

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 1/2 (1883)
Heft: 4

Artikel: Statische Berechnung der Versteifungsfachwerke der Hängebrücken
Autor: Ritter, W.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-11020>

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: 11.07.2025

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

INHALT: Statische Berechnung der Versteifungsfachwerke der Hängebrücken. Von Professor W. Ritter in Zürich. (Fortsetzung.) — Das neue Stadthaus zu Paris. (Mit einer Tafel.) — Statistik der eidgen. polytechnischen Schule in Zürich (Wintersemester 1882/83). — Miscellanea: Ungarische Landesausstellung in Pest. Neue Wiener Stadtbahnprojecte. Dom von Spalato in Dalmatien. Accumulatoren. † Hans

Caspar Freudweiler. — Vereinsnachrichten: Schweizer. Ingenieur- und Architektenverein, Section Zürich, Versammlung vom 6. December 1882. Schweizer. Ingenieur- und Architektenverein, Section St. Gallen, Bericht-erstattung über die Vereinsthätigkeit im Winter 1881/82 (bis Ende 1882). Gesellschaft ehemaliger Studirender der eidg. polytechnischen Schule zu Zürich: Stellenvermittlung.

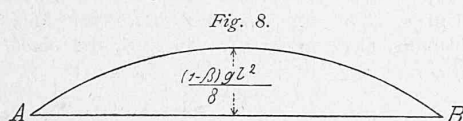
Statische Berechnung der Versteifungsfachwerke der Hängebrücken.

Von Professor W. Ritter in Zürich.

(Fortsetzung.)

VIII. Einfluss des Eigengewichtes.

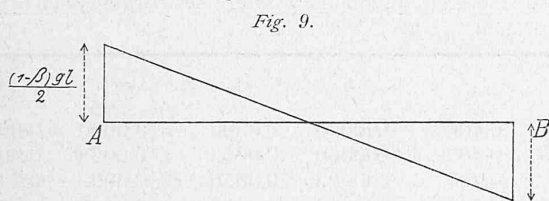
Beträgt das eigene Gewicht der Construction pro Längeneinheit g , so ist die Reactionsbelastung nach Gleichung (16) gleich βg ; das Fachwerk hat somit die Differenz beider Werthe, d. i. $(1-\beta)g$ als abwärts wirkende, gleichförmig vertheilte Last zu tragen.



Hiernach sind die wirkenden Momente und Kräfte leicht zu bestimmen. Erstere sind den Ordinaten einer Parabel proportional (Fig. 8), und das grösste Moment in der Mitte der Spannweite ist

$$M_g = \frac{1}{8} (1 - \beta) g l^2.$$

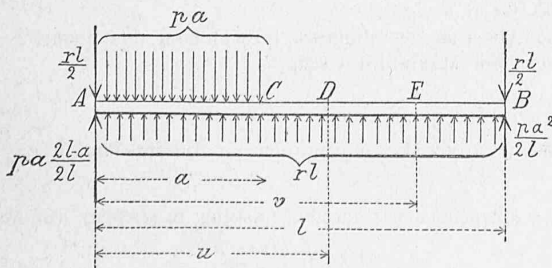
Die scherenden Kräfte werden durch eine gerade Linie dargestellt (Fig. 9), deren grösste Ordinaten sich an den Auflagern befinden und gleich sind.



IX. Einfluss der zufälligen Last.

Mehr Mühe verursacht die Berücksichtigung der zufälligen Last; sie betrage pro Längeneinheit p . Wie früher gezeigt worden ist, kann in einem gegebenen Punkte D (Fig. 7) das Moment sowohl positiv als auch negativ werden; das positive Maximum erzeugt die Belastung der Strecke CB , das negative die Belastung AC . Am einfachsten ist es nun, das negative Maximalmoment zu berechnen und durch Subtraction desselben von dem durch die Totalbelastung erzeugten Momente das positive Maximalmoment zu finden; denn da die beiden Belastungen, welche die beiden Maxima hervorrufen, einander zur Totalbelastung ergänzen, so erhält man durch Addition der beiden Maximalmomente dasjenige Moment, welches bei totaler Belastung entsteht; letzteres ist aber wie beim Eigengewicht leicht zu berechnen.

