

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Band: 17/18 (1891)

Heft: 4

Artikel: Urtheile der auswärtigen Fachpresse über den Zusammensturz der Mönchensteiner-Brücke

Autor: [s.n.]

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-86139>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.10.2024

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

INHALT: Urtheile der auswärtigen Fachpresse über den Zusammensturz der Mönchensteiner-Brücke. — Doppel-Compound-Locomotive für den Bergdienst der Gotthardbahn. — Das Eisenbahnglück bei Mönchenstein, VI. — Concurrenzen: Monumentaler Brunnen in

Klein-Basel. Lutherkirche in Breslau. Kirchhofs-Capelle in Charlottenburg. — Vereinsnachrichten: Stellenvermittlung.

Hierzu eine Doppeltafel: Doppel-Compound-Locomotive der Gotthardbahn.

Urtheile der auswärtigen Fachpresse über den Zusammensturz der Mönchensteiner-Brücke.

Von der Ansicht ausgehend, dass die bis heute von der Fachpresse geäußerten Urtheile über die Bauart und die muthmasslichen Ursachen des Einsturzes der Mönchensteiner-Brücke allgemeinem Interesse begegnen werden und voraussetzend, dass die Kenntniss der bezüglichen Meinungsäußerungen wesentlich zur Klärung der Frage beitragen könne, wollen wir in Nachstehendem versuchen, eine auszugswise Zusammenfassung dieser von fachmännischer Seite stammenden Beurtheilungen zu geben.

Wir wollen uns vorläufig bloss auf zwei bedeutende, in Fachkreisen geschätzte deutsche und eine österreichische Zeitschrift beschränken, uns vorbehaltend, vielleicht später das bezügliche Material noch zu vermehren.

Das im preussischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten herausgegebene „Centralblatt der Bauverwaltung“ hat dem Brückeneinsturz bei Mönchenstein grosse Aufmerksamkeit geschenkt. Zuerst veröffentlichte dasselbe einen Artikel von Ingenieur Mantel, in welchem an Hand der zuerst in unserer Nummer vom 27. Juni erschienenen und in diejenige des Centralblattes vom 4. Juli übergegangenen geometrischen Zeichnungen eine Beschreibung der Brücke gegeben und die muthmasslichen Ursachen des Zusammenbruchs erörtert wurden. Aehnlich wie in unserer Zeitschrift spricht sich Herr Mantel sowol über die Bauart, als auch über die Ausführung der Brücke so günstig, als es unter den vorliegenden Verhältnissen überhaupt möglich war, aus. Die bekannten Unvollkommenheiten im Bau sollten keine Gefahr für die Brücke bedingt haben. Was die Stärke der Brückentheile anbetreffe, so habe nach angenäherter Berechnung beim Einsturz die Spannung im Untergurt etwa 950 kg und im Obergurt etwa 715 kg pro cm^2 betragen und die erste Strebe möge mit ungefähr 845 kg pro cm^2 belastet gewesen sein. Die erstgenannten Spannungen seien ganz mässige und die letztere gewähre immer noch eine $2\frac{1}{5}$ fache Sicherheit gegen Knicken. Den Einwirkungen der ruhenden Last gegenüber sei also das Bauwerk durchaus widerstandsfähig gewesen, wenn, wie kaum zu bezweifeln, auch die Fahrbahnträger nach den vorgenommenen Verstärkungen nicht in höherem Masse beansprucht waren. Ob bei der Stehblechstärke von bloss 7 mm der Stauchdruck der Nietlochwandungen nicht stellenweise zu gross war, werden die Untersuchungen darthun. Das verwendete Material war — wenn auch nicht sehr gut — doch von genügender Beschaffenheit.

Zu wesentlich andern Resultaten als Herr Mantel kommt Herr A. Rieppel in Nürnberg, der im „Centralblatt“ vom 18. Juli nach den bereits erwähnten geometrischen Zeichnungen die Spannungen einzelner Brückentheile ausgerechnet hat. Wir beschränken uns darauf, das Gesamtergebnis zu erwähnen und müssen selbstverständlich die Richtigkeit der bezüglichen Rechnung, sowie das Zutreffende der daraus abgeleiteten Schlüsse ganz und gar dem Genannten überlassen.

