

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 31/32 (1898)
Heft: 21

Artikel: Beitrag zur Berechnung einiger besonderer Sprengwerksformen
Autor: Mantel, G.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-20821>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 16.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

INHALT: Beitrag zur Berechnung einiger besonderer Sprengwerksformen. III. — Wettbewerb f. d. Bauten d. bern.-kant. Industrie- u. Gewerbe-Ausstellung in Thun 1899. — Miscellanea: Ueber den gegenwärtigen Stand der Accumulatorentechnik. Daten über die Grosse Sibirische Eisenbahn. Entwässerung von Baugruben. Die neue feste Rheinbrücke bei Düsseldorf. Anwendung der Elektricität im Brückenbau. Die Einweihung der neuen evang. Kirche im Industriequartier Zürich. Calciumcarbid. Aluminium-Industrie. Die Aus-

nützung der Wasserkräfte der franz. Alpen. — Konkurrenz: Ueber die Darstellungsmethoden von Konkurrenz-Entwürfen. Neubau der Allg. Unfall-u. Haftpflicht-Versicherungs-Aktiengesellschaft «Zürich». Städt. Verwaltungsgebäude in Aachen. Neubau der Oberen Realschule in Basel. — Literatur: Berlin und seine Bauten. Eingegangene litterar. Neuigkeiten. — Druckfehler-Berichtigung. — Vereinsnachrichten: Gesellschaft ehemaliger Studierender: Stellenvermittlung.

Beitrag zur Berechnung einiger besonderer Sprengwerksformen.

Von Ingenieur G. Mantel in Zürich.

III.

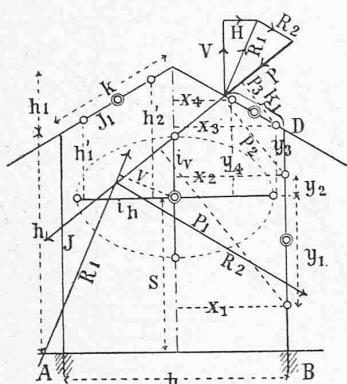
Handelt es sich nun um Stabgebilde, die aus wenigen geraden Teilen bestehen, wie z. B. Perrondächer, so vereinfacht sich die Bildung der Produktensummen der Centrifugalmomente sehr durch Einführen der Elasticitätsellipse der ganzen Stäbe oder ihrer Abteile. Bei Vernachlässigung des Einflusses der axialen und scherenden Kräfte reduziert sich diese Ellipse auf eine gerade Linie in der Achse des Stabes von der Länge $\sqrt{\frac{I}{12}} \cdot l$ nach jeder Seite vom

Mittelpunkt (Schwerpunkt) des Stabes aus. Von den Längen p und x oder p und y müsste dann freilich immer die zweite vom Antipol der Richtung der Last P aus gemessen werden, wenn das elastische Gewicht $\frac{l}{EJ}$ im Schwerpunkt

wirkend gedacht wird. Da die Ellipse nur aus einer Geraden besteht, ist zwar die Bestimmung dieses Antipols einfach genug, meist wird es aber noch bequemer sein, von dem Satz Gebrauch zu machen, dass man je das halbe elastische Gewicht in den Enden des zur Krafrichtung konjugierten Durchmessers wirken lassen kann; da dieser letztere im vorliegenden Fall immer mit der einzigen vorhandenen Ellipsenachse zusammenfällt, darf man sich also beständig $\frac{g}{2}$ in den Entferungen $\sqrt{\frac{I}{12}} \cdot l$ von Stabmitte aus wirkend denken, wodurch die Berechnung der Centrifugal- und Trägheitsmomente nun wirklich sehr einfach wird.

