

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 21/22 (1893)  
**Heft:** 16

**Artikel:** Die Knickfestigkeit der mittleren Streben und der Gütewert des Materials der Mönchensteiner Brücke  
**Autor:** Tetmajer, L.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-18123>

### **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:** 09.02.2026

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

INHALT: Die Knickfestigkeit der mittleren Streben und der Gütewert des Materials der Mönchensteiner Brücke. I. — Miscellanea: Der Verein schweizerischer Cement-, Kalk- und Gipsfabrikanten. — Nekrologie: † Robert Dorer. † Ludwig Schneider. — Konkurrenzen: Jonas Furrer-Denkmal in Winterthur. — Vereinsnachrichten: Zürcher

Ingenieur- und Architekten-Verein, Besprechung der Referendumsvorlage für ein neues Zürcherisches Baugesetz für Ortschaften mit städtischen Verhältnissen; VII. Sitzung vom 8. März 1893. Gesellschaft ehemaliger Studierender. Stellenvermittlung.

## Die Knickfestigkeit der mittleren Streben und der Gütewert des Materials der Mönchensteiner Brücke.\*)

Von Prof. L. Tetmajer in Zürich.

### I.

Es war meine Absicht in Angelegenheiten der Mönchensteiner Katastrophe nichts zu unternehmen, was die Entschliessungen der angerufenen Gerichte meinerseits beeinflusst oder Anlass zu Missdeutungen geboten haben könnte. Nachdem nun aber auch das oberste Gerichtsforum unseres Landes gesprochen hat, eine nochmalige amtliche Begutachtung der mutmasslichen Ursachen der Katastrophe wohl nicht mehr geplant sein dürfte, halte ich es als Pflicht, der Oeffentlichkeit gegenüber, aus der bisher beobachteten Reserve herauszutreten und die Angelegenheit nochmals zur Sprache zu bringen. Eine unmittelbare Veranlassung hiezu bietet der Ausfall der Gutachten, welche über den Wert und die Beschaffenheit der eingestürzten Brücke im allgemeinen, über die mutmasslichen Ursachen der Katastrophe im besondern, einerseits durch die basellandschaftliche Regierung, andererseits durch den schweiz. Bundesrat nachträglich einverlangt wurden. Erstere hat bekanntlich Herrn Ing. Röhliberger in Turin, der schweiz. Bundesrat die Herren Prof. Collignon in Paris und Oberingenieur Hausser in Bordeaux zur erneuten Bearbeitung und Kundgebung der streitigen Angelegenheit aufgefordert. Die eingelaufenen Gutachten stehen mit den Ergebnissen der Untersuchungen sowohl der Baseler Civilgerichts- als auch der ersten Bundesexperten in mehrfacher Hinsicht in Widerspruch. Widersprüche in einer Angelegenheit, die so vielseitige Meinungsverschiedenheiten zulässt, als die vorliegende, würden allein kaum rechtfertigen, den Gegenstand nochmals vor die Oeffentlichkeit zu bringen. Es kommt indessen hier wesentlich auf die Art der Behandlung des Stoffes, auf den Wert und das Gewicht der Hilfsmittel der Begründung an, auf welchen die Urteilsfällung aufgebaut wird. In dieser Hinsicht dürfen die Arbeiten der Herren Röhliberger und Collignon-Hausser als ziemlich gleichwertig bezeichnet werden. Sachlich stehen sie auf gleichem Boden und dies ist wohl der Hauptsache nach Grund, weshalb sie auch zu gleichwertigen Resultaten gelangen.

Gestützt auf seine Erfahrungen und Berechnungen beantwortet Herr Röhliberger die ihm vorgelegten Fragen. Die Herren Collignon-Hausser verleihen ihrer Arbeit ein wissenschaftliches Aeussere, betreten im übrigen in aller Höflichkeit den polemisch-kritischen Weg und bringen schliesslich ein abgerundetes, wohlgefügt Ganzes an die Oeffentlichkeit, welches dank der glänzenden Dialektik auf den Laien und den halbgebildeten Techniker mit Ueberzeugungskraft einwirkt. Analysiert man indessen die Grundlage ihrer Arbeit, so gelangt man bald zur Erkenntnis, dass diese, mithin auch die darauf aufgebauten Folgerungen, nicht einwurfsfrei sind und dass sowohl das angeführte Zahlenmaterial, nicht minder verschiedene Anführungen, wesentliche Richtigstellungen fordern.

Nach Ansicht der Herren Collignon-Hausser sowie des Herrn Röhliberger sei der Mönchensteiner Brückeneinsturz Folge der Hochwasserkatastrophe vom Jahre 1881. Die

\*) In einer Anmerkung zu der in Nr. 13 u. Z. erschienenen Korrespondenz sagten wir, dass gegen das Obergutachten der Herren Collignon und Hausser schwere Bedenken erhoben werden können und behielten uns vor, diese Behauptung zu gegebener Zeit zu belegen. Unser Versprechen lösen wir nunmehr ein durch die Veröffentlichung nachfolgenden Artikels, welchem wohl noch andere, die rein brückenbautechnische Seite der Angelegenheit betreffende Mitteilungen folgen werden. Die Red.

Herren Collignon-Hausser sprechen von „lokaler Desorganisation“ (welcher?) der Konstruktion, bezeichnen im übrigen die Eiffel'sche Brücke als durchaus lebensfähig, die Sicherheitsgrade ihrer Organe als ausreichend, das verwendete Material als gut, die Aufsicht und Kontrolle als sachgemäss.