Fig. 10.



Das Moment in einem um u vom linken Auflager entfernten Punkte bei einer über a sich erstreckenden Belastung wird nun (siehe Figur 10)

$$M = -\frac{r l}{2} (l - u) + \frac{p a^2}{2 l} (l - u) + r (l - u) \frac{l - u}{2}$$

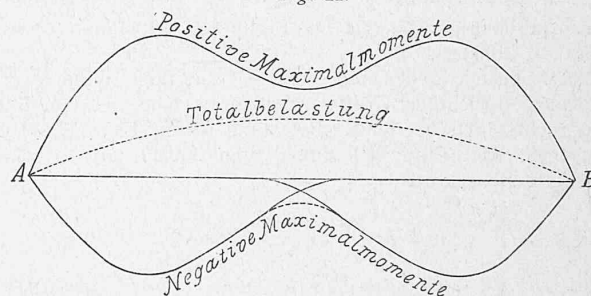
$$M = -\frac{(l - u)(r l u - p a^2)}{2 l}$$

oder wenn man in der zweiten Klammer für r und u die entsprechenden Werthe aus den Gleichungen (15) und (17) einsetzt,

$$M_{min} = -\frac{p a^4 (5 l - 3 a) (l - u)}{10 b l (l^2 + a b)}. \quad (19)$$

Lässt man nun die zufällige Belastung von links her über die Spannweite vorrücken, d. h. a von Null an allmählich wachsen, berechnet nach Gleichung (17) für verschiedene a die entsprechenden u , hierauf nach Gleichung (19) die M_{min} und trägt dann letztere in den durch u bestimmten Punkten als Ordinaten auf, so erhält man (Figur 11) die rechte Hälfte der Curve der negativen Maximalmomente.

Fig. 11.



Für die von rechts nach links fortschreitende Belastung bekommt man den (zur rechten Hälfte symmetrischen) linken Zweig der Curve. Beide Curvenzweige übergreifen sich in der Nähe der Mitte, und es müssen soweit die Ordinaten beider Theile addirt werden (gestrichtes Stück); es betrifft dies diejenigen Querschnitte, für welche die ungünstigste Belastung aus zwei, links und rechts an die Auflager anstossenden Theilen besteht.

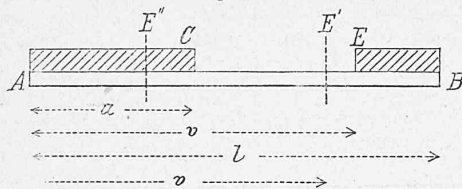
Zeichnet man nun ferner die (in Figur 11 punktirte) Momentencurve der Totalbelastung, d. i. eine Parabel mit dem Pfeil $\frac{1}{8} (1 - \beta) p l^2$ und fügt zu den Ordinaten derselben diejenigen der unteren Curve hinzu, so erhält man die Curve der positiven Maximalmomente.

Für Solche, die rechnen wollen, dient zur Ermittlung der Parabelordinaten die Gleichung

$$M = \frac{p u (l - u)}{2}. \quad (20)$$

Was zweitens die Maximalscherkräfte betrifft, so ist schon früher gezeigt worden, dass für eine gegebene Last P (Figur 7) im Allgemeinen zwei Punkte existiren, in welchen die ausserhalb wirkende Kraft ihr Zeichen wechselt, und dass somit, um für einen Schnitt E z. B. die Kraft aufwärts zum Maximum zu machen, in Figur 7 die Strecken AC und EB belastet sein müssen, wie dies Figur 12 deutlicher darstellt.

Fig. 12.

