

Zum Brückeneinsturz bei Mönchenstein

Autor(en): **[s.n.]**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **17/18 (1891)**

Heft 12

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-86157>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

INHALT: Zum Brückeneinsturz bei Mönchenstein — Bodensee-Erhebung in Folge der Rheindurchstiche bei Diepoldsau-Fussach. — Verbindungsstiften aus gehärtetem Stahl. — Ueber die electricische Kraftübertragung zwischen Lauffen und Frankfurt a. M. — Correspondenz. — Miscellanea: Westinghouse-Bremse. Pressluftcentrale in Offenbach a. M.

Mittelschulbildung. Eisenbahnbetriebs-Vorschriften in Oesterreich. Entfernung von Kesselstein. Das Anzeigen der Stationsnamen. Eine neue Anwendung des Aluminiums. Zürcher Stadttheater. — Vereinsnachrichten: Stellenvermittlung.

Zum Brückeneinsturz bei Mönchenstein.

Nachdem wir in letzter Nummer die Beantwortung der Fragen wiedergegeben haben, welche das Civilgericht Basel an die Experten C. Zschokke und L. Seifert gestellt hatte, möge es uns nunmehr gestattet sein näher auf das Gutachten selbst einzutreten. Dasselbe zerfällt in eine Reihe von Abtheilungen. In deren ersten:

Geschichtliches wird neben Angaben über die Lage der Brücke einlässlich auf die Entstehungs- und Vorgeschichte des Bauwerkes bis zum Zusammensturz derselben eingetreten. Manches davon ist unseren Lesern bereits bekannt. Von Wichtigkeit ist nachfolgende Mittheilung der HH. Experten, welche schreiben:

„Unsere Erhebungen ergeben, dass im Jahre 1873/74, unter Leitung des damaligen Obergeringens der Jurabahn, Herrn Bridel, ein Project für die fragliche Brücke ausgearbeitet ward, das dem eidgenössischen Bundesrathe zur Genehmigung unterbreitet wurde. Die Genehmigung des Projectes erfolgte durch die genannte Behörde am 20. Mai 1874, laut Zuschrift vom 2. Juni 1874.

Nach diesem Projecte hatten die oberen Gurtungen der Hauptträger Parabelform; die Höhe derselben war in der Mitte 7 m, an den Enden 1,10 m, die Stützweite betrug 42 m. Der Hauptträger war in Felder von 3,900 mm eingetheilt; in jedem Knotenpunkt war eine Verticalsteife von T-förmigem Querschnitt errichtet aus zwei Winkeleisen mit einer Stegplatte*); an diese Stegplatten waren an den untern Enden die Querträger der Fahrbahn solide befestigt.

Die Diagonalstreben hatten ebenfalls durchweg T-förmigen Querschnitt und waren aus Winkeleisen und Platten nach Bedarf zusammengesetzt,

Die Diagonalen und Verticalen waren zwar durchweg einseitig an die T-förmigen Gurtungen angeschlossen; indessen wurde damit der Vortheil erreicht, dass sich die Achsen der Diagonalen und Verticalen in der Nähe der Schwerlinie der Gurtung schnitten. Ueberdies waren die in den Diagonalen und Verticalen wirkenden Kräfte sehr klein, da die obere Gurtung nach einer Parabel gekrümmt war.

Die Querträger bestanden aus einem Stegbleche*) 850 . 7 mm und aus Gurtungswinkeln 80 . 125 . 10; die Längsträger aus Stegblechen 600 . 7 und aus Gurtungswinkeln 80 . 80 . 9. In der Mitte der Brücke waren die oberen Gurtungen gegeneinander abgesteift mit Querverbindungen von T-förmigem Querschnitt und dazwischen liegenden Diagonalen aus Winkeleisen 80 . 115 . 10. — Diese Querverbindungen waren gegen die Verticalen verstrebt mittelst Winkeleisen 90 . 90 . 10.

Auf Grund dieses, von der Jurabahn aufgestellten Projectes begannen dann im Jahre 1874 die Verhandlungen betreffend die Lieferung der Eisenconstruktionen für die Birsbrücke bei Mönchenstein und gleichzeitig für verschiedene andere Brücken der Strecke Basel-Delsberg mit den Herren G. Eiffel & Cie. in Levallois Perret bei Paris, die am 29. Juli 1874 zu einem Vertragsabschluss führten.