Es kann nicht in meiner Absicht liegen, mich an dieser Stelle in eine Polemik über die unmittelbaren Ursachen der Katastrophe einzulassen oder über den Wert der konstruktiven Durchbildung der verschiedenen Teile der Birsbrücke nochmals zu verbreiten, beziehungsweise eine Kritik der Aufsicht und Kontrolle zu üben. Soweit dies im Rahmen der mir vom Eisenbahndepartement zugewiesenen Mission möglich und erforderlich war, habe ich mein Urteil über diese Verhältnisse im Expertenberichte vom 24. Aug. 1891 in streng objektiver Weise mit zum Ausdrucke gebracht und dieser Kundgebung selbst nach Kenntnisnahme der spätern Gutachten nichts beizufügen. Dort ist insbesondere und hinreichend deutlich ausgesprochen, dass durch die Hochwasserkatastrophe vom Jahre 1881 die Brücke bleibende Beschädigungen erfuhr, welche den Brückeneinsturz vom Standpunkte der zu schwachen Mittelstreben nur beschleunigen konnten. Die hinsichtlich der Planentstehung, Zulässigkeit der Abänderung des bundesrätlich genehmigten Projektes, des Werts der konstruktiven Durchbildung des definitiven Brückenprojekts u. d. m. aufgetauchten Meinungsverschiedenheiten mit Herren Collignon-Hausser, bezw. mit Herrn Röhliberger, können unbeschadet bis auf weiteres bestehen bleiben.

Anders verhält sich die Sachlage bezüglich der Sicherheitsgrade der einzelnen Organe der Brücke und insbesondere jener der streitigen Füllungsglieder der Haupttragwände. Es wird wohl von Seite der Herren Collignon-Hausser zugegeben, die mittleren Streben hätten stärker dimensioniert werden sollen, bestritten wird indessen, dass diese überhaupt zu schwach gewesen sind und gefährlich werden konnten. Der ehemalige Direktor der süddeutschen Brückenbauanstalt, Herr Oberbaurat Gerber, hat nachgewiesen, vergl. die Deutsche Bauzeitung 1892, Seite 11, dass, wenn diese Streben nach den in Bayern üblichen Rechnungsverfahren dimensioniert worden wären, dieselben die 4-fache Stärke erhalten hätten. Wäre die zur Zeit der Erstellung der Brücke Herr Oberingenieur Bridel längst bekannt gewesene Knickungsformel von Schwarz-Rankine

$$\sigma_k = \frac{\sigma_d}{1 \times 0,0001 \left(\frac{l}{i}\right)^2}$$

$$\text{oder die Euler'sche Formel: } \sigma_k = \frac{1}{m} \beta_k = \frac{1}{m} \pi^2 \varepsilon \left(\frac{i}{l}\right)^2$$

wenn auch nur mit  $m =$  vierfacher Sicherheit benutzt worden, — bekanntlich wird diese Formel gewöhnlich mit fünffacher Sicherheit verwendet — so würde beispielsweise die Strebe Nr. 6 (F nach Collignon-Hausser) anstatt 2 Winkel von  $8 \cdot 8 \cdot 1,1 \text{ cm}$  deren 4 mit mindestens  $8 \cdot 8 \cdot 0,8 \text{ cm}$  Stärke auch dann erhalten haben, wenn die allerdings erst später auf Verlangen beigelegten „Knotenversteifungsbleche Bridels“ in Anschlag gebracht und nach Collignon-Hausser's Vorgang die Knicklänge der Strebe senkrecht zur Trägerebene zu  $570 \text{ cm}$  angenommen worden wäre; vergl. Seite 19 des französischen Gutachtens.

Die mittleren Streben waren jedoch nicht nur zu schwach dimensioniert, sondern auch mangelhaft konstruiert, was sowohl die französischen Herren Bundesexperten, wie der Brückenkonstrukteur, Herr Ing. Röhliberger, völlig übersah. Zur Zeit der Abfassung des Expertenberichtes vom 24. Aug. 1891 konnte speciell auf diese Verhältnisse nicht näher eingetreten werden, weil hierfür ein zahlenmässiges Belegmaterial fehlte und in der Eile nicht beigebracht werden konnte; es blieb nichts übrig, als dem Gefühle der Unsicherheit durch entsprechende Wahl der freien Knick-

länge der streitigen Streben Ausdruck zu verleihen. Heute sind wir im Falle, den zahlenmässigen Nachweis zu liefern, dass die damaligen Annahmen die wirklich obwaltenden Verhältnisse vollkommener zum Ausdrucke brachten, als dies nach der Kundgebung der französischen Gutachter den Anschein hat.

Bevor wir indessen auf den eigentlichen Gegenstand unserer Erörterungen eintreten könnten, erscheint es unerlässlich die allgemeinen Gesichtspunkte der Herren Collignon-Hausser hinsichtlich Druck- und Knickfestigkeit des schmiedbaren Eisens näher zu beleuchten.