Herr Rieppel berechnet das Eigengewicht der Brücke einschliesslich des Gewichtes der Schienen, Schwellen und Belaghölzer, auf 940 kg pro laufenden Meter für einen Hauptträger. Als zufällige Last werden zwei Locomotiven von je 11 m Länge und 60 t Gewicht und darauffolgende Wagen mit Achslasten von je 8 t angenommen. Dabei werden speciell die am zweiten Knotenpunkt des Untergurtes der Brücke (vom Mönchensteiner Auflager aus gezählt) wirkenden Kräfte in Betracht gezogen, wenn das zweite Rad der ersten Locomotive von rechts nach links fahrend über dem zweiten Knotenpunkt steht. Unter die-

sen Annahmen gelangt Herr Rieppel zu einer daselbst wirkenden horizontalen Kraft von 53,7 t, die *nur durch das Stehflacheisen* (da besondere Knotenbleche fehlen) in den Gesamtquerschnitt des Untergurtes übergeführt werden kann und zwar geschieht dies durch die Niete, durch Gurtwinkel und Stehblech soweit sie unmittelbar am Knotenpunkt liegen. Dazu wird gerechnet die ruhende Last im Gurtstab mit 35,7 t und endlich noch ein Biegemoment von 1314 t cm, das durch die excentrische Einführung der Diagonalen entsteht und die Spannung im obern Stehflacheisenrand entsprechend erhöht. Aus diesen drei Elementen wird nun im obern Rand des Stehflacheisens eine Gesamtspannung von 2924 kg pro cm^2 herausgerechnet. Dann sagt Herr Rieppel weiter: Dies gilt nur unter der Annahme, dass der Zug ruhig auf der Brücke steht. Zur Berücksichtigung der Stosswirkungen erhöht man gewöhnlich die Stabkräfte aus den bewegten Lasten um 50%. Herr Rieppel begnügt sich jedoch in diesem Fall auch mit 25% und gelangt dadurch zu einer erhöhten Gesamtspannung von 3450 kg pro cm^2 (!). An dieses Ergebniss knüpft er folgende Bemerkungen:

Für die gewiss nicht ungünstig gemachten Annahmen kommt man somit bereits auf die Beanspruchung des Eisens bis zur Zerreißfestigkeit. Ich bin auch keinen Augenblick im Zweifel, dass sich durch eine genauere Untersuchung ältere Einrisse an den Stehflacheisen in den Knotenpunkten werden feststellen lassen.

Die Einzelausbildung des zweiten Knotenpunktes ist eine ausserordentlich schlechte, und ebenso sinnlos sind die obern Knotenpunkte ausgebildet. Auf den gänzlichen Mangel steifer Rahmen bei den zwei ersten Knotenpunkten für Herunterführung der wagerechten Kräfte aus dem oberen Windverband in den untern brauche ich nicht besonders hinzuweisen. Man kann sich nur wundern, dass das Eisenwerk der Birsbrücke so geduldig mehr als 15 Jahre lang ausgehalten hat. Sie ist ein Beweis nicht gegen, sondern für die Brauchbarkeit des Eisens zu Brücken. Wenn ein Werk wie das vorliegende so viel leistet, so kann man bei gut ausgebildeten Brücken vollständig beruhigt sein, auch wenn theilweise die Belastungen im Laufe der Zeit durch Verwendung schwerer Locomotiven etwas gesteigert werden. Hauptsache bei Eisenbahnbrücken ist neben richtiger Berechnung der Stabkräfte eine ziemlich genaue Durchbildung der Einzelheiten mit Berücksichtigung der Kräftewirkung in den einzelnen Anschlüssen und Verbindungen. Die Kunst, gut und richtig zu entwerfen, lässt sich aber nicht aus den Lehrbüchern oder durch kurze Uebung erwerben, und deshalb sollte man bei Errichtung grösserer Eisenbauten die Verantwortlichkeit der ausführenden Brückenbauanstalten, die doch, wenn sie für Uebertragung solcher Arbeiten in Betracht kommen sollen, zunächst tüchtige Sonderfachleute haben müssen, mehr heranziehen und ihnen aufgeben, nach Zuteilung des Auftrages selbständige Bearbeitungen der Einzelheiten vorzulegen. Schon durch den dadurch bedingten Meinungs-austausch zwischen dem prüfenden sachverständigen Beamten und den im Fache bewanderten Fachleuten des Werkes, die auch die Arbeitsmittel in Betracht ziehen, würde sich ein Nutzen für die Ausführung ergeben.