Laut diesem Vertrag betrug das Gesamtgewicht der auszuführenden Brücken ungefähr 250000 kg. Von diesem Gewichte entfiel auf die Birsbrücke ein Theilbetrag von 56,227 kg.

Dem abgeschlossenen Vertrage waren beigegeben:

- 1) Die allgemeinen Bedingungen für Ausführung von Arbeiten und Lieferungen für die Bernische Jurabahn.
- 2) Das Pflichtenheft für die Lieferung von eisernen Brücken.

*) Wir halten uns nicht für berechtigt die von den Herren Experten angewandten Bezeichnungen durch die in unserer Zeitschrift üblichen zu ersetzen. Die Red.

3) Die Pläne der fraglichen Arbeiten mit Gewichtsangabe auf den Plänen selbst.

Laut Art. 6 des Lieferungsvertrages war die Firma G. Eiffel & Cie. berechtigt, Aenderungen an den bahnsseitig aufgestellten Projecten vorzuschlagen, die dem Vertrag zu Grunde lagen; dieser Artikel lautet:

„Dans le cas où les constructeurs apporteront des modifications aux projets qui en diminuent le poids et qui soient acceptées par la Compagnie, il leur sera alloué une bonification de soixante pour cent de cette économie, outre le prix payé pour le poids réel de l'ouvrage.“

Gestützt auf diese Vertragsbestimmung zeigte die Firma Eiffel unterm 17. October 1874 der Bahn an, dass sie damit beschäftigt sei, anstatt des Vertragsprojectes für Mönchenstein ein neues Project, in Uebereinstimmung mit dem Pflichtenhefte, aufzustellen, und zwar habe sie für die Haupttragwände das Neville'sche Trägersystem gewählt.

Dieses Project schickte später die Firma Eiffel der Bahn zur Genehmigung ein, jedoch machte der Obergeringens der Bahn auf verschiedene Mängel desselben aufmerksam und verlangte deren Abstellung, die dann auch von der Firma Eiffel erfolgte, so dass also schliesslich das abgeänderte Eiffel'sche Project in voller Uebereinstimmung mit der Bahngesellschaft zur Ausführung kam.“

Hierauf folgt die Beschreibung der unsern Lesern bekannten ausgeführten Brücke, wobei bemerkt wird, dass gegenüber der Plan-Vorlage folgende Abänderungen von Obergeringens Bridel verlangt wurden; derselbe setzte fest:

1) dass die durch die Curve bedingte Ueberhöhung der auf der Aussenseite derselben liegenden Schienen nicht durch ungleich dicke Schwellen, sondern durch Ueberhöhung der unter der äussern Schiene liegenden Längsträger zu erfolgen habe. Die Ueberhöhung der äussern Schiene begann am Anfangspunkte der Curve, etwa im dritten Brückenfeld von Basel aus, und betrug am Mönchensteiner Widerlager 108 mm;

2) dass die Längsträger, auf denen die Schwellen ruhten, in der obern Gurtung Winkeleisen vom Querschnitt 70 . 70 . 7 bekommen sollten, anstatt solcher von 60 . 60 . 8;

3) dass bei den mittleren Diagonalen die beiden Winkel von 80 . 80 . 11, aus denen sie sich zusammensetzen, in Abständen von etwa 1 m durch Flacheisen zu verbinden seien;

4) dass, um die Haupttragwände in ihrer lothrechten Lage zu erhalten, an denjenigen Stellen, wo die Querträger mit den Fusspunkten der Hauptträgerstreben zusammenstreffen, in der Ebene der obern Querträgergurtungen wagrechte Bleche anzubringen seien, die einerseits auf den Querträgern zu vernieten, andererseits mit den Diagonalen mittelst eines Versteifungswinkels zu verbinden seien.

Das definitive Project war am 8. December 1874 festgestellt worden; eine Untersuchung der Materialien fand „wahrscheinlich“ im Januar 1875 statt; Resultate der Materialprüfung waren in den Acten nicht vorzufinden. Die Winkeleisen wurden von Morlanvelz, die Bleche von E. Dumont in Marchieux und die breiten Flacheisen von Marcinelle und Couillet erzeugt.

