“.) 1880. (60 Pf.) Ermässigtter Preis 50 Pf.

**Bauwerke und Denkmäler von Berlin,** vergleichende Darstellung der Höhen derselben. Zusammengestellt und gezeichnet von Architekt R. Schmidt. Ein Blatt im Format 43:33 cm. Neue Auflage 1893. 2,—

**Ueber Berechnung hydraulischer Hebevorrichtungen.**

Von L. Putzrath, Civil-Ingenieur in Berlin. (Sonderabdr. a. d. Zeitschrift d. Vereins d. Ing. 1878.) 48 Seiten in kl. 8°. 1879. (1,25.) Ermässigtter Preis 1,—

**Die hydraulischen Aufzüge im Eisenbahn-Hôtel zu Berlin.** Von Emil Blum, Maschinen-Fabrik-Direktor. (Sonderabdr. a. d. Verhandl. d. Vereins z. Beförd. d. Gewerbeff. 1880) 8 Seiten in 4° mit 3 lith. Tafeln in Qu.-Fol. 1880.

Geh. (2,50.) Ermässigtter Preis 2,—

— Die Hebevorrichtungen im Eisenbahn-Hôtel (jetziges Central-Hôtel in der Friedrichstrasse, nahe dem Stadtbahnhof Friedrichstrasse) dürfen als mustergiltig hinsichtlich ihrer technischen Ausführung und den von ihnen gewährleisteten Sicherheiten bezeichnet werden.

**Hydraulische Hebungen und Trogschleusen mit lothrechtem Hub.** Von P. Pfeiffer, Regierungs-Baumeister, Prof. der Kgl. Techn. Hochschule zu Braunschweig. (Sonderabdr. a. d. Verhandl. d. Vereins z. Beförd. d. Gewerbeff., Jahrg. 1890.) 77 Seiten in gr. 4°. Mit 98 Textfiguren in Holzschnitt. 1891. geh. 4,—

**Die Berechnung und Theilung der gradlinig begrenzten Grundstücke.** Von Prof. Dr. R. Doergens. 66 Seiten in kl. 8°. Mit 3 Figuren-Tafeln. 1889. geb. 2,—

---

## *Unentbehrlich für das Baufach.*

---

Verlag von OTTO ELSNER, Berlin.

# RECHENTAFEL

enthaltend

das grosse Einmaleins bis 999×999

mit einer Einrichtung, die es ermöglicht, jedes gesuchte Resultat sowohl für die Multiplikation als auch für die Division blitzschnell zu finden, nebst einer Kreisberechnungstabelle, entworfen von

Adolf Henselin, Architekt.

Preis elegant gebunden und mit 55 Registerzetteln aus Leinwand zum augenblicklichen Aufschlagen des Resultates versehen **Mark 6,—**

Nach Ausspruch hervorragender Zeitschriften „die beste, praktischste und billigste Rechentafel.

Probeseiten gratis und franco von der Verlagshandlung.

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

II. 31471  
L. inw. ....

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298309