Für das in Fig. 6, 7 und 8 dargestellte Perrondach

Fig. 6.



ist, wenn $g_1 = \frac{h}{J_1}$ das Gewicht der Säule, $g_2 = \frac{k}{J_2}$ dasjenige des Sparrens bedeutet, — E kann unberücksichtigt bleiben, wenn alle Teile aus dem gleichen Material bestehen, ferner sind die überhängenden Teile ohne Einfluss auf die Stützdrücke, weil ohne Einfluss auf die Formänderungen des Rahmens $A B C D$ — der Schwerpunktabstand

$$s = \frac{h(g_1 + 2g_2) + h_1 g_2}{2(g_1 + g_2)},$$

die Trägheitsmomente in Bezug auf die Schwerpunktsachsen

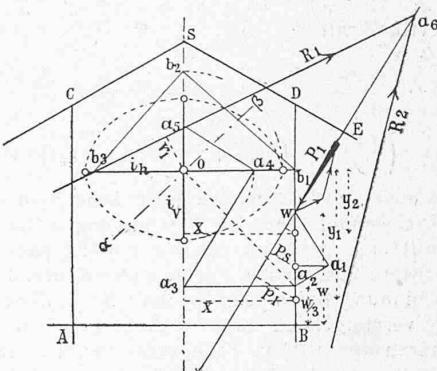
$$T_h = \frac{I}{6} b^2 (g_1 + 3 g_2);$$

$$T_v = 2 (g_1 (y_1^2 + y_2^2) + g_2 (b_1^2 + b_2^2)),$$

aus welchen durch Division mit $G = 2(g_1 + g_2)$ und Wurzel-

bildung auch die Trägheitsradien i_v und i_h bestimmt sind. Für einen Rahmen mit eingemauerten Füßen, an dessen Säule rechts in der Höhe w die Last P_1 angreift, Fig. 7,

Fig. 7.



findet sich nun z. B.

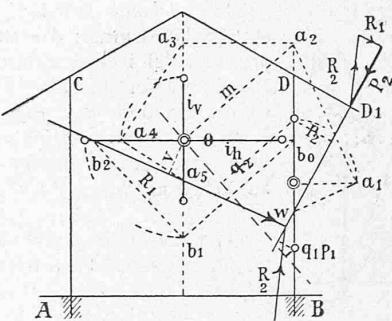
$$H_1 = \frac{w}{2J_1} (p_1 y_1 + p_2 y_2) P_1 : T_v,$$

$$V_1 = \frac{w}{2J_1} x (p_1 + p_2) P_1 : T_h = \frac{w}{J_1} x p_s P : T_h$$

$$M = \frac{w}{2J_1} (p_1 + p_2) P_1 : G = \frac{w}{J_1} \cdot p_s P_1 : G,$$

womit auch R_1 und r_1 gefunden. — Anderseits findet man R_1 auch als Antipolare in der Gesamtellipse zum Punkt a_2 , dem Antipol von P_1 im Stück Bw , also durch die Linienzüge $wa_1 - a_5$ und $b_1 - b_3$. Der Punkt b_3 bleibt für alle Lagen und Richtungen von P_1 zwischen B bis D und D bis E gültig, alle Stützdrücke für an der Säule und am überhängenden Teil angreifenden Kräfte gehen also durch diesen festen Punkt. Für alle durch den gleichen Angriffspunkt w gehenden Lasten P_1 verschiedener Richtung bleibt

Fig. 8.



aber auch der Punkt a_5 fest und somit überhaupt die Lage des linken Stützdruckes R_1 , während der rechte sich um einen festen Punkt dreht, welchen man finden kann, indem man zuerst die Antipolare des Punktes w in der Ellipse des Stückes $wDSCA$ und zu dieser ihren Antipol in der Gesamtellipse sucht. — Die Grösse von R_1 wird

$$R_1 = \frac{w}{J_1} p_s \cdot P : G \cdot r_1.$$

Ist der überhängende Teil belastet, so kommt nur die anstehende Säule in Betracht. Geht die Kraft, wie z. B. P_2 in Fig. 8 zwischen den beiden mit $\frac{g_1}{2}$ belasteten Punkten hindurch, fallen diese also in zwei getrennte, aber anstossende Winkelräume des durch Krafr- und Bewegungsrichtung gebildeten Achsenkreuzes, so erhalten die Produkte der Centrifugalmomente natürlich entgegengesetztes Vorzeichen, sodass z. B. der Horizontalschub wird

$H_2 = \frac{h}{2J_1} (-p_1 y_1 + p_2 y_2)$, $P_2 : T_v$. Geht P_2 durch den Schwerpunkt der Säule, so kommt der Antipol in den ∞ fernen Punkt dieser letztern zu liegen, R_1 fällt mit H zusammen. — Auch hier ist überdies R_1 wieder als Antipolare des Punktes a_2 mittels der Linienzüge $wa_1 - a_5$ und $b_0 - b_2$ bestimmt.