Ueber die Ursachen des Zusammenbruchs spricht sich ferner Herr Regierungsbaumeister Beyerhaus in Bingen in der bereits erwähnten Nummer des Centralblattes aus. Derselbe stellt sich vor die Frage: Hat die Brücke einen Constructionsfehler gehabt, der in besonderer Weise gefahrbringend war? Er beantwortet diese Frage mit Ja! Speciell hervorgehoben wird der Punkt, wo die obere Gurtung in die Endstrebe übergeht. Nach der Zeichnung besteht daselbst keine unmittelbare Verbindung des Kopfblechs der obern Gurtung mit dem senkrecht zur Brückenachse gerichteten Hauptblech der Endstrebe. Die einzige dort über-

haupt vorhandene Verbindung ist das senkrechte Knotenblech. Somit würde die sich als Endstrebe fortsetzende Druckgurtung hier jeglicher Steifigkeit entbehren.

Da überdies jede wirklich steife Verbindung mit einem Querträger fehlt, so erscheint es fast wunderbar, dass an dem Endknotenpunkte jeder oberen Gurtung, der (entsprechend der schiefen Lage der Brücke im Grundriss) ohne Verbindung mit dem andern Träger war, nicht bereits früher ein seitliches Ausknicken und in Folge dessen ein Zusammenbruch der Brücke erfolgte.

Als wirklicher Constructionsfehler muss auch das Fehlen einer schrägen Strebe in der Ebene des oberen Windverbandes bezeichnet werden, welche den freischwebenden Knotenpunkt der einen oberen Gurtung mit dem schräg gegenüberliegenden (durch den Windverband versteiften) Knotenpunkt der andern verbunden hätte.

äusserst schwach und gar nicht versteift war, so fand hier ein seitliches Ausknicken statt: der betreffende Knotenpunkt senkte sich, und die Locomotive kantete nach dieser Seite um, wie der Thatbestand auch angiebt. Fast gleichzeitig musste dann die ganze Brücke zusammenbrechen.

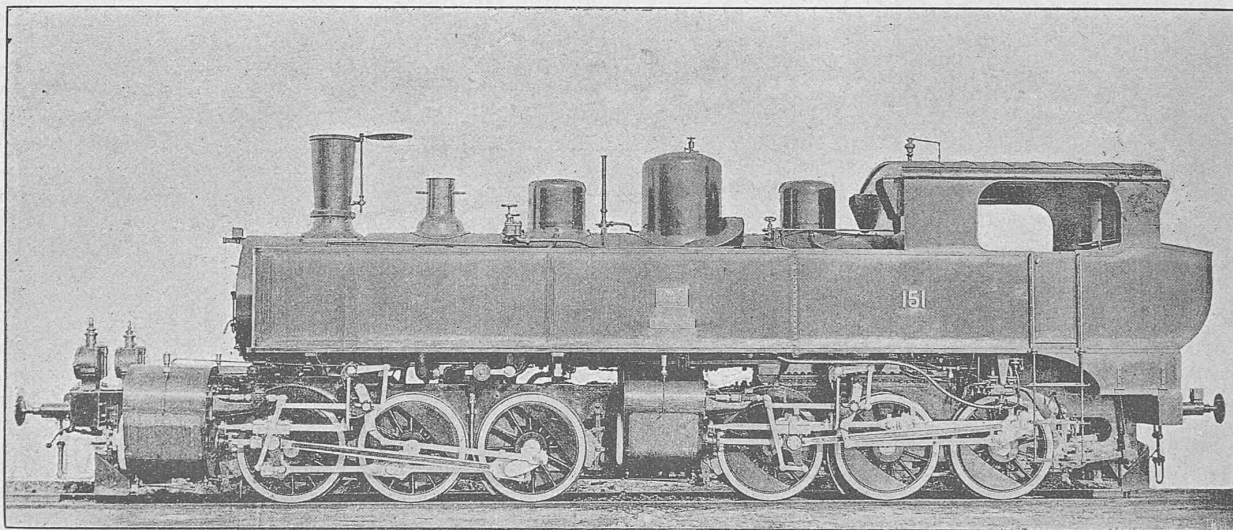
Es zeigt sich hier wie in manchen andern Fällen, dass die Nothwendigkeit der Sicherung jedes einzelnen Knotenpunktes gedrückter Gurtungen gegen seitliches Ausweichen immer noch nicht allgemein genügend erkannt wird.