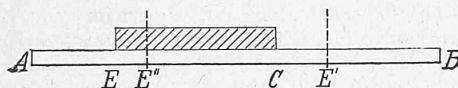


Dabei wird die gegenseitige Lage der Punkte C und E durch die Gleichungen (17) und (18) bestimmt. Bewegt sich nun der Querschnitt E nach links, so nähert sich der Punkt C dem Auflager A und fällt schliesslich mit diesem zusammen; die Stelle, welche in diesem Moment der Schnitt E einnimmt, sei E'; die Abscisse dieses Punktes findet sich, wenn in (17) und (18) $a = 0$ und $b = l$ gesetzt wird,

$$v' = \frac{2 + 5\beta}{10\beta} l.$$

Von hier an besteht die ungünstigste Belastung nur aus dem rechts liegenden Theil und erstreckt sich stets vom Querschnitt E bis zum rechten Auflager. Gelangt jedoch der Schnitt bis zum Punkte E'', welcher symmetrisch zu E' liegt, so ändert sich das Gesetz zum zweiten Male. Denn gerade wie für den Punkt E die grösste Kraft abwärts durch die Belastung CE erreicht wird, so wird für einen zwischen A und E'' liegenden Punkt die Kraft aufwärts ein Maximum, wenn von diesem Punkte aus nach rechts bis zu einem Punkte C (Figur 13) belastet wird, der vom Schnitte E

Fig. 13.



ebenso abhängig ist, wie in Figur 12 der Punkt C vom Schnitt E abhängt.

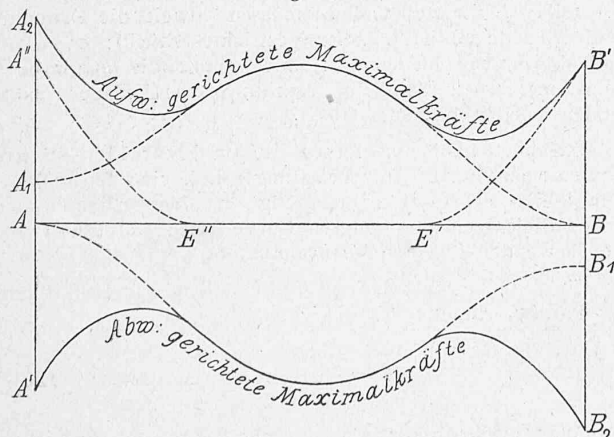
Am besten geht man nun so vor, dass man vorerst die Curve derjenigen Kräfte zeichnet, welche bei von links nach rechts fortschreitender Belastung je am Ende derselben auftreten. Aus Figur 10 findet man hierfür die abwärts gerichtete Scherkraft

$$Q_1 = \frac{r l}{2} + p a - p a \frac{2 l - a}{2 l} - r a,$$

$$Q_1 = \frac{p a^2}{2 l} + \frac{1}{2} r (l - 2 a). \quad (21)$$

Trägt man die Werthe Q_1 als abwärts gerichtete Ordinaten auf, so erhält man die Curve AB_1 in Figur 14. Dreht man

Fig. 14.



diese Linie um 180° herum, so bekommt man in A_1B die Curve derjenigen Kräfte, die eine von rechts nach links fortschreitende Belastung erzeugt.

Nun bestimmt man den Einfluss, den eine Belastung von A bis C (Figur 12) im Punkte E ausübt und findet die in diesem Fall aufwärts gerichtete Kraft (nach Figur 10)

$$Q_2 = \frac{p a (2 l - a)}{2 l} + r \cdot v - \frac{r l}{2} - p a;$$

setzt man v nach Gleichung (18) ein, so wird

$$Q_2 = \frac{r l u - p a^2}{2 l}. \quad (22)$$

Ein Vergleich mit der für das negative Maximalmoment gefundenen Formel zeigt, dass Q_2 sich von M nur durch das positive Zeichen und durch das Fehlen des Factors $l-u$ unterscheidet. Die Formel (19) gilt somit, wenn man das Minuszeichen in das Pluszeichen verwandelt und $l-u$ streicht, sofort auch für Q_2 . Trägt man die Q_2 als Ordinaten in den durch Gleichung (18) bestimmten Punkten auf, so entsteht die Curve $E'B'$ in Figur 14.