Eine Probelastung der im Laufe des Jahres 1875 fertig gestellten Mönchensteinerbrücke ist, laut Mittheilung der Direction der Jura-Simplon-Bahn, unterblieben; dagegen fand am 9. September 1875 eine vorläufige Untersuchung der Strecke Delsberg-Basel durch die HH. Experten Blotnitzki und Glauser, in Gegenwart des Herrn Obergeringens Bridel statt, welcher am 22. September 1875 die Haupt-Collaudation durch die Herren Blotnitzki und Seifert folgte.

Am 24. September gleichen Jahres ertheilte der Bundesrath die Betriebsurlaubniss. Die Zeichnungen der Brücke

nebst denjenigen der übrigen Brücken der Jurabahn wurden dem Bundesrath erst $3\frac{1}{2}$ Jahre später, nämlich am 18./19. Februar 1879, auf dessen Verlangen eingereicht.

Nach der Betriebseröffnung wurde die Brücke „wie es scheint“ von Zeit zu Zeit untersucht. Ueber eine solche Untersuchung, die am 20. und 21. Februar 1880 stattfand, liegt ein Bericht vor. Dieselbe hatte eine Reihe kleinerer Reparaturen zur Folge.

Am 1. und 2. September 1881 fand das bekannte Hochwasser der Birs statt, durch welches ein Widerlager unterwaschen wurde und das eine Auflager der Brücke seinen Stützpunkt verlor, so dass die Eisenconstruktion nur auf drei Stützpunkten aufruhete. Die nach der provisorischen Abstützung und Wiederaufrichtung der Eisenconstruktion durch Herrn Ingenieur Bieri vorgenommene Untersuchung ergab folgendes Resultat:

1) Deformationen konnten nicht beobachtet werden.
2) Von Delsberg aus gezählt, hatten die zweite Strebe vom stromaufwärts liegenden Hauptträger und die vorletzte Strebe am stromabwärts liegenden Hauptträger, in der Nähe der Verbindung mit den dort anschliessenden Querträgern, Einrisse der quer zur Brückenachse liegenden Stegplatten und Winkelschenkel.

3) An diesen Stellen waren auch die wagrechten Bleche ausgebogen, mit denen die Streben gegen die obern Gurtungen der Querträger ausgesteift waren.

4) An verschiedenen Stellen fanden sich im Ganzen etwa 40 lose Niete.

Die gefundenen Schäden wurden hierauf sofort beseitigt, indem man die losen Niete, sowie die beschädigten wagrechten Absteifungsbleche durch neue ersetzte, während man die zerrissenen Streben an den Bruchstellen durch aufgelegte Flacheisenlaschen verstärkte. Die Eisenconstruktion wurde bei dieser Gelegenheit auch mit einem Anstrich versehen.

Die nach dieser Reparatur erfolgte Probelastung mit zwei Locomotiven von je 14,3 m Länge und 56,500 kg Gewicht ergab, laut Mittheilung des Herrn Ingenieur Bieri, bei einer Fahrgeschwindigkeit von 15 km eine grösste Einsenkung der Brücke in ihrer Mitte von 20 mm, das ist $\frac{1}{2100}$ der Stützweite; die Seitenschwankungen betragen dabei 7,5 mm.

Der Bundesrath genehmigte unterm 19. September 1881 ohne Vorbehalt die Wiedereröffnung des Betriebes, nachdem am 17. September eine Begehung der Strecke Delsberg-Basel durch den damaligen Inspector Herrn Dapples und den Herrn Obergeringenieur Cuénod der Jurabahn stattgefunden hatte.

Im Jahre 1884 fand eine abermalige Untersuchung statt, welche einige kleinere Beschädigungen zeigte, die reparirt wurden.

Mit Rücksicht auf die im Jahre 1889 eingeführten schweren Locomotiven und grossen Fahrgeschwindigkeiten ordnete der Bundesrath eine *rechnerische Untersuchung* der Brücken an.

Diese rechnerische Untersuchung erfolgte im Auftrage der Jura-Simplon-Bahn durch die Firma „Probst, Chappuis und Wolff“ in Bern. Die Rechnung ergab, dass die Haupttragwände an keinem Punkte stärker beansprucht waren wie mit 700 kg pro cm^2 , während sich für die Querträger eine höhere Beanspruchung herausstellte. In Folge dessen wurde die Ausführung der bekannten Verstärkungsarbeiten angeordnet.

Die Pläne für die Verstärkung der Fahrbahn wurden, sammt der rechnerischen Begründung, am 25. März 1890 dem Eisenbahndepartement eingereicht, und es erfolgte die Genehmigung ohne Vorbehalt am 16. Juni 1890.