Liegt die Last zwischen D und dem Scheitel S , so treten zwei Produktenpaare auf und man erhält für den Horizontalschub von P (Fig. 6)

$$H = \left(\frac{h}{2J_1} (p_1 y_1 - p_2 y_2) - \frac{k_1}{2J_2} (p_3 y_3 + p_4 y_4) \right) P : T_v$$

für die Vertikalkraft

$$V = \left(\frac{h}{2J_1} (p_1 x_1 + p_2 x_2) + \frac{k_1}{2J_2} (p_3 x_3 + p_4 x_4) \right) P : T_h$$

für das Moment

$$M = \left(\frac{h}{2J_1} (p_1 + p_2) + \frac{k_1}{2J_2} (p_3 + p_4) \right) P : G.$$

Aber auch die Elasticitätsellipse kann man in diesem Fall noch verwenden, denn die Bestimmung zweier weiterer Paare paralleler Tangenten ist sehr einfach nach dem von Prof. W. Ritter gegebenen Verfahren*, während ein Paar in den Verbindungslinien der Enden der Halbachsen der beiden zu vereinigenden Stäbe schon gegeben ist. Aus den 3 Paaren paralleler Tangenten findet man mittels einiger Kreisbogen die beiden Halbachsen der Ellipse, in deren Mittelpunkt als dem Schwerpunkt der zwei Stäbe man die Summe beider Gewichte wirken lässt. Hernach verfährt man in gleicher Weise, wie es in Fig. 2 gezeigt worden ist.

* * *

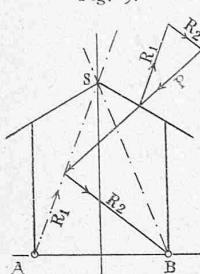
Für einen Rahmen mit *Gelenkfüßen*, oder einen solchen mit einem *Gelenk im Scheitel* gelangt man ganz auf ähnliche Weise durch Specialisieren der allgemeinen Gleichungen zu den gewünschten unbekannten Stützendrücken. Im ersten Fall hat man das Trägheitsmoment für die die Füsse verbindende Horizontale, in letzterem das für die Firsthorizontale zu bilden. Mit den früheren Bezeichnungen (Fig. 8) wird

$$\text{ersteres } = 2b^2 \left(\frac{1}{3}g_1 + (1 + \alpha + \frac{1}{3}\alpha^2)g_2 \right),$$

$$\text{letzteres } = 2b^2 \left(\frac{1}{3}g_2 + (\frac{1}{3} + \alpha + \alpha^2)g_1 \right),$$

wo α für $\frac{h_1}{h}$ steht.

Fig. 9.



Ein Rahmen mit drei Gelenken ist statisch bestimmt; die Stützdrücke ergeben sich immer unmittelbar durch Benutzung der bekannten Kräfteschnittlinien $A.S$ und $B.S$, Fig. 9; die Last P ist immer mit derjenigen der nicht belasteten Rahmenhälfte zum Schnitt zu bringen.