Die „Deutsche Bauzeitung“ erstattete zuerst auf Grundlage unserer Mittheilungen in No. 25 und 26 letzten Bandes einen allgemeinen Bericht über den Unglücksfall; dann erschien der bemerkenswerthe Artikel von Dr. Föppl, den wir in unserer letzten Nummer mitgetheilt haben, und hierauf hat Ingenieur H. Gerber in München, anschliessend an die

Doppel-Compound-Locomotive für den Bergdienst der Gotthardbahn.

(System Mallet.)

Gebaut von J. A. Maffei in München 1891.



Aufnahme von J. B. Obernetter in München.

Autotypie von Heinrich Riffarth in Berlin.

Hauptbestimmungen:

Dampfspannung	12	Atm.	Triebrad-Durchmesser	1230	mm
Durchmesser der Hochdruck-Cylinder	400	mm	Radstern-Durchmesser	1100	„
Durchmesser der Niederdruck-Cylinder	580	„	Entfernung zwischen den Puffern	13776	„
Kolbenhub	640	„	Totaler Radstand	8130	„
Zugkraft	9000	kg	Dienstgewicht mit sämtlichen Vorräthen	85	t
Heizfläche der Feuerbox	9,3	m ²	Dienstgewicht ohne sämtliche Vorräthe	73	„
Heizfläche der Siederohre	145,7	„	Leergewicht etwa	67	„
Totale Heizfläche	155,0	„	Wasser-Vorrath	7,0	„
Rostfläche	2,2	„	Kohlen-Vorrath	4,3	„

Dafür, dass wirklich hierin die Hauptursache des Brückeneinsturzes zu suchen ist, spricht die Thatsache, dass der Einsturz gerade in dem Augenblicke erfolgte, als in dem einen der beiden gefährdeten Knotenpunkte die grösste Beanspruchung entstand, als nämlich die vordere Locomotive mit dem linken Vorderrade das jenseitige Auflager erreicht hatte, also mit dem rechten Vorderrade (zufolge der schiefen Anordnung der Brücke) gerade den gefährlichen Knotenpunkt (der hier auf der rechten Seite liegt) erreicht hatte. Die schwersten Achsen des Zuges befanden sich also in einer solchen Lage, wo die Querkraft in dem gefährlichen Punkte am grössten wird. Diese wird daselbst durch die Enddiagonale und zum kleinen Theile auch durch die Endhängestange auf die Endstrebe und das Endglied der oberen Gurtung übertragen. Da nun gerade der Punkt, in dem sich diese letzteren beiden Theile (Druckglieder) gegeneinanderstemmen, wie dargelegt, in seitlicher Richtung

Föppl'schen Untersuchungen, dem genannten Fachblatt Folgendes geschrieben:

Durch Herrn Dr. A. Föppl wurde die Ansicht entwickelt, dass die Ursachen des Einsturzes in der mangelhaften Ausbildung des obern Windbalkens liege. Ich kann nach meiner Erfahrung diese Ansicht unterstützen.