Diese Verstärkungsarbeiten wurden durch die Firma „Probst, Chappuis & Wolff“ in Bern ausgeführt und am 31. October 1890 vollendet.

Am 14. Juni 1891 folgte sodann der Zusammenbruch der Brücke.

* * *

Die zweite Abtheilung des Expertengutachtens befasst sich mit der:

Besichtigung, Erprobung und Beurtheilung der Brückentheile, wobei festgestellt wird, dass im Allgemeinen eine kunstgerechte Ausführung der Brückentheile vorhanden war. Die Nietung war gut, namentlich soweit sie in der Werkstätte ausgeführt worden war. Die Löcher sind gestanzt, nicht gebohrt und zwar so gross, dass die warmen Niete ohne erhebliches Ausreiben eingesetzt werden konnten. Im Allgemeinen passten die Löcher der verschiedenen mit einander zu vernietenden Theile gut, doch kamen auch einzelne Unregelmässigkeiten vor. Die Endflächen der zusammenstossenden Eisentheile waren nicht durchweg sorgfältig bearbeitet. Schweissfehler und Längsschweissnähte waren vielfach zu beobachten; der Anstrich war zwar dünn, aber nirgends kamen nennenswerthe Rostbildungen vor.

Die von den Experten entnommenen Probestücke wurden von Escher Wyss & Co. in Zürich bearbeitet und von Prof. Tetmajer geprüft. Schon am 17. Juli war das Civilgericht Basel im Besitz der Versuchsresultate. Dieselben ergaben Folgendes:

1) Die Structur ist im Allgemeinen kurzfasrig, einzelne Brüche zeigen kleine, körnige Partien. — Schweissfehler zeigten sich bei den in der Versuchsanstalt angestellten Biegeproben, namentlich bei den Stehblechen der Querträger und bei allen Winkeln, während sie, wie oben erwähnt, von den Experten auch bei den breiten Flacheisen der Gurtungen beobachtet worden waren.

Da im Pflichtenheft vorgeschrieben ist, dass die Structur sehnig sein soll, so kann man diese Bedingung als erfüllt ansehen.

2) Die Zugproben ergaben Resultate, welche die geringen Anforderungen, die das Pflichtenheft machte, weit übertrafen. Im Pflichtenheft war eine Materialfestigkeit von 32 kg pro mm^2 gefordert, und bei einer Zugbelastung von 15 kg pro mm^2 sollte sich noch keine Spur einer Veränderung am Probestück zeigen, wie aus dem Art. 4 des Pflichtenheftes hervorgeht.

Die Versuche mit den aus den Bruchstücken entnommenen Proben ergaben bei einem Stück eine Festigkeit in der Walzrichtung von 33,0 kg pro mm^2 .

Alle anderen Stücke zeigten grössere Festigkeitsziffern, bei einer Winkeleisenprobe wurde sogar eine Zugfestigkeit von 43,4 kg pro mm^2 erreicht, und zwar beim Stück Nr. 6/4.

Die Experten heben noch hervor:

„Die Bestimmung des Pflichtenheftes, nach welcher bei 15 kg Zugbelastung noch keine Aenderung an den Probestücken sichtbar sein soll, ist unklar abgefasst.

Wahrscheinlich soll darunter verstanden werden, dass bei dieser Belastung noch keine bleibende Dehnung des Versuchsstückes eintreten soll, vielleicht aber ist die Vorschrift auch so aufzufassen, dass bei 15 kg Inanspruchnahme die Dehnung noch nicht eine solche Grösse erreicht haben soll, dass man sie mit den gewöhnlich in der Praxis gebräuchlichen Instrumenten messen könnte.

Die erstere Lesart dieser Bestimmung wird zweifellos bei dem vorliegenden Material erfüllt sein, die letztere Lesart aber hätte keinen practischen Werth, weil nicht angegeben ist, welche Länge die Versuchsstücke haben sollen.

Die Bedingungen des Pflichtenheftes sind nach unsern heutigen Begriffen absolut nicht genügend, um danach zu beurtheilen, ob die Materialien geeignet sind für die Herstellung von Brücken. Es fehlt darin vor Allem die ausserordentlich wichtige Bestimmung über die Dehnbarkeit des Materials, sowohl in der Walzrichtung, wie senkrecht zu derselben, und über die Zugfestigkeit quer zur Walzrichtung. Die letztere Bestimmung ist von Bedeutung für Constructions-theile, die quer zur Walzrichtung beansprucht werden, während die Bestimmungen über die Dehnbarkeit des Materials gleichbedeutend sind mit einer Bestimmung über dessen Zähigkeit.