* * *

Hat man einmal die Stützdrücke für alle Lasten bestimmt, so ist das Moment für einen beliebigen Querschnitt des Rahmens gleich demjenigen

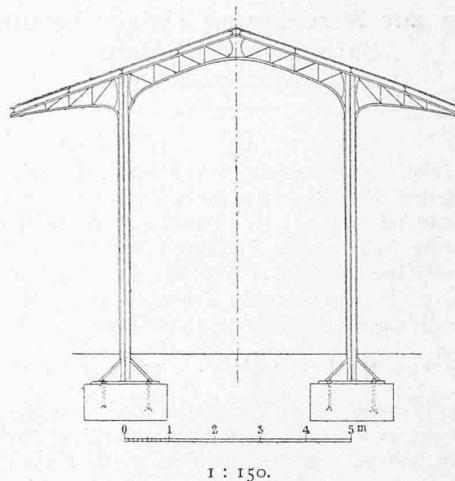
des einen Gesamtstützdruckes, mehr der Summe der Momente der auf gleicher Seite des Querschnittes liegenden Lasten; nimmt man die Momente in Bezug auf die Kernpunkte, so erhält man durch Division mit dem Widerstandsmoment des Querschnittes direkt die Spannungen in den äussern Fasern, herührend vom Moment und den pressenden Kräften in der Stabachse.

IV.

In der angedeuteten Weise ist ein, den Verhältnissen der Praxis angepasstes, in Fig. 10 schematisch dargestelltes Perrondach berechnet worden. Es ist vorausgesetzt, dass die Säulenpaare in Entfernen von 12 m in der Längsrichtung des Bahnsteiges angebracht seien und dass auf den seitlichen, die Säulenköpfe verbindenden, längs-

laufenden Seitenträgern noch je drei Zwischenbinder aufruhen. Ein vollständiger Rahmen erhält also durch 9 Pfetten in erster Linie neben dem Eigengewichte des Daches die lotrechte Schneebelastung für eine Dachlänge von 3 m, ferner

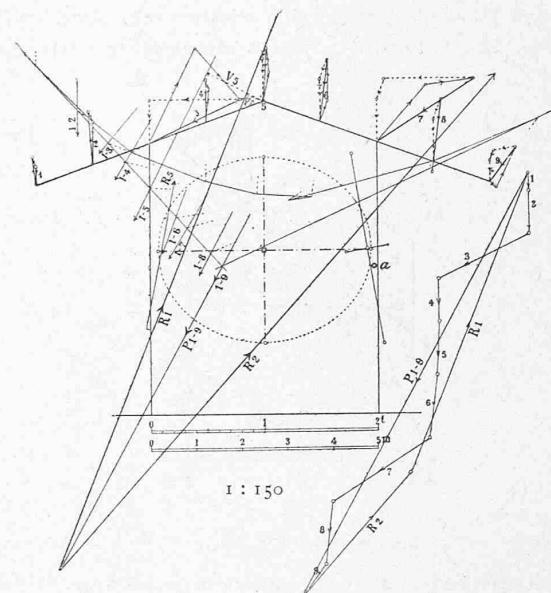
Fig. 10.



1 : 150.

auf der einen Dachhälfte die normal zu ihrer Neigung von 20° stehenden Windkräfte für die nämliche Länge, drittens an den beiden Säulenköpfen durch den anschliessenden Windverband den auf die übrigen 9 m entfallenden horizontalen Windschub und endlich viertens als lotrechte Belastung der Säulen das Eigengewicht, die Schneelast und die lotrechte Windkomponente des 9 m langen Zwischenstückes, übertragen durch die seitlichen Randträger. Die Lasten P sind in Fig. 11, von 1 bis 9 nummeriert, aus ihren punktierten Anteilen zusammengesetzt und in den folgenden

Fig. 11.



Figuren nur noch allein gegeben. Der Rahmen besteht aus zwei aus Quadrant- und Flacheisen gebildeten Ständern mit einem angenommenen Trägheitsmoment von $J_1 = 2000 \text{ cm}^4$ und 6 m Höhe, bei 5 m Entfernung; ferner aus einem satteldachförmigen leichten Gitterwerk mit $J_2 = 4000 \text{ cm}^4$ und mit 2,5 m weit überstehenden Enden. In den Fig. 11, 12 und 13 sind sodann die Einzellasten in die berechneten oder konstruierten Stützdrücke zerlegt; der linke Stützdruck ist immer am Fuss der Last angetragen. Rechnung oder Konstruktion wurden gewählt, je nachdem sie sich bequemer erwiesen, oft auch beide zur gegenseitigen

* Schweiz. Bauztg., Bd. XIV Nr. 18.