Es ist nicht genügend, ein liegendes Fachwerk in die Fläche der oberen Gurtungen einzusetzen; es muss zugleich dafür gesorgt werden, die horizontalen Kräfte, welche durch das Fachwerk aufgenommen werden sollen, auf feste Stützen überzuführen. Dies ist offenbar bei der fraglichen Brücke nicht geschehen; weder die Verticalstäbe, noch die diagonalen waren im Stande, erhebliche horizontale Kräfte von ihren oberen Enden mittels der Querträger auf die verticale, direct gestützte Wand zu übertragen. Wird angenommen, dass zur Zeit des Unfalles kein Winddruck auf die Langseite der Brücke wirkte, so sind immer noch die in den gedrückten

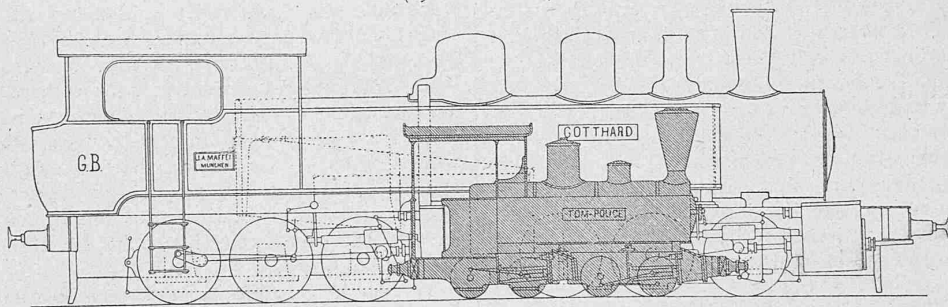
Stäben durch die Druckkraft auftretenden, quer zur Längsachse der Gurtung gerichteten Kräfte vorhanden, die nicht nur in der verticalen Wand, sondern auch in horizontaler Tafel durch entsprechende Glieder aufgenommen und auf feste Punkte geführt werden müssen. Diese Querkräfte sind nicht gross, so lange die Stäbe in derselben Ebene bleiben oder nur geringe Seitenbewegungen der Knotenpunkte möglich werden; bei der Uebertragung derselben von der oberen Gurtung mittels verhältnissmässig langer und schmaler stehender Träger (Pfosten) auf die Querträger geben diese Pfosten schon bei kleinen Kräften erhebliche Ausbiegungen, wenn ihr Querschnitt und die Verbindung mit dem Querträger nicht in geeigneter Weise gewählt ist. Ueber die Grösse der in Betracht kommenden Querkräfte der Knickungsfestigkeit fehlen leider eingehende Untersuchungen. In einer Abhandlung über Brückenträger nach System Pauli in „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure“, Bd. IX, 1865, gab ich Seite 479 eine Formel, mit der ich damals die Querkraft berechnete. Einige Versuche zur directen Ermittlung der Querkraft Q , welche an einem geraden, gedrückten

den angegebenen Voraussetzungen die auftretende Kraft wahrscheinlich bleibt. (Eine beabsichtigte Ergänzung der Versuche musste wegen Mangel an Zeit unterbleiben und damit wurde auch die Veröffentlichung derselben unterlassen.)

Berechnet man aus der obigen Formel die Werthe für die Birsbrücke, so ergeben sich Grössen von Q , welche die Bruchfestigkeit der Wandglieder für Querkräfte in der oberen Brückentafel weit überschreiten. Wird noch berücksichtigt, dass diese Wandglieder gegen Seitenbewegung der gedrückten Stabenden sehr geringen Widerstand leisten und die Querkräfte aus dem Druck mit dieser Seitenbewegung zunehmen, so darf behauptet werden, dass der Einsturz nur eine Frage der Zeit war und ein geringer Seitenstoss das Kippen der Wände herbeiführen musste. Wäre nur für den Winddruck auf die obere Hälfte der Wände genügende Uebertragung gegen die Auflager vorhanden gewesen, so hätte diese bei der gebräuchlichen Spannungsannahme hingereicht, um die Wände stabil zu machen.

In der „Wochenschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-

Grössenverhältnisse der Doppel-Compound-Locomotive der Gotthardbahn im Vergleich mit den kleinen Decauville-Maschinen.
(System Mallet.)