Auf Seite 9 ihres Berichtes finden wir diesbezüglich die folgenden Angaben:

„Wenn ein Stab auf Druck beansprucht wird, so kann der Bruch auf zweierlei Art erfolgen:

1. „Ist der Stab kurz, so bewirkt der Druck Stauchung und seitliche Ausdehnung des Querschnitts bis zum Momente, wo der Bruch entweder durch Abschieferung\*) oder durch Zerfallen in Stücke stattfindet.“
2. „Bei genügender Länge des Stabes tritt zunächst eine Biegung auf, die als *Knickung* bezeichnet wird. Die Knickfestigkeit muss besondere Berücksichtigung finden, denn vom Momente an, wo das Knicken be-

gonnen, deformiert sich der Stab immer mehr, das Biegemoment wächst schnell u. der Bruch folgt unvermeidlich.“

An Hand unserer mehrere hundert Einzelversuche umfassenden Druck- und Knickungsproben mit schmiedbarem Eisen, Konstruktionsqualität, vgl. das 4. Heft der Mitteilungen der eidg. Festigkeits-

anstalt, Seite 58—82, sowie Seite 144—170, können wir konstatieren, dass das schmiedbare Eisen — und doch wohl nur von diesem kann hier die Rede sein — Brucherscheinungen, wie solche unter 1. angeführt wurden, nicht erfährt. Selbst ganz kurze cylindrische Stäbe (Dicke = Höhe = 2,0 cm) aus mangelhaft geschweisstem Eisen zeigten ledigliche Stauchvorgänge, eine fassförmige Breitung mit hin und wieder aufgehenden Schweissnähten.

Bezüglich Punkt 2. ist zu bemerken, dass *Verbiegungen* schlanker auf centriscen Druck beanspruchter Stäbe noch keine „*Knickung*“ bedeuten. Im Augenblicke, wo diese eintritt, verliert der Stab sein Tragvermögen und erfährt erhebliche bleibende Formveränderungen oder Querbruch. Wir gehen mit Collignon-Hausser vollkommen einig, wenn sie fordern, dass „die Knickfestigkeit besondere Berücksichtigung fordert“; allein die Motivierung „denn von dem Momente an, wo das Knicken (soll heissen: „Ausbiegung“) begonnen etc.“ steht im Widerspruche mit den Auslassungen auf Seite 12 ihres Gutachtens:

„Wir halten diese letzten Werte (nämlich die Sicherheitsgrade 6, 4, 2,5) für zulässig, denn es ist nicht ausser Acht zu lassen, dass ein Ausknicken (Ausbiegung?) noch kein Bruch ist. Eine derartige Deformation ist vergleichbar mit elastischen Formveränderungen, da sie wie letztere mit den Lasten verschwindet. Mit Bezug auf die Elastizitätsgrenze ist aber eine Sicherheit von 2—3 genügend.“

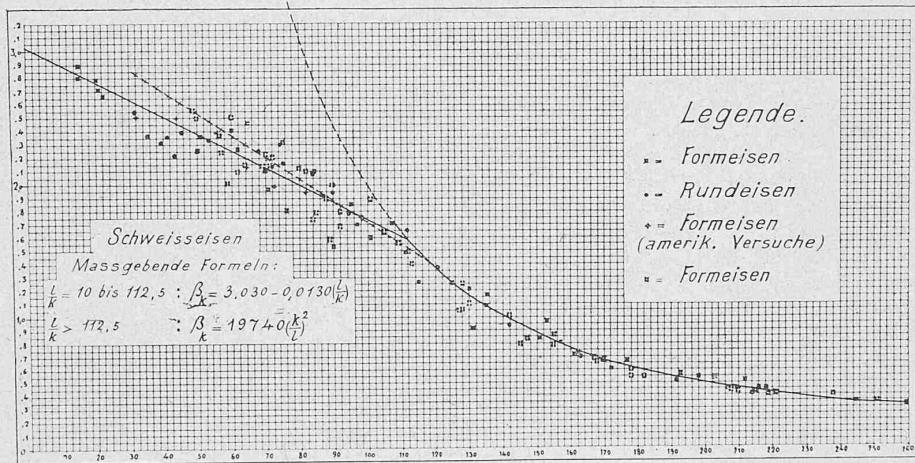
Wenn, wie die Herren Experten annehmen, „vom Mo-

mente an, wo das Knicken (soll heissen: das Ausbiegen) begonnen“, der Stab sich immer mehr und rasch deformiert, das Biegemoment schnell wächst und so schädlich wirkt, so könnte die Anwendung einer zwei- bis dreifachen Sicherheit doch nur den Sinn haben zu verhüten, dass diese schädliche Deformation beginne. Es ist jedoch zu bemerken, dass die von den Herren Experten auf Seite 19 ihres Gutachtens angeführten Sicherheitsgrade (2,5 bzw. 2,7) der mittleren Streben sich keineswegs auf den Beginn der Deformation, sondern auf die Grenze des Tragvermögens, also auf die Kraft bezieht, bei welcher tatsächlich Knickung verbunden mit Verlust des Tragvermögens eintritt. Auch sind die elastischen Formveränderungen langer, schlank gebauter Stäbe bei deren Inanspruchnahme auf centriscen Druck mit den elastischen Formveränderungen und insbesondere mit der Elastizitätsgrenze auf Zug, einfachen Druck oder Biegung schon deshalb nicht vergleichbar, weil nach Ueberschreiten dieser ein Intervall erheblicher Spannungsvermehrungen und Deformationen folgt, bevor Trennung der Teile, ein Bruch eintritt\*). Nun ist aber nicht möglich, den Beginn der Ausbiegung oder dessen Grössenzustand in Anschlag zu bringen, denn die Knickungsvorgänge sind sehr verschiedenartig und es tragen Stäbe mit Längenverhältnissen  $l:i =$  etwa

10 bis 110 gegenüber solchen mit  $l:i > 110$  wesentlich andern Charakteren. Gemeinsam ist beiden bloss das Moment, wo sie ihr Tragvermögen verlieren.

Gegen diese Grenze ist die Anwendung bestimmter Sicherheitsgrade möglich, doch dürfen diese bei dynamisch beanspruchten Eisenkonstruktionen, wie bei Eisenbahnbrücken,

Fig. 1. Graphische Darstellung von Knick-Versuchen.