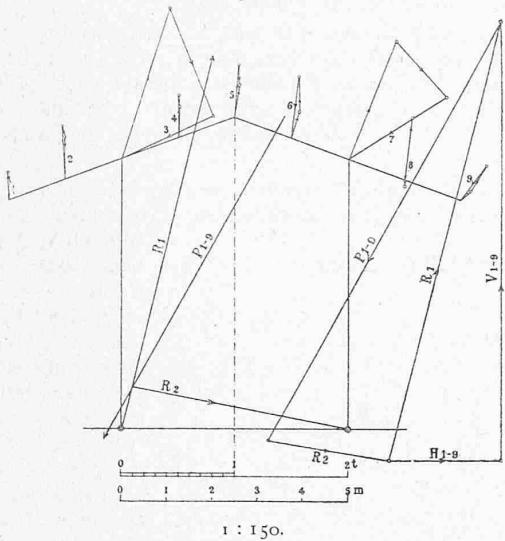
Kontrolle. Die Rechnung lieferte uns hiebei jeweils unmittelbar die Teilkräfte V_1 bis V_9 und H_1 bis H_9 der linken Stützdrücke R für die Lasten P_1 bis P_9 , die Konstruktion dagegen die Stützdrücke selbst, die in jene Teilkräfte zerlegt wurden. Wir unterscheiden die drei folgenden, verschiedenen Fälle:

In Fig. 11, *Füsse eingespannt*, ist aus $\Sigma V_1 = 2,624 \text{ t}$, $\Sigma H_1 = 1,065 \text{ t}$, $\Sigma M_1 = 4,610 \text{ tm}$ die Resultante des linken Stützdruckes zu $R = 2,83 \text{ t}$ und ihr Abstand vom Schwerpunkt zu $r_1 = 3,26 \text{ m}$ ermittelt worden; ein Kräfte- und Seileck der Lasten P lieferte in erster Linie die Mittelkraft P_{1-9} nach Lage und Grösse, worauf auch der rechtseitige Stützdruck R_2 völlig bestimmt war. Daneben aber lieferte das Kraft- und Seileck auch für jeden Querschnitt des Rahmens das Moment der links wirkenden Lasten, welches in Verbindung mit demjenigen des linken Stützdruckes das gesuchte Moment ergab, z. B. für den Firstpunkt $M_5 = R_1 r_1 - P_{1-9} r_5$. Diese Momente wurden für jeden Lastangriffspunkt ermittelt und in Fig. 14 für die Säulen wagrecht, für die Sparren lotrecht in bestimmtem Maßstab aufgetragen. Um den Sinn des Momentes zu finden, denkt man sich Schnitte gelegt und die Kräfte im Sinn der Pfeile wirkend.

In der Fig. 11 wurde auch die für die Last 5 in Frage kommende Teilellipse durch ihre Achsen eingetragen und der linke Stützdruck R_5 als Antipolare zum Antipol a der Last P_5 konstruiert.

In Fig. 12, *drehbare Binderfüsse*, wurden die durch

Fig. 12.



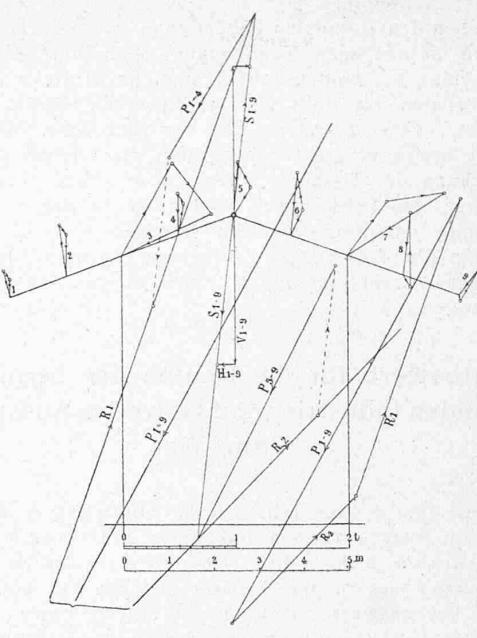
1 : 150.

