

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 17/18 (1891)
Heft: 26

Anhang: Bericht über die Mönchensteiner Brücken-Katastrophe: dem Vorsteher des schweiz. Post- und Eisenbahndepartements erstattet
Autor: Ritter, W. / Tetmajer, L.

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: 17.05.2025

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

Bericht über die Mönchensteiner Brücken-Katastrophe.

Dem Vorsteher des schweiz. Post- und Eisenbahndepartements erstattet von den technischen Experten
Prof. Ritter und Tetmajer.

1. Die Situation des Mönchensteiner Birsübergangs.

Die beigefügte Figur 1 gibt Aufschluss über die Situationsverhältnisse des Mönchensteiner Birsübergangs. Die Bahn von Delsberg nach Basel verlässt den Mönchensteiner Bahnhof (km 118,3) in einer Geraden, welche bei km 118,57 in eine Curve vom Radius 350 m übergeht. Der theoretische Endpunkt dieser Curve liegt bei km 118,802;

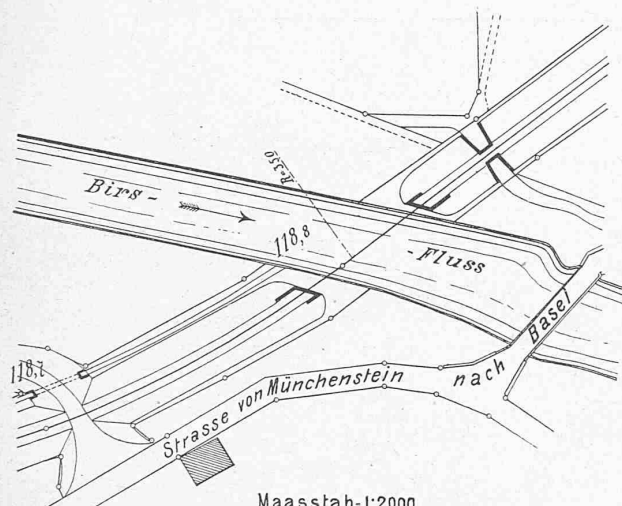


Fig. 1. Situationsplan.

er ist 13,56 m vom rechtsseitigen oder Mönchensteiner und 27,44 m vom linksseitigen oder Basler Widerlager entfernt. Die Vermittelung zwischen der Curve vom Radius 350 m und der anschliessenden Geraden wurde durch Einschaltung einer parabolischen Uebergangscurve von 26 m Länge bewerkstelligt; sie liegt zur Hälfte in der Geraden, zur Hälfte in der Curve, so dass der Bogenanfang, um 13 m gegen das linksseitige Widerlager verschoben, nach km 118,815 fiel. Auf der Birsbrücke, deren lichte Stützweite 41 m misst, liegt der Bogenanfang 26,56 m vom rechtsseitigen bzw.

14,44 m vom linksseitigen Widerlager entfernt, fällt somit in das dem Widerlager auf Basler Seite benachbarte Drittel der Oeffnung.

Die Brückenachse kreuzt die Achse des corrigirten Flussbettes der Birs unter einem Winkel von $51^{\circ}4'54''$; sie schneidet die geradlinige Geleisachse der Bahn auf der Basler Seite neben dem linksseitigen Widerlager und bildet mit ihr einen Winkel von $0^{\circ}15'10''$. Hinsichtlich der Verlängerung der Bahnachse erscheint somit das rechtsseitige Brückenwiderlager um 18,0 cm flussaufwärts versetzt. Der Schnittpunkt der Uebergangscurve mit der Brückenachse liegt 5,20 m vom rechtsseitigen Widerlager und die Abweichung der Geleisachse von der Brückenachse beträgt über diesem Widerlager, gemessen senkrecht zur Tangente an die Uebergangscurve ebenfalls 18,0 cm.

Auf eine Länge von 359,8 m liegt der Mönchensteiner Bahnhof horizontal. Von km 118,503 an stieg die Bahn ursprünglich auf eine Länge von 2216,3 m, also bis km 120,719 mit 3‰ . Es lag somit die Brücke anfänglich ebenfalls in einer Steigung von 3‰ .

Im December 1885 wurde der Birsüberbau auf der Mönchensteiner Seite mit Lagerplatten und Rollen versehen, bei welchem Anlasse das rechtsseitige Brückenende um 13,5 cm gehoben werden musste. Seither lag die Eisenconstruction fast horizontal; der Gefällsbruch der anschliessenden Bahn wurde durch Hebung des Geleises bzw. durch entsprechende Unterkrampung der Querschwellen ausgeglichen.

2. Beschreibung der Brücke vor der Katastrophe.

a. Planentstehung.

Im Jahre 1873 beauftragte die Direction der J.-B.-L.-Bahn den damaligen Obergeringenieur der Juragewässer-Correction, Herrn *Bridel*, Projecte für die eisernen Brücken der Strecken Biel-Delsberg-Basel auszuarbeiten. Zu den Projecten, welche unter Aufsicht des Herrn *Bridel* auf dem Bureau der Juragewässer-Correction zu Nidau durch Herrn *Chappuis*, damals Chef des Material- und Werkstättendienstes der J.-G.-C., und seinen Assistenten, Herrn *Béguelin*, für die Jura-bahnen ausgearbeitet wurden, gehörte auch dasjenige der Birsbrücke bei Mönchenstein. Herr *Chappuis* wählte hierfür

Bridel'scher Entwurf der Brücke.

Fig. 2. Ansicht.

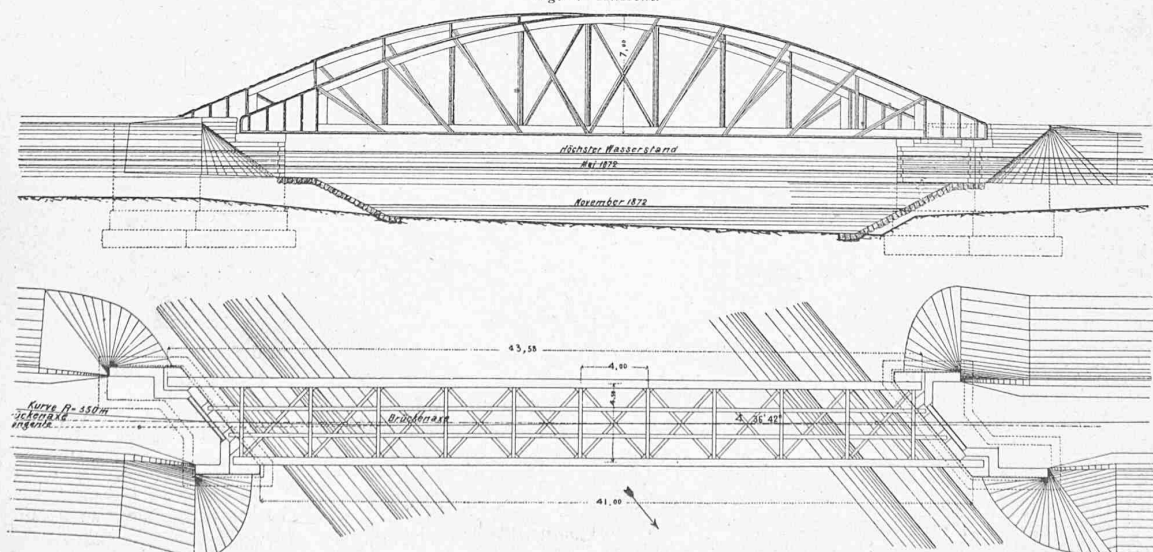


Fig. 3. Grundriss.

Masstab 1:400.

einen Parabelträger mit 43,58 m Gesamtlänge und 7,0 m Höhe zwischen den Gurtlamellen in der Trägermitte. Die Fachdistanz betrug 4,0 m. Die Füllung der Trägerwand bestand aus verticalen Pfosten und gegen die Mitte fallenden Diagonalen mit gespreizten Querschnittsformen. Die beiden mittleren Felder der Hauptträger waren mit Gegenstreben versehen, die Endfelder vollwandig construiert. Die Fahrbahntafel war zwischen den Hauptträgern eingesattelt und an die verticalen Pfosten des Systems gehängt. Das devisirte Gewicht der Eisenconstruction betrug 56,23 t, d. h. 1,29 t auf den laufenden Meter. Der schweiz. Bundesrath theilte diesem Projecte am 20. Mai 1874 die Genehmigung. (Vide Fig. 2 und 3.)

Die Firma *Eiffel et Comp.* änderte, gestützt auf Art. 6 des Vertrags, das ursprünglich demselben zu Grunde gelegte Project der Eisenconstruction gänzlich ab und legte ein in allen Theilen neues Project vor, welches hierauf mit einigen von Herrn Oberingenieur *Bridel* angebrachten Modificationen ohne bundesrätliche Genehmigung zur Ausführung gelangte.

b. Grundlagen für die statische Berechnung; Gütevorschriften des Materials.

Der Berechnung der Eisenconstruction der Brücke bei Mönchenstein waren folgende Belastungsgrößen zu Grunde gelegt:

Brücke über die Birs bei Mönchenstein.

Fig. 4 und 5. Ansicht und Grundriss.

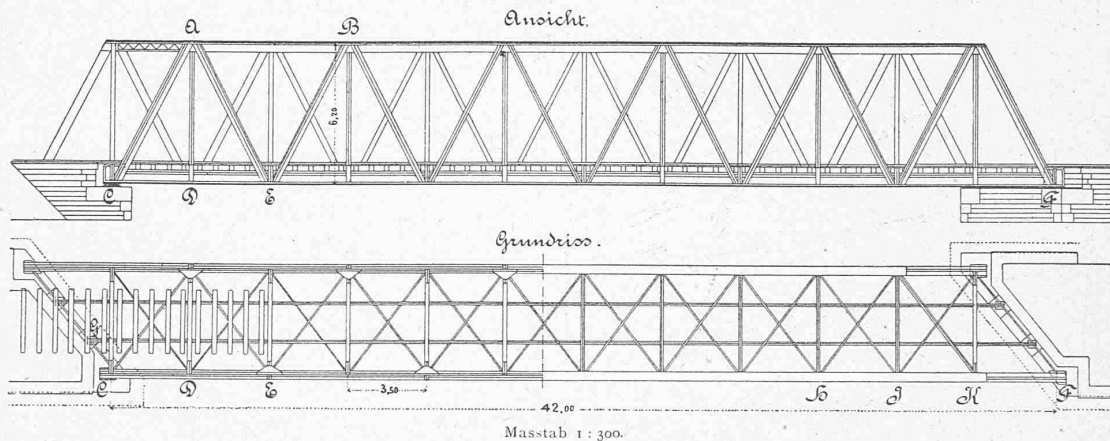
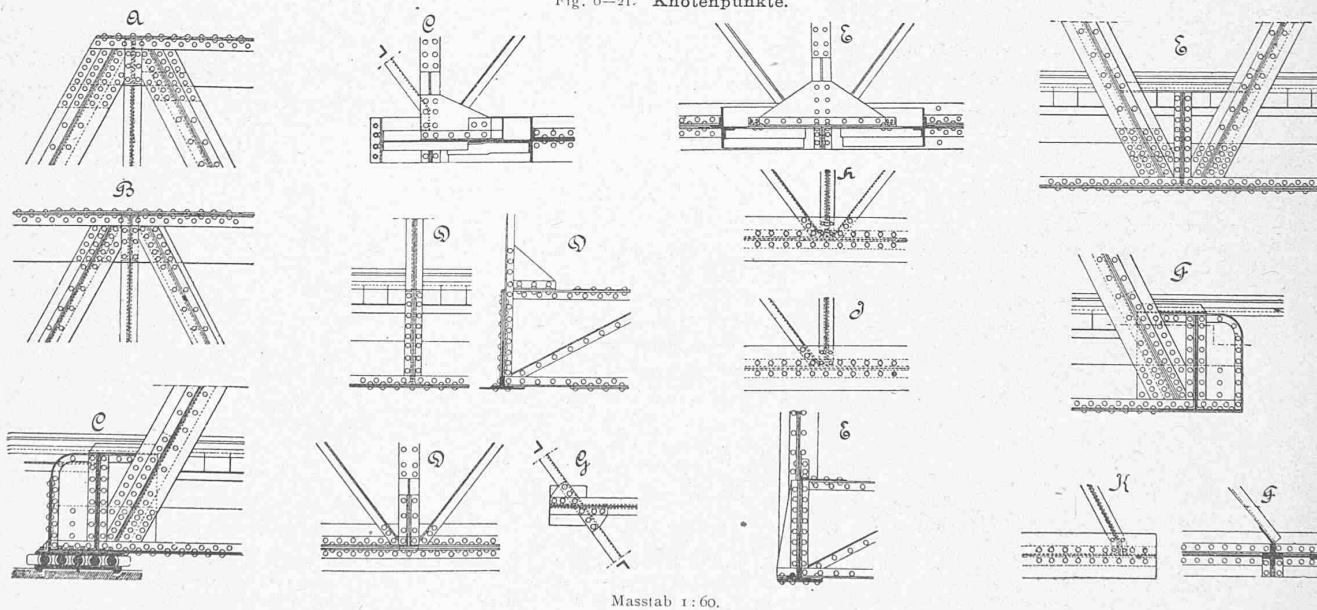


Fig. 6—21. Knotenpunkte.



Die Ausführung des eisernen Birs-Ueberbaus bei Mönchenstein wurde laut Vertrag vom 29. Juli 1874 der Firma *Eiffel et Comp.* in Levallois-Perret übertragen. Diesem Vertrage lagen zu Grunde:

- 1) Les clauses et conditions générales pour l'exécution des travaux et fournitures.
- 2) Le cahier des charges pour ponts en fer.
- 3) Der vom h. schweiz. Bundesrathe genehmigte Plan der Brücke mit Angabe des devisirten Gewichts der Eisenconstruction.

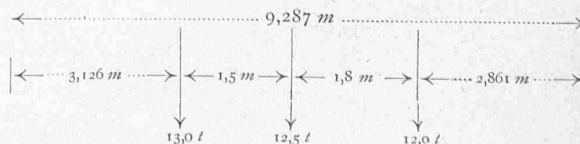
Mit der Prüfung des Materials, sowie mit der Ueberwachung der Ausführung und der Abnahme der Brückentheile in den Werkstätten der Herren *Eiffel et Comp.* in Levallois-Perret waren die Ingenieure *Guillaume* und *Roux* der französischen Ostbahn betraut.

Für die Hauptträger:

Zufällige Belastung	4,50 t pro 1. m
Eigengewicht der Construction	1,20 " " "
Gewicht des Oberbaus	0,40 " " "
Summa	6,10 t pro 1. m

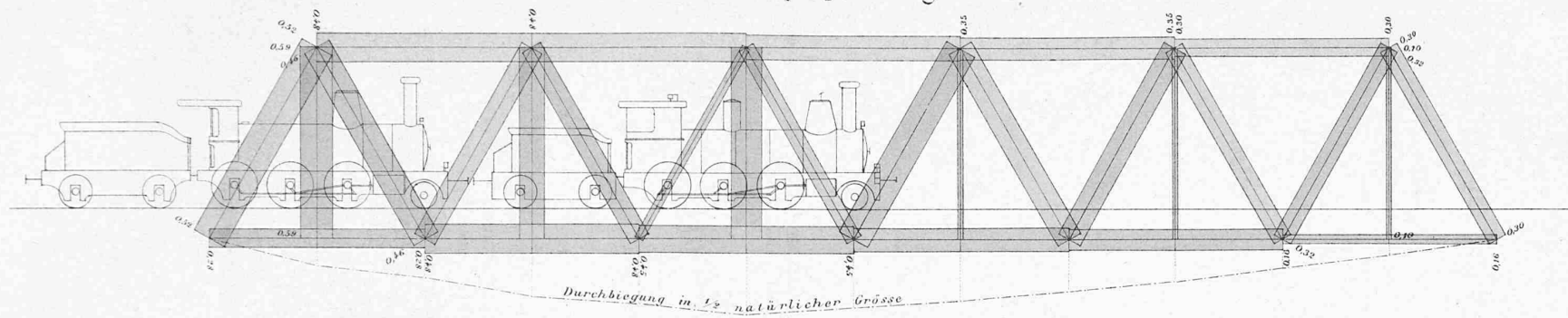
Für die Quer- und Schwellenträger:

Tenderlocomotive Type C³ mit einem Adhäsionsgewicht von 37,5 t; das folgende Schema enthält die Achsabstände und Achsbelastungen dieser Maschine:



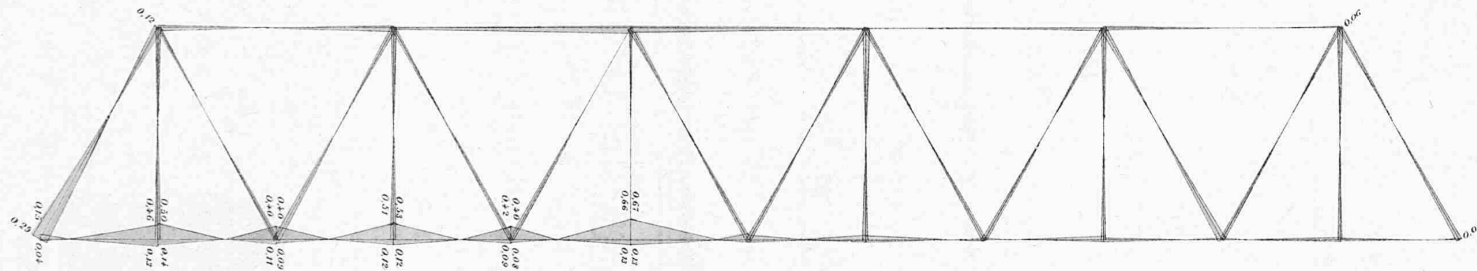
Haupt- und Nebenspannungen.