1 : 100

Hauptbestimmungen:

	Tom Pouce	Gotthard		Tom Pouce	Gotthard
Rostfläche	0,49 m ²	2,2 m ²	Radstand jeder Gruppe	0,85 m	2,70 m
Directe Heizfläche	2,30 "	9,3 "	Totaler Radstand	2,80 "	8,13 "
Heizfläche der Rohre	20,0 "	145,7 "	Länge der Maschine zwischen den Puffern	5,38 "	13,775 "
Totale Heizfläche	22,3 "	155 "	Wasser-Vorrath	1350 kg	7000 kg
Dampfspannung	12 Atm	12 Atm	Kohlen	500 "	4300 "
Durchmesser des Hochdruckcylinders	0,185 m	0,40 m	Leergewicht der Maschine	9300 "	69000 "
Durchmesser des Niederdruckcylinders	0,28 "	0,58 "	Dienstgewicht im Maximum	11600 "	86000 "
Kolbenhub	0,26 "	0,64 "	Zugkraft	1800 "	9700 "
Laufkreisdurchmesser der Räder	0,60 "	1,23 "	Radstand	0,60 m	1,450 m

Eisenstab mit beweglichen Enden an der Mitte anzubringen ist, um das Ausweichen dieser Mitte zu verhindern, konnte ich 1866 bis 1868 ausführen. Es zeigten dieselben, dass die angegebene Formel nicht brauchbar ist und für die gewöhnlichen Fälle zu grosse Werthe gibt, namentlich fand sich die Zunahme von Q mit der freien Lage des Stabes nicht bestätigt und der Werth $Q : R$ bei der Zunahme der Druckkraft R anfangs wenig veränderlich, dann abnehmend (was erklärlich erscheint). Eine genügende theoretische Bestimmung der Abhängigkeit der Kraft Q von der Druckkraft, der freien Stablänge und den Querschnittsgrössen gelang mir nicht, jedoch gab mir die Formel:

$$\frac{Q}{R} = 0,002 \cdot \frac{F^2}{\Theta},$$

worin F die Querschnittsfläche und Θ das Trägheitsmoment zur betrachteten Biegungsachse bezeichnen und vorausgesetzt ist, dass F und Θ für die gegebene freie Länge des Stabes, und der Druck R entsprechend der Knickungsfestigkeit bestimmt sind, Rechnungswerthe, die im Vergleich mit den Versuchen für die Praxis brauchbare Zahlen lieferten, welche ich seit 1869 anwende. Die wirkliche Kraftgrösse gibt die Formel nicht, sondern nur eine Grenze, innerhalb der unter

Vereins“ finden wir zuerst einen orientirenden Artikel des Herrn Ingenieur *M. Paul*, welcher unter Benutzung unserer Berichterstattung und nach Mittheilungen aus der Tagespresse Näheres über den Brückeneinsturz veröffentlicht. Die bezügliche Beschreibung wird unterstützt durch zwei Autotypen der zusammengestürzten und eine perspectivische Darstellung der Brücke vor dem Zusammenbruch, sowie durch einige an Ort und Stelle aufgenommene Querschnitte. Ueber die Längs- und Querträger wird gesagt, dass dieselben von sehr mangelhafter constructiver Durchbildung gewesen seien, da die Stehbleche bei der grossen Höhe viel zu schwach waren und daher keine Steifigkeit besaßen. Die Haupttragwände entbehrten als Trapezträger der Endverticalen. Bei dem Geleise waren keine Sicherheitsschienen angeordnet.

Ein in der nämlichen Zeitschrift erscheinener, späterer Artikel des Herrn Professor *J. E. Brik* beschäftigt sich vornehmlich mit den auch in unserem Blatte als schwach bezeichneten Hängeisen oder Hilfsverticalen, wie Prof. Brik sie nennt. Dieselben bestehen wie bekannt aus zwei Winkel-eisen von 70/70/8 mm; sie sind einseitig an den Stehblechen der Gurten befestigt. Bei Annahme einer dreiaxigen Locomotive von je 13 t Achsdruck, 1,5 m Achsenabstand und

bei einer Entfernung der Querträger von 3,5 m erhält eine solche Hilfsverticale, wenn vom Gewicht der Fahrbahn und des Querträgers ganz abgesehen wird, eine Belastung von 14 t. In Folge der excentrischen Belastung der Verticalen am Obergurt erleidet dieselbe eine Inanspruchnahme auf zusammengesetzte Festigkeit und es berechnen sich daher die Spannungen der äussersten Schichten im Querschnitte auf 1539 bezw. 727 kg pro cm^2 . Hiernach erscheint die Verticale in ihrem gefährlichen Querschnitte durch die blosse statische Wirkung der Verkehrslast bis an die Elasticitätsgrenze beansprucht. Prof. Brik sagt ferner:

Ohne auf eine Berechnung anderer Constructionsglieder einzugehen, kann schon die berechnete Ueberanstrengung der Hilfsverticalen ausreichen, um den Zusammenbruch der Brücke zu erklären.