Summation der oben erwähnten Teilkräfte V_1 bis V_9 und H_1 bis H_9 gewonnenen lotrechten und wagrechten Teilkräften V_{1-9} und H_{1-9} des Gesamt-Stützdruckes am linken Säulenfuss zu R_1 zusammengesetzt, mit der Lastensumme P_{1-9} zum Schnitt gebracht und es musste der aus dem Kraftscheitl erhaltene rechtseitige Stützdruck R_2 durch den rechten Rahmenfuss gehen.

In Fig. 13, *eingespannte Füsse und Scheitelgelenk*, wurde in erster Linie die Kraft S_{1-9} aus den Teilkräften V_{1-9} und H_{1-9} zusammengesetzt, mit welcher die beiden Rahmenhälfte im Scheitelgelenk auf einander wirken. Die linke Hälfte wird durch eine abwärts gerichtete Belastung S_{1-9} beansprucht, die rechte Hälfte durch die gleiche, aber entgegengesetzt nach oben gerichtete. Hiebei ist Last P_5 der rechten Dachhälfte beigelegt gedacht. S_{1-9} abwärts wurde nun mit der Mittelkraft P_{1-4} der die linke Dachhälfte belastenden Kräfte zusammengesetzt, ihre Resultante gab den linken Stützdruck R_1 ; ebenso lieferte die Resultante von S_{1-9} aufwärts und P_{5-9} den rechten Stützdruck R_2 . Beide Stützdrücke müssen sich mit der Mittelkraft P_{1-9} der Gesamtlast in einem Punkt schneiden.

* * *

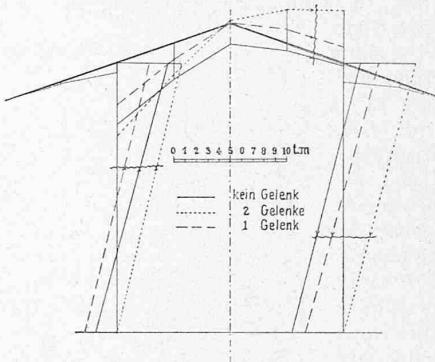
Fig. 13.



1 : 150

In Fig. 14 sind die Momentenflächen für die drei Fälle eingetragen. Der Vergleich der drei Linienzüge ist lehrreich. Vor allem zeigt sich, wie zu erwarten war, dass die grössten Momente für Fußgelenk-Rahmen auftreten, wo das Maximum für den rechten Säulenkopf + 6,35 tm erreicht. Da das Moment im Scheitel sehr

Fig. 14.



1 : 150.

geringfügig ist, so kann geschlossen werden, dass auch der Rahmen mit 3 Gelenken nahezu den nämlichen Verlauf der Momentenfläche zeigen würde. Das nächst grösste Moment ergibt der Rahmen ohne Gelenke, und zwar für das Ende des Sparrens am Kopf der linken Säule mit - 5,47 tm; der Säulenkopf selbst und der Säulenfuss auf der Windseite haben fast die nämlichen Momente von - 4,53 und - 4,50 tm aufzunehmen. Dem letzteren Betrag haben auch die Fundamente zu widerstehen, ohne dass Drehung in denselben auftritt, falls die Füsse wirklich als eingespannte wirken sollen.

Am günstigsten unter allen Formen ist diejenige mit eingespannten Füßen und Scheitelgelenk, die gestricherte Momentenfläche ergibt für alle Teile die kleinsten Momente. Die beiden Grösswerte für Sparren und Säule treten an den nämlichen Stellen auf wie beim Rahmen ohne Gelenke, betragen aber nur - 3,75 und + 3,36 tm. Dieses Ergebnis verdient allgemeine Beachtung; wenn die Verhältnisse der Erstellung günstig sind, so kann eine Bogenbrücke mit eingespannten Füßen und Scheitelgelenk den geringsten

Materialaufwand bedingen, es hängt dies ganz von der Form der Achse ab.