Die durch Figur 13 dargestellte Belastung betrachten wir endlich als Differenz zwischen den Belastungen EB und CB; den Einfluss der ersteren in Bezug auf E gibt die Curve A_1B ; der Einfluss der letzteren ist gleich dem symmetrisch zur Mitte nach links übertragenen Q_2 und findet seinen Ausdruck in der Curve $A''E''$ (Figur 14).

Addirt man schliesslich die Ordinaten der drei oberen (gestrichelten) Linien, so erhält man die definitive (ausgezogene) Curve A_2B' der aufwärts gerichteten Maximalkräfte. Die Umdrehung nach unten gibt in $A'B_2$ die abwärts gerichteten Kräfte.

X. Tabelle zur Berechnung des Einflusses der zufälligen Last.

Da die Formeln, welche wir in der vorigen Nummer abgeleitet haben, in ihrer Anwendung recht umständlich sind, so ist es zweckmässig, die verschiedenen Functionen, soweit sie von a abhängig sind, für regelmässige Werthe dieser Grösse auszurechnen und tabellarisch zu ordnen. Es sind im Ganzen vier, oder wenn man für etwaige Nebenzwecke und des allgemeinen Interesses wegen noch r dazu nimmt, fünf solcher Functionen.

$a : l$	ζ_1	ζ_2	ζ_3	ζ_4	ζ_5
0.0	0.4000	0.00000	0.0000	+ 0.0000	0.0000
0.05	0.4020	0.00000	0.0013	+ 0.0028	0.0062
0.1	0.4077	0.00005	0.0050	+ 0.0099	0.0248
0.15	0.4174	0.00024	0.0113	+ 0.0193	0.0551
0.2	0.4310	0.00076	0.0200	+ 0.0289	0.0963
0.25	0.4491	0.00186	0.0313	+ 0.0369	0.1475
0.3	0.4723	0.00392	0.0450	+ 0.0414	0.2072
0.35	0.5013	0.00743	0.0613	+ 0.0411	0.2740
0.4	0.5376	0.01307	0.0800	+ 0.0346	0.3462
0.45	0.5830	0.02181	0.1013	+ 0.0211	0.4222
0.5	0.6400	0.03500	0.1250	0.0000	0.5000
0.55	0.7125	0.05461	0.1513	- 0.0289	0.5778
0.6	0.8065	0.08361	0.1800	- 0.0654	0.6538
0.65	0.9310	0.12673	0.2113	- 0.1089	0.7260
0.7	—	—	0.2450	- 0.1586	0.7928
0.75	—	—	0.2813	- 0.2131	0.8525
0.8	—	—	0.3200	- 0.2711	0.9037
0.85	—	—	0.3613	- 0.3307	0.9449
0.9	—	—	0.4050	- 0.3901	0.9752
0.95	—	—	0.4513	- 0.4472	0.9938
1.0	—	—	0.5000	- 0.5000	1.0000

Es ist nun

- 1) die Abscisse des Punktes, in welchem das negative Moment ein Maximum wird,

$$u = \frac{\zeta_1 l}{\beta}.$$

- 2) das negative Maximalmoment in diesem Punkte

$$M = - \zeta_2 p l (l - u).$$

- 3) das Moment der totalen Belastung in diesem Punkte

$$M = \frac{p u (l - u)}{2}.$$

- 4) die abwärts gerichtete Scherkraft am Ende der über a sich erstreckenden Belastung