Je dehnbarer das Material ist, um so zäher ist es, und um so widerstandsfähiger gegen Stösse, Verbiegungen und andere aussergewöhnliche Beanspruchungen.

Ueber diese Eigenschaften des verwendeten Eisens geben uns nun die Versuche Aufschluss, die von der Versuchsanstalt des eidgenössischen Polytechnikums auf unsere Veranlassung ausgeführt wurden.

Das Mass der Dehnbarkeit blieb bei fast allen Proben sehr weit hinter dem zurück, was man von gutem Brückeneisen heute verlangt und verlangen muss. In der Walzrichtung gab das Plattenmaterial für 200 mm Länge der Versuchsstücke eine Dehnung zwischen 5,4 und 8,2% und in der Querrichtung konnte eine irgendwie nennenswerthe Dehnbarkeit überhaupt nicht constatirt werden. Das Maximum der Dehnung betrug in der Querrichtung bei den Stehblechen der Querträger nur 0,7%, bei den Stegplatten der Gurtungen war sie Null.

Ebenso schlimm steht es mit der Festigkeit des Plattenmaterials in der Querrichtung. Die Zugfestigkeit der Stehbleche der Quer- und Längsträger betrug allerdings 28,3 bis 31,2 kg, die der Stegplatten der Gurtungen dagegen nur 24,2 bis 26,6 kg pro mm².

Während man die Querfestigkeit der Stehbleche für die Quer- und Längsträger als ausreichend bezeichnen kann, ist die Querfestigkeit des Materials, das man zu den Stehplatten der Hauptträgergurtungen nahm, entschieden unzulänglich.

Dieser letztere Umstand fällt bei der Mönchensteinerbrücke ganz besonders ins Gewicht, weil, wie wir später sehen werden, gerade bei dieser Brücke den Gurtungsstegplatten eine ungewöhnlich starke Beanspruchung zuge-muthet war.

Die Proben mit den Winkelleisen ergaben durchweg etwas bessere Resultate hinsichtlich der Dehnbarkeit, wie sie ja auch nach dem bereits oben Gesagten bessere Resultate hinsichtlich der Festigkeit ergeben hatten. Die Dehnbarkeit schwankt beim Winkelmaterial zwischen 6,7 und 14,9 %.

Wir müssen noch darauf hinweisen, dass bei den meisten Proben die Streckgrenze verhältnissmässig hoch und nahe an der Bruchgrenze liegt. Daraus folgt: dass die Dehnung des Materials bei den Zerreihsproben erst bei grosser Belastung und nicht weit von der Bruchgrenze begonnen hat, erhebliche Dimensionen anzunehmen.

Es folgt daraus, dass schon sehr bedeutende Ueberanstrengungen der Brückentheile nöthig gewesen wären, um dem Auge sichtbare Deformationen zu erzeugen.“

Von der grössten Wichtigkeit ist die dritte Abtheilung des Expertengutachtens, welche sich mit der

Besprechung der constructiven Einzelheiten der eingestürzten Brücke befasst. Es werden zuerst die

Haupttragwände, welche bekanntlich nach dem Neville-System ausgebildet waren, behandelt, wobei darauf hingewiesen wird, dass die Firma G. Eiffel & Co. auf den Projectzeichnungen die Beanspruchungen jeweilen angegeben habe, denen die einzelnen Glieder der Neville-Träger unterworfen waren. Diese Beanspruchungen waren ermittelt für die im Pflichtenheft angegebene Belastung von 4500 kg pro 1. m Geleise, welche die Brücke ausser ihrem eigenen Gewichte tragen sollte. Die Experten sagen aus:

„Diese Belastungsannahmen waren seinerzeit allgemein gebräuchlich und enthielten noch eine wesentliche Sicherheit gegenüber den damals vorkommenden thatsächlichen Belastungen durch die Locomotiven und Eisenbahnzüge.

Die Belastung durch den am 14. Juni verunglückten Zug hielt sich ebenfalls noch im Rahmen der ursprünglichen Constructionsgrundlagen.