Neben den Momenten bedarf man zur Berechnung der im Eisen auftretenden Spannungen noch der scherenden und der längspressenden Kräfte; man findet sie wie immer durch Zerlegen der links vom untersuchten Schnitt wirkenden Kraft senkrecht und parallel zur Stabachse. Die erste Teilkraft bestimmt die Strebekräfte, die letztere fügt sich zur Wirkung der Momente hinzu, wenn diese wie hier in Bezug auf den Schwerpunkt und nicht in Bezug auf die Kernpunkte genommen worden sind. — Für die Säulen wäre dann überdies noch die eingangs erwähnte, durch die Längsträger direkt eingeführte lotrechte Axialkraft zu berücksichtigen. (Schluss folgt.)

Wettbewerb für die Bauten der bernisch-kantonalen Industrie- und Gewerbe-Ausstellung in Thun 1899.

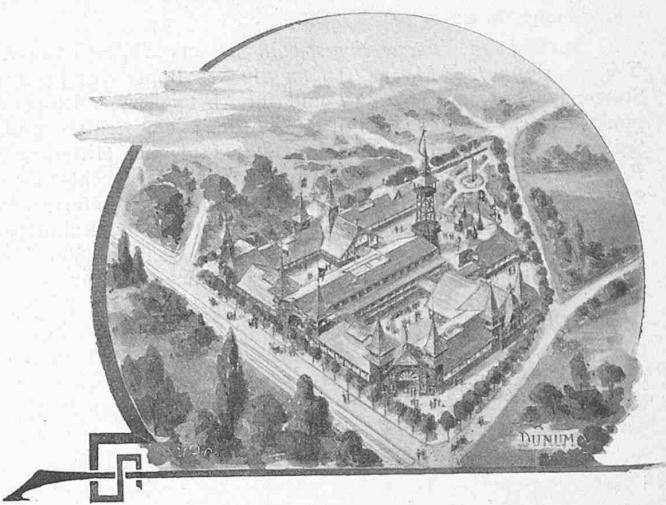
Seit den in den Jahren 1848 und 1857 in Bern abgehaltenen schweizerischen Industrie- und Gewerbeausstellungen ist vom Kanton Bern, der ehemals als erster das Ausstellungswesen in der Schweiz gepflegt hat, auf diesem Gebiete Nennenswertes nicht mehr unternommen worden. Dem Beispiel anderer Kantone folgend, wird nunmehr der Kanton Bern im nächsten Jahre eine allgemeine Ausstellung veranstalten, die auch eine landwirtschaftliche Abteilung aufweisend, bestimmt ist, den Stand der produktiven Erwerbstätigkeit des Kantons zu veranschaulichen. Bis jetzt galt zwar der Kanton Bern als ein durchaus agrikoler, tatsächlich übersteigt jedoch die Zahl der industriell thätigen Bevölkerung diejenige der landwirtschaftlichen Erwerbszweige nicht unbedeutend. In der Uhrenindustrie z. B. beschäftigt der Kanton Bern eine um ein Viertel grössere Anzahl von Personen als der Kanton Neuenburg.

Mit den 17 kantonalen Gruppen sind auch einige schweizerische Gruppen im Programm der Ausstellung vorgesehen. Hier dürfte diejenige der elektrischen Kraftübertragungen und der centralen Kraftanlagen zum Zwecke der Gewinnung motorischer Kraft überhaupt besonderes Interesse beanspruchen. Für die Darstellungen dieser Gruppe wird man sich natürlich mit Plänen, Berichten und eventuell Modellen behelfen müssen. Es ist ferner in Aussicht genommen, an Hand einer Enquête über die schweizerischen Anlagen, eine nach einheitlichen Gesichtspunkten geordnete Zusammenstellung zu veröffentlichen, die speciell auch mit Bezug auf Leistungsfähigkeit und Oekonomie zuverlässige Aufschlüsse ermöglichen soll. Die Leitung dieser gemeinnützigen Aufgabe liegt in bewährten Händen.