Wiederabdruck aus Bd. XVI Nr. 18 u. Z.

nicht auf 2—3 herabsinken.

Auf Seite 11 und 12 des französischen Expertenberichtes wird zunächst die Knickfestigkeit der Streben der Eiffel'schen Birsbrücke ohne Rücksicht auf die Abminderung der freien Knicklänge durch die Bridel'schen Knotenversteifungsbleche angeführt. Verwendet wird die Euler'sche Formel unter Annahme einer Stablänge von 650 cm in der Ebene der Trägerwand, 610 cm senkrecht zu ihr. Im ersten Falle werden die Stäbe als vollkommen starr, in letzterem Falle als beweglich eingespannt angesehen. Als Ergebnis der Rechnung wird sodann angeführt,

es betrage die Sicherheit der Streben	A	C	E
gegen Knickung in der Ebene der Tragwand:	17	13	9
senkrecht zu dieser:	6	4	2,5

Hiezu wird bemerkt:

„Nun sind wir überzeugt, dass die Enden der Druckstäbe, wenn auch nicht völlig eingespannt, doch nicht frei drehbar waren; es muss ein mittlerer Zustand\*\*), dargestellt einerseits durch die Zahlen: 17, 13 und 9, anderseits durch

\*) Es besitzen daher Konstruktionselemente, die mit zwei- bis dreifacher Sicherheit gegen Elastizitätsgrenze hinsichtlich Zug, einfachen Druck oder Biegung dimensioniert sind, gegen Bruch vier- bis sechsfache Sicherheit, was, selbst wenn die Möglichkeit vorliegen würde, eine zwei- bis dreifache Sicherheit gegen den Beginn der Durchbiegung (Knickung nach Collignon-Hausser) in Anwendung zu bringen, auch angenähert nicht zu erreichen wäre.

\*\*) Il devait se réaliser une sorte d'état moyen entre celui défini par les chiffres 17, 13, 9 d'un côté, 6, 4, 2,5 de l'autre . . .

\*) oder Abblätterung; im Original: „épauprements“.



6, 4 und 2,5 bestanden haben, was die Sicherheitsverhältnisse noch erhöhen würde.“

Mit diesen sowie mit den Zahlenwerten, welche unter Berücksichtigung der Bridel'schen Versteifungsbleche gewonnen und auf Seite 19 zusammengestellt sind, steht und fällt das Gebäude des Gutachtens der Herren Collignon-Hausser. Nun ist aber leicht nachzuweisen, dass die Zahlenwerte (Sicherheitsgrade) 17, 13, 9 überhaupt unrichtig, diejenigen 2,5 und 3,0 für die Streben Nr. 8 und 6 (E und F nach Collignon-Hausser, vergl. Seite 13) nicht massgebend sind. Die ersten sind unrichtig, weil die Herren Collignon-Hausser die Euler'sche Formel in einem Intervall der massgebenden Längenverhältnisse der Streben verwenden, für welches diese Formel keine Gültigkeit mehr besitzt; die letzteren sind für die Beurteilung der tatsächlichen Verhältnisse nicht massgebend, da übersehen wurde, dass die Voraussetzung der Rechnung, die Winkel des Kreuzquerschnitts der Strebe bilden ein Ganzes und nehmen entsprechend dem Trägheitsmomente des ganzen Strebenquerschnitts an der Lastübertragung Anteil, nur unvollkommen erfüllt ist.

Theoretische Gründe, welche übrigens durch zahlreiche, längst bekannte Versuche\*) ihre Bestätigung fanden, besagen, dass die Gültigkeit der Euler'schen Formel aufhört, wenn die mittlere, spezifische Inanspruchnahme der gedrückten Stäbe die Elastizitätsgrenze des Materials überschreitet. Für das Schweisseisen liegt diese Grenze bei etwa 1,6 t pro cm<sup>2</sup>.

Ist also K in t die Knickkraft einer Strecke berechnet nach Euler's Formel, F in cm<sup>2</sup> deren Querschnittsfläche, so ist die genannte Formel gültig, wenn:

$$\frac{K}{F} \leq 1,6 \text{ ausfällt.}$$

Diese Bedingung erfüllen alle gedrückten Stäbe, deren Längenverhältnis (das Verhältnis der freien Knickungslänge zum massgebenden Trägheitshalbmesser des Stabquerschnitts)  $l : i \geq$  etwa 110\*\*) ist.

Für Stäbe mit Längenverhältnissen

$$l : i = \text{etwa } 10 \text{ bis } 110$$

kann nach amerikanischen Versuchen, vergl. die Zeitschrift der deutschen Ingenieure 1888 Seite 1121, angenähert:

$$K = \frac{3,0 F}{1 + 0,00009 \left(\frac{l}{i}\right)^2} \text{ gesetzt werden.}$$

Unsere Knickungsversuche mit Schweisseisen, Konstruktionsqualität\*\*\*), ergaben für das Intervall der massgebenden Längenverhältnisse

$$\frac{l}{i} = \text{etwa } 10 \text{ bis } 110 \text{ im Mittel: } \beta_k = 3,03 - 0,013 \left(\frac{l}{i}\right)$$

wobei die Grösse der Knickkraft aus:

$$K = \beta_k \cdot F$$

erhältlich ist.

Auf Seite 19 ihres Berichtes berechnen nun die Herren Collignon-Hausser die Knickkraft der Strebe A in der Ebene der Trägerwand zu: 1273,230 t.