Die von G. Eiffel & Cie. durchgeführte Rechnung setzt voraus, dass in den Hauptträger-Knotenpunkten, d. h. dort, wo sich die Gurtungen und die Windstreben zusammenfügen, die durch diese übertragenen Kräfte ineinander übergehen können ohne Biegemomente hervorzurufen.

Diese sehr wichtige Voraussetzung ist jedoch in dem Eiffel'schen Projecte nicht berücksichtigt, sondern es sind die Diagonalstreben vielmehr excentrisch an die Gurtungen angeschlossen. Es traten desshalb ausser den Zug- und

Druckkräften und den bei jedem Brückenträger auftretenden Secundärspannungen noch Biegungsspannungen ein, die um so grösser ausfallen mussten, je grösser die in den Streben wirkenden Kräfte waren, und je weiter die Schwerpunktslinie der Gurtung von dem Punkte ablag, in welchem sich die Achsen der zusammengehörigen Diagonalen schnitten.

Im ersten Knotenpunkte der obern Gurtungen waren bei der Mönchensteinerbrücke die Biegemomente am grössten. Dort lag der Schnittpunkt der Diagonalstreben annähernd 300 mm über der Schwerpunktslinie der obern Gurtung.

Dieser excentrische Anschluss der Diagonalstreben brachte Nebenspannungen hervor, die, zusammen mit der Hauptspannung und abzüglich der in diesem Falle vermindert wirkenden Secundärspannung, eine Beanspruchung der Gurtung hervorrief, welche beinahe die Elasticitätsgrenze erreichte.

Der Einfluss des excentrischen Anschlusses wirkte noch ungünstiger auf die stärkern Diagonalen, denn dort setzten sich Hauptspannung, Nebenspannung und Secundärspannung zu einer Gesamtspannung zusammen, welche die Elasticitätsgrenze ziemlich erheblich überschritt.

Ähnliche Verhältnisse wie bei dem ersten Knotenpunkte der obern Gurtungen lagen auch bei den übrigen Knotenpunkten derselben und bei den untern Gurtungen vor.

Besonders schlimm waren die Verhältnisse bei dem Knotenpunkte 2 der obern Gurtungen, wo die Druckspannung in dem ohnehin schwachen Stehplattenrande eine ganz unzulässige Höhe erreichte.

Eine weitere falsche Voraussetzung machte der Constructeur hinsichtlich der Belastung der beiden mittleren Streben F. *)

Für diese Streben ist, nach der auf der Projectzeichnung angegebenen Legende, eine Zugkraft von 17 424 kg angegeben, während diese Zugkraft thatsächlich nur unter gewissen Belastungsverhältnissen eintritt, nämlich nur dann, wenn die bewegliche Belastung gleichmässig über die ganze Brücke vertheilt ist.

Der Constructeur hat dagegen ganz übersehen, dass der auf der Brücke fahrende Zug in den mittlern Streben auch Druckkräfte hervorrufen kann.

Diese Druckkräfte sind am grössten, wenn die Spitze des Zuges die Mitte der Brücke erreicht hat; so brachte der verunglückte Zug in den fraglichen Streben eine Druckkraft von nahezu 10 000 kg hervor.

Diese Druckkraft wechselte folglich mit einer Zugkraft von nahezu 17 000 kg, und zwar trat dieser Wechsel sehr schnell ein, nämlich in der Zeit, in welcher der Zug die halbe Brückenbahn durchfuhr, also in etwa zwei Secunden, wenn der Zug eine Geschwindigkeit von 40 km in der Stunde hatte.

Die so ungünstig beanspruchten Streben F mussten mit Rücksicht auf die erheblichen darin auftretenden Druckkräfte nach ganz anderen Gesetzen berechnet werden, als wie wenn sie nur Zugkräfte aufzunehmen hatten.

Aber wenn die von Eiffel für die Hauptträgerglieder ausgerechneten Spannungszahlen auch vollständig allen Beanspruchungen genügt hätten, so litt dennoch die constructive Ausführung an sehr vielen Schwächen.

In Aussicht genommen war eine Materialbeanspruchung von nicht mehr wie 6 kg pro mm², die einer mehr wie fünffachen Sicherheit und dem allgemein verbreiteten Gebrauche entspricht. Diese in Aussicht genommene Beanspruchung der Materialien ist jedoch an vielen Stellen der Haupttragwände erheblich überschritten worden durch die schon oben erwähnten, irrthümlichen rechnerischen Voraussetzungen und durch die constructiven Mängel, die im Nachstehenden näher behandelt werden sollen.