Abgesehen von ihrer Bedeutung für die bernische Industrie und Landwirtschaft wird also diese Ausstellung auch einen Beitrag zu der volkswirtschaftlich so wichtigen Frage liefern, ob die Kleinindustrie und das Kleingewerbe

Wettbewerb für die Bauten der kant. Industrie- und Gewerbe-Ausstellung in Thun.

I. Preis. Entwurf von Arch. J. Gros in Zürich. Motto: «Dunum».



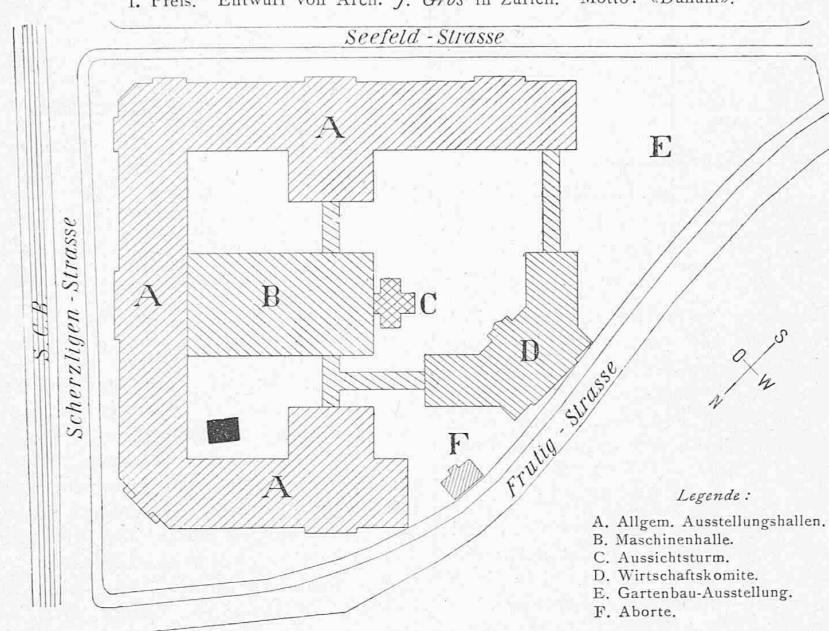
Gesamtansicht.

im Rückgange begriffen sind, oder in zeitgemässer Umwandlung als Kleinbetriebe die Perspektive einer fortschreitenden Entwicklung erkennen lassen.

Die Ausstellung soll am 1. Juni eröffnet werden und bis zum 15. Oktober dauern; die reizvolle Lage Thuns und der starke Fremdenstrom, der sich alljährlich durch diese Eingangspforte zum Berner Oberland ergiesst, dürfen zu einem befriedigenden Besuch der Ausstellung beitragen.

Für die Bauten derselben wurde, wie unsern Lesern bekannt ist, unter schweizerischen Architekten ein Wettbewerb ausgeschrieben, über dessen Resultat wir in Nr. 17 d. Bd. berichtet haben.

Als Bauleiter auf Grund des an erster Stelle prämierten Projektes von Arch. J. Gros in Zürich hat das Centralkomitee inzwischen Herrn Architekt Senn in Thun gewählt. Durch die Freundlichkeit der Ausstellungsdirektion sind wir heute in der Lage, Darstellungen der drei preisgekrönten Entwürfe, sowie den für die Ausführung abgeänderten, definitiven Grundriss gleichzeitig mit dem Protokoll der Jury zu veröffentlichen.



Das Gutachten des Preisgerichtes,

welches am 18. Oktober im Gemeindesaal Thun vollzählig unter Leitung des Herrn Stadtbaumeisters Geiser mit Herrn Baumgartner als Sekretär tagte, hat folgenden Wortlaut:

Eingegangen sind fünf Projekte. Nach einem ersten Rundgang fallen die beiden mit dem Motto «Vor Thuna» und «blauem Ringe» ausser Betracht, da sie in Disposition, Konstruktion und künstlerischer Durchbildung den Anforderungen nicht entsprechen, die man bei der vorliegenden