$$Q_1 = (\zeta_3 + \beta \zeta_4) p l.$$

- 5) die Abscisse des Punktes, in welchem bei dieser Belastung die aufwärts gerichtete Scherkraft ein Maximum wird,

$$v = \frac{u + l}{2}.$$

- 6) die aufwärts gerichtete Maximalkraft in diesem Punkte

$$Q_2 = \zeta_2 p l.$$

- 7) die Reactionsbelastung bei einer über a sich erstreckenden Belastung

$$r = \beta \zeta_5 p.$$

XI. Einfluss der Temperaturschwankungen.

Der Einfluss, den eine Variation der Temperatur auf die Construction ausübt, lässt sich nach dem Vorangegangenen leicht bestimmen.

Nimmt die Temperatur der Kette ab, so hat diese das Bestreben, sich zu heben, und zieht hierbei das Fachwerk mit sich; letzteres erleidet daher eine aufwärts gerichtete Belastung; zugleich wirkt aber diese Belastung in Bezug auf die Kette nach unten. Umgekehrt wird bei Temperaturzunahme das Fachwerk belastet und die Kette entlastet.

In beiden Fällen sei die sich bildende Belastung pro Längeneinheit gleich r_t . Dann hebt sich das Fachwerk bei Temperaturabnahme nach bekannter Gleichung in der Mitte um

$$\frac{5 r_t l^4}{384 E J}.$$

Die Kette hebt sich zunächst, weil sie infolge der Temperaturabnahme kürzer wird; diese Hebung wird aber durch die nach unten wirkende Belastung r_t zum Theil wieder aufgehoben; beide Einflüsse müssen daher von einander subtrahirt werden.

Der erstere berechnet sich nach Gleichung (10), indem man darin $\Delta s = \tau \cdot s$ und $\Delta s_1 = \tau \cdot s_1$ setzt und unter τ die relative Längenänderung der Kette, d. h. das Product aus dem Ausdehnungscoefficienten des Eisens in die in Graden ausgedrückte Temperaturabnahme versteht. Das führt unter Benutzung der Gleichung (11) zu

$$\tau k.$$

Der zweite Einfluss wird mit Hülfe von Gleichung (12)

berechnet, indem man $\sigma' = \frac{r_t l^2}{8 f F}$ setzt, und findet sich gleich

$$\frac{r_t l^2 k}{8 f F \epsilon'}.$$

Setzt man die Differenz der beiden letzteren Werthe dem für das Fachwerk gefundenen gleich, so bekommt man unter Benutzung von Gleichung (13)

$$r_t = \frac{384 \beta k f \epsilon \tau}{5 l^4}. \quad (23)$$

Es muss hierbei noch bemerkt werden, dass wenn die Pfeiler der Brücke aus Eisen bestehen und somit ebenfalls dem Temperatureinfluss unterliegen, die Grösse k nicht nach Gleichung (11), sondern, wie man leicht findet, nach der Gleichung

$$k' = \frac{(3 l^2 - 8 f^2) (l m + 2 s_1^2 - 2 f n)}{16 f l m} \quad (24)$$

(vgl. Fig. 5) zu berechnen ist.

Nimmt man nun an, dass die Brücke bei mittlerer Temperatur aufgestellt werde und die Variation der Temperatur sowohl eine positive als eine negative Längenänderung τ bewirken könne, so erleidet das Fachwerk in der Mitte der Spannweite ein Biegemoment gleich

$$\pm \frac{1}{8} r_t l^2$$

und an den Enden eine ausserhalb wirkende Kraft gleich

$$\pm \frac{1}{2} r_t l.$$

Hieraus ergeben sich die Momente und Kräfte an den übrigen Punkten der Spannweite gerade wie beim Eigengewicht. (Siehe die Fig. 8 und 9.)

(Fortsetzung folgt.)

Das neue Stadthaus zu Paris.

(Mit einer Tafel.)