Ungünstig war im Allgemeinen die Wahl der Querschnittsformen.

So hatten die beiden Gurtungen einen T-förmigen Querschnitt, der offenbar nicht sehr gut geeignet ist, um Druckkräfte zu übertragen.

*) Vide Aufriss der Brücke Bd. XVII, S. 162 u. Z.

Die Ränder der weit freistehenden Platten sind zu schwach, als dass sich eine annähernd gleichmässige Vertheilung der Druckkräfte über den ganzen Querschnitt voraussetzen liesse.

Es ist vielmehr anzunehmen, dass vorwiegend die Winkeleisen und die an denselben anliegenden Plattenpartien die Druckkräfte aufzunehmen hatten und dass die Beanspruchung der Platten gegen die Ränder hin erheblich abnahm.

Wenn sich auch wol bei keiner Querschnittsanordnung eine absolut gleichmässige Vertheilung der Kräfte erzielen lässt, so ist zweifellos der bei der Mönchensteiner Brücke gewählte Querschnitt ganz besonders ungünstig in dieser Hinsicht.

In Folge dieser ungünstigen Querschnittsbildung wird der Centralkern der Gurtungen bedeutend stärker wie 6 kg bei mm^2 beansprucht gewesen sein.

Wie gross diese Ueberanstrengung gewesen ist, lässt sich rechnerisch nicht feststellen.

Die Diagonalstreben hatten kreuzförmige Querschnitte und am Brückende ebenfalls sehr dünne und weit vom Kern abstehende Plattenränder.

Es wird auch da eine sehr ungleichmässige Vertheilung der Druckkräfte stattgefunden haben, ohne dass sich feststellen lässt, wie gross das Mass der Unregelmässigkeit war.

Ganz ungenügend ausgebildet waren die Diagonalstreben *E* und *F*, die in der Mitte der Träger und in der Nähe derselben liegen.

Die Diagonale *E* hatte beim ungünstigsten Belastungsfall einer Druckkraft von 27 000 kg zu widerstehen. Sie bestand aus zwei Winkeleisen 100/100 . 14, die zu einem kreuzförmigen Querschnitt nothdürftig vereinigt waren.

Die Verbindung der zu einer Diagonale vereinigten beiden Winkel war durch Querflacheisen hergestellt in Abständen von etwa 1200 mm.

Von einem Querflacheisen bis zum andern Querflacheisen lagen die Winkel ganz frei, sie waren nicht weiter mit einander verbunden.

Solcher Querflacheisen hatte jede der Diagonalen *E* vier Stück, die annähernd gleichmässig über die ganze Länge vertheilt waren.

Diese vier Verbindungen waren nicht genügend, um die beiden Winkel derart mit einander zu verbinden, dass sie als ein zusammenwirkendes Ganzes angesehen werden konnten.

Der Querschnitt der Diagonalen *E* wäre aber auch zu knapp bemessen gewesen, wenn die Verbindung der Winkel unter einander mit aller nöthigen Sorgfalt ausgeführt gewesen wäre.

Die Experten berechnen nun unter der Voraussetzung eines Sicherheitsverhältnisses von 1 : 5 zwischen der als zulässig erachteten Maximalbeanspruchung und die Zerreiissfestigkeit und ferner unter verschiedenen Annahmen die zulässige Druckbelastung der Diagonalstreben *E* und *F* und finden für *E* eine zulässige Druckbelastung von 16 704 kg und für *F* eine solche von 6605 kg, während in der That durch den verunglückten Zug eine Druckbelastung von 27 000 kg für die Strebe *E* und eine solche von 10 000 kg für die Strebe *F* hervorgerufen wurden.

Was die Knotenpunkte anbetrifft, so wird darauf hingewiesen, dass im Allgemeinen nicht genügend dafür gesorgt war, dass die aus den Diagonalkräften resultirenden Gurtungsspannungen sich gleichmässig auf den ganzen Gurtungsquerschnitt vertheilen konnten, ohne die dünne Stegplatte und die Niete, durch welche diese mit den Gurtungswinkeln verbunden war, übermässig anzustrengen. Diese Verhältnisse waren besonders ungünstig beim ersten Knotenpunkte der oberen Gurtungen. Im Fernern wird beigefügt:

„Es erübrigt noch zu bemerken, dass die Stösse der einzelnen Gurtungstheile jeweils auf einer kurzen Strecke zusammenlagen und dass die Vernietung eine sehr spärliche war. Indessen haben die Stösse sich gut gehalten,

und sind deshalb jedenfalls nicht schuld gewesen an dem Unglück.