Hauptspannungen.

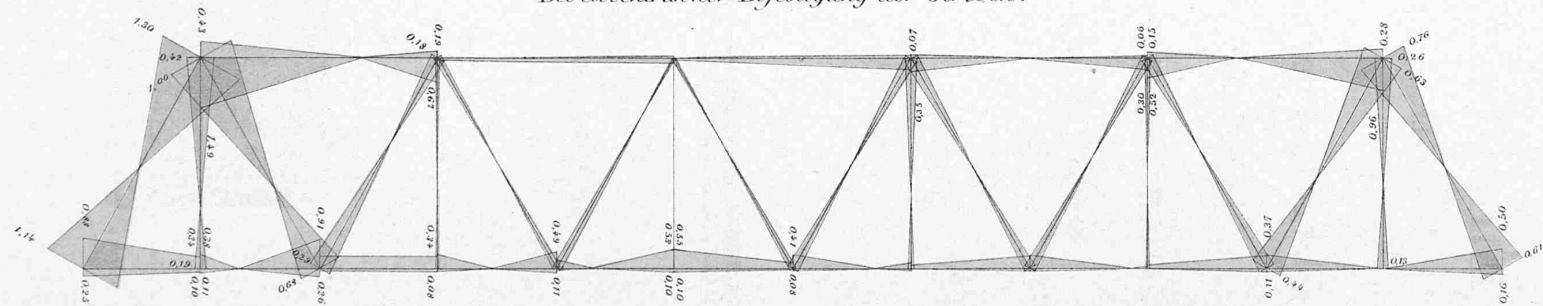


Nebenspannungen.

Bei centrischer Befestigung der Streben.



Bei excentrischer Befestigung der Streben.



Zug
Druck

Tonnen auf den cm^2

Das Eigengewicht ist mit berücksichtigt.

Seite / page

leer / vide /
blank

Als Mass der zulässigen Inanspruchnahme des Eisens auf Zug, Druck und Biegung waren $6,0 \text{ kg}$ auf den mm^2 angenommen, wobei, wie es in Frankreich üblich gewesen, die Nietlöcher nicht in Abzug gebracht wurden. Art. 5 des Pflichtenheftes schreibt vor, dass die Nietstärke derart zu bemessen sei, dass die scheerende Inanspruchnahme des Nieteisens $5,0 \text{ kg}$ auf den mm^2 nicht überschreite.

Die Vorschriften über die Materialgüte waren sehr dürftiger Natur. Es wurde in Art. 4 des Pflichtenheftes einfach gutes Schweisseisen mit mindestens $32,0 \text{ kg}$ Zugfestigkeit bei einer Streckgrenze von über $15,0 \text{ kg}$ auf den mm^2 (quinze kg par mm carré sans offrir la moindre trace d'altération) verlangt.

Die Hauptträger der Brücke gehörten dem einfachen, statisch bestimmten System Warren mit steifen Knoten an. Sie zeigten folgende allgemeine Massverhältnisse (Fig. 4 u. 5):

Ursprüngliche Gesamtlänge $42,810 \text{ m}$
Gesamtlänge nach dem Einlegen der Rollenlager $42,960 \text{ „}$
Trägerhöhe zwischen den Gurtlamellen $6,200 \text{ „}$
Schwerpunktsabstand der Gurtquerschnitte

Kleinstwerth $6,036 \text{ „}$

Grösstwerth $6,110 \text{ „}$

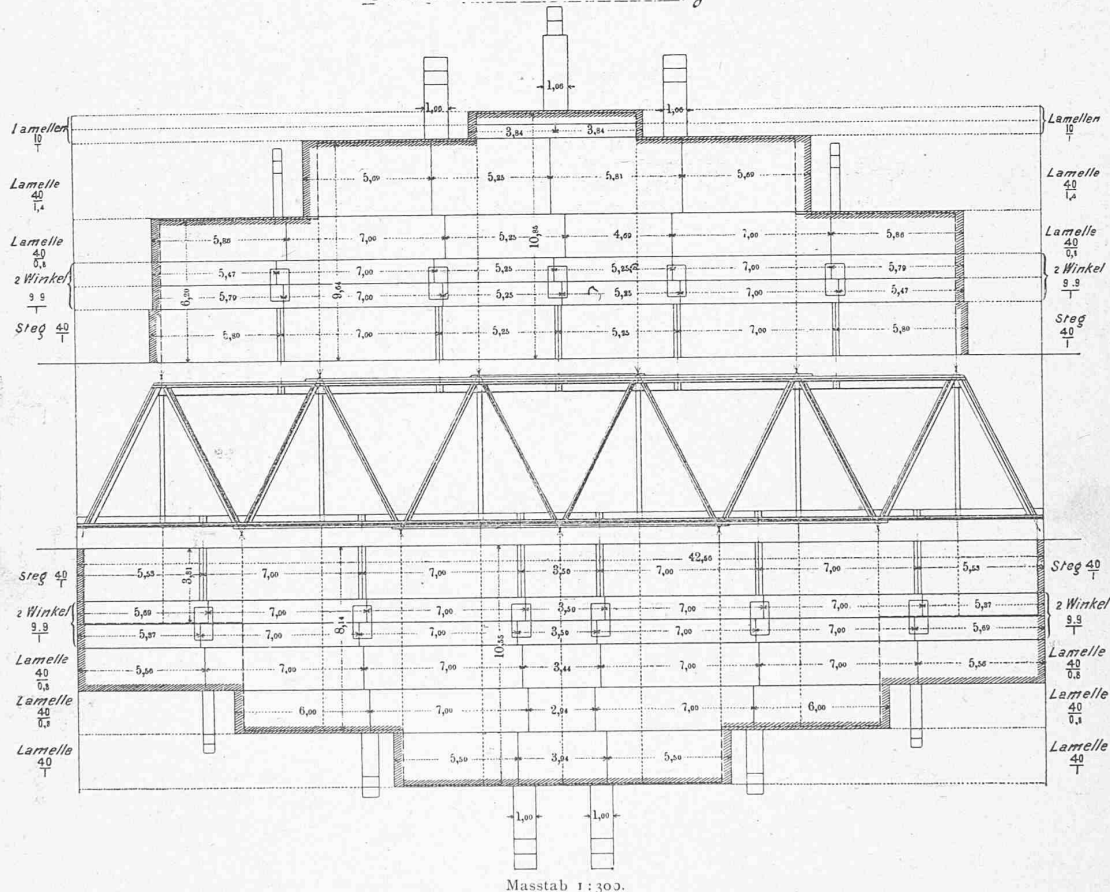
Fachdistanz (doppelte Querträgerentfernung) $7,000 \text{ „}$

Der obere, flussaufwärts gelegene Hauptträger, welcher in der Folge im Sinne der Fahrrichtung des verunglückten Zuges als der *rechtsseitige* bezeichnet werden soll,

Brücke über die Birs bei Mönchenstein.

Fig. 22.

Materialvertheilung



Masstab 1:300.

c. Beschreibung und Beurtheilung des Eiffel'schen Birsüberbaus.

(Vide Fig. 4—46.)

Die zusammengestürzte Birsbrücke der J.-S.-Bahn bei Mönchenstein war eingeleisig, schief, mit untenliegender Fahrbahn ausgeführt. Ihre Achse schnitt die Widerlagerflucht unter einem Winkel von $51^\circ 2' 40''$. Es betrug:

die lichte Stützweite der Brücke (in der Achse gemessen) $41,00 \text{ m}$
die lichte Profilweite $4,28 \text{ m}$
die lichte Profilhöhe $4,66 \text{ m}$
das Eigengewicht der Eisenconstruction $1,20 \text{ t pro l. m.}$

Ueber die Form und Abmessungen der ursprünglichen Widerlager gibt Blatt 2 (bzw. Bd. XVII, Nr. 26 d. Z.) näheren Aufschluss. Aus derselben geht hervor, dass die etwa $1,0 \text{ m}$ unter Flusssohle auf Bétonschüttungen fundirten Widerlager in Bruchsteinmauerwerk erstellt waren; die Widerlager-Ecken, die Deckel und Lagersteine wurden in Haustein ausgeführt, die sichtbaren Flächen der Stirn- und Flügelmauern mit gespitzten lagerhaften Steinen verblendet. Spundwände zum Schutze der Fundamente waren nicht angebracht.

war um eine halbe Fachlänge, also um $3,50 \text{ m}$ gegen den linksseitigen vorgeschoben, so dass die in Abständen von $3,50 \text{ m}$ angeordneten Querträger rechtwinklig an die Stehbleche der Untergurten befestigt werden konnten. Die Querträger stützten sich je an dem einen Ende auf einen Knotenpunkt der untern Gurtung; am andern Ende wurden sie durch verticale, an den oberen Knotenpunkten aufgehängte Hängstangen getragen.

Obgleich die Kritik der zur Ausführung gelangten Brücke in erster Linie der später folgenden statischen Berechnung zukommt, so mögen doch schon hier anschliessend an die Beschreibung einige Mängel der Construction genannt werden, die dem Fachmanne schon bei oberflächlicher Berücksichtigung entgegentreten.

Die Form der Gurtquerschnitte (Fig. 23—25 u. 36—38) ist rationell. Weniger befriedigt die Stärke, welche die Stehbleche erhalten haben. Mit Rücksicht auf die Art der Befestigung der Füllungsglieder und auf die geringe Querfestigkeit der als Flach- oder Universaleisen packetirten und gewalzten Stehbleche muss eine Stärke von 1 cm als zu klein bezeichnet werden. Die Stehbleche der Obergurten hätten überdies zwi-

sich erstreckendes Winkleisen von $7/7/0,7$ cm und sechs Stück einschnittige Niete mit $2,1$ cm Schaftstärke.

Die Horizontalverbände. Die Brücke besass zwei Horizontal- oder Windverbände. Als Querriegel des unteren Verbandes sind die Querträger anzusehen. Die Querriegel des oberen Verbandes bestanden aus 35 cm hohen Gitterträgern (Fig. 46). Sämtliche Felder waren durch gekreuzte Winkeldiagonalen von $8/8/1$ cm versteift. Die Endfelder der Windverbände waren dreieckig, und zwar bestanden die schrägen Endverbindungen des untern Horizontalverbandes aus einem drei theiligen Winkel, welcher die Trägerenden über den Widerlagern mit den Enden der zwischen gelagerten Schwellenträger und diese unter sich verband. Beim oberen Windverbande waren die fraglichen Endquerverbindungen ebenfalls aus je einem 35 cm hohen Gitterstab gebildet; mithin waren sämtliche Knotenpunkte der oberen Gurtung unter sich verbunden. Die Windstreben waren an den Kreuzungsstellen überschritten und an den Enden mittelst je drei Niete von $2,4$ cm Schaftdurchmesser an den Gurtlamellen der Tragwände befestigt. Sämtliche Gitterträger einschliesslich der schrägen Endverbindungen der Obergurten bestanden aus vier $7,5/4,5/0,7$ cm starken Winkleisen, deren Zwischenraum durch $4,0/0,6$ cm starke Flachstäbe zickzackförmig ausgefüllt war. Zur Befestigung der Gitterträger an den Stehblechen der Obergurten dienten $0,7$ cm starke Anschlussbleche, die entweder zwischen die Winkleisen der Hängstangen oder zwischen besondere, auf die Stehbleche befestigte Winkelabschnitte genietet waren. Die Anschlussbleche der beiden schiefen Gitterträger waren bloss $0,4$ — $0,5$ cm stark und des Raummangels wegen mit Schrauben an den Winkeln befestigt.

Die constructive Durchbildung der Windversteifung ist nicht einwurfsfrei. Zu rügen ist die dürftige Befestigung der den oberen Verband abschliessenden schiefen Gitterträger an den Gurtungen. Namentlich aber fehlt eine genügende Absteifung der Endrahmen der Brücke. Die Uebertragung der oberen Windkräfte auf die Widerlager besorgen hauptsächlich die Endstreben, deren Form hiezu nicht besonders geeignet erscheint.

Die Brückenlager. Die ursprünglich angebrachten Auflager waren gewöhnliche Gleitflächenlager in Gusseisen. Erst im Jahre 1885 wurden auf der Mönchensteiner Seite Rollenlager beigelegt. (Fig. 8, Knotenpunkt C.)

d. Güte der Ausführung.

Die Ausführung der Birsbrücke bei Mönchenstein trug den Charakter der französischen Bauart eiserner Brücken unserer Zeit. Die Knoten waren offenbar schablonirt; die Stossflächen der Gurttheile waren nicht behobelt; satte Anschlüsse der gestossenen Gurttheile wurden auch im Obergurt nicht angestrebt. Die Nietlöcher wurden gestanzt, die meisten ordentlich nachgerieben. Einzelne, während dem Abnieten von Strebenverbindungen und beim Lösen der Stossnietungen sichtbar gewordene Nietlöcher waren conisch und zeigten die vom Stanzen des Schweisseisens herrührenden Schieferungen der Lochlaibungen. Die Nietlöcher der meisten zusammengehörigen Elemente der Eisenconstruktion passten gut auf einander (die beobachtete grösste Abweichung betrug etwa $1\frac{1}{2}$ mm). Die Nietarbeit war ebenfalls eine befriedigende, obschon nicht selten Nietköpfränder in das Eisen der Construktion eingeschlagen erschienen und die Schliessköpfe häufig excentrisch sasssen. Die Grundirung mit Mennige hat zu Klagen keine Veranlassung gegeben. Alles in Allem darf die Ausführung des eisernen Ueberbaus der Birs als eine mittelgute bezeichnet werden.

e. Die Reconstructions- und Verstärkungsarbeiten aus den Jahren 1881 und 1890.

Anlässlich der Wasserverheerungen vom 2. und 3. September 1881 hatte unter anderen Objecten der Linie Mün-

ster-Delsberg-Basel auch die Mönchensteiner Birsbrücke ernste Beschädigungen erlitten.*) Die etwa $1,0$ km unterhalb der Brückenstelle befindliche Stauanlage des Basler Gewerbecanals wurde durchbrochen und fortgeschwemmt, wodurch eine derartige Vertiefung der Flusssohle eintrat, dass das bloss durch eine Steinvorlage geschützte Fundament der oberen, flussaufwärts gelegenen Hälfte des linksseitigen Widerlagers unterspült wurde, sich von der untern Hälfte lostrennte und schliesslich flusswärts kippte. Der rechtsseitige Hauptträger verlor sein Auflager, die noch auf drei Punkten ruhende Brücke wurde windschief und das frei schwebende Brückende senkte sich, nach Angaben des damaligen Controlingenieurs, Herrn Züblin, um 75 cm, nach Angaben des Bahningenieurs, Herrn Bieri, um 40 cm. Am folgenden Tage wurde die Brücke mittelst Winden in die ursprüngliche Lage gehoben und auf den abgelösten, jedoch compact gebliebenen Widerlagerkörper abgestützt.

Die Brücke wurde nun durch Herrn Ingenieur Bieri und einen Monteur der Brückenbauanstalt Ott & Comp. untersucht; über die Ergebnisse dieser Untersuchungen macht Herr Bieri folgende Mittheilungen:

1) Deformationen wurden keine wahrgenommen.

2) Ueber dem Knoten A des rechtsseitigen und dem Knoten B des linksseitigen Hauptträgers (vergl. die schematische Fig. 47) hatte jede der Druckstreben kleine

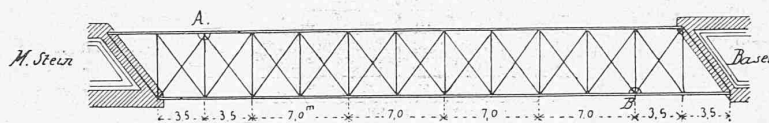


Fig. 47.

Anrisse bei a erhalten, die sich bis zum Rande des Nietloches c erstreckten (Fig. 48).

3) An den nämlichen Knotenpunkten waren die horizontalen Verstärkungsbleche ausgebogen.

4) An Nietverbindungen wurden als lose und beschädigte folgende angetroffen:

An der oberen Gurtung des linken Hauptträgers:

Ständerwinkel 1 mit oberem Stehblech	3
" 1 " Querverbindung	3
" 6 " oberem Stehblech	3
" 6 " Querverbindung	3

An der oberen Gurtung des rechten Hauptträgers:

Ständerwinkel 1 mit Querverbindung	3
" 2 " "	3
" 6 " "	3
" 6 " Stehblech	3
Querverbindung 6 " "	2
Streben am Knotenpunkt 3	8
" " " 4	6

Bezüglich der Reconstruction dieser Beschädigungen gibt Herr Ingenieur Bieri folgende Auskünfte:

Unmittelbar nach Hebung der Brücke wurden auf die Risse der beiden beschädigten Streben entsprechende Laschen aufgenietet, die Bleche und Winkel der Horizontalverstärkungen über A und B (vergl. Fig. 47) durch neue ersetzt, sämtliche lose Nietverbindungen neu hergestellt und die Brücke schliesslich mit einem neuen Anstrich versehen.

Nach Erstellung geeigneter Holzjoche am linksseitigen Ufer wurde die reconstruierte Brücke mit Zustimmung des damaligen Inspectors der schweiz. Eisenbahnen am 19. Septbr. dem Verkehr übergeben. Den vom schweiz. Handels- und Eisenbahndepartement mit Schreiben vom 13. September verlangten Probelastungen mit zwei der schwersten Loco-

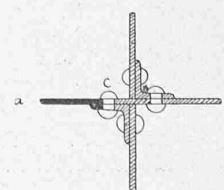
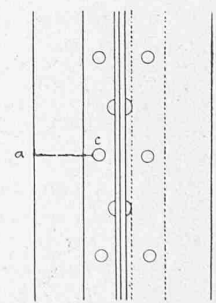


Fig. 48.

*) Querschnitte durch die Brücke vor und nach deren Verstärkung finden sich in Bd. XVII Nr. 26 dieser Zeitschrift. Die Red.

motiven der Bahngesellschaft wurde am 22. und 23. September entsprechen. Unter zu Grundelegung der 14,3 m langen, 56,5 t schweren Tenderlocomotiven Type C der J.-B.-L.-Bahn ergab die Brücke bei einer Fahrgeschwindigkeit von 15 km pro Stunde 2,0 cm maximale Einsenkung in der Mitte, ferner beiderseitig eine seitliche Ablenkung der Obergurten von 0,7 bis 0,75 cm.

Der pneumatische Wiederaufbau des zerstörten Widerlagers der Birsbrücke erfolgte im Frühjahr 1882. Seit dem 18. April des gleichen Jahres ruhte die Brücke auf dem neu erstellten Widerlager.

Im Jahre 1884 wurde die Mönchensteiner Brücke nebst anderen Brücken der J.-B.-L.-Bahn einer Revision unterzogen, über deren Ausfall jedoch ein protocollarischer Bericht nicht vorliegt. Bis auf Erneuerung einiger lose gewordenen Nietverbindungen soll die besagte Revision keinerlei Reconstructionsarbeiten veranlasst haben.

Rissbildungen im Widerlagermauerwerk veranlassten im December 1885 die Ausrüstung der Brücke mit Rollslagern. Zu diesem Zwecke wurde sie am rechten Widerlager soweit gehoben, dass an die Trägerenden je eine Lagerplatte befestigt, sowie fünf 9 cm starke, 45 cm lange Vollwalzen mit Bandführung eingelegt werden konnten.

Anlässlich der Einführung der Güterzugmaschinen, Type C³T, mit 14,7 t Achsdruck veranlasste die Verwaltung der damaligen J.-B.-L.-Bahn, einer diesbezüglichen Einladung des schweiz. Eisenbahndepartements vom 11. Februar 1889 Folge leistend, die rechnerische Revision ihrer eisernen Brücken durch ihre eigenen Organe und theilte am 13. April 1889 dem Eisenbahndepartement mit, dass sich bei dieser Prüfung herausgestellt habe, es bedürfen 16 der Brücken in einzelnen Theilen etwelche Verstärkungen, wenn unter zu Grundelegung zweier Locomotiven der Type C³T nebst entsprechender Zuggruppe die Materialinanspruchnahme 6,5 bis 7,0 kg auf den mm² bei Abzug der Nietlöcher nicht überschreiten solle. Zugleich betraute die Verwaltung der J.-B.-L.-Bahn die Brückenbauanstalt *Probst, Chappuis und Wolf* in Bern mit Vornahme der statischen Rechnungen und Antragstellung für allfällig nöthig werdende Verstärkungsarbeiten.

Unter Nr. 6 ihres Berichtes vom 13. Juli 1889 stellt diese Firma die Ergebnisse ihrer Rechnungen bezüglich der Mönchensteiner Brücke zusammen. Fussend auf eine graphische Bestimmung des grössten Biegemomentes wird die den neuen Locomotiven entsprechende gleichförmig vertheilte Belastung gleich 4600 kg berechnet. Sodann wird hinsichtlich der Hauptträger wörtlich Folgendes gesagt:

„Les charges admises pour les calculs de ce pont établi en 1874 par la maison *Eiffel* étaient de:

Charge permanente	1600 kg
Surcharge	4500 „
Total	6100 kg p. m. c.

D'après le tableau annexé aux calculs graphiques aucune pièce de ce pont ne travaille à plus de 6 kg par mm² pour les parties principales.

En admettant pour notre nouveau calcul

Charge permanente	1600 kg
Surcharge (train composé de nouvelles locomotives)	4600 „
Total	6200 kg

Le coefficient de travail du fer étant inférieur à 6 kg, il nous est inutile de refaire les calculs.

Les poutres principales n'ont pas besoin d'être renforcées.“

Nebst unbedeutenden Eckversteifungen (vergl. Blatt 3) beantragte die Firma *Probst, Chappuis und Wolf* folgende Verstärkungen: Aufbringung von 3,5 m langen, 17/1 cm starken Gurtlamellen auf die Querträger; Aussteifung der Aussenfelder der Querträger durch beidseitig, diagonal angeordnete Winkel von 8/8/1 cm (Nietdurchmesser 2,2, Theilung 14,5 cm); Hinzufügung je eines zweiten Verticalwinkels, wodurch die Befestigung der Schwellenträger eine symmetrische wurde.

Diese Verstärkungen gelangten mit Genehmigung des schweiz. Eisenbahndepartements vom 16. Juni 1890 im Herbst des gleichen Jahres zur Ausführung. Die Uebernahme dieser Arbeiten durch die Bahngesellschaft fand am 31. Octbr. 1890 statt, nachdem die Brücke angeblich in allen Theilen untersucht und in Ordnung befunden worden war.

Die ausgeführten Arbeiten sind, insofern sie zur Verstärkung der Querträger und zur sicheren Befestigung der Schwellenträger dienen sollten, zweckentsprechend. Selbstverständlich wurde hierdurch die Tragfähigkeit der übrigen Brückentheile, vor Allem der Tragwände, in keiner Weise beeinflusst. Die Ausführung ist eine zufriedenstellende. Zu tadeln ist, dass die Nietlöcher der Gurtlamellen über den Befestigungswinkeln der Schwellenträger durch blinde Niete (Blei) ausgefüllt wurden, weil die Befestigungswinkel das Anbringen richtiger Niete verhinderten. Infolge dessen stieg die Nietentfernung an dieser Stelle auf 26 cm. Durch andere Niettheilung hätte dieser Uebelstand vermieden werden können.

Obgleich schon im Frühjahr 1889 einzelne Theile der Mönchensteiner Birsbrücke als zu schwach und der Verstärkung bedürftig erkannt waren, wurde die Brücke dessen ungeachtet ohne Einschränkung der Zugzusammensetzung und ohne passende Auswahl der Maschinen befahren. Wie oft die Schnellzugmaschinen Type A² mit 15,0 t Achsdruck in einfacher und doppelter Traction die Brücke passirten, war nicht zu ermitteln. Laut Angabe der Direction der Jura-Simplon-Bahn stehen die Maschinen A³T seit dem 2. Juni 1889, die Güterzugmaschinen C³T mit 14,7 t Achsdruck seit dem 20. Februar 1890 in Betrieb und passirten diese Maschinen in doppelter Traction die Mönchensteiner Brücke bis 10. November 1890 im Ganzen 82 mal, wovon auf die Maschinen C³T 16 Züge entfallen. Vom 11. November 1890 bis zum 14. Juni 1891 sind über die Mönchensteiner Brücke 66 Doppelzüge mit A³T Locomotiven und 27 Doppelzüge mit C³T Maschinen gefahren.

3. Beschreibung der Brücke nach der Katastrophe.

a. Zusammensetzung und Fahrgeschwindigkeit des verunglückten Zuges.

Angeblich verliess der Personenzug Nr. 174 der Jura-Simplon-Bahn den Basler Centralbahnhof um 2^h 20^m, also mit fünf Minuten Verspätung. Gemäss der Specification der Zugzusammensetzung*) bestand der Zug aus zwei Schnellzugmaschinen der Type A³T der J.-S.-Bahn, aus einem Gepäck-, einem Eilgut-, einem Postwagen, sowie zehn Personenwagen mit zusammen 36 Achsen. Die Achsabstände und Gewichte der Locomotiven sind in Fig. 49 angegeben.

Die beiden Locomotiven des verunglückten Zuges waren mit automatisch registirenden (Haushälter'schen) Geschwindigkeitsmessern versehen. Die abgenommenen Streifen stimmen genau überein. Sie zeigen, dass die Geschwindigkeit des Zuges von Basel aus sich ziemlich rasch bis auf 48 km steigerte, hiernach auf 44 km zurückging, dann wieder zunahm bis 50 km und von da an sich wieder verringerte. Der letzte Stich der Nadel steht auf 41 km. Da die Apparate nur alle 12 Sekunden markiren, so ist es wahrscheinlich, dass die Geschwindigkeit, mit welcher der Zug auf die Brücke fuhr, noch etwas weniger als 41 km betrug. Im Berichte der Jurabahn-Direction sind etwa 35 km angegeben, eine Zahl, die sich auf Aussagen des Fahr- und Zugpersonals stützt. Bei der vom Departement angestellten Einvernahme des Locomotivpersonals schätzte der Heizer der vorderen Locomotive die Geschwindigkeit auf etwa 43, der Heizer der zweiten Locomotive auf 35—40 km. Aus diesen Angaben geht als sehr wahrscheinlich hervor, dass der Zug beim Auffahren auf die Brücke eine Geschwindigkeit zwischen 36 und 40 km pro Stunde (10—11 m pro Secunde) besass. Die Zeit, welche die Vorspannmaschine brauchte, um von einem Widerlager bis zum andern zu gelangen, betrug somit ziemlich genau 4 Sekunden.

Mit den Angaben der Geschwindigkeitsmesser steht

*) Veröffentlicht in Bd. XVIII, Nr. 5 der „Schweiz. Bauzeitung“. Die Red.

die Aussage des Heizers der Vorspannmaschine (O. Frey) im Einklang dass auf der Curve, etwa 1,3 km vor der Brücke, der grosse Dampfschieber und nach etwa 200 m der kleine Schieber abgesperrt wurde, und dass der Führer (Bodmer) etwa 400 m vor der Brücke die Westinghouse-Bremse leicht anzog. Auf der Brücke sei nicht weiter gebremst worden; „er hätte es spüren müssen“, bemerkt Frey. Auch der Führer der zweiten Locomotive (J. Steinmann) stellte in der Curve den Dampf ab, zog dagegen die Bremse nicht an (die Vorspannmaschine hatte den Bremsdienst), spürte auch nicht, dass von der vordern Maschine gebremst wurde.

b. Beobachtungen von Augenzeugen.

Der Zusammenbruch der Brücke erfolgte nach übereinstimmenden Aussagen der Augenzeugen unter gewaltigem Krachen, als die Vorspannmaschine das jenseitige (rechtsseitige) Widerlager erreichte. Doch wollen Einige schon vorher ein Nachgeben der Construction beobachtet haben.

Der Heizer Frey von der Vorspannlocomotive (der Führer fand beim Sturze den Tod) sagt aus, er habe schon beim Auffahren auf die Brücke gefühlt, dass die Locomotive sich etwas nach rechts drehe und schräg abwärts fahre. Es sei ihm vorgekommen, als ob er gegen den Fuss des Mönchensteiner Widerlagers anstatt auf dessen Oberkante zu fahre, und als ob das Widerlager sich aufwärts bewege und sich nach links drehe, beinahe bis auf eine Vierteldrehung. Die Maschine fuhr, wie er sich ausdrückt, „wie in einer Spirale“. Dabei war ein Geräusch vernehmbar, wie wenn ein Stück Tuch zerrissen würde. Die oberen Verstrebungen trennten sich vom linken Hauptträger; es

einer allgemeinen Besichtigung des Trümmerwerkes die erste Untersuchung der Widerlager, der Locomotiven, sowie der zugänglichen Bruchstellen der Eisenconstruction vor. Am gleichen Tage wurden bereits lose angetroffene Brückenbestandtheile aus dem Trümmerwerke und der Birs gehoben und auf den Böschungen der Anschlussdämme der Bahn niedergelegt. Auf ein Telegramm des Herrn Inspector Tschiemer vom 17. Juni ertheilten die Unterzeichneten im Interesse einer beförderlichen Räumung und Herausnahme von Leichen ihre Zustimmung zur Abnietung der über Wasser und flussaufwärts gelegenen Trägerwand. Am 18. Juni war die Räumung der Wagentrümmer so weit vorgeschritten, dass an die Hebung der Locomotiven geschritten werden konnte. Die Zustimmung zur Abnietung sämtlicher über Wasser gelegenen Brückenbestandtheile konnte nach einer einlässlichen Besichtigung und Aufnahme derselben am 19. Juni gegeben werden. Dabei wurde jedoch verlangt, dass die einzelnen Brückenbestandtheile nicht vom Orte entfernt werden dürfen. Später, am 26. Juni wurde angeordnet, dass die Brückentheile in geometrisch richtiger Anordnung und Aufeinanderfolge auf einer der angrenzenden Wiesen niedergelegt und bewacht werden. Die im Flussbette lagernde Fahrbahntafel, einige zertrümmerte Streben, Theile des obren Horizontalverbandes, sowie abgebrochene Streben und Querträgertrümmer, die im Geschiebskiese der Birs gebettet lagen, konnten erst gehoben, beziehungsweise auf die Wiese gefördert werden, nachdem die Hochwasser des Flusses abgelassen, ein genügend kräftiges Gerüst erstellt und die nöthigen Hebewerkzeuge zur Stelle geschafft waren. Infolge mannigfacher Störungen, insbesondere infolge der zahl-

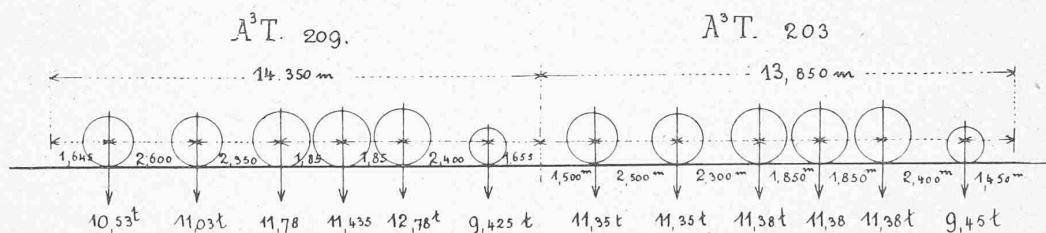


Fig. 49. Achsabstände und Gewichte der Locomotiven.

schien, als ob dieser Träger zuerst stehen blieb und erst im letzten Momente mitgerissen wurde.

Der Führer der zweiten Locomotive, J. Steinmann, fühlte, als er auf der Mitte der Brücke war, einen Ruck und dass er leicht und sanft bergab fahre, bis die Brücke mit einem „Rätsch“ zusammenbrach und die Locomotive sich senkrecht auf die Flusssohle stellte. Von einer Drehung seiner Maschine hat Steinmann nichts verspürt; erst später habe sie sich infolge Auskolkung des Flussgrundes etwas nach rechts geneigt. Der Heizer, C. Eichberger, bestätigt in der Hauptsache die vorigen Beobachtungen: „Als wir mit unserer Maschine auf die Brücke kamen, ist es mir gewesen, als ob wir sofort schief abwärts fahren.“

Übereinstimmend sagen mehrere Augenzeugen aus, dass der Bruch der Brücke ungefähr in der Mitte der Spannweite, hinter der zweiten Locomotive, erfolgt sei. Der Heizer Frey hatte das Gefühl, dass die untere rechte Gurtung sich langsam löse. Ein auf der Strassenbrücke stehender Beobachter bemerkt: „Die zwei ersten Räder der Locomotive berührten bereits das Widerlager; da sank die Brücke, zuerst in der Mitte; Krach und Sturz erfolgten gleichzeitig. Ein Erzittern der Brücke habe ich nicht gesehen; ich sah die Brücke senkrecht hinabgehen, mitten durchgebrochen.“

Dass auf der Brücke eine Entgleisung stattgefunden habe, stellt das Locomotivpersonal mit Entschiedenheit in Abrede. Frey drückt sich wie folgt aus: „Wir fuhren bis zum Krache glatt wie auf Federn; bis dahin kam die Maschine nicht von den Schienen.“ Eichberger sagt: „Die Maschine ist auf den Schienen gewesen, als sie hinunterfiel.“

c. Die Räumungsarbeiten.

Die Unterzeichneten erschienen Dienstag den 16. Juni, Morgens 10 Uhr auf der Unglücksstätte und nahmen nach

reichen und heftigen Regengüssen, welche das Wasser der Birs jeweilen wieder steigerten und trübten, verzögerte sich das Heben der untern Gurtungen der Hauptträger mit den daran haftenden Querträgern, Schwellenträgern und Windstreben bis zum Abend des 15. Juli, so dass mit der Untersuchung und Aufnahme dieser Brückentheile erst am 16. Juli begonnen werden konnte. Besondere Aufmerksamkeit wurde auch den Querschwellen zugewandt. So weit dies überhaupt möglich war, wurden die Schwellen an Ort und Stelle besichtigt, bezeichnet und hierauf neben die Eisenconstruction auf der Wiese gelagert.

d. Ergebnisse der Untersuchung der Widerlager, der Locomotiven und der Querschwellen.

Die Widerlager der Birsbrücke bei Mönchenstein haben durch den Einsturz der Eisenconstruction nur in geringem Masse gelitten. Das linksseitige zeigt mit Ausnahme einiger Abschürfungen und muschelförmigen Abschieferungen der Lagerquader keine nennenswerthen Beschädigungen. Etwas stärker ist das rechtsseitige Widerlager beschädigt. Die Ablösungen an den Quadern sind hier grösser und überdies haben sich unterhalb der Lagerquader die Fugen etwas geöffnet. Das Widerlager macht den Eindruck, als ob es in der Bahnrichtung einen heftigen Stoss erfahren hätte.

Ein Nivellement der Auflagerquader zeigte ganz geringfügige Unterschiede in deren Höhenlage, wodurch die Vermuthung einer Bewegung des Mauerwerks in verticaler Richtung ausgeschlossen wird.

Wiederholte Untersuchungen der Locomotiven ergaben, dass diese bei der Katastrophe gleichfalls verhältnissmässig wenig Beschädigungen erfahren haben.

Die Spurkränze und Naben der Räder zeigten mehrfache kleine Schürfungen, die nur von einem Streifen der

Räder an einer eisernen Kante herrühren können. Speziell der Tender der vordern Locomotive besass Spuren, welche darauf schliessen lassen, dass er sich beim Sturze um etwa $\frac{1}{4}$ m nach links verschoben hat und auf die Schwellenträger gefallen ist. Ferner wurde am rechten Dampfcylinder der vordern Locomotive unten rechts ein Eindruck wahrgenommen, welcher aller Wahrscheinlichkeit nach daher rührt, dass der Cylinder beim Abstürzen der Locomotive auf die Widerlagerkante aufschlug. Es ergibt sich aus dessen Lage, dass im Augenblicke des Sturzes das linke Rad der zweiten Locomotivaxe (der ersten Triebaxe) gerade am Mauerwerk angelangt war. Die übrigen aufgefundenen Beschädigungen sind bedeutungslos. Dass die Schienenräumer und Buffer zum Theil sich verbogen oder brachen, dass an der hintern Maschine die rechte Stossbalkenecke zerquetscht und die Rauchkammerthür eingedrückt wurde, dass eine der Axen leicht verbogen war und bei jeder Locomotive eine zerbrochene Federstütze aufgefunden wurde, sind Erscheinungen, die nicht auffallen können und bei der Entscheidung der Hauptfrage ausser Betracht fallen.

Wie aus den Blättern 6 und 7 *) hervorgeht, drehte sich die erste Locomotive beim Sturze um etwa $1\frac{1}{2}$ rechte Winkel um ihre Längsaxe, während die zweite Locomotive sich nahezu aufrecht auf den Flussgrund stellte. Diese Drehung der ersten Maschine kann kaum daher rühren, dass die rechte Tragwand zuerst nachgegeben hat, sonst hätte die zweite Maschine die Drehung mitgemacht. Sie war vielmehr eine Folge der schiefen Richtung des Widerlagers, infolge deren das erste Räderpaar und das linke zweite Rad bereits auf dem Mauerwerk ruhten, als die übrigen Räder ihre Unterstützung verloren. —

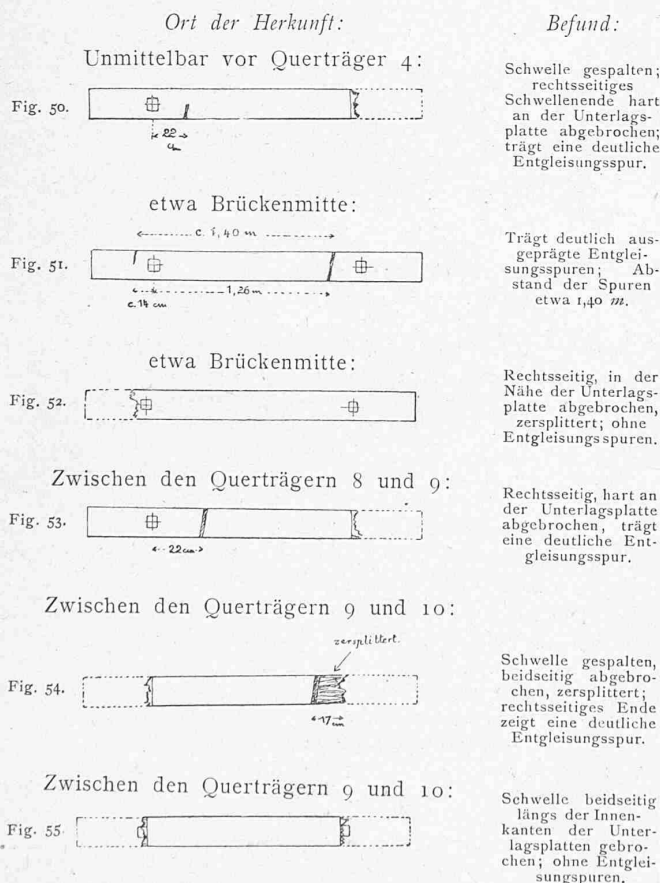
Zur Zeit der Katastrophe bestand der Oberbau der Birsbrücke aus eichenen, offenbar nicht imprägnirten Schwellen, welche auf den Längsträgern ruhten und an diese angeschraubt waren. Unter einigen der Schwellen befanden sich auf der linken Seite gusseiserne Weichenstühle, die zum Zwecke einer Vergrösserung der Ueberhöhung untergeschoben worden waren. Die Schwellendistanz betrug 70 cm.; es lagen somit zwischen zwei benachbarten Querträgern je 5 Schwellen auf der Brücke. Die Stahlschienen ruhten auf Unterlagsplatten, welche stellenweise mittelst Tirefonds, stellenweise mittelst Nägeln befestigt waren. Zwischenschwellen und Fangschienen fehlten. Der Bohlenbelag war seit Herbst 1890 nur lose vorhanden.

Im Ganzen sind nach und nach 51 Stück Querschwellen nebst einigen zersplitterten Trümmern aus dem Flussbette gezogen und deponirt worden. Die ursprüngliche Lage einzelner Querschwellen auf der Brücke konnte an Ort und Stelle festgestellt werden. Solche Schwellen wurden mit Oelfarbe bezeichnet und untersucht.

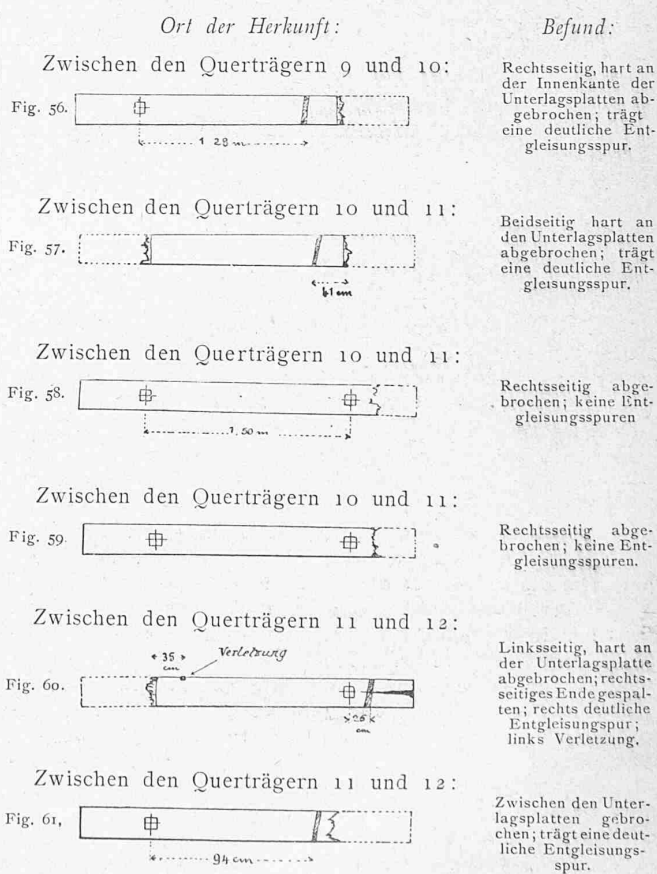
Wir lassen fraglichen Befund, orientirt in der Fahr- richtung, hier folgen.

Bis auf einige Verletzungen, die möglicherweise von Hammerschlägen (gelegentlich der Ausführung der Verstärkungsarbeiten der Brücke) herrühren, zeigen die übrigen Schwellen keine Spuren, die auf eine Entgleisung schliessen lassen.

Das Schwellenmaterial selbst wurde bis auf wenige Ausnahmen in betriebsstüchtigem Zustande angetroffen. Eine einzige Schwelle war, zufolge Kernfäulniss, zum Auswechseln reif. Mehrere wahnkantige Schwellen zeigten bei gesundem Zustande des reifen Holzes Splintfäulniss.



Aus vorstehender Zusammenstellung geht hervor, dass die Schwellen vorwiegend an den rechtsseitigen, stromaufwärts gelegenen Enden beschädigt wurden, dass eine Continuität der Entgleisungsspuren nicht besteht, dass auch die angetroffenen Spurkranzeindrücke bald rechts, bald links



von der Fahr- richtung liegen, dass somit diese Eindrücke erst während des Einsturzes der Brücke entstanden sein können. Auf Grund dieser Erhebungen kann in Uebereinstimmung mit den Aussagen des Locomotivpersonals ausgesprochen werden, dass eine Entgleisung der Fahrzeuge vor dem Einsturze der Mönchensteiner Brücke nicht stattgefunden hat.

*) Hier weggelassen. Vide Bd. XVII S. 157 d. Z. Die Red.

e. Ergebnisse der Untersuchung der Eisenconstruction.

Es ist unmöglich, mit Worten auch nur ein angenähertes Bild von dem Zustande der Eisenconstruction nach der Katastrophe zu geben. Die Zahl der eingetretenen Brüche, Risse und Verbiegungen ist eine ausserordentlich grosse. Dabei ist es schwierig zu sagen, ob dieselben gleich beim Einsturze der Brücke entstanden, oder ob sie durch die stürzenden Fahrzeuge des Zuges erzeugt worden sind. Wir beschränken uns deshalb auf die Beschreibung einiger weniger, charakteristischer Erscheinungen und verweisen im Uebrigen auf die unserem Berichte beigefügten Abbildungen. (Fig. 64—69.)

Die Construction zeigte nach dem Unfälle eine ausgesprochene Drehung nach rechts (flussaufwärts), was darauf schliessen lässt, dass die rechtsseitige Tragwand zuerst nachgegeben habe. Doch hat ohne Zweifel auch die vordere, nach rechts abstürzende Locomotive zu dieser Drehung wesentlich beigetragen. Die Tragwände zeigten in der Nähe der Widerlager die meisten Brüche. Im mittleren Theile hingen Gurtungen und Streben noch meistens zusammen und es waren hier hauptsächlich Verbiegungen und kleinere Risse der Streben zu bemerken. (Siehe Fig. 62 und 63.)*

unregelmässigen Flussbette herrührt, theils auch während der Hebung entstanden sein mag. Mehrere charakteristische Brucherscheinungen der Gurtungen und Streben sind durch die Figuren 64 bis 69 dargestellt.

Die Fahrbahntafel lag grösstentheils auf der Sohle des Flusses. Nur die Endstücke kamen auf die Uferböschung zu liegen. Fast sämtliche Quer- und Schwellenträger wurden durch die darauf stürzenden Wagen und Locomotiven stark beschädigt, einige von ihnen förmlich verstümmelt. Verhältnissmässig am wenigsten Beschädigungen erlitten die beiden ersten Querträger; sie wurden in horizontaler Richtung (gegen Basel zu) etwas verbogen und erlitten kleinere Risse und Verkrümmungen in Kopf und Fuss. Schlimmer kamen die Querträger 3 und 4 weg, und am schwersten wurden die acht letzten beschädigt. Unter den Verletzungen, die sie erlitten, fallen namentlich die zahlreichen Risse und Verbiegungen der Stehbleche auf; sie sind eine Folge der geringen Dicke und Festigkeit dieser Bleche. Bemerkenswerth ist ferner, dass am rechtsseitigen Ende des 5. Querträgers das Anschlussblech stark verbogen und, wie bereits bemerkt, das benachbarte Stück des Gurtungsstehbleches weggerissen wurde. Die an dieser Stelle ausser-

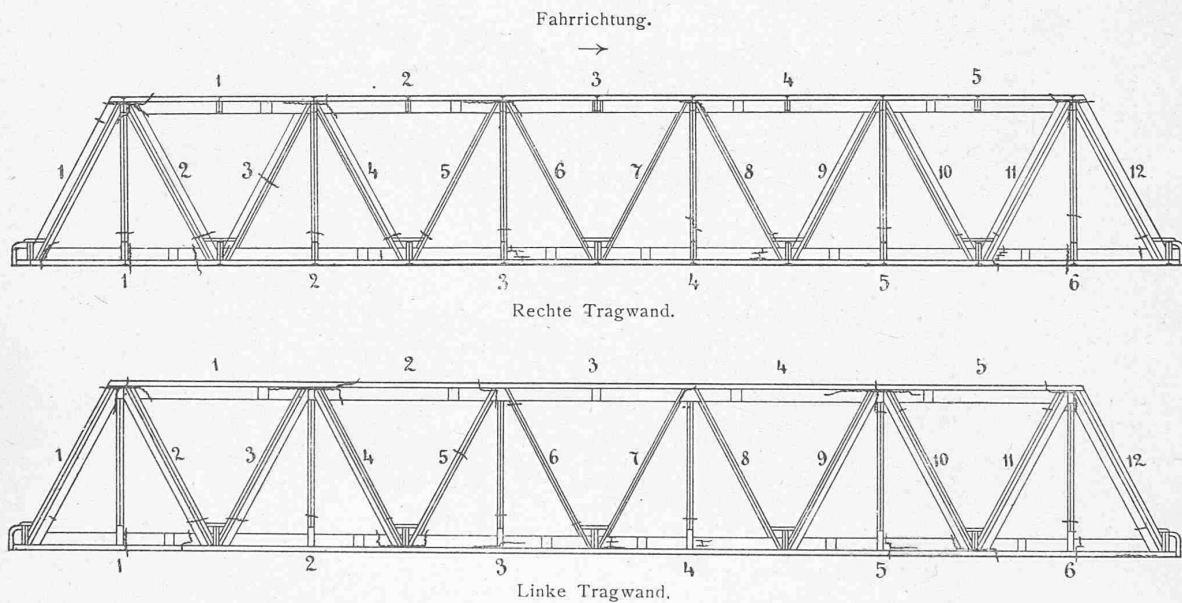


Fig. 62 und 63. Uebersicht der eingetretenen Risse.

Die obere Gurtung der linken Tragwand blieb auf eine Länge von etwa 20 m nahezu geradlinig, ebenso die obere Gurtung der rechten Tragwand auf eine Länge von etwa 12 m. An verschiedenen Stellen ist das Stehblech der oberen Gurtungen längs den Gurtwinkeln in auffallender Weise losgerissen, offenbar eine Folge der geringen Querfestigkeit der Bleche und des Umstandes, dass die Streben nicht über die Gurtwinkel hinweggeführt wurden. Die beiden unteren Gurtungen erlitten nur gegen die Widerlager zu durchgehende Brüche; die linke Gurtung bildete auf eine Länge von 20, die rechte auf eine Länge von 25 m ein zusammenhängendes Stück. Doch waren sie auf diesen Strecken mehrfach verbogen und angerissen; namentlich die Stehbleche zeigten zahlreiche Verletzungen und seitliche Ausbiegungen. Die stärkste Verletzung befindet sich am 5. Knotenpunkt der rechten Gurtung, am Zusammenstoss der 4. und 5. Strebe; dort ist das Stehblech durch die aufstürzenden Wagen auf eine Länge von 1,2 m vollständig weggerissen worden. Die zusammenhängenden Theile der unteren Gurtungen waren in lothrechter Richtung schwach verbogen, was wahrscheinlich von ihrer Lagerung auf dem

ordentlich weitgehende Zerstörung kann nur dadurch entstanden sein, dass sich die stürzenden Wagen anfangs nach diesem Punkte hindrängten und eine locale Stauung erzeugten.

Der obere Querverband wurde in der ersten Hälfte der Brücke durch die dagegen stürzenden Wagen zerstört; ebenso erlitt er am Ende der Brücke Beschädigungen durch die umstürzende vordere Locomotive. Dazwischen hat er sich auf eine Strecke von etwa vier Feldern ziemlich unversehrt erhalten. Das Gesamtbild des Trümmerwerks erweckte in uns schon Anfangs die Vermuthung, dass das Nachgeben eines ungefähr in der Brückenmitte liegenden Elementes der rechtsseitigen Tragwand die erste Ursache des Einsturzes gewesen sei, eine Vermuthung, die durch die später angestellten Berechnungen ihre Bestätigung fand.

Was die Unterhaltung der Eisenconstruction betrifft, so lässt sich nicht behaupten, dass sie mangelhaft gewesen sei. Der Anstrich war zwar an manchen Stellen der Erneuerung bedürftig; doch konnten wir nirgends Rostflächen bemerken, die zu Bedenken Veranlassung gegeben hätten. Nach dem Arbeitsprogramm der J.-S.-Bahn hätte übrigens die Brücke im vorigen Jahre neu angestrichen werden sollen; infolge der späten Vollendung der Verstärkungsarbeiten wurde jedoch die Ausführung dieses Anstriches auf das folgende Jahr verschoben.

*) Der Deutlichkeit zu lieb sind die Stäbe in Fig. 62 u. 63 etwas zu breit gezeichnet.

4. Resultate der Materialproben.

a. Herkunft des Materials.

Nach Angaben der Jura-Simplonbahn ist das Material der Mönchensteiner Brücke belgischen Ursprungs. Die Winkel-eisen sind von Valère-Mabille in Morlanvelz, die Flacheisen von Marcinelle et Couillet in Couillet, die Bleche von E. Dumont in Marchieux (?) geliefert.

b. Entnahme der Probestücke.

Dienstag den 30. Juni fand die Auswahl und Bezeichnung der zu den Materialproben bestimmten Brückenbe-

Vom Querträger Nr. 12:

Ein 0,6 m langer Abschnitt des linksseitigen Endfeldes.

Vom linksseitigen Schwellenträger 3:

Ein 1,0 m langer Abschnitt.

11 Stück Nieten.

Die vorstehend angeführten Abschnitte der Eisencon-struction sind in der Festigkeitsanstalt in ihre einzelnen Elemente zerlegt (abgenietet) und aus diesen nach Anleitung der Protokoll-Ausfertigung die verschiedenen Probekörper kalt herausgearbeitet worden. Die Entnahme und Zurichtung

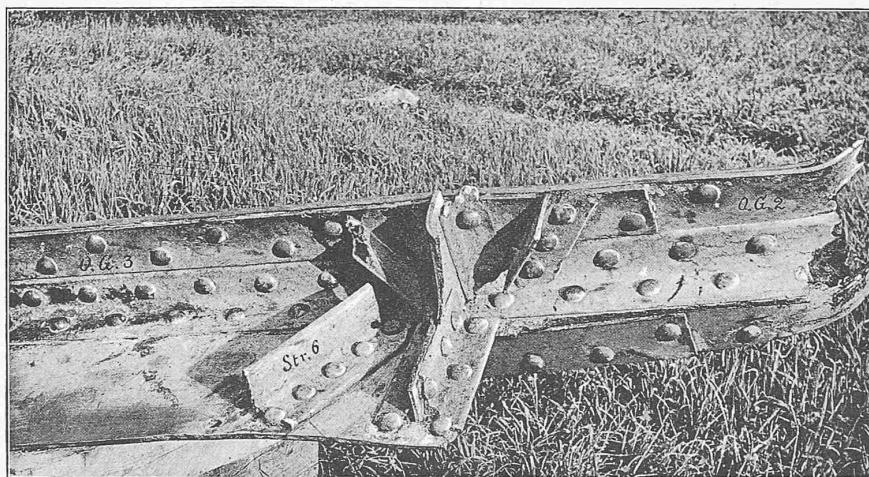


Fig. 64. Obere Gurtung 2-3 der rechten Tragwand.

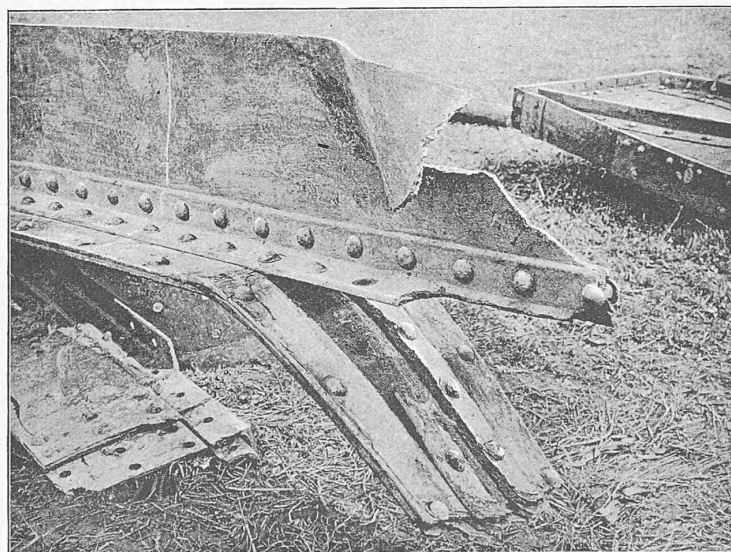


Fig. 65. Obere Gurtung 2 der linken Tragwand.

standtheile statt. Zum Versandt in das eidg. Festigkeits-institut gelangten:

Vom rechtsseitigen Hauptträger:

Ein 1,2 m langer Abschnitt	des Untergurts U. G. 6.
" 1,0 " " "	der Zugstrebe 2.
" 1,0 " " "	der Druckstrebe 3.
" 1,2 " " "	des Obergurts O. G. 4.
" 1,0 " " "	einer Hängsäule sign. 11.

Vom linksseitigen Hauptträger:

Ein 1,0 m langer Abschnitt	des Untergurts U. G. 1.
" 1,3 " " "	der Zugstrebe 11.
" 1,0 " " "	der Druckstrebe 10.
" 1,2 " " "	des Obergurts O. G. 2.

dieser Probekörper haben nach Normen der Festigkeits-anstalt gleichzeitig mehrere mechanische Werkstätten und Maschinen-Fabriken besorgt.

Die Feststellung der Festigkeits- und Güteverhältnisse des Brückeneisens geschah:

- durch Zerreißproben,
- " Kaltbiegeproben (Proben auf Kaltbruch),
- " Umschlagproben (Proben auf Beschaffenheit des Gefüges und Güte des Schweisseisens).

Das Nietmaterial wurde:

- Scherversuchen,
- Stauchversuchen (Probe auf Warmstauchbarkeit)

unterworfen. Mit Rücksicht auf den Umstand, dass das Ma-terial der eingestürzten Birsbrücke der Kategorie „Schweiss-

schmiedeeisen“ angehört, welches stets etwelche Schlackeneinschlüsse enthält, die sich vom Eisen nicht abscheiden lassen, musste von der Feststellung der chemischen Zusammensetzung desselben Abstand genommen werden.

Im Ganzen wurden ausgeführt:

an Zerreißproben	103 Versuche,
„ Kaltbiegeproben	99 „
„ Nietscherproben	5 „
„ Nietstauchproben	6 „

Sa. 213 Versuche.

c. Ergebnisse der Prüfung.

I. Stehbleche der Hauptträger.

a. Zerreißproben; Längsrichtung.

	<i>Zugfestigkeit.</i>	<i>Contraction.</i>	<i>Dehnung nach Bruch.</i>	<i>Arbeits- coefficient.</i>
<i>Im Mittel:</i>	3,69 t pr. cm ² ;	13,1 0/0;	8,6 0/0;	0,32 cm t.
<i>Kleinstwerthe:</i>	3,57 t „ „	12,5 „	6,7 „	0,24 „
<i>Grösstwerthe:</i>	3,90 t „ „	13,8 „	11,7 „	0,46 „

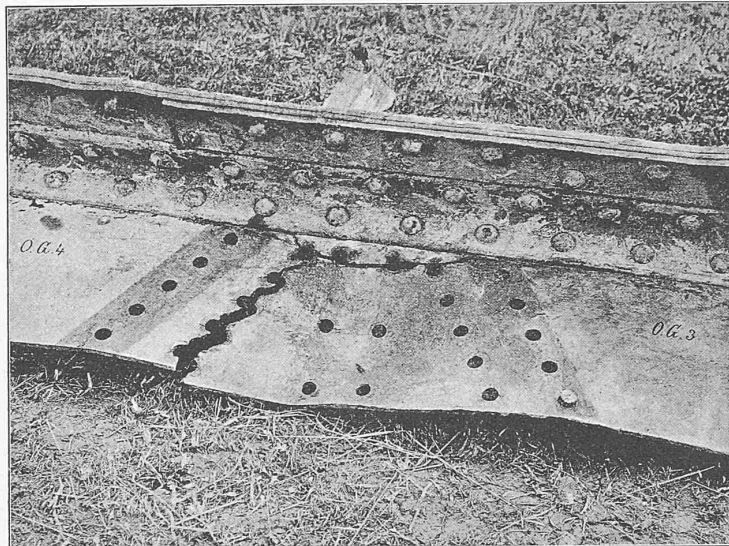


Fig. 66. Obere Gurtung 3-4 der linken Tragwand.

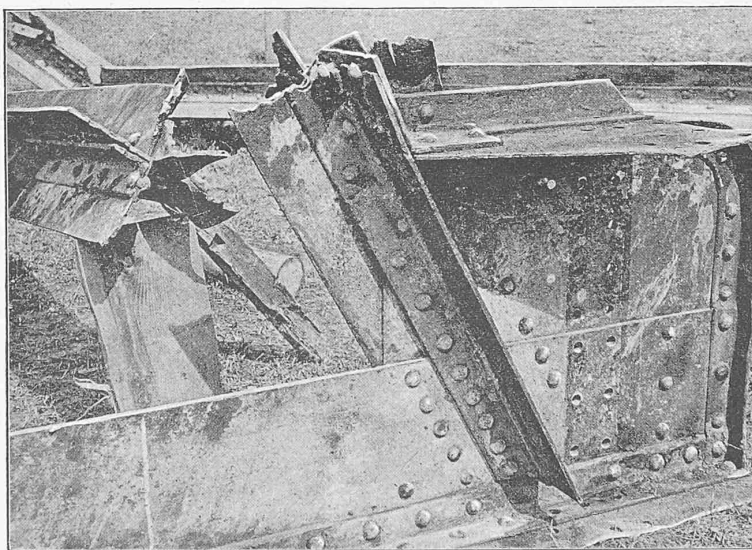


Fig. 67. Auflager und untere Gurtung 1 der rechten Tragwand.

In folgenden Zusammenstellungen geben wir eine Uebersicht über die gewonnenen Resultate, wobei zu bemerken ist, dass zur Prüfung der Materialbeschaffenheit nur oberflächlich tadellose, d. h. solche Stäbe zugelassen wurden, die durch die Katastrophe keine sichtbare Beschädigung erlitten, und dass mit Ausschluss der Winkeleisen der Quer- und Schwellenträger die angeführten Kleinst- und Grösstwerthe in der Regel Mittelwerthe aus je zwei zusammengehörigen Versuchen bedeuten.

b. Desgleichen; Querrichtung.

<i>Im Mittel:</i>	2,73 t pr. cm ² ;	0,7 0/0;	0,3 0/0;	0,01 cm t.
<i>Kleinstwerthe:</i>	2,62 t „ „	0,0 „	0,1 „	0,00 „
<i>Grösstwerthe:</i>	2,97 t „ „	1,4 „	0,8 „	0,02 „

c. Kaltbiegeproben; Längsrichtung.

	<i>Krümmungs- radius.</i>	<i>Biegungs- winkel.</i>	<i>Biegungs- coefficient.</i>
<i>Im Mittel:</i>	2,7 cm;	70,8°;	18,1
<i>Kleinstwerthe:</i>	2,4 „	68,0°;	17,0
<i>Grösstwerthe:</i>	3,0 „	74,0°;	20,0

d. Desgleichen; Querrichtung.

Im Mittel:	12,3 cm;	8,4°;	4,1
Kleinstwerthe:	8,9 "	6,0°;	3,4
Grösstwerthe:	14,1 "	12,5°;	5,5

e. Beschaffenheit des Gefüges und Güte der Schweissung.

Das Material ist vorwiegend sehnig, blättrig, deutlich geschichtet, oft mit körnigen Einlagerungen durchsetzt. In den meisten Fällen ist die Schweissung der Lagerflächen von Packet-Rohschienen normal; weniger befriedigt diejenige der Stossflächen, namentlich unter der Walzhaut der Stehbleche.

II. Gurtlamellen der Hauptträger.

a. Zerreißproben; Längsrichtung.

	Zugfestigkeit.	Contraction.	Dehnung nach Bruch.	Arbeits-coefficient.
Im Mittel:	3,50 t pr. cm ² ;	10,5 0/0;	7,9 0/0;	0,26 cm t.
Kleinstwerthe:	3,01 t " "	5,5 "	4,1 "	0,08 "
Grösstwerthe:	3,82 t " "	15,5 "	12,9 "	0,36 "

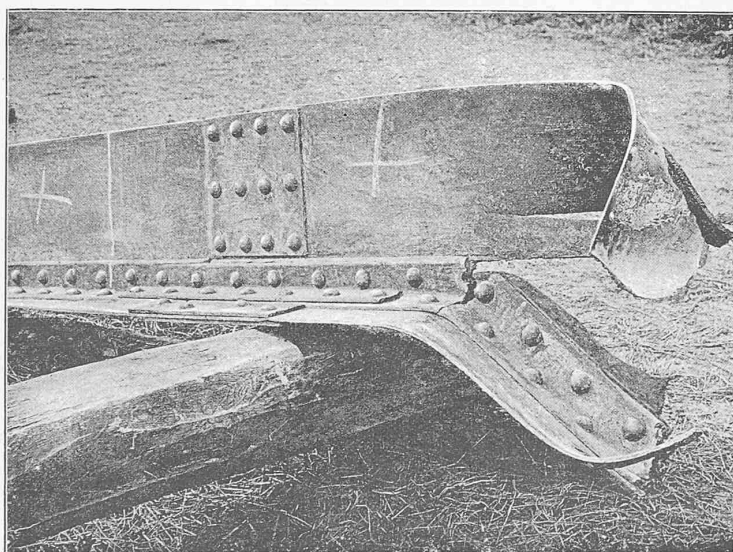


Fig. 68. Untere Gurtung 1 der rechten Tragwand.

b. Desgleichen; Querrichtung.

Im Mittel:	2,17 t pr. cm ² ;	0,4 0/0;	0,1 0/0;	0,00 cm t.
Kleinstwerthe:	1,00 t " "	0,0 "	0,0 "	0,00 "
Grösstwerthe:	2,64 t " "	1,7 "	0,4 "	0,01 "

c. Kaltbiegeproben; Längsrichtung.

	Krümmungsradius.	Biegungswinkel.	Biegungs-coefficient.
Im Mittel:	3,5 cm;	56,6°;	15,5
Kleinstwerthe:	2,6 "	46,0°;	12,5
Grösstwerthe:	4,3 "	72,0°;	19,3

d. Desgleichen; Querrichtung.

Im Mittel:	13,9 cm;	7,0°;	3,9
Kleinstwerthe:	8,1 "	4,4°;	2,7
Grösstwerthe:	15,5 "	14,5°;	4,6

e. Beschaffenheit des Gefüges und Güte der Schweissung.

Das Material der Gurtlamellen ist vorwiegend blättrig, oft kurzsehnig, geschichtet; meist mit körniger Einlagerung durchsetzt. Die Schweissung der Lagerflächen der Rohschienen im Packet ist normal, diejenige der Stossflächen namentlich unter der Walzhaut häufig unvollkommen. Es zeigen daher die Oberflächen einzelner Gurtlamellen etwa 1/2

bis 1 mm tiefe Schweissnähte und die halbe Lamellenstärke umfassende, unganze Pärtien, die die Zugfestigkeit des Eisens in der Querrichtung ausserordentlich reduciren. Zu Folge dieser Verhältnisse brach ein Probekörper in der Querrichtung schon während der Appretur.

III. Gurtwinkel der Hauptträger.

a. Zerreißproben.

	Zugfestigkeit.	Contraction.	Dehnung nach Bruch.	Arbeits-coefficient.
Im Mittel:	3,27 t pr. cm ² ;	11,1 0/0;	4,8 0/0;	0,16 cm t.
Kleinstwerthe:	2,89 " "	9,7 "	3,2 "	0,09 "
Grösstwerthe:	3,54 " "	11,9 "	6,1 "	0,22 "

b. Kaltbiegeproben.

	Krümmungsradius.	Biegungswinkel.	Biegungs-coefficient.
Im Mittel:	3,6 cm;	84,7°;	19,3
Kleinstwerthe:	1,4 "	42,5°;	13,3
Grösstwerthe:	4,8 "	189,5°;	35,9

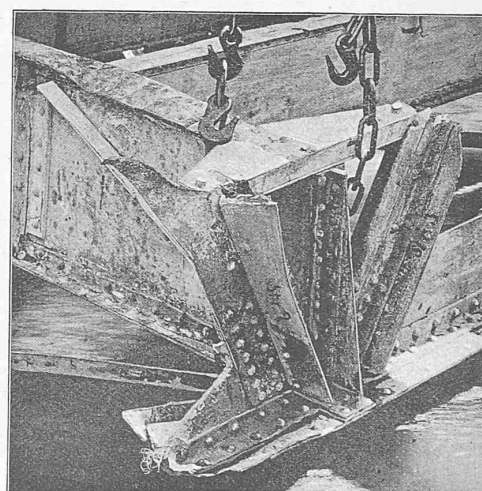


Fig. 69. Untere Gurtung 1-2 der rechten Tragwand und Querträger 3.

c. Beschaffenheit des Gefüges und Güte der Schweissung.

Vorwiegend sehnig, mit geringfügigen körnigen Einsprenglingen; Schweissung wechselnd.

IV. Streben- und Hängsäulen-Winkel.

a. Zerreißproben.

	Zugfestigkeit.	Contraction.	Dehnung nach Bruch.	Arbeits-coefficient.
Im Mittel:	3,89 t pr. cm ² ;	16,3 0/0;	12,0 0/0;	0,47 cm t.
Kleinstwerthe:	3,73 " "	15,0 "	8,9 "	0,33 "
Grösstwerthe:	4,08 " "	18,8 "	14,7 "	0,59 "

b. Kaltbiegeproben.

	Krümmungsradius.	Biegungswinkel.	Biegungs-coefficient.
Im Mittel:	2,42 cm;	111,4°;	20,6
Kleinstwerthe:	1,50 "	62,5°;	14,1
Grösstwerthe:	4,20 "	194,5°;	28,9

c. Beschaffenheit des Gefüges und Güte der Schweissung.

Vorwiegend blättrig, sehnig, normal; Schweissung normal, meist mit geringfügigen Schweissnähten durchsetzt.

V. Flacheisen der Streben.

a. Zerreißproben; Längsrichtung.

	Zugfestigkeit.	Contraction.	Dehnung nach Bruch.	Arbeits- coefficient.
Im Mittel:	3,58 t pr. cm ² ;	10,8 ‰;	7,0 ‰;	0,26 cm t.
Kleinstwerthe:	3,12 " "	7,8 " "	3,7 " "	0,12 " "
Grösstwerthe:	3,90 " "	11,8 " "	11,4 " "	0,44 " "

b. Desgleichen; Querrichtung.

(Für Flacheisen mit über 30 cm Breite.)

Im Mittel:	2,65 t pr. cm ² ;	0,9 ‰;	0,2 ‰;	0,01 cm t.
Kleinstwerthe:	2,53 " "	0,2 " "	0,3 " "	0,00 " "
Grösstwerthe:	2,79 " "	1,8 " "	0,1 " "	0,01 " "

c. Kaltbiegeproben; Längsrichtung.

	Krümmungs- radius.	Biegungs- winkel.	Biegungs- coefficient.
Im Mittel:	2,84 cm;	67,7 ‰;	17,6
Kleinstwerthe:	2,30 " "	50,0 ‰;	13,2
Grösstwerthe:	3,65 " "	80,5 ‰;	21,7

d. Desgleichen; Querrichtung.

(Für Flacheisen mit über 30 cm Breite.)

Im Mittel:	13,7 cm;	9,9 ‰;	3,7
Kleinstwerthe:	12,0 " "	8,3 ‰;	3,4
Grösstwerthe:	14,5 " "	11,5 ‰;	4,1

e. Beschaffenheit des Gefüges und Güte der Schweissung.

Aehnlich derjenigen der Stehbleche und Gurtlamellen der Hauptträger mit dem Unterschiede, dass Brüche während der Appretur der Stäbe nicht vorgekommen sind.

VI. Stehblech der Quer- und Schwellenträger.

a. Zerreißproben; Längsrichtung.

	Zugfestigkeit.	Contraction.	Dehnung nach Bruch.	Arbeits- coefficient.
Im Mittel:	3,08 t pr. cm ² ;	8,4 ‰;	3,1 ‰;	0,10 cm t.
Kleinstwerthe:	2,95 " "	6,3 " "	2,8 " "	0,09 " "
Grösstwerthe:	3,21 " "	10,4 " "	3,4 " "	0,11 " "

b. Desgleichen; Querrichtung.

Im Mittel:	2,47 t pr. cm ² ;	0,5 ‰;	0,4 ‰;	0,01 cm t.
Kleinstwerthe:	2,44 " "	0,3 " "	0,1 " "	0,00 " "
Grösstwerthe:	2,50 " "	0,7 " "	0,6 " "	0,01 " "

c. Kaltbiegeproben; Längsrichtung.

	Krümmungs- radius.	Biegungs- winkel.	Biegungs- coefficient.
Im Mittel:	2,58 cm;	65,2 ‰;	14,3
Kleinstwerthe:	2,20 " "	55,3 ‰;	12,1
Grösstwerthe:	2,95 " "	75,0 ‰;	16,4

d. Desgleichen; Querrichtung.

Im Mittel:	7,10 cm;	18,9 ‰;	5,0
Kleinstwerthe:	6,80 " "	16,5 ‰;	4,9
Grösstwerthe:	7,40 " "	21,3 ‰;	5,1

e. Beschaffenheit des Gefüges und Güte der Schweissung.

Aehnlich derjenigen der Stehbleche und Gurtlamellen der Hauptträger, mit dem Unterschiede, dass Brüche während der Appretur der Stäbe nicht vorgekommen sind.

VII. Quer- und Schwellenträger-Winkel.

a. Gurt- und Befestigungswinkel; Zerreißproben.

	Zugfestigkeit.	Contraction.	Dehnung nach Bruch.	Arbeits- coefficient.
Im Mittel:	3,87 t pr. cm ² ;	13,3 ‰;	10,7 ‰;	0,41 cm t.
Kleinstwerthe:	3,69 t " "	10,1 " "	6,8 " "	0,26 " "
Grösstwerthe:	4,04 t " "	18,2 " "	15,2 " "	0,61 " "

Verstärkungswinkel (aus dem Jahre 1890).

Im Mittel:	3,59 t pr. cm ² ;	10,3 ‰;	6,5 ‰;	0,24 cm t.
------------	------------------------------	---------	--------	------------

b. Gurt- und Befestigungswinkel; Kaltbiegeproben.

	Krümmungs- radius.	Biegungs- winkel.	Biegungs- coefficient.
Im Mittel:	1,75 cm;	67,5 ‰;	23,1
Kleinstwerthe:	1,30 " "	22,0 ‰;	17,0
Grösstwerthe:	2,30 " "	100,0 ‰;	28,9

Verstärkungswinkel (aus dem Jahre 1890).

Im Mittel:	2,90 cm;	70,5 ‰;	17,3
------------	----------	---------	------

c. Beschaffenheit des Gefüges und Güte der Schweissung.

Normal, sehnig mit geringfügigen körnigen Einsprenglingen; Schweissung normal.

VIII. Querträger-Gurtlamellen.

(Verstärkung aus dem Jahre 1890.)

a. Zerreißprobe; Längsrichtung.

	Zugfestigkeit.	Contraction.	Dehnung nach Bruch.	Arbeits- coefficient.
Im Mittel:	3,45 t pr. cm ² ;	12,7 ‰;	9,4 ‰;	0,33 cm t.

b. Desgleichen; Querrichtung.

Im Mittel:	2,40 t pr. cm ² ;	1,0 ‰;	0,7 ‰;	0,02 cm t.
------------	------------------------------	--------	--------	------------

c. Kaltbiegeprobe; Längsrichtung.

	Krümmungs- radius.	Biegungs- winkel.	Biegungs- coefficient.
Im Mittel:	3,45 cm;	50,8 ‰;	14,7

d. Beschaffenheit des Gefüges und Güte der Schweissung.

Normal, sehnig mit Spuren von Schweissnähten.

IX. Nieten.

a. Scherproben; senkrecht zur Faser.

absol. Scherfestigkeit.

Im Mittel	2,96 t pro cm ² .
Kleinstwerth	2,87 " "
Grösstwerth	3,05 " "

b. Stauchproben.

Höhenabminderung
absolut. in ‰ der urspr. Cylinderhöhe.

Im Mittel	1,52 cm;	41,9 ‰.
Kleinstwerth	1,17 " "	31,0 " "
Grösstwerth	1,80 " "	54,5 " "

d. Zusammenfassung und Vergleichung der Ergebnisse.

Zur Beurtheilung des Gütegrades des Materials der eingestürzten Birsbrücke wird es nützlich sein, zunächst die in den verschiedenen Staaten üblichen Gütevorschriften des Schweisseisens für Constructions zwecke anzuführen.

Frankreich besitzt derzeit keine einheitlichen Normen dieser Art. Die verschiedenen Bahngesellschaften legen ihrer Submission verschiedenartige und gesellschaftswerthige Vorschriften zu Grunde. Der Entwurf des neuen Brückenreglements (1890) enthält folgende zulässige Kleinstwerthe für das Schweisseisen:

	Zugfestigkeit.	Dehnung nach Bruch.
Flach- und Formeisen in der Walzrichtung	3,20 t pr. cm ² ;	8,0 ‰.
Bleche, Längsrichtung	3,20 " "	8,0 " "
" Querrichtung	2,80 " "	3,5 " "
Nieteisen	3,60 " "	16,0 " "

Die vom österreichischen Handelsministerium im Jahre 1887 erlassene Brückenverordnung weist folgende Material-Güteansätze auf:

Brückeneisen überhaupt . 3,60 t pr. cm²; 12,0 ‰.

„Bei einer geringeren Bruchfestigkeit muss eine verhältnissmässig grössere Dehnung, welche bei der noch gestatteten niedrigsten Bruchfestigkeit von 3,30 t pro cm² mindestens 20 ‰ zu betragen hat, vorhanden sein.“

Nach den *deutschen Vorschriften* wären folgende Kleinstwerthe einzuhalten:

	Zugfestigkeit.	Dehnung nach Bruch.	Biegungswinkel. *)
Für <i>Flach- und Formeisen</i> , Längsrichtung:			
bis 1,0 cm Stärke	3,60 t pr. cm ² ;	12 %;	50 °
bei 1,0 cm " 1,5 " "	3,50 " "	12 " "	35 °
" 1,5 " " 2,5 " "	3,40 " "	12 " "	25—15 °
Für <i>Trägerbleche</i> ; Längsrichtung:	3,50 t pr. cm ² ;	10 %	} wie bei Flach- u. Formeisen.
Querrichtung:	2,80 " "	3 " "	
Für <i>Nieteisen</i> :	3,70 " "	15 " "	180 ° bei d gleich der Eisendicke

Probestücke des Nieteisens mit einer Länge gleich der doppelten Eisenstärke müssen sich warm auf die Hälfte ihrer Länge stauchen lassen, ohne Risse zu zeigen.

Die *schweizerischen Vorschriften* basiren auf einer minimalen Zugfestigkeit und einem minimalen, der Deformationsarbeit angenähert proportionalen Güte- oder Arbeitscoefficienten. Neu hinzu tritt die Ausdrucksform der Biegsamkeit (Biegungscoefficient)

$$x = 100 \frac{s}{2r}$$

worin s die Stärke des Probestreifens, r den Krümmungsradius seiner Axe bedeutet. Verlangt werden folgende zulässige Kleinstwerthe.

	Zugfestigkeit.	Arbeitscoefficient.	Biegungscoefficient.
Für <i>Flach- und Formeisen</i> :	3,5 t pr. cm ² ;	0,45 cm t;	20,0
" <i>Trägerbleche</i> , Längsrichtg.:	3,4 " "	0,45 " "	20,0
" " Querrichtg.:	2,8 " "	0,10 " "	6,0
" <i>Nieteisen</i> :	3,6 " "	0,70 " "	60,0

Die Vorschriften für Stauchproben entsprechen den deutschen Bestimmungen.

Eine Vergleichung der vorstehenden Gütevorschriften zeigt, dass im Gegensatz zu den französischen die österreichischen Vorschriften die schärfsten sind. Die deutschen und schweizerischen Bestimmungen liegen lediglich nur in der Ausdrucksform wesentlich auseinander. Hinsichtlich der *Flach- und Formeisen* sind die Anforderungen der schweizerischen, hinsichtlich der *Bleche* dagegen diejenigen der deutschen Bestimmungen die mässigeren. Obschon wesentliche Differenzen zwischen beiden nicht vorliegen, andererseits um bei Beurtheilung der Materialbeschaffenheit des Eisens der Mönchensteiner Brücke einen möglichst milden Masstab zu gewinnen, sei gestattet, die Ergebnisse der Festigkeitsproben, soweit sie sich auf die Flach- und Formeisen beziehen, nach den schweiz. Normen, die *Bleche* dagegen nach den deutschen Vorschriften zu beurtheilen.

Aus vorstehenden Zusammenstellungen geht nun hervor, dass das Material der Birsbrücke bei Mönchenstein ein *Schweiseseisen* von stark wechselnder Güte gewesen ist. Das *Nieteisen* befriedigt sowohl in Hinsicht auf seine Festigkeit als auch in Hinsicht auf Homogenität und Zähigkeit. Es bestätigen somit die Versuche die beim Abnieten der einzelnen Brückenbestandtheile gemachten guten Erfahrungen. Desgleichen ist das Material der *Streben-, Hängsäulen-, Quer- und Schwellenträgerwinkel* von normaler Beschaffenheit. Die angetroffenen körnigen Einlagerungen haben die Biegsamkeit der Proben dieser Eisensorte nachtheilig nicht beeinflusst. Von zweifelhaftem Werthe sind die *Gurtwinkel* der Hauptträger; ihre mittlere Festigkeit genügt eben noch den geringen Forderungen der französischen Vorschriften; dagegen hat selbst der ausgewiesene Grösstwerth ihrer Dehnbarkeit (6,1%) den Kleinstwerth jener Vorschriften nicht erreicht und bleibt das durchschnittliche Dehnungsmass um 40% unter der angenommenen Grenze (8%). Aehnlich ist das Material der *Flacheisen der Streben, der Stehbleche und der Lamellen der Hauptträgergurten*; es erreicht nur im Mittel die Zugfestigkeit, die man in der Längsrichtung von Eisensorten dieser

*) Mit einer näheren Specification der Dicke des Materials; Dorn-durchmesser = 2,6 cm.

Art als „*Kleinstwerth*“ zu verlangen berechtigt ist. Bedeutende Schwankungen zeigen die Dehnungsverhältnisse und damit das Arbeitsvermögen dieser Materialien. Ihre Mittelwerthe bleiben tief unter der zulässigen Grenze; diese wird selbst in den Einzelversuchen nur ausnahmsweise erreicht. Die Querfestigkeit der Flacheisen, an die in der Regel keine Qualitätsanforderungen gemacht werden, — obschon sie mit Rücksicht auf den Umstand, dass speciell an den Gurtungsstegen die gespannten Streben hängen, auch angemessene Querfestigkeiten aufweisen sollten, — ist von höchst zweifelhaftem Werthe. Sie sind offenbar aus Packeten ohne Deckel oder Rohschienenlagen über den äusseren Stossfugen erwalzt. Folge hiervon ist das Auftreten der zahlreichen, langgestreckten, geradlinigen, an den Oberflächen dieser Eisensorten auslaufenden Schweissnähte von 1/2 bis 1 mm und unganzer Partien bis zu 5 mm Tiefe. An solchen Stellen sinkt die Querfestigkeit des Eisens auf ein geradezu bedenkliches Minimum (in einem Falle auf 1,0 t pro cm²; in einem zweiten brach der Stab während der Appretur). An einer Gurtlamelle dieser Art konnte die Infiltration des Wassers bis auf etwa 7 mm Tiefe nachgewiesen werden. Von ebenfalls untergeordneter Güte haben sich die *Stehbleche der Quer- und Schwellenträger* bewährt. Die Grösstwerthe ihrer Festigkeit und Dehnung u. z. sowohl in der Längs-, als in der Querrichtung liegen tief unter den zulässigen Kleinstwerthen der deutschen Normen; es ist bemerkenswerth, dass die Querfestigkeiten sowie die Dehnungen selbst die französischen Grenzwerte nicht erreichen.

Besser, ohne jedoch die vorschriftsmässigen Kleinstwerthe der Dehnungen bzw. der Arbeitscoefficienten zu erreichen, ist das Material der *Winkelleisen* und *Gurtlamellen* der Querträger-Verstärkungen aus dem Jahre 1890.

Fasst man die gewonnenen Festigkeits- und Qualitätsresultate zusammen, so erscheinen die Eisensorten der Mönchensteiner Brücke mit Ausschluss des Nieteisens, der Streben-, Hängsäulen-, Quer- und Schwellenträgerwinkel als minderwerthig und für Brückenbauzwecke ungeeignet. Die angetroffenen Längsschweissnähte der breiten Flacheisen, namentlich der Gurtstehbleche, sowie die geringen Festigkeitsverhältnisse der Quer- und Schwellenträgerbleche lassen die aus ihnen hergestellten Brückenbestandtheile in einem bedenklichen Lichte erscheinen und erklären zum grossen Theil die Lage und Form der beim Einsturze entstandenen Risse. Zu bemerken ist indessen, dass ausgesprochen alte Anrisse an den über Wasser gelegenen Brückenbestandtheilen nicht gefunden wurden und die aus dem Wasser gehobenen Bruchflächen eine diesbezügliche Beurtheilung nicht mehr gestatteten. Es ist daher auch nicht möglich, die Katastrophe vom 14. Juni aus der mangelhaften Eisenqualität allein abzuleiten.

5. Statische Untersuchungen.

(Mit einer Farbendruck-Tafel.)

a. Hauptspannungen in den Tragwänden.

Zunächst sollen diejenigen Kräfte und Spannungen bestimmt werden, welche in den Tragwänden auftraten, während der verunglückte Zug über die Brücke fuhr.

Das eigene Gewicht der Brücke ergibt sich nach einer speciellen Berechnung gleich 67,2 t im Ganzen, oder gleich 0,8 t auf den laufenden Meter einer Tragwand. Auf die oberen Knotenpunkte trifft ein Gewicht von je 1,68 t, auf die untern ein solches von 1,96 t. Als zufällige Lasten wurden der Rechnung zu Grunde gelegt:

Locomotive	A ³ T	203,	Länge 13,85 m,	Gewicht 66,29 t
"	A ³ T	209,	" 14,35 m,	" 66,98 t
Gepäckwagen	F	3009,	" 9,82 m,	" 12,00 t
Personenwagen	C ⁴	2269,	" 15,375 m,	" 17,90 t

Die übrigen Wagen des Zuges fallen ausser Betracht, da sie erst nach dem Einsturze auf die Brücke gelangten.

Berechnet man zunächst das grösste Biegemoment, das unter dieser Verkehrslast in der Brückenmitte entsteht, so findet man 957 ml. Die dieser Zahl entsprechende gleichförmige Belastung beträgt $\frac{8.957}{42^2} = 4,34$ t auf den laufenden Meter.

Der ursprünglichen Berechnung der Brücke wurde eine Be-

lastung von 4,50 t zu Grunde gelegt (vgl. S. 2). Man kann somit die Belastung, welche die Brücke am 14. Juni zu tragen hatte, nicht als eine übermässige bezeichnen.

In der nachfolgenden Tabelle sind die Kräfte übersichtlich zusammengestellt, welche auf Grund obiger Belastungen in den einzelnen Stäben im ungünstigsten Falle auftreten. Daneben sind die Querschnitte der verschiedenen Stäbe ohne und mit Abzug der Nietlöcher angegeben, so wie die Spannungen, welche sich ergeben, wenn man die Kräfte durch die Querschnitte dividirt. Bei den Streben sind Zugkräfte mit dem +, Druckkräfte mit dem - Zeichen versehen. Die Streben 1—4 können bei der Berechnung ausser Acht gelassen werden, da ihre Beanspruchung weit unter derjenigen der symmetrischen Streben liegt. (Bezügl. der Bezeichnung der Stäbe vgl. Fig. 62 und 63, S. 9.)

Stab	Stabkraft			Querschnittsfläche		Spannung pro cm^2		
	Eigen- gewicht	Zufällige Last	Zu- sammen	Ohne Be- rücksich- tigung der Nietlöcher	Mit Abzug der Nietlöcher	Ohne Be- rücksich- tigung der Nietlöcher	Mit Abzug der Nietlöcher	
	t	t	t	cm^2	cm^2	t	t	
Obere Gurtung (Druckkräfte)	1	15,9	43,0	58,9	106	90	0,56	0,65
	2	25,5	69,2	94,7	162	137	0,58	0,69
	3	28,6	77,2	105,8	182	152	0,58	0,70
	4	25,5	69,5	95,0	162	137	0,59	0,69
	5	15,9	44,1	60,0	106	90	0,57	0,67
Untere Gurtung (Zugkräfte)	1	9,0	23,2	32,2	106	90	0,30	0,36
	2	21,7	58,3	80,0	138	116	0,58	0,69
	3	28,1	75,0	103,1	178	151	0,58	0,68
	4	28,1	75,2	103,3	178	151	0,58	0,68
	5	21,7	59,1	80,8	138	116	0,59	0,70
	6	9,0	24,5	33,5	106	90	0,32	0,37
Streben	5	— 5,3	+ 7,8	+ 2,5	52,1	46,5	0,05	0,05
	6	+ 1,1	— 11,6	— 10,5	32,8	28,4	0,32	0,37
	7	+ 1,1	+ 16,5	+ 17,6	32,8	28,4	0,54	0,62
	8	— 5,3	— 22,6	— 27,9	52,1	46,5	0,54	0,60
	9	+ 7,6	+ 29,0	+ 36,6	58,8	53,8	0,62	0,68
	10	— 11,7	— 35,7	— 47,4	87,6	78,5	0,54	0,60
	11	+ 14,0	+ 42,7	+ 56,7	93,6	84,5	0,61	0,67
Häng- eisen	12	— 18,2	— 49,8	— 68,0	114,8	104,7	0,59	0,65
	1-6	+ 2,0	+ 11,5	+ 13,5	21,1	17,9	0,64	0,75

Wie man sieht, liegen die ohne Rücksicht auf die Nietlöcher berechneten Spannungen meistens unter der als zulässig vorgeschriebenen Spannung von 0,6 t; wo diese Zahl überschritten wird, ist die Ueberschreitung eine geringfügige. Werden die Nietlöcher von den Querschnittsflächen abgezogen, so ergeben sich Spannungen, welche unter 0,7 t oder nur wenig darüber liegen. Eine Spannung des Eisens von 0,7 t entspricht ungefähr einer fünffachen Bruch-sicherheit und wird bei auf Zug beanspruchten Stäben allgemein als zulässig angesehen. Am stärksten (mit 0,75 t) werden die verticalen Hängeisen beansprucht.

Die Zahl und Anordnung der Niete, welche die Streben mit den Gurtungen verbinden, entspricht ebenfalls den üblichen Vorschriften. Die Deckung der Stösse in den Gurtungen zeigt stellenweise einige Schwächen, die jedoch keine Gefahr in sich schliessen; auch haben sich die Stossverbindungen beim Einsturze meistens gut gehalten.

b. Die auf Druck beanspruchten Stäbe.

Aus den bisherigen Ergebnissen der Rechnung lässt sich in keiner Weise ein Schluss auf die Ursache des Einsturzes der Brücke ziehen. Anders gestaltet sich jedoch die Frage, wenn die Knickgefahr der auf Druck beanspruchten Stäbe untersucht wird.

Nachfolgend sind die Beanspruchungen dieser Stäbe zusammengestellt. Daneben stehen die Trägheitsmomente *J* der Querschnittsflächen, die Trägheitshalbmesser *i*, die Knicklängen *l*, die Verhältnisse $\frac{l}{i}$ und die hieraus berechneten zulässigen Spannungen. Letztere wurden berechnet einmal nach der Formel von Schwarz-Rankine

$$\sigma = \frac{0,7}{1 + 0,00006 \left(\frac{l}{i}\right)^2},$$

sodann nach der Formel von Prof. Tetmajer

$$\sigma = 0,75 - 0,003 \frac{l}{i},$$

an deren Stelle für $\frac{l}{i} > 110$ die Euler'sche Formel

$$\sigma = 5000 \left(\frac{i}{l}\right)^2$$

tritt. Auf die Nietschwächung wurde vorherhand keine Rücksicht genommen. Bei den Gurtungen ist der verticale Trägheitshalbmesser eingesetzt, weil eine Knickung in horizontaler Richtung durch den obern Windverband verhindert wird. Bei den Streben gaben wir das kleinste aller Trägheitsmomente an.

Stab	Stabkraft	Spannung pro cm^2	Träg- mom. J	Träg- halb- i	Knick- länge l	$\frac{l}{i}$	Zulässige Spannung		
							nach Schwarz	nach Tetmajer	
Obere Gurtung	3	105,8	0,58	18450	10,1	700	69	0,54	0,54
	4	95,0	0,59	18100	10,6	700	66	0,55	0,55
	5	66,0	0,62	14600	11,7	700	65	0,56	0,56
	6	10,5	0,32	305	3,05	712	234	0,16	0,09
	8	27,9	0,54	755	3,81	712	187	0,23	0,14
	10	47,4	0,61	3000	5,62	712	127	0,35	0,31
	12	68,0	0,59	5805	6,90	712	103	0,43	0,44

Diese Uebersicht zeigt deutlich, dass die Gurtungen genügende Stärke besitzen, dass dagegen die auf Druck beanspruchten Streben ihrer Aufgabe nicht gewachsen sind. Ganz besonders gefährdet erscheinen die Streben 6 und 8. Es ist nothwendig, diesen noch weitere Aufmerksamkeit zu schenken.

Die Strebe 6 besteht aus zwei über Eck gestellten Winkleisen von 8 . 8 . 1,1 cm, die etwa alle 1,2 m durch kleine Querschnitte miteinander vernietet sind. Es ist schwer zu sagen, ob diese Verbindung im Hinblick auf die Knickgefahr die Zweitheiligkeit des Stabes aufhebe. Wir wollen indessen die jedenfalls zu günstige Annahme machen, dass die beiden Winkel gemeinsam arbeiten und dass daher ihr Gesamtträgheitsmoment massgebend sei. Die Querschnittsfläche des Stabes misst 32,8 oder, wenn die Nietlöcher abgezogen werden, 28,4 cm². Das Trägheitsmoment wird für eine unter 45° gelegte Achse am kleinsten; es beträgt für diese Achsrichtung 305, bei Nietabzug 269 cm⁴. Nach der Euler'schen Formel, welche hier anzuwenden ist, kann ein solcher Stab eine Kraft von $\frac{\pi^2 EJ}{l^2}$ aufnehmen. Setzt man die Stablänge *l* = 712 cm und den Elasticitätscoefficienten *E* = 2000 t, so ergibt sich die Tragkraft gleich 11,9 bzw. 10,5 t. Bei einer auch nur wenig grösseren Kraft knickt der Stab seitlich aus und büsst damit seine Tragfähigkeit zum grössten Theile ein. Nach früher stieg die Stabkraft am Tage des Einsturzes bis auf 10,5 t.

Ähnlich verhält es sich mit der Strebe 8. Sie besteht aus zwei übers Kreuz gestellten Winkleisen von 10 . 10 . 1,4 cm. Die Querschnittsfläche misst 52,1, bzw. 46,5 cm², je nachdem man die Nietlöcher vernachlässigt oder abzieht. Das kleinste Trägheitsmoment beträgt 755, bzw. 674 cm⁴. Die Tragkraft ergibt sich hiernach gleich 29,4, bzw. 26,2 t, während die Beanspruchung am 14. Juni bis auf 27,9 t anwuchs. Die Streben 6 und 8 arbeiteten somit nur mit etwa einfacher Sicherheit, während in der Regel vier- bis fünffache Sicherheit verlangt wird.

Durch die auf Anordnung des Herrn Oberingenieur Bridel angebrachten Verstärkungsbleche (vgl. S. 4) wird die freie Länge der Streben um ungefähr einen Meter verkürzt und deren Tragfähigkeit erhöht. Setzt man dem entsprechend in obiger Rechnung die Stablänge *l* = 610 cm, so ergibt sich die Tragkraft der 6. Strebe gleich 16,2 bzw. 14,3 t und diejenige der 8. Strebe gleich 40,0 bzw. 35,8 t. Der Sicherheitsfactor beträgt hiernach ungefähr $1\frac{1}{3}$ — $1\frac{1}{2}$, was immer noch viel zu wenig ist.

Die benützte Euler'sche Formel fusst auf der Voraussetzung frei drehbarer Stabenden. In Wirklichkeit sind die Streben mit den Gurtungen fest vernietet, somit an ihren Enden mehr oder weniger eingespannt. Bei vollständiger Einspannung ergäbe sich die Tragkraft viermal grösser, als

oben berechnet worden ist. Doch ist die Annahme vollständiger Einspannung nicht zutreffend, da das bloss 1 cm starke Stehblech der Gurtungen nachgiebig ist und infolge der Durchbiegung der Querträger die untere Gurtung sich überdies um ihre Längsachse etwas dreht. Auch stehen diesem günstig wirkenden Umstande einige ungünstige gegenüber, welche die Tragkraft beeinträchtigen und einem vorsichtigen Constructeur nicht gestatten, die Stäbe als eingespannte anzusehen.

So entstehen in den Streben infolge der elastischen Verlängerungen und Verkürzungen der einzelnen Fachwerkstäbe, sowie infolge ihres eigenen Gewichtes und der Torsion, welche die Querträger erleiden, secundäre Spannungen, die ihre Tragfähigkeit vermindern.

Hiezu kommt, dass der Stab 6 in raschem Wechsel bald auf Zug, bald auf Druck in Anspruch genommen wird. Figur 70 stellt dar, wie sich die Stabkraft ändert, während ein Zug wie der verunglückte über die Brücke fährt. In der Zeit von ungefähr einer Secunde steigt die Druckkraft der Strebe von 0 bis auf 10,5 t, geht dann ebenso schnell auf Null zurück und springt in der dritten Secunde in eine Zugkraft von 14,5 t über. Der Einfluss dieses fast plötzlichen Wechsels lässt sich theoretisch nicht mit Sicherheit angeben; doch leuchtet ohne weiteres ein, dass die Gefahr eines Bruches zunimmt, wenn die Belastung sich plötzlich ändert, weil dadurch Stösse entstehen, welche die Beanspruchung thatsächlich über die Grenzen hinaus steigern, die sie bei ruhender Belastung erreichen würde.

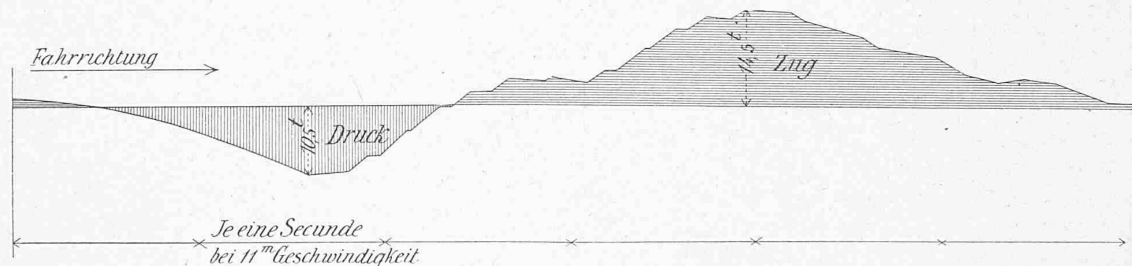


Fig. 70. Beanspruchung der 6. Strebe.

Bedenkt man schliesslich noch, dass zwei rasch über die Brücke fahrende Locomotiven die ganze Construction in lebhafteste Erschütterungen und Schwankungen versetzen, so kann man sich der Ueberzeugung kaum mehr verschliessen, dass die 6. und 8. Strebe der Mönchensteiner Brücke in höchst bedenklicher Weise überansprucht waren und schon längst an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit standen.

Dass die Bleche und Winkleisen, mit welchen die Querträger nach Anordnung des Herrn Oberingenieur Bridel an die Streben angeschlossen wurden, die Tragkraft der auf Druck arbeitenden Streben erhöhten, ist oben bereits bemerkt worden. Man geht kaum zu weit, wenn man behauptet, dass ohne diese Verbindungsstücke die Brücke schon weit früher ihrer Last erlegen wäre.

Der Verfasser des Projectes hat bei der Berechnung der Strebenquerschnitte die zulässige Beanspruchung für die Streben 8, 10 und 12 mit Rücksicht auf die Knickgefahr etwas reducirt, doch lange nicht in ausreichendem Masse. Dass auch die 6. Strebe, die bei vollständig belasteter Brücke auf Zug arbeitet, gelegentlich eine beträchtliche Druckkraft aufzunehmen hat, ist ganz ausser Acht gelassen worden. Die im Jahre 1889 vorgenommene neue Berechnung der Brücke tritt auf die Tragfähigkeit der Hauptträger, wie schon früher bemerkt, gar nicht näher ein (vgl. S. 6).

c. Nebenspannungen in den Tragwänden.

Bereits auf S. 4 haben wir darauf aufmerksam gemacht, dass infolge der excentrischen Strebenbefestigung bedeutende secundäre oder Nebenspannungen in der Eisenconstruction auftreten müssen. Wir haben diese Spannungen berechnet und zwar für den Zeitpunkt, wo das erste Räderpaar des Zuges die Brückenmitte erreicht. Es entspricht diese Stellung des Zuges ungefähr derjenigen, bei welcher die Streben 6 und 8 ihre grösste Beanspruchung erfahren.

Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind auf beigelegter Tafel übersichtlich dargestellt. Die erste obere Figur zeigt die sogenannten primären oder Hauptspannungen, die zweite die Nebenspannungen, welche bei centrischer Befestigung der Streben entstehen würden, und die dritte die thatsächlich aufgetretenen Spannungen. Die Nietschwächung ist durchgehends ausser Acht gelassen; sonst ergäben sich die Spannungen noch etwas grösser.

In der zweiten Figur springen namentlich die hohen Spannungen in die Augen, welche die untere Gurtung an den belasteten Knotenpunkten auszuhalten hat. Sie rühren daher, dass die Hängeisen infolge ihres kleinen Querschnittes sich verhältnissmässig stark ausdehnen, so dass die untere Gurtung eine wellenförmige Gestalt annimmt, wie auch aus der (oben eingezeichneten) Durchbiegungscurve hervorgeht. Durch die Steifigkeit der Schwellenträger werden zwar diese Spannungen etwas gemildert; doch ist nicht zu bezweifeln, dass die untere Gurtung an den Knotenpunkten bei jedem über die Brücke fahrenden Zuge beträchtliche Verbiegungen aushalten musste. Die zahlreichen seitlichen Ausbauchungen, welche das Stehblech des Untergurts in der Nähe der Knotenpunkte erlitt, mögen hierin ihre Erklärung finden.

Besondere Beachtung verdienen die durch die dritte Figur dargestellten Spannungen. Man sieht auf den ersten Blick, dass die Nebenspannungen infolge der excentrischen Strebenbefestigung bedeutend grösser werden und namentlich in der Nähe der Auflager eine bedenkliche Höhe erreichen. Für die erste Strebe beträgt die Hauptspannung

0,52, die Nebenspannung am oberen Ende 1,30 t. Die Summe beider Spannungen übersteigt bereits die Elasticitätsgrenze des Eisens. Die zweite Strebe hat am oberen Ende eine Spannung von $0,46 + 1,00 = 1,46$ t auszuhalten. Auch in den Gurtungen geht die Summe beider Spannungen mehrfach über 1 t hinaus, und nicht selten wechselt die Hauptspannung durch das Hinzutreten der Nebenspannung ihr Zeichen.

Die dargestellten Spannungen sind noch nicht die grössten, die überhaupt auftreten; bei vollständiger Belastung der Brücke sind sowohl die Haupt- als die Nebenspannungen zunächst den Widerlagern noch um 15–20% grösser. Es ist hiernach nicht zu zweifeln, dass zum mindesten in der ersten und zweiten Strebe, vermuthlich auch mehrfach in den Gurtungen, die Elasticitätsgrenze des Materials wiederholt überschritten worden ist und demgemäss bleibende Verbiegungen entstanden sind. Mit diesen hohen Spannungen stehen auch die zahlreichen Brüche und Risse im Zusammenhang, welche sich beim Einsturze der Brücke in der Nähe der Widerlager dicht an den Knotenpunkten einstellten. (Vgl. Fig. 62 und 63, S. 9.)

Bei den Revisionen, welche während des Bestandes der Brücke vorgenommen worden sind, hat man zwar, wie es scheint, niemals bleibende Verbiegungen der Eisenconstruction wahrgenommen. Es ist auch schwierig, solche Verbiegungen von blossen Auge zu erkennen, namentlich wenn man nicht weiss, auf welche Punkte man sein Augenmerk richten soll. Hierzu sind sorgfältige Berechnungen und ein für statische Vorgänge besonders geschärfter Blick erforderlich.

Ausser den Nebenspannungen, welche den starren Knotenverbindungen entspringen, entstehen noch andere von geringerer Bedeutung. So hat die Durchbiegung der Quer-

träger unter den schweren Locomotivrädern jeweilen eine leichte Verbiegung der Querrahmen der Brücke zur Folge. Die Streben erleiden unter dieser Verbiegung Spannungen von $0,05 - 0,10 t$.

Eine weitere Quelle von Nebenspannungen bildet die schiefe Richtung der Brücke gegenüber dem Flusse, infolge deren die Tragwände sich ungleichmässig einsenken. Es ist kaum möglich, die Folgen dieses Umstandes zahlenmässig anzugeben. Doch ist es klar, dass die ungleiche Senkung zweier einander gegenüber liegenden Knotenpunkte wiederum eine Verbiegung der Brücke in der Querrichtung hervorruft, und dass überdies der Bahnzug unruhiger über die Brücke fährt und stärkere Schwankungen erzeugt, als wenn die Brücke gerade wäre. Wo sich bei einer Brücke die schiefe Richtung nicht vermeiden lässt, sollte man der Gefahr, die in diesem Umstande liegt, stets durch kräftigere Querversteifung, namentlich an den Auflagern, zu begegnen suchen. *)

d. Quer- und Schwellenträger.

Die Querträger der Brücke werden am stärksten in Anspruch genommen, wenn man die zweite Triebachse einer Locomotive darüber stellt. Der Balken hat in diesem Falle zwei symmetrische Lasten von $11,5 t$ zu tragen. Diese rufen ein Biegemoment von $11,5 \cdot 1,5 = 17,25 mt$ hervor. Dazu kommt noch das vom Eigengewichte ($2,32 t$) erzeugte Moment mit $1,36 mt$. Die Summe beider ist $18,61 mt$. Das Widerstandsmoment des Querschnittes (nach 1890) berechnet sich unter Abzug der Nietlöcher zu $3700 cm^3$. Die grösste Beanspruchung des Eisens beträgt somit $0,50 t$ pro cm^2 .

Der Auflagerdruck des Querträgers beträgt

$$11,5 + 1,16 = 12,66 t.$$

Er ruft im Stehblech der Aussenfelder eine Schubspannung von $\frac{12,66}{85 \cdot 0,7} = 0,21 t$ hervor. Bestimmt man aus normaler und

transversaler Spannung die in schiefen Schnitten auftretenden grössten Spannungen, so findet man an der gefährlichsten Stelle eine solche von $0,49 t$. Der Laibungsdruck der Niete ergibt sich bei $2,4 cm$ Durchmesser und $13 cm$ Theilung gleich $\frac{0,21 \cdot 13}{2,4} = 1,1 t$. Durch die im Jahre 1890 hinzugefügten

Streben werden diese Spannungen noch wesentlich reduziert. Sämtliche Beanspruchungen des Querträgers liegen somit innerhalb der üblichen zulässigen Grenze.

In einem Schwellenträger entsteht bei der ungünstigsten Stellung der Locomotivräder ein Biegemoment von $5,95 mt$. Mit dem vom Eigengewichte hervorgerufenen Momente steigt diese Zahl auf $6,32 mt$. Das Widerstandsmoment ergibt sich gleich $1150 cm^3$, die grösste Spannung somit gleich $0,55 t$. Der grösste Auflagerdruck beträgt $8,3 t$, die Schubspannung im Stehbleche daher $\frac{8,3}{60 \cdot 0,7} = 0,20$ und der Stauchdruck der Niete bei $2,1 cm$ Durchmesser und $13,5 cm$ Theilung $\frac{0,20 \cdot 13,5}{2,1} = 1,3 t$. Auch diese Zahlen bewegen sich innerhalb der zulässigen Grenze. Die Befestigung der Schwellenträger an den Querträgern, die anfänglich dürftig war, hat bei den Verstärkungsarbeiten des Jahres 1890 volle Sicherheit erhalten.

Die Ursache des Unglückes kann somit nicht in den Quer- und Schwellenträgern gesucht werden.

e. Winddruck und Fliehkraft.

Eine eingehende Berechnung des Windinflusses liegt nicht in unserer Aufgabe, da zur Zeit des Unfalles Windstille herrschte. Es sei daher nur zur Charakterisirung der Brücke bemerkt, dass die Endstreben, bzw. die schiefen Endrahmen der Brücke, wie bereits früher erwähnt, kaum stark genug waren, um den auf den oberen Verband entfallenden Winddruck nach unten zu übertragen, und dass überdies die untern Windstreben zu schwache Dimensionen besaßen.

Was die Fliehkraft betrifft, so kann sie bei $11 m$ Zuggeschwindigkeit und bei einem Radius, der am Brückenende ein

Minimum von $350 m$ erreicht, keinen erheblichen Einfluss auf die Construction ausüben. Am ehesten haben unter der Fliehkraft die Schwellenträger zu leiden, da sie auf eine Länge von $3,5 m$ keinen Querverband besitzen. Die Ursache des Einsturzes ist jedoch nicht hier zu suchen.

f. Schädigung der Brücke beim Hochwasser des Jahres 1881.

Der Vollständigkeit wegen müssen wir an dieser Stelle auch auf die Schädigung näher eintreten, welche die Brücke erfuhr, als infolge der Unterspülung des linksseitigen Widerlagers die rechtsseitige Tragwand mit einem Ende in der Luft schwebte.

Wird einem Fachwerke, das unter normalen Verhältnissen auf vier Punkten aufruht, das eine Auflager entzogen, so verschwindet nicht nur der an diesem Punkte vorhandene, sondern auch der am diametral entgegengesetzten Punkte

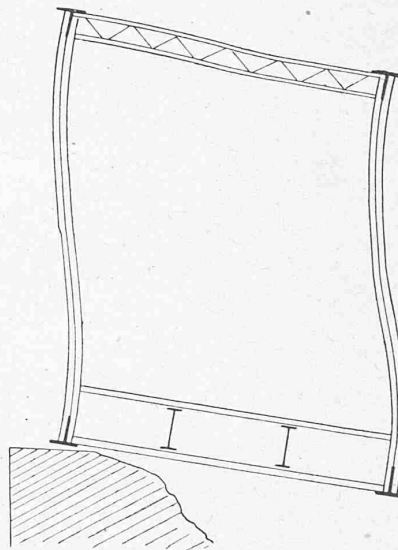


Fig. 71.

wirkende Auflagerdruck. Das Fachwerk ruht nur noch an zwei Punkten auf. Man kann sich vorstellen, dass zu den ursprünglichen Auflagerdrücken an jedem Ende der Brücke ein um deren Längsaxe drehendes Kräftepaar hinzutritt, das den einen Druck aufhebt und den andern verdoppelt. Unter der Wirkung dieser Kräftepaare erleidet das Fachwerk eine Verdrehung, und die Querträger, die oberen Quergitter, namentlich aber die Streben verbiegen sich S-förmig. (Vgl. die Querschnittfigur 71.) Verfolgt man diesen Vorgang rechnerisch, so findet man, dass hierbei im Eisen bedeutende Spannungen auftreten, namentlich in der Nähe der Widerlager. Am meisten haben je die zweite und dritte Strebe vom Auflager aus gerechnet zu leiden; in ihnen steigt die Spannung pro cm^2 bis auf $5 t$ und darüber. Die Quergitter haben im Maximum $2 t$, die Querträger etwa $0,4 t$ auszuhalten. Mit diesen Rechnungsergebnissen stehen die gemachten Beobachtungen, namentlich die Risse an den unteren Enden einiger Streben (vgl. S. 5), im Einklang. Die Senkung des frei schwebenden Auflagerpunktes berechnet sich unter der Voraussetzung, dass die Formänderungen den Spannungen proportional seien, gleich $12 \frac{1}{2} cm$. Da jedoch die Elasticitäts- und selbst die Festigkeitsgrenze des Eisens stellenweise überschritten worden ist, so kann es nicht Wunder nehmen, dass die Senkung 40 oder gar $75 cm$ betragen hat.

Nachdem man das schwebende Auflager auf seine frühere Höhe gehoben und die angerissenen Theile ersetzt oder verstärkt hatte, wurde, wie berichtet wird, keine sichtbare Verbiegung mehr bemerkt. Es ist jedoch als sicher anzunehmen, dass an manchen Stellen Deformationen verblieben, die ihrer Kleinheit wegen übersehen wurden. Auch mögen einzelne kleine Risse entstanden sein, die sich dem Auge des Controleurs entzogen. Es ist schwierig, durch den blossen

*) Es ist bemerkenswerth, dass von den drei eisernen Brücken, welche in den vergangenen 10 Jahren in der Schweiz eingestürzt sind (Strassenbrücke bei Rykon-Zell 1883, Strassenbrücke bei Salez 1884 und Bahnbrücke bei Mönchenstein 1891) zwei den Fluss in schiefer Richtung übersetzten.

Augenschein die unter derartigen Umständen entstandenen Schäden aufzufinden. Auch eine Belastungsprobe gibt darüber keinen sicheren Aufschluss. Auf alle Fälle aber kann behauptet werden, dass die Eisenconstruction im September 1881 bedenkliche Schädigungen erlitten und einen Theil ihrer Tragfähigkeit eingebüsst hat.

Schlussfolgerungen.

Fassen wir die Ergebnisse der statischen Berechnung zusammen, so gelangen wir zum Schlusse, dass die Brücke in zwei Richtungen hervorragende Schwächen besass. Einmal waren die auf Druck beanspruchten Streben, namentlich die sechste und achte, viel zu schwach; sodann entstanden zufolge der excentrischen Strebenbefestigung in der Nähe der Widerlager ausserordentlich hohe Nebenspannungen. Wir halten dafür, dass jeder dieser Umstände genügte, um die Brücke zum Bruche zu führen. Ob der eine oder der andere die ursprüngliche Ursache des Einsturzes gewesen ist, ob die rechte oder die linke Tragwand zuerst nachgegeben hat, diese Frage muss durch die Beobachtungen der Augenzeugen und durch die Prüfung der Brückentrümmer entschieden werden. Beide führen uns zu dem Schlusse, dass die zu schwachen Druckstreben der rechtsseitigen Tragwand den ersten Anstoss zu dem Unfalle gegeben haben.

Wir denken uns den Hergang beim Einsturze folgendermassen: Als der Zug sich der Mitte der Brücke näherte, bog sich die sechste Strebe der rechten Tragwand zufolge ihrer geringen Knickfestigkeit und unter dem Einfluss der durch die rasch fahrenden Locomotiven erzeugten Erschütterungen seitlich aus und verlor hierbei einen grossen Theil ihrer Tragkraft. Nimmt man an, dass sie ganz zu wirken aufhörte, so musste im 3. Knotenpunkte der oberen Gurtung eine nach unten wirkende Kraft auftreten, welche die Gurtung auf Biegung beanspruchte. Hierbei entstand in deren unterster Kante eine Zugspannung, genügend um an dieser Stelle einen Riss einzuleiten, der sich über den ganzen Querschnitt fortsetzte (vgl. Fig. 64, S. 10). Zu gleicher Zeit entstand hiedurch eine örtliche Senkung der rechten Tragwand verbunden mit Schwankungen der ganzen Brücke und mit stärkerer Beanspruchung zahlreicher anderer Stäbe. Vermuthlich wurden infolge dieser Schwankungen und Ueberanstrengungen die bereits gefährdeten Streben in der Nähe der Auflager derart geschwächt, dass sie ihrerseits ebenfalls versagten und durch ihren Bruch den Einsturz herbeiführten. Wenn der Sturz nicht sofort beim ersten Ausbiegen der 6. Strebe, sondern erst 1—2 Sekunden später erfolgte, so rührt dies wohl daher, dass Brucherscheinungen nicht momentan eintreten können, sondern stets eine gewisse, freilich sehr kleine Zeit erfordern. Auch mag die genannte Strebe ihre Tragfähigkeit nicht vollständig eingebüsst haben. Die linke Tragwand wurde durch das Nachgeben der rechten selbstverständlich überlastet und sank fast gleichzeitig mit dieser in die Tiefe. Mit dieser Auffassung des Vorganges stimmen vor Allem die Beobachtungen des Locomotivpersonals überein, wonach eine allmälige Senkung der rechten Tragwand stattfand, bevor der definitive Bruch erfolgte. Ferner wird sie durch die intensive Zerstörung des rechten Endes des 5. Querträgers und durch verschiedene andere an den Gurtungen und Streben aufgefundene Bruchstellen bestätigt.

Auf die Frage schliesslich, weshalb die Brücke gerade bei jener Fahrt und nicht schon früher einstürzte, trotzdem sie schon häufig mit zwei Locomotiven befahren worden war, ist es schwer, eine bestimmte Antwort zu geben. Es ist möglich, dass bei der Unglücksfahrt schneller über die Brücke gefahren wurde, als dies früher bei Zügen

mit zwei Locomotiven der Fall war; mit der Geschwindigkeit nahm aber selbstverständlich auch die Intensität der Erschütterungen und die Gefahr einer Ausknickung der Streben zu. Schmale schlanke Stäbe sind so elastisch, dass sie sich unter der Wirkung einer Druckkraft bis zu einem gewissen Grade ausbiegen können, ohne ihre Tragfähigkeit einzubüssen. Sie kehren bei der Entlastung wieder ganz in ihre frühere Lage zurück. Erst wenn die Kraft eine gewisse Grenze überschreitet, knicken sie ein und verlieren zum grössten Theil die Fähigkeit Widerstand zu leisten. Die 6. Strebe der Mönchensteiner Brücke wurde vermuthlich schon seit langer Zeit bis nahe an diese Grenze beansprucht; sie befand sich häufig in einer Art labilen Gleichgewichtes. Eine unbedeutende Mehrbelastung, das zufällige Zusammentreffen einiger ungünstiger Umstände konnte sie zum Einknicken bringen.

Doch auch wenn diese Auffassung nicht zutreffen sollte, so genügt es, zur Beantwortung obiger Frage darauf hinzuweisen, dass das Eisen erfahrungsgemäss unzählige Mal die nämliche Beanspruchung aushalten kann, so lange diese innerhalb der Elasticitätsgrenze liegt, dass es aber nach einer beschränkten Zahl von Beanspruchungen brechen muss, wenn diese Beanspruchung die Elasticitätsgrenze regelmässig überschreitet.

Für den Techniker hat daher der Einsturz der Mönchensteiner Brücke nichts Auffallendes; die Brücke stand schon längere Zeit an der Grenze ihrer Tragfähigkeit, und es bedurfte nur noch eines kleinen Anstosses, um sie zum Falle zu bringen. Auf der anderen Seite erwächst aus unsern Betrachtungen die beruhigende Ueberzeugung, dass die Mönchensteiner Katastrophe nicht einer allgemeinen Unsicherheit der eisernen Brücken zuzuschreiben ist, sondern dass vielmehr unsere eisernen Brücken nach wie vor volles Vertrauen verdienen, vorausgesetzt dass sie richtig berechnet, aus gutem Material und nach gesunden Grundsätzen erbaut sind und mit Aufmerksamkeit überwacht werden.

6. Zusammenfassung der Ergebnisse.

Auf Grund der vorstehenden Thatfachen und Erwägungen lässt sich die uns gestellte Frage nach der Ursache des Einsturzes der Mönchensteiner Birsbrücke folgendermassen beantworten:

Die Brücke war in einzelnen Theilen von Anfang an zu schwach und constructiv mangelhaft.

Das verwendete Eisen entspricht in Bezug auf Festigkeit und Zähigkeit zum grösseren Theil nicht den nothwendigen Anforderungen.

Die Brücke erfuhr bei Gelegenheit des Hochwassers vom Jahre 1881 eine bleibende Schwächung ihrer Tragfähigkeit.

Die im Jahre 1890 angebrachten Verstärkungen erstreckten sich bloss auf einzelne Theile der Brücke; andere und wesentliche Schwächen blieben bestehen.

Eine Entgleisung des Zuges hat vor dem Einsturze der Brücke nicht stattgefunden.

Die Hauptursache des Einsturzes liegt in den zu schwachen Mittelstreben; durch die excentrische Befestigung der Streben und durch die geringe Qualität des Eisens wurde der Einsturz wesentlich befördert.

Zürich, den 24. August 1891.

Prof. W. Ritter.
Prof. L. Tetmajer.