Insbesondere ungünstig beansprucht erscheint in jedem Träger die erste Verticale, welche den ersten, bezw. letzten normalen Querträger zu unterstützen hat. Diese Querträger ruhen einerseits über dem unnachgiebigen Widerlager, andererseits ist deren Ende an den Verticalen angehängt. Da das Hinüberrollen eines Eisenbahnzuges immer von Stössen und Erschütterungen begleitet ist, so gerathen alle Constructionstheile der Brücke mehr oder weniger in Schwingungen, wodurch deren statische Spannungen erheblich vergrössert werden. Die normalen Endquerträger der schiefen Brücke schwingen überdies mit ihren darauf befindlichen Verkehrslasten, um die festen Stützpunkte, indem das an den Hilfsverticalen aufgehangene zweite Querträgerende den Längsschwingungen der Verticalen folgt. Hiedurch wird aber der Schwingungs-Impuls wesentlich erhöht und damit auch die Spannung der Verticalen. Hat nun schon die statische Belastung eine so hohe Spannung erreicht, so kann diese in Folge der dynamischen Wirkung leicht zu einer gefährlichen Höhe anwachsen und zum Bruche dieser Verticalen führen.

Ein solcher Bruch müsste aber von den verhängnissvollsten Folgen begleitet sein. Der Untergurt des betreffenden Endfaches müsste nun seinen Biegungswiderstand entfalten, welcher jedoch nach einer angenäherten Berechnung schon bei einem von dem Querträger ausgeübten Drucke von 8 bis 9 Tonnen völlig, d. h. bis zum Bruche, erschöpft ist. Bei dem vorhandenen Drucke von 14 Tonnen muss also der Bruch des Gurtes unvermeidlich erfolgen. Es ist selbstverständlich, dass der so verletzte Hauptträger einsinkt und der zweite mit demselben verbundene Hauptträger demgemäss eine Drehung ausführen muss, wodurch derartige Verbiegungen, bezw. Brüche seiner Organe eintreten können, dass der Zusammenbruch der Brücke ein vollständiger wird.

Damit wollen wir unsere Zusammenstellung für diesmal abschliessen. Fassen wir die oben geäusserten Ansichten kurz zusammen, so findet Herr A. Rieppel, dass der obere Rand des Stehflacheisens der Hauptträger bis zur Zerreiissfestigkeit beansprucht worden sei. Herr Beyerhaus erblickt in dem Fehlen der Sicherung gegen seitliches Ausweichen der Endknotenpunkte der oberen Gurtung einen Constructionfehler der Brücke. Herr Dr. Föppl schreibt den Zusammenbruch der Brücke dem Umstand zu, weil sie als labiles räumliches Fachwerk nicht hinreichend gegen schwingende Bewegungen des Obergurts geschützt war. Zu einem ähnlichen Ergebniss gelangt auf anderem Wege Herr H. Gerber und endlich leitet Herr Professor Brik den Zusammenbruch der Brücke aus dem Zerreiissen der Hängesäulen am Trägerende her, die viel zu schwach und schon durch die blosse statische Wirkung der Verkehrslast bis an die Elasticitätsgrenze beansprucht gewesen seien.

Wir müssen, wie schon bemerkt, den erwähnten Fachmännern die volle Verantwortlichkeit für ihre Aussagen überlassen. Würde sich die Richtigkeit derselben auch nur zum Theil erwahren, so müsste daraus für jeden Unbefangenen der Eindruck hervorgehen, dass die Mönchensteiner-Brücke mit zahlreichen Constructionsehlern behaftet war, von denen ein einzelner schon genügt hätte, die furchtbare Katastrophe herbeizuführen. Nach diesen Aussagen wäre es

also auch nicht mehr nöthig zur Erklärung des Zusammenbruches nach dem beliebten Aushilfsmittel einer Entgleisung des Zuges auf der Brücke zu greifen, oder die Qualität des Eisens und den schlechten Unterhalt der Brücke mit in Betracht zu ziehen.