Wenn wir nun die gemachten Beobachtungen bezüglich Berechnung und Bau der beiden Tragwände zusammenfassen, so geht daraus hervor, dass dieselben zahlreiche schwache Punkte boten. Dieselben entstanden einestheils daraus, dass bei der Construction die Bedingungen nicht erfüllt wurden, auf welche die Berechnung der Abmessungen der einzelnen Elemente der Träger abgestellt hatte und dass einzelne derselben nicht für alle ihnen zufallenden Beanspruchungen gebaut waren; andertheils aber auch aus einer unpassenden Anordnung der einzelnen Theile.

Obgleich nun aus den Berechnungen, die wir ange stellt haben, nicht nachgewiesen werden kann, dass einzelne Elemente bis zur Bruchgrenze angestrengt werden mussten, so haben wir dagegen den Einfluss der Erschütterungen auch noch nicht in Anschlag gebracht, den ein schnell fahrender Zug auf die Tragwände ausüben musste. Dass dieser Einfluss aber von Bedeutung sein musste, geht daraus hervor, dass bei der Belastungsprobe im September 1881 sich bei einer Befahrung mit zwei Locomotiven von je 14,3 m Länge und 56.5 Tonnen Dienstgewicht und bei 15 km Fahrgeschwindigkeit eine seitliche Ausbiegung der untern Gurtungen von 7.5 mm und eine solche von 10 mm für die oberen Gurtungen ergab.

Es ist sicher, dass die Befahrung mit dem verunglückten Zuge, an dessen Spitze zwei erheblich schwerere Locomotiven sich befanden und dessen Geschwindigkeit, wie aus allen Aussagen hervorgeht, 40 km betrug, bedeutend grössere Schwankungen eingetreten sein müssen, namentlich da gleichzeitig die Bremsen in Wirksamkeit waren.

Eine nothwendige Folge dieser Seitenschwankungen war, dass die Diagonalen ins Schwingen kamen und dass dadurch, bei ihren schon an und für sich schwachen Abmessungen gegen Knicken und bei ihrer excentrischen Befestigung, welche Biegemomente in der Richtung der Tragwände in denselben erzeugen musste, die Tendenz zu Ausbiegungen und zum Zerknicken bis zur Bruchgrenze verschärft werden konnte.

Hinsichtlich der

Quer- und Längsträger weisen die Experten auf die übermässig dünnen Stehbleche derselben hin und bemerken:

„Natürlich genügten die von Eiffel vorgesehenen Dimensionen den neuern Verkehrsverhältnissen nicht mehr. Auf die im vorigen Jahre vorgenommene Verstärkung kommen wir später zurück.

Die horizontalen Verbindungen zwischen den oberen Gurtungen waren dagegen ganz ungenügend, da eine ordnungsmässige Ausbildung der Endquerverbindung und der Endstreben zu einem haltbaren Portal fehlte.

Es musste der auf die obere Hauptträgerhälften wirkende Winddruck einzig und allein durch die Quersteifigkeit der Hauptträgerstreben aufgenommen und in die Querträger der Fahrbahn übertragen werden.

Bei starkem Sturm konnten durch diese Verbiegungen in den Enddiagonalen Beanspruchungen entstehen, die zusammen mit den Hauptspannungen eine Gesamtspannung hervorrufen konnten, die sehr nahe an die Elasticitätsgrenze reichte.

Wären die Endstreben und die Endquerverbindungen zu richtigen Portalen ausgebildet worden, so hätte man es in der Hand gehabt, die Streben zu entlasten, denn dann wäre der ganze Winddruck durch das Portal und die entsprechend verstärkten Endstreben direct in die Auflager übertragen worden.“

Bodensee-Erhebung in Folge der Rheindurchstiche bei Diepoldsau-Fussach.

Von G. H. Legler, Linthingenieur.

Herr Wey hat in Nr. 9/11 dieser Bauzeitung einen weitschichtigen Aufsatz über den Einfluss der Rheindurchstiche auf die Bodenseehöhe geschrieben und kommt zum