Da diese Strebe eine Querschnittsfläche von 114,8 cm<sup>2</sup> besitzt, so würde deren spezif. Knickspannung den absolut unmöglichen Wert:

$$\beta_k = \frac{1273,2}{114,8} = 11,09 \text{ t pro cm}^2$$

erreichen. Unsere älteren Versuchsergebnisse, angenähert auch die amerikanischen, geben für die gleiche Strebe, die gleiche Knicklänge und für die nämliche Knickrichtung bloss:

$$\beta_k = 2,48 \text{ t pro cm}^2$$

welchem Werte der specif. Knickspannung eine Knickkraft von  $K = 284,7 \text{ t}$  entspricht.

\*) Siehe das 4. Heft der Mitteilungen der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am schweiz. Polytechnikum, Seite 144—166 (1890); vergl. auch die Textfigur 1.

\*\*) Verordnung betreffend Berechnung und Prüfung eiserner Brücken auf schweiz. Eisenbahnen, Schweiz. Bauzeitung Bd. XX S. 87 Spalte 2:  $\beta$ . Knickung.

\*\*\*). Vergl. die graph. Darstellung unserer Versuchsergebnisse, Textfigur 1.

Für die Strebe C wird eine Knickkraft von 658,0 t angegeben, welcher eine Knickspannung von:

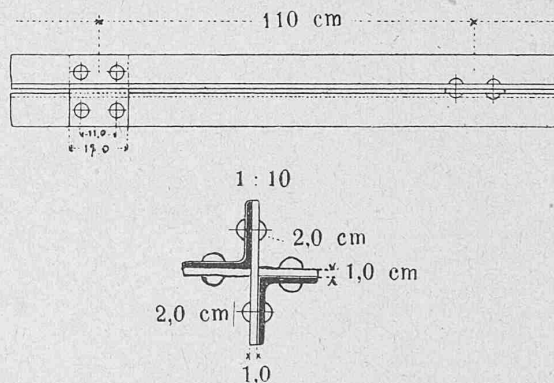
$$\beta_k = \frac{658,0}{87,6} = 7,51 \text{ t pro cm}^2$$

entspricht. Unter Zugrundelegung der Collignon-Hausser'schen Annahme würde indessen diese Strebe näherungsweise schon bei  $\beta_k = 3,03 - 0,013 \left(\frac{l}{i}\right) = 2,36 \text{ t pro cm}^2$  also bei  $K = 87,6 \cdot 2,36 = 206,7 \text{ t}$  knicken, d. h. endgültig ihre Tragfähigkeit verlieren.

Ähnlich liegen die Verhältnisse bezüglich der auf Seite 12 und 13 im Collignon-Hausser'schen Gutachten ausgewiesenen Knickungskräfte. Für die unwandelbare Einspannung der Streben und der Knickung in der Ebene der Tragwand giebt folgende Zusammenstellung eine Uebersicht über das einschlägige Zahlenmaterial:

Strebe :	A	C	E	F
Querschnittsfläche, ohne Nietabzug . . . . .	114,8	87,6	52,1	32,8 cm <sup>2</sup>
Trägheitsmoment, in der Ebene der Tragwand . . . . .	5805	3000	1119	468 cm <sup>4</sup>
Trägheitshalbmesser, in der Ebene der Tragwand . . . . .	7,11	5,85	4,63	3,78 cm
Stablänge nach Collignon-Hausser . . . . .	650	650	650	650 cm
Freie Knickungslänge . . . . .	325	325	325	325 cm
Massgeb. Längenverhältnis . . . . .	45,7	55,6	70,2	86,0 cm
Berechnete Knickspannung . . . . .	2,44	2,31	2,12	1,91 t pro cm <sup>2</sup>
„ Knickungskraft . . . . .	280,1	202,3	110,4	62,6 t
Nach Collignon-Hausser berechnete Knickspannung . . . . .	9,45	6,40	4,02	2,67 t pro cm <sup>2</sup>
„ Knickungskraft . . . . .	1084,882	560,662	209,127	87,463 t
Experimentell ermittelte <sup>1)</sup> Knickungskraft, im Mittel . . . . .	—	—	64,3	36,3 t

Fig. 2.  
1 : 20



Aus vorstehenden Darlegungen geht zur Genüge hervor, dass die von Collignon-Hausser für die beiderseitig unwandelbare Einspannung ausgewiesenen Knickungskräfte und damit die Sicherheitsgrade der Druckstreben der eingestürzten Birsbrücke wertlos sind.

Aber auch die unter Annahme beweglicher Einspannung der Streben abgeleiteten Sicherheitsgrade können, wie Versuche lehren, keinen Anspruch auf Zuverlässigkeit machen. Ein sicheres Urteil über das Tragvermögen der aus zwei Winkelleisen gebildeten Kreuzstreben zu gewinnen, die nach Art der Mönchensteiner Brücke mittelst vernietet, in Abständen von etwa 110 cm angeordneten Verbindungsplättchen abgebunden waren, vergl. Fig. 2, liess ich auf der Burbacher Hütte 24 Stück 750 cm lange Winkelleisen in Schweisseisen, Konstruktionsqualität, walzen und aus diesen in der Brückenbauanstalt Th. Bell & Cie. in Kriens sechs Streben, bestehend aus zwei Winkeln mit nominell: 8 . 8 . 1,1 cm Stärke, weitere sechs Streben aus Winkeln mit 10 . 10 . 1,4 cm Stärke, unter thunlichster Berücksichtigung der konstruktiven Ver-

<sup>1)</sup> Für unwandelbare Einspannung bei einer Strebenlänge von 659 cm zwischen den Anschlussblechen. Mittel aus zwei bzw. drei Versuchen; vergl. die nachfolgenden Zusammenstellungen der Versuchsergebnisse.





## c. Rotbruchprobe.

Im Mittel aus 2 Versuchen.

Stabdimensionen . . . . .	5,10 . 1,11 cm; 4,88 . 1,40 cm.
Biegungswinkel . . . . .	180°; 180°.
Mittlerer Krümmungsradius:	0,99 cm; 0,75 cm.
Krümmungskoeffizient . . .	56,1; 93,3.

## d. Güte der Schweissung.

Die Güte der Schweissung war bei sämtlichen Proben normal.

Fassen wir die gewonnenen Resultate zusammen, so ergibt sich:

1. Die anfänglichen Verbiegungen sämtlicher Stäbe erfolgten vorwiegend vertikal, d. h. senkrecht zu den

## Resultate der Knickungsproben.

## I. Serie: Streben mit Kreuzplatten (Fig. 4).

Lauf. №	Querschnittsfläche ohne Nietabzug <i>cm</i> <sup>2</sup>	Trägheitshalbmesser in <i>cm</i>		Stablängen in <i>cm</i>			Knickkräfte in <i>t</i>			Inanspruchnahme der Mönchensteiner Brücke <i>t</i>	Sicherheitsgrad <i>n</i>	Bemerkungen
		Kleinstwert <i>i</i> min.	I u. II zur Ebene des Anschlussbleches	total <i>l</i> <sub>1</sub>	licht zwischen den Anschlussblechen <i>l</i> <sub>2</sub>	zwischen den äussersten Nietten <i>l</i> <sub>3</sub>	beobachtet <i>K</i>	vorausberechnet durch Collignon-Hausser für <i>l</i> = 1/2 650	Tetmajer für <i>i</i> min. u. 0,5 <i>l</i> <sub>3</sub>			
1. Kreuzstreben aus Winkelisen 8.8.1,1 <i>cm</i> .												
1	33,1	3,08	3,74	744	659	667	37,75	87,463	53,6	10,50	3,6	Ausgeprägte Sinusoide; Biegungsrichtung vorerst vorwiegend vertikal, endlich angenähert in der Richtung des grössten Trägheitshalbmessers; Verbiegung schliesslich: vertikal: —4,7 <i>cm</i> , horizontal: 7,7 <i>cm</i> .
2	33,5	3,08	3,74	745	659	667	38,75	87,463	53,6	10,50	3,7	Wie vorher; schliessliche Verbiegung vertikal: 7,0 <i>cm</i> , horizontal: 4,9 <i>cm</i> .
3	33,1	3,08	3,74	745	659	667	32,50	87,463	53,6	10,50	3,1	Wie oben; schliessliche Verbiegung vertikal: 3,3 <i>cm</i> , horizontal: 3,2 <i>cm</i> .
Im Mittel:							36,33	87,463	53,6	10,50	3,5	

## 2. Kreuzstreben aus Winkelisen 10.10.1,4 cm.

4*	52,4	3,82	4,69	744	659	667	46,30*	209,127	99,6	27,90	1,7*	Ziemlich plötzliche Knickung, Stab vorher fast vollk. gerade. Ausgeprägte Sinusoide, Biegungsrichtung angenähert in der Richtung des grössten Trägheitshalbmessers. Schliessliche Verbiegung vertikal: 6,5 cm, horizontal: 4,0 cm.
5	52,3	3,82	4,69	745	659	667	56,00	209,127	99,6	27,90	2,0	Bei 20 t Spur von Bewegung. Stab bleibt sodann fast unverändert. Alles andere wie vorher. Schliessliche Verbiegung vertikal: —4,5 cm, horizontal: 4,2 cm.
6	52,3	3,82	4,69	745	659	667	72,50	209,127	99,6	27,90	2,6	Wie bei Nr. 4*), Stab bis nahe an der Knickgrenze, fast unbeweglich, schliessliche Verbiegung vertikal: 10,9 cm, horizontal: 8,8 cm.
Im Mittel aus 5 und 6:							64,25	209,127	99,6	27,90	2,3	

## Resultate der Knickungsproben.

## II. Serie: Streben mit einfachen Anschlussblechen (Fig. 3).

Lauf. N.	Querschnittsfläche ohne Nietabzug <i>cm</i> <sup>2</sup>	Trägheitshalbmesser in <i>cm</i>		Stablängen in <i>cm</i>			Knickkräfte in <i>t</i>			Inanspruchnahme in der Mönchensteiner Brücke <i>t</i>	Sicherheitsgrad <i>n</i>	Bemerkungen
		Kleinstwert <i>i</i> min.	I u. II zur Ebene des Anschlussbleches	total <i>l</i> <sub>1</sub>	zwischen den Anschlussblechen <i>l</i> <sub>2</sub>	zwischen den äussersten Nietten <i>l</i> <sub>3</sub>	beobachtet <i>K</i>	vorausberechnet durch Collignon-Hausser für <i>l</i> =610 <i>cm</i>	Tetmajer für <i>i</i> min. u. <i>l</i> <sub>3</sub>			
1. Kreuzstreben aus Winkelisen 8.8.1,1 <i>cm</i> .												
7	33,0	3,08	3,76	743	659	667	17,30	24,827	13,9	10,50	1,6	Bei etwa 11 <i>t</i> Beginn des Steigens, Bewegungsrichtung vorwiegend aufwärts, schliessliche Knickrichtung angenähert in der Richtung des grössten Trägheitshalbmessers, vertikal: −5,0 <i>cm</i> , horizontal: etwa 2,0 <i>cm</i> .
8	33,0	3,08	3,76	743	659	667	17,50	24,827	13,9	10,50	1,7	Beginn des Steigens bei etwa 10 <i>t</i> ; Bewegungs- und Knickrichtung fast vertikal; vertikal: −7,4 <i>cm</i> , horizontal: etwa 0,6 <i>cm</i> .
9	33,0	3,08	3,76	743	659	667	18,88	24,827	13,9	10,50	1,8	Aehnlich wie vorher, schliessliche Verbiegung vertikal: −7,2 <i>cm</i> , horizontal: Spur.
Im Mittel:							17,89	24,827	13,9	10,50	1,7	
2. Kreuzstreben aus Winkelisen 10.10.1,4 <i>cm</i> .												
10*	52,3	3,82	4,69	743	659	667	37,20*	59,363	34,0	27,90	1,3*	Bei etwa 20 <i>t</i> Spur von Sinken; ziemlich plötzliche Knickung angenähert in der Richtung des grössten Trägheitshalbmessers, ziemlich deutlich ausgeprägte Sinusoide. Schliessliche Verbiegung, vertikal: 5,8 <i>cm</i> , horizontal: 2,0 <i>cm</i> .
11	52,3	3,82	4,69	743	659	667	34,25	59,363	34,0	27,90	1,2	Bei etwa 18 <i>t</i> Beginn des Steigens; Stab verliert ziemlich allmählich sein Tragvermögen. Schliessliche Knickrichtung vorwiegend aufwärts. Verbiegung beträgt vertikal: −6,6 <i>cm</i> , horizontal: 1,0 <i>cm</i> .
12	52,3	3,82	4,69	743	659	667	38,50	59,363	34,0	27,90	1,4	Bei etwa 20 <i>t</i> Beginn der Bewegung. Schliessliche Verbiegung vertikal: 5,4 <i>cm</i> , horizontal: 0,8 <i>cm</i> .
Im Mittel:							36,65	59,363	34,0	27,90	1,3	

- Anschlussblechen, also  $\perp$  zur Ebene des Brücken-trägers, dem die Streben angehörig gedacht sein können.
- Die schliessliche Ausknickung erfolgt selbst bei den Streben mit Kreuzplatten, entgegen der Theorie und den Versuchen mit absolut drehbar gelagerten Probestäben, in einzelnen Fällen senkrecht zur Ebene der Anschlussbleche, der Mehrzahl nach angenähert in der Richtung des grössten Trägheitshalbmessers des kreuzförmigen Strebenquerschnitts, also in der Richtung des kleinsten Trägheitshalbmessers der Einzelwinkel.
  - Die Knickkräfte der Streben mit Kreuzplatten (feste Einspannung) liegen im Mittel um 47,5 bzw. um 55,0% unter denjenigen Werten, welche für die Richtung des kleinsten Knickungswiderstandes unter zu Grundelegung der angenähert richtigen Formel (nach Tetmajer) berechnet wurden; sie weichen im Mittel um 140,7% bzw. um 225,5% von denjenigen Werten ab, die die Experten Collignon und Hausser angegeben haben.
  - Die Biegungsrichtung der Probestreben mit einfachen Anschlussblechen war der Hauptsache nach durch ihre Biegeunfähigkeit längs der Gurtwinkelkanten bestimmt. Es mussten daher die beobachteten Knickkräfte etwas grösser als diejenigen ausfallen, welche für die Richtung des kleinsten Widerstands unter Annahme von Spitzenlagerung und einer Stablänge von 667 cm vorausgerechnet wurden; sie wichen von denjenigen, welche durch die Experten Collignon-Hausser für die nämliche Knickrichtung berechnet wurden, immer noch um 38,8 bzw. 62,0% ab.

Auf Grund der unter 1, 2, 3 und 4 angeführten Versuchsergebnisse darf geschlossen werden, dass die viernietigen Verstärkungsbänder bei der Anordnung, wie sie die Eiffel'sche Brücke besass, zur Vereinigung der Winkel zu einem, mit dem vollen Trägheitsmomente arbeitenden Kreuzquerschnitt nicht ausreichten, und dass somit die auf Grund der Annahme, die Kreuzquerschnitte der Streben E und F (nach Collignon-Hausser) bilden tatsächlich ein widerstandsfähiges Ganzes, aufgebaute Schlussfolgerung des Herrn Ing. Röhliberger, wie der Herren Collignon-Hausser auch nicht zutreffend sind.

Bringt man vorstehende Ergebnisse der direkten Versuche in Anschlag und berücksichtigt man, dass dieselben unter den denkbar günstigsten Verhältnissen ausgeführt wurden, dass in der Wirklichkeit zu Ausführungsmängeln ungleichmässige Anstrengungen der einzelnen Winkel, zufällige Beschädigungen, Einflüsse der, wenn auch geringen Durchbiegungen der Querträger, zu den excentrischen Kraftwirkungen noch die auch von den Experten Collignon-Hausser zugegebenen seitlichen Schwankungen beim Befahren der Eisenkonstruktion hinzukommen, an welchen schlanke Streben hervorragenden Anteil nehmen, so wird man zugeben müssen, dass die ersten Bundesexperten berechtigt waren, die freie Knicklänge entsprechend gross zu wählen und dass die auf Seite 19 ihres Berichtes angeführten Sicherheitsgrade der mittleren Streben im Betrage von  $1\frac{1}{3}$  bis  $1\frac{1}{2}$  die wirklichen Verhältnisse angenähert richtig zum Ausdruck brachten. (Schluss folgt.)