Für den Erbauer der Brücke, die bezügliche Eisenbahngesellschaft und unsere eidgenössische Aufsichtsbehörde bildet diese fachmännische Beurtheilung der Brückenconstruction eine schwere Anklage und wir haben keinen sehnlicheren Wunsch als den, dass es gelingen möge, alle diese Aussagen vollständig zu entkräften.

Doppel-Compound-Locomotive für den Bergdienst der Gotthardbahn.

(System Mallet.)

(Mit einer Doppeltafel.)

Seit dem Frühling dieses Jahres steht die durch beiliegende Tafel und die beiden Textzeichnungen auf Seite 22 und 23 dargestellte Doppel-Compound-Locomotive auf den Bergstrecken der Gotthardbahn für den Güterzugsdienst in Betrieb.

Bei der Bestellung der Maschine war der Locomotivwerkstätte von J. A. Maffei in München die Aufgabe gestellt, eine Locomotive zu schaffen, welche ohne grösseres Eigengewicht, als das der mit 12 Atm. Kesselspannung arbeitenden Achtkuppler-Locomotive der Gotthardbahn sammt Tender die gleiche Leistung mit einem geringeren Brennmaterialconsum auszuüben im Stande wäre, während gewünscht wurde, dass — soweit als irgend möglich — durch die neue Construction das zeitweilige theuere und schädliche Schleudern der Locomotivräder unmöglich gemacht werde. Diesen Anforderungen entspricht die Mallet'sche Construction vollkommen.

Da die genannte Achtkuppler-Locomotive einen festen Radstand von 3,9 m besitzt, während derselbe bei der Mallet-Locomotive nur 2,7 m beträgt, so durchfährt letztere die vielen Curven der Gotthardbahn leichter, d. h. mit weniger Kraftaufwand, kleinerer Bandagen- und Schienen-Abnutzung und geringerer Entgleisungstendenz.

Das ökonomische Compoundsystem konnte bei vier Cylindern, von denen die hintern (Hochdruckcylinder) mit dem Kessel fest verbunden sind, während die vorderen (Niederdruckcylinder) an einem beweglichen Rahmen sitzen, ohne Schwierigkeit durchgeführt werden und der im beweglichen Receiverrohr vorkommende Maximaldruck von 4 Atm. gestattet ein verhältnissmässig leichtes Dichtthalten dieses Rohres.

Noch leichter ist dies bei dem ebenfalls beweglichen Rohre, welches die Verbindung zwischen Niederdruckcylindern und Blasrohr bildet und noch geringere Spannung auszuhalten hat.

Das Mitführen aller Vorräthe auf der Maschine sichert die grösstmögliche Adhäsion und eine im Wesentlichen aus einem entlasteten Doppelsitzventil bestehende Anfahrvorrichtung, welche dem Dampf aus den Hochdruckcylindern den Weg in die Niederdruckcylinder oder ins Freie gestattet, während im letzteren Falle gleichzeitig frischer Kesseldampf den Niederdruckcylindern zugeführt wird, ermöglicht es, vorübergehend eine Maximal-Zugkraft auszuüben, welche das Anfahren der Maschine mit ihrer Maximal-Belastung auf den stärksten Steigungen der Gotthardbahn sicherstellt (d. h. 200 Tonnen Belastung excl. Eigengewicht der Maschine auf Steigungen von 26 ‰).

Die völlig gleiche Arbeit beider Locomotiveseiten, sowie deren gleich schwere schwingenden Massen verursachen einen im Vergleich mit der Zweicylinder-Compound-Locomotive wesentlich ruhigeren Gang.

Der mit dem Hintergestell fest verbundene Kessel, welcher sich nach vorne beliebig ausdehnen kann, ruht auf dem Vordergestell mittelst zweier gusseiserner, in Oel gelagerter Gleitbacken, welche auf balancierartig in den Rahmen gelagerten elastischen Unterlagen stets fest aufrufen.

Bêhufs weicher und rascher Zurückführung des Vor-