Wir geben in beifolgender Tafel eine perspectivische Ansicht des seiner baldigen Vollendung entgegengehenden neuen Stadthauses zu Paris, indem wir uns vorbehalten, die hierauf bezüglichen Grundrisse später zu veröffentlichen. Bei Anlass des französischen Nationalfestes am 14. Juli letzten Jahres war das Aeussere des durch seine eleganten Formen und durch die meisterhafte Durchführung sämtlicher Details sich auszeichnenden Palastes von den Gerüsten entkleidet worden und es fand unter grossen Festlichkeiten die Einweihung des neuen Gebäudes statt. Damals war von dem innern Ausbau nur der Hauptsaal mit einigen Nebensälen provisorisch hergerichtet; seither wird nun eifrig an der Vollendung der Innenräume gearbeitet, so dass dieselben voraussichtlich innert des nächsten Jahres bezogen werden können.

Das neue Stadthaus, dessen Ansicht wir dem freundlichen Entgegenkommen der „Semaine des Constructeurs“ verdanken, steht an der nämlichen Stelle des unter der Herrschaft der Commune im Jahre 1871 zerstörten, nach den Plänen von Boccador im 16. und 17. Jahrhundert aufgeführten alten Baues, dessen Grundstein am 15. Juli 1533 gelegt und der in seiner ursprünglichen Gestalt erst im Jahre 1609 vollendet wurde. Während der ersten französischen Revolution hatte das Gebäude mancherlei Verstümmelungen zu erleiden, indem Tafeln mit Inschriften und zahlreiche Statuen entfernt wurden. Als Merkwürdigkeit verdient hervorgehoben zu werden, dass Napoleon I. im Jahre 1815, während der hunderttägigen Herrschaft, noch Zeit fand, sich mit dem Plane einer Verbindung des Stadthauses mit der Notre-Dame-Cathedrale durch eine triumphbogenartige Brückenanlage zu befassen, ein Plan, der selbstverständlich nicht mehr zur Ausführung gelangen konnte. Unter Louis Philipp wurde das Stadthaus nach den Plänen der Architekten Godde und Lesueur ausgebaut, nach dessen im Jahre 1846 erfolgter Vollendung es diejenige Gestalt erhielt, die es bis zu seiner Zerstörung bewahrt hatte.

So viel über das alte Stadthaus; was das durch beifolgende Zeichnung dargestellte neue Stadthaus anbetrifft, so werden sich manche unserer Leser noch der grossartigen Concurrenz erinnern, welche im Jahre 1873 die französischen Architekten ungefähr in die gleiche Aufregung versetzte, wie dies im letzten Jahre in Deutschland hinsichtlich der Reichstagsgebäude-Concurrenz der Fall gewesen ist. Die Aufgabe war in mancher Beziehung eine ähnliche, nicht nur was die einer entsprechenden Entfaltung schöner architectonischer Formen entgegenstehenden Schwierigkeiten, sondern auch was die Ausdehnung des Gebäudes (81/142 m) anbetrifft. Aus dieser Concurrenz gingen die jetzigen bauleitenden Architekten HH. Ballu und Deperthes als Sieger hervor. Weitere Preise erhielten die HH. Rouyer, Davioud, Vaudremer, Magne père, Moyaux et Lafforgue, Roguet et Menjot de Dammartin und Baltard. — Der ursprüngliche Voranschlag der HH. Ballu und Deperthes bezifferte sich auf 13 885 387 Fr.; später wurde derselbe auf 16 209 531 Fr. erhöht. Jetzt sind schon über 17 Millionen Fr. verausgabt und bis zur vollständigen Vollendung werden die voraussichtlichen Gesamtkosten des Gebäudes ungefähr 25 Millionen Fr. betragen.

Die Architectur des neuen Palastes ist derjenigen des alten Baues nachgebildet; die Façaden sind aus dem schönen, weissen Kalkstein von Hauteville, Departement Aix (Bourgogne) erbaut. — Durch die Vollendung des Werkes der