### Miscellanea.

Der Verein schweizerischer Cement-, Kalk- und Gipsfabrikanten hielt am 19. und 20. dies unter dem Vorsitz von Oberst U. Brosi seine Generalversammlung in der eidg. Festigkeitsanstalt zu Zürich ab. Zuerst wurde unter der Führung von Prof. Tetmajer die Anstalt besichtigt, deren Einrichtungen und treffliche Organisation ungeteilte Anerkennung fand. Nach Erledigung der Vereinsgeschäfte hielt Herr Prof. Tetmajer einen Vortrag über die Erhärtungsvorgänge hydraulischer Bindemittel bei niedrigen Temperaturen und über die Bedingungen und Hilfsmittel, die Maurer- und Betonarbeiten vor Frostschäden zu bewahren. Hierauf begaben sich die Teilnehmer auf das von der Stadt Zürich überlassene Versuchsfeld, im Krautgarten-Areal, um die Probekörper, welche im Januar 1891 bei  $-7$  bis  $-11^{\circ}\text{C}$ . unter Anwendung unterschiedlicher

Bindemittel hergestellt wurden, zu besichtigen und zu untersuchen. Der zweite Tag brachte weitere interessante Vorträge, nämlich:

- Ueber neuere Mahlapparate von Ing. A. Bauermeister.
- Ueber eine neue Methode der Kohlensäurebestimmung in Kalksteinen und Mergeln von Prof. Dr. Lunge.
- Ueber die Entstehung und das Vorkommen der Thone und Kalkmergel mit besonderer Rücksicht auf die schweizerischen Verhältnisse von Prof. Heim.
- Ueber Windseparatoren und Horizontalkugelmühlen von Maschinenfabrikant J. Pfeiffer in Kaiserslautern.

Wir behalten uns vor, in einem besondern Berichte auf die Verhandlungen der ersten, im eidg. Festigkeitsinstitute abgehaltenen Generalversammlung der schweizerischen Kalk- und Cement-Industriellen zurückzukommen.

### Nekrologie.

† Robert Dorer. Am 13. dies starb in seiner Vaterstadt Baden (Aargau) an einem Herzschlag der Bildhauer Robert Dorer, geboren am 13. Februar 1830, der Schöpfer des Nationaldenkmals in Genf (1871) und zahlreicher Werke der Bildhauerkunst, ein Schüler von Schwanthaler, Rietschel und Hähnel.

† Ludwig Schneider. Nach schweren Leiden starb am 15. dies zu Berlin der langjährige Präsident der k. Akademie des Bauwesens; Oberbaudirektor L. Schneider, geboren am 9. Juli 1821, einer der bedeutendsten Eisenbahn-Techniker Preussens.

### Konkurrenzen.

Jonas Furrer-Denkmal in Winterthur. Zur Erlangung von Entwürfen für ein Jonas Furrer-Denkmal eröffnet der Kunstverein Winterthur unter den schweizerischen und in der Schweiz niedergelassenen Künstlern einen Wettbewerb, dessen Programm wir folgendes entnehmen: Termin: 5. August 1893. Bausumme: 25000 Fr. Dem aus den HH. Prof. Auer in Bern, Arch. Jung in Winterthur, Bildhauer Kissling in Zürich, Prof. Landry in Neuchâtel und Dr. Stückelberg in Basel bestehenden Preisgericht sind 2500 Fr. zur Prämiiierung überwiesen. Vierzehntägige öffentliche Ausstellung sämtlicher Entwürfe, öffentliche Bekanntmachung des preisgerichtlichen Urteils. Die preisgekrönten Entwürfe gehen ins Eigentum des Kunstvereins über. — Verlangt werden Modelle im  $\frac{1}{5}$  oder Zeichnungen (zwei Ansichten, Grundriss, eventuell: Schnitt und Perspektive) im  $\frac{1}{10}$ . Der Platz für das Denkmal liegt in einer öffentlichen Anlage mit schönem Hintergrund in der Nähe des Bahnhofes. Das Denkmal soll aus einer Büste mit architektonischer Umrahmung (eventuell mit Reliefs) bestehen. Programm und Lageplan können bei Herrn Arch. Jung in Winterthur bezogen werden.

Redaktion: A. WALDNER

32 Brandschenkestrasse (Selnau) Zürich.

### Vereinsnachrichten.

**Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein.**  
Besprechung der Referendumsvorlage  
für ein neues Zürcherisches Baugesetz für Ortschaften mit städtischen Verhältnissen.

In der Versammlung des Z. I.- u. A.-V. vom 5. April 1893 referierte Herr Stadtpräsident Pestalozzi namens der vom Verein bestellten Kommission über dieses Thema, für welches er infolge der grossen Wichtigkeit der Gesetzesvorlage, welche die bestehenden Verhältnisse bedeutend ändert und auf die zukünftige bauliche Gestaltung unserer Ortschaften mit städtischen Verhältnissen von grossem und sichtbarem Einfluss sein wird, sehr aufmerksame Zuhörer fand. Als Mitglied der kantonsrätlichen Kommission, welche das Gesetz durchberaten und redigiert hatte, war Herr Stadtpräsident Pestalozzi in der Lage, in seinem Referate die hauptsächlichsten Grundsätze, welchen das neue Gesetz zum Durchbruch verhelfen soll, und die Ziele, welche es erstrebt, in klarer und bündiger Weise vorzulegen, indem er zuerst einige geschichtliche Daten gab, dann die allgemeinen Grundsätze darlegte und sodann auf die einzelnen Bestimmungen des Gesetzes überging.

Die ersten Verordnungen über das Bauen finden sich 1862 in der Bauordnung für das Stadelhoferquartier, welcher im Jahre 1863 das erste und bis heute gültige kantonale Baugesetz folgte.