

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Geh. Regierungsrat Professor Dr.-Ing. A. Hertwig, Berlin-Wilmersdorf, Sächsische Str. 43

Fernsprecher: 87 7421

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

10. Jahrgang

BERLIN, 17. Dezember 1937

Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Ergebnisse der Versuchsforschung auf dem Gebiet der Schwingungsmesstechnik bei Eisenbahnbrücken.¹⁾

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Krabbe, München.

Während die Beanspruchung unserer Eisenbahnbrücken durch ruhende Lasten weitgehend geklärt ist, ist die Klärung der Beanspruchung unter bewegten Verkehrslasten noch in der Entwicklung begriffen. Unter der ruhenden Last biegt sich natürlich die Brücke durch, d. h. sowohl den Massen der Brücke selbst als auch den Massen der darauf bewegten Fahrzeuge werden Beschleunigungen erteilt, welche natürlich die Brücke zusätzlich mit Massenbeschleunigungskräften belasten. Außerdem üben die bewegten Lasten natürlich in waagerechter Richtung Stöße aus, wodurch solche Massenbeschleunigungskräfte auch in waagerechter Richtung entstehen. Letztere pflegen wir nach unseren Vorschriften in besonderer Weise durch angenommene waagerechte Kräfte zu berücksichtigen und sie können dadurch als erledigt angesehen werden. Anders ist es mit den lotrecht gerichteten Massenbeschleunigungskräften, deren Wirkung wir in unzulänglicher Weise durch die sogenannten Stoßzahlen φ als Verhältniszuschläge zur ruhenden Last zu berücksichtigen pflegen. Auf die Erforschung der Stoßziffern φ ist in den letzten Jahrzehnten viel Arbeit verwandt worden, da ihre richtige Bewertung von großer Bedeutung für die wirtschaftliche Bemessung unserer Brücken ist.

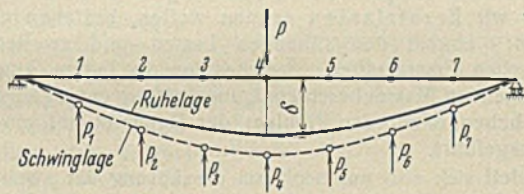


Bild 1.

Sie schwanken zur Zeit je nach Stützweite des Trägers zwischen 1,2 und 1,8. Die Lösung der Aufgabe stieß auf erhebliche Schwierigkeiten und das Suchen nach der richtigen Stoßzahl φ ist lange erfolglos gewesen. Nun, es würde auch weiterhin erfolgreich bleiben, aus dem einfachen Grunde, weil die ganze Fragestellung falsch ist, denn eine Stoßzahl φ als Verhältniszuschlag zur ruhenden Last gibt es nicht und kann es nicht geben. Das läßt sich in sehr einfacher Weise beweisen. Wenn auf einen Brückenträger (Bild 1), dessen Massen wir uns in den Knotenpunkten 1 bis 7 vereinigt denken wollen, eine Last P aufgebracht wird, so biegt er sich durch, d. h. seine Massen 1 bis 7 und die Masse der Last selbst erhalten Beschleunigungen, welchen abwechselnd nach unten und oben gerichtete Massenbeschleunigungskräfte P_1 bis P_7 entsprechen, der Träger schwingt unter dem Einfluß dieser Kräfte, bis er schließlich zur Ruhe kommt und dann allein durch die Last P beansprucht wird. An Potential ist dabei also äußerlich $P\delta$ verlorengegangen; als innere Arbeit ist in dem Träger in seiner Ruhelage nach dem Clapeyronschen Theorem bekanntlich $\frac{1}{2} \cdot P\delta$ verblieben; das andere $\frac{1}{2} \cdot P\delta$ ist zunächst in Schwingungsarbeit umgesetzt, und nach Beendigung des Schwingungsvorganges ist damit in Form von Wärmeenergie, Luftschwingungen usw. das Weltall wieder angereichert worden. Während des Schwingens wirken in allen Punkten 1 bis 7 Kräfte. Der Zustand der Ruhe, also statischen Gleichgewichts, kann in jeder Schwinglage dadurch hergestellt werden, daß man diesen Kräften entgegengesetzt gleiche Kräfte anbringt (d'Alembertsches Prinzip). Daraus folgt, daß der dynamische Einfluß einer Einzellast nicht durch einen Verhältniszuschlag zur Last selbst, sondern

nur durch ein System von über die ganze Brücke verteilten Lasten richtig erfaßt werden kann. Befinden sich mehrere Lasten auf der Brücke, so erteilen diese sämtlich den Massen der Brücke und ihren eigenen Massen gegenseitig Beschleunigungen, und es kann also auch ein ganzer Lastenzug nur durch ein System von über die ganze Brücke verteilten Einzellasten erfaßt werden, welche keineswegs in Verhältniszuschlägen zu den statischen Einzellasten bestehen können.

Die Entstehungsursachen dieser dynamischen Zusatzkräfte sind verschiedener Natur. Das wichtigste, wenigstens für die Hauptträger unserer Brücken, mit denen wir uns zunächst befassen wollen, ist der Triebbradeneffekt. Die Ausgleichsmassen der Triebräder der Lokomotive erzeugen abwechselnd nach oben und unten gerichtete Zusatzkräfte, welche bekanntlich bis zu 15% der ruhenden Last betragen dürfen. Sie wären an sich unbedenklich, wenn sie nicht periodisch aufträten und dadurch in Resonanz mit der Eigenschwingungszahl der Brücke geraten und diese aufschaukeln könnten. Daneben wirkt der sogenannte Zimmermanneneffekt. Die Brücke biegt sich unter dem fahrenden Zuge durch, der Zug bewegt sich auf einer nach unten durchgebogenen Bahn, wodurch natürlich nach unten gerichtete Zentrifugalkräfte entstehen. Dieser Effekt ist indes praktisch unbedeutend, da man ihm durch Überhöhung der Fahrbahn entgegenwirkt, wodurch der Halbmesser der nach unten durchgebogenen Fahrbahn so groß wird, daß sich die Sache praktisch kaum auswirken kann. Von noch geringerer Bedeutung ist der sogenannte Timoshenkoeffekt, dadurch entstanden gedacht, daß gewisse aus der Lastengruppe stark hervortretende Einzellasten die Mitte des Trägers in solchen Zeitabschnitten erreichen, daß dadurch Resonanz mit der Eigenfrequenz des Trägers entstehen kann. Von besonderer Bedeutung sind noch die Unebenheiten der Radreifen und der Fahrachse, die sich indessen hauptsächlich auf die unmittelbar davon betroffenen Fahrbahnteile auswirken. Das ausschlaggebende für uns ist also der periodisch auftretende Triebbradeneffekt, der auch in zahlreichen praktischen Fällen in Resonanz mit der Schwingungszahl der Brücke gelangen kann. Das ist z. B. der Fall, wenn eine Lokomotive mit einem Raddurchmesser von 1,35 m eine Brücke, welche eine Schwingungszahl von etwa 3,4 Hertz hat, mit 52 km/Std. überfährt. Das entspricht einer Tenderlokomotive Gt 46,17 und einer eingleisigen Fachwerkbrücke von 45 m Stützweite. Wir bezeichnen in diesem Falle die Geschwindigkeit von 52 km als die kritische Geschwindigkeit, die natürlich für jede Brücke und bei jeder Lokomotive verschieden ist. Bei einer hinreichend großen Zahl von Impulsen könnte bei solchen kritischen Geschwindigkeiten also die Brücke bis zum Beharrungszustand an sich aufgeschaukelt werden, was gefährlich werden könnte. Das ließe sich auch vielleicht theoretisch verfolgen, es hat aber keinen Zweck aus einem sehr einfachen Grunde. Schon an sich ist die Zahl der Impulse nicht sehr groß, in unserem Falle neun. Dann kommt uns aber in allen Fällen ein sehr wichtiger, bisher wenig beachteter Umstand zu Hilfe. Die Brücke hat eine Eigenfrequenz von 5,1 Hertz, wie man leicht durch Schwingerversuche feststellen kann. In dieser ihrer Eigenfrequenz schwingt die Brücke nie, sie müßte dann unbelastet sein. Jede darauf befindliche Last verstimmt die Eigenfrequenz der Brücke je nach ihrer Stellung. Wir haben z. B. bei unserer Versuchsbrücke in Münster eine Eigenfrequenz von 5,1 ermittelt; ist sie aber mit der Gt 46,17 belastet, so beträgt ihre Schwingungszahl 4,6 bis 3,4 Hertz, je nachdem sich die Lokomotive am Ende oder in der Mitte der Brücke befindet. Solange sich überhaupt schwere Lasten auf der Brücke befinden, wechselt ihre Schwingungszahl ständig ganz erheblich, so daß auch aus diesem Grunde ein wirkliches Aufschaukeln praktisch ganz unmöglich ist. Die Brücke kommt nie über den sogenannten Einschwingvorgang hinaus, der durch das ständige Wechseln ihrer Schwingungszahl erheblich verzögert wird.

¹⁾ Vortrag, gehalten auf der Schwingungstagung des VDI am 1. Oktober 1937 in Greifswald und im Deutschen Ausschuß für Stahlbau am 10. Dezember 1937 in München.

Wir sehen aber, daß es sich um recht verwickelte Vorgänge dabei handelt, die rein theoretisch zu erfassen unmöglich ist. Wir sind also auf den Versuch angewiesen und haben diesen Weg auch beschränkt, und zwar zunächst in der sehr einfach aussehenden Art, Spannungsmessungen an den verschiedensten Stellen der Brücke vorzunehmen und die dynamisch auftretenden Spannungen zu den statisch auftretenden in ein bestimmtes Verhältnis zu bringen. So einfach diese Sache aussieht, so schwierig und geradezu aussichtslos ist sie. Man wähle dabei den Weg, von einer Menge von Einzelmessungen auf das Ganze zu schließen, und dieser Weg ist an sich schon meist vom Übel; er könnte höchstens durch sogenannte Großzahlforschung zum Ziele führen. Zunächst einmal ist es notwendig, eine sehr große Zahl von Messungen an verschiedenen Brücken vorzunehmen; beispielsweise müßte man an vielen Fachwerkbriicken die Spannungsvergleiche bei ruhender und bewegter Last an vielen Stäben vornehmen, wobei man die Spannung in einem Stabe durch Dehnungsmessungen an mindestens drei, besser vier Randpunkten ermitteln muß, um schließlich zur Spannung in der Schwerachse zu kommen. Sodann arbeiten auch unsere feinsten Dehnungsmesser (Kohledehnungsmesser) nicht mit der hier erforderlichen Genauigkeit; mit Meßfehlern von 10% muß hier zugestandenermaßen auch bei sorgfältigster jedesmaliger Eichung gerechnet werden. Diese Fehler treten bei dynamischen, nicht bei statischen Messungen auf. Das bedeutet aber, daß, wenn die statische Spannung 1000 kg/cm², die dynamische 1200 kg/cm² wirklich beträgt, wir statt 1200 vielleicht 1100 oder 1300 messen würden. Der dynamische Zuschlag wäre danach in den Grenzen von 10 und 30% unsicher. Damit können wir nichts anfangen. Dieser Fehler könnte vielleicht auf dem Wege der Großzahlforschung ausgeschaltet werden. Leider treten aber noch andere Fehlerquellen hinzu, mit deren Ausschaltung kaum zu rechnen ist. Wir sind gezwungen, manches mitzumessen, was wir gar nicht haben wollen. Abgesehen von Nebenspannungen, die wir durch Messen an drei bis vier Stellen desselben Querschnitts ausschalten, messen wir auch sogenannte Spannungsspitzen mit, die dynamisch sich in ganz anderer Weise auswirken wie statisch. Das ist besonders deshalb unsicher, weil wir ja gezwungen sind, im Nietbereich oder zwischen den Nietreihen zu messen, und wie da Spannungsspitzen entstehen oder wie sich dabei überhaupt Spannungen und Dehnungen verhalten, ist ganz unsicher. Diese Spannungsspitzen wollen wir aber überhaupt nicht haben, sie sind in unseren Vorschriften bereits anderweitig erfaßt durch die bei Schwell- oder Wechselbeanspruchung anzuwendenden γ -Werte. Endlich sind wir nicht ohne weiteres in der Lage, bei dynamischen Dehnungsmessungen diejenigen zusätzlichen Spannungen, die durch lotrechte Massenbeschleunigungskräfte erzeugt werden, von denen zu trennen, welche durch waagerechte Stöße entstehen, die wir ja besonders berücksichtigen.

So entsteht bei Dehnungsmessungen ein wahres Labyrinth von verschiedenen Einflüssen, in welchem man sich ohne bestimmten Wegweiser nicht zurechtfinden kann und in welchem sich auch noch niemand zurechtfinden hat. Trotzdem soll damit nicht gesagt sein, daß wir Spannungsmessungen grundsätzlich verwerfen; im Gegenteil, wir gebrauchen sie, wie wir später sehen werden; aber als grundlegendes Mittel zur Erfassung der dynamischen Wirkungen sind sie ungeeignet, wie langjährige Versuche der Deutschen Reichsbahn und auch Versuche in anderen Ländern zur Genüge gezeigt haben.

Die Deutsche Reichsbahn hat daher neuerdings einen anderen Weg beschränkt. Wir schließen nicht von Einzelmessungen auf das Ganze, sondern vom Gesamtschwingungsbild der Brücke auf die einzelnen Teile; wir beschreiben hier in Verbindung von Versuch und Theorie den Weg der Versuchsforschung. Dabei wurde folgendes Verfahren entwickelt.

Wollen wir einen Träger statisch berechnen, so kennen wir die auf ihm ruhenden Lasten; wollen wir ihn dynamisch berechnen, so sind uns zunächst die auf ihn wirkenden Lasten wegen der Unmöglichkeit, die Größe der Massenbeschleunigungskräfte theoretisch zu ermitteln, unbekannt. Nur eins können wir beobachten. Der Träger zeigt in jedem Augenblick der Fahrt bestimmte Verformungen, bestimmte Senkungen seiner einzelnen Knotenpunkte. Es entstehen nun also die beiden Fragen:

1. Ist es möglich, aus den in jedem Augenblick der Fahrt zu messenden Senkungen der Knotenpunkte die Beanspruchungen des Trägers zu ermitteln?
2. Ist es überhaupt möglich, diese Senkungen der einzelnen Knoten in jedem Augenblick der Fahrt, d. h. in genauer Abhängigkeit von Zeit und Laststellung hinreichend genau zu messen?

Die erste Aufgabe tritt in der Statik meist in umgekehrter Form an uns heran, nämlich aus bekannten Lasten die Senkungen der einzelnen Knoten zu bestimmen; eine verhältnismäßig einfache Aufgabe. Nun denken wir uns aber einen Träger von unbekanntem Kräften belastet, und wir können die Senkungen seiner einzelnen Knoten messen. Wir denken uns (Bild 2) den Träger durch angespannte Seile in irgendeiner Weise verformt; dann ist wohl klar, daß die hierdurch bestimmten Senkungen δ der einzelnen Knoten einen eindeutig bestimmten Spannungszustand des

Trägers bedingen. Wir bestimmen nun für den Träger durch Messung die δ_{ik} -Werte, d. h. diejenige Senkung des Knotens i , die durch eine Last Eins im Knoten k entsteht. Das geschieht durch Belastung der einzelnen

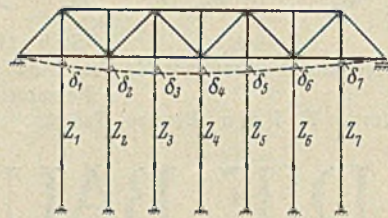


Bild 2.

$$(1) \begin{cases} \delta_1 = Z_1 \delta_{11} + Z_2 \delta_{12} + Z_3 \delta_{13} + Z_4 \delta_{14} + Z_5 \delta_{15} + Z_6 \delta_{16} + Z_7 \delta_{17} \\ \delta_2 = Z_1 \delta_{21} + Z_2 \delta_{22} + \dots + Z_7 \delta_{27} \\ \vdots \\ \delta_7 = Z_1 \delta_{71} + Z_2 \delta_{72} + \dots + Z_7 \delta_{77} \end{cases}$$

wobei nach Maxwell stets $\delta_{ik} = \delta_{ki}$ und bei symmetrischen Brücken auch $\delta_{11} = \delta_{77}$, $\delta_{12} = \delta_{76}$ usw. ist, so daß die Nennerdeterminante doppelt symmetrisch wird, was die Auflösung wesentlich erleichtert. Daraus ergeben sich die unbekanntem Seilspannungen Z_1 bis Z_7 . Natürlich können wir uns nun statt der unbekanntem Seilspannungen auch unbekanntem lotrechte Lasten, nämlich unsere Verkehrslasten, mit den von ihnen erzeugten dynamischen Zusatzkräften, die wir uns in den Knotenpunkten vereinigt vorstellen, auf der Brücke denken. Haben wir so sieben unbekanntem Knotenlasten P_1 bis P_7 , so sind dieselben durch das Gleichungssystem (2)

$$(2) \begin{array}{c|ccccccc|c} & P_1 & P_2 & P_3 & P_4 & P_5 & P_6 & P_7 & \\ \hline 1 & \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & \delta_{14} & \delta_{15} & \delta_{16} & \delta_{17} & \delta_1 \\ 2 & \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & \delta_{24} & \delta_{25} & \delta_{26} & \delta_{27} & \delta_2 \\ 3 & \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & \delta_{34} & \delta_{35} & \delta_{36} & \delta_{37} & \delta_3 \\ 4 & \delta_{41} & \delta_{42} & \delta_{43} & \delta_{44} & \delta_{45} & \delta_{46} & \delta_{47} & \delta_4 \\ 5 & \delta_{51} & \delta_{52} & \delta_{53} & \delta_{54} & \delta_{55} & \delta_{56} & \delta_{57} & \delta_5 \\ 6 & \delta_{61} & \delta_{62} & \delta_{63} & \delta_{64} & \delta_{65} & \delta_{66} & \delta_{67} & \delta_6 \\ 7 & \delta_{71} & \delta_{72} & \delta_{73} & \delta_{74} & \delta_{75} & \delta_{76} & \delta_{77} & \delta_7 \end{array}$$

bestimmt. Haben wir aber die unbekanntem Knotenlasten gefunden, so sind die denselben entsprechenden Spannungen leicht zu finden. Diese Lasten, die wir Ersatzlasten nennen wollen, bestehen natürlich aus zwei Teilen; einmal den ruhenden Lasten und zweitens aus den d'Alembertschen Ersatzkräften, welche den in jedem Augenblick der Fahrt entstehenden Massenbeschleunigungskräften entgegengesetzt gleich sind. Wir haben damit das Problem der Dynamik auf ein solches der Statik zurückgeführt.

Es handelt sich also nur noch um die Lösung der zweiten Aufgabe, nämlich die Senkungen der einzelnen Knoten in jedem Augenblick der

Fahrt in Abhängigkeit von der Laststellung genau zu messen, eine Aufgabe der Meßtechnik. Es ist zunächst versucht worden, mit optischen Instrumenten, Fernrohren in Verbindung mit photographischen Platten die Bewegungen der einzelnen Punkte kinematographisch festzuhalten. Diese Versuche sind gänzlich fehlgeschlagen, ich will mich auf diese Feststellung beschränken und nicht weiter darauf eingehen. Es ist uns jedoch gelungen, in anderer Weise ein brauchbares Meßgerät zu entwickeln. Das Gerät ist in Bild 3 schematisch dargestellt. Das Gerät wird an einem in der Nähe des zu messenden Knotens befindlichen Festpunkt angeschraubt, der in der Hülse bewegliche Stift h auf den bewegten Knoten aufgesetzt, so daß er dessen Senkungen mitmacht. An ihm ist der Schleifkontakt g befestigt, der an einem dünnen Widerstandsdraht auf und ab gleitet, dessen Widerstand in eine Wheatstonesche Brücke eingeschaltet wird. Der Widerstand ändert sich natürlich je nach der Stellung des bewegten

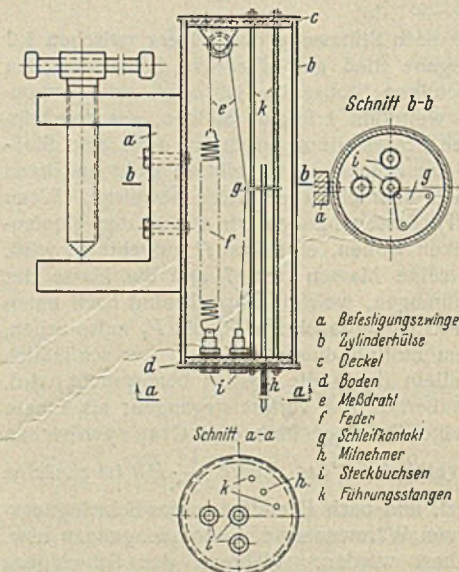


Bild 3.

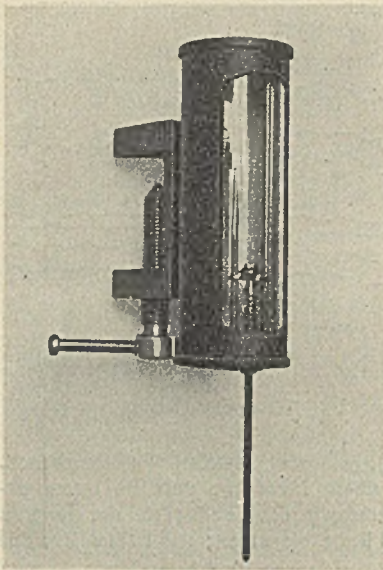


Bild 4.

Knotens. Dieser Widerstand wird gemessen und auf photographischem Wege im Oszillographen aufgezeichnet. Der letztere befindet sich im Brückenmeßwagen, welcher an einer passenden Stelle in einiger Entfernung von der Brücke aufgestellt ist. Natürlich brauchen wir geeignete Festpunkte zur Befestigung des Gerätes in der Nähe der zu messenden Knoten. Diese haben wir aber immer, wenn unmittelbar neben der zu messenden Brücke eine gleichartige zweite Brücke liegt, was auf unseren zweigleisigen Eisenbahnstrecken fast immer der Fall ist; wir können unsere Versuchsmessungen getrost auf solche Fälle beschränken. Das Gerät selbst zeigen die Bilder 4 u. 5 und seine Anbringung an der Brücke die Bilder 6 u. 7, wobei wir gleichzeitig an den Knoten Leuneruhren angebracht erkennen,

entleihen ihn jedesmal von den Schweizerischen Bundesbahnen, die ihn uns bereitwillig zur Verfügung stellen. Gestrichelt dargestellt sind die durch Rechnung ermittelten Werte; die praktisch genaue Übereinstimmung ist bemerkenswert. Das ganze Geheimnis ist dabei, daß wir den vollen Querschnitt der Längsträger bei der Rechnung dem Querschnitt des Untergurtes zugerechnet haben. Auch spätere Spannungsmessungen bestätigten die volle Mitwirkung des Längsträgers, wobei bemerkt sei, daß die Brücke nur einen Bremsverband in der Mitte der Brücke hat. Im übrigen sind die Längsträger kontinuierlich durchgeführt. Bild 9 zeigt die Schwankungen der einzelnen Punkte bei kritischer Geschwindigkeit (in diesem Falle 50 km/Std.) unter dem fahrenden Zuge, bestehend aus

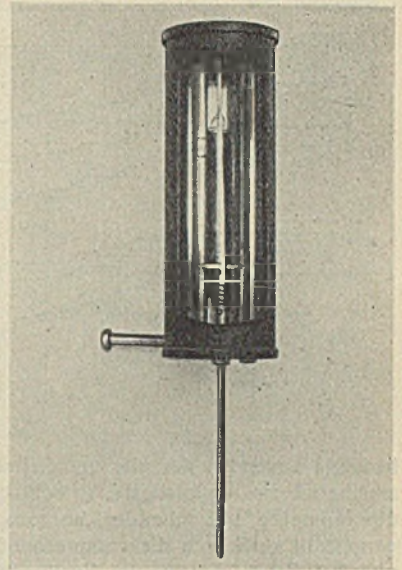


Bild 5.

mit welchen wir natürlich nur statische Senkungen messen können, denn wir führen stets neben den dynamischen Messungen statische Messungen bei derselben Lastenstellung aus, schon um einen sicheren Vergleich zu haben und unsere elektrischen Meßgeräte ständig nacheichen zu können. Wenden wir das Verfahren auf ruhende Lasten an, so erhalten wir den wirklichen, bekannten Lasten entsprechende Knotenlasten, natürlich unter Berücksichtigung der Kontinuität der Längsträger und deren Stützensenkungen. So viel über den Grundgedanken unserer Messungen. Nun zu den Ergebnissen.

Bild 8 zeigt die Meßergebnisse der Senkungen der einzelnen Knotenpunkte unter einer Einzellast, die Bestimmung der für das ganze elastische Verhalten des Trägers maßgebenden δ_{ik} -Werte. Die Messungen sind ausgeführt, wie schon bemerkt, mit einem Einachswagen von 36 t Gewicht, der zu Meßzwecken eigens konstruiert wurde. Wir selbst besitzen einen solchen bisher leider nicht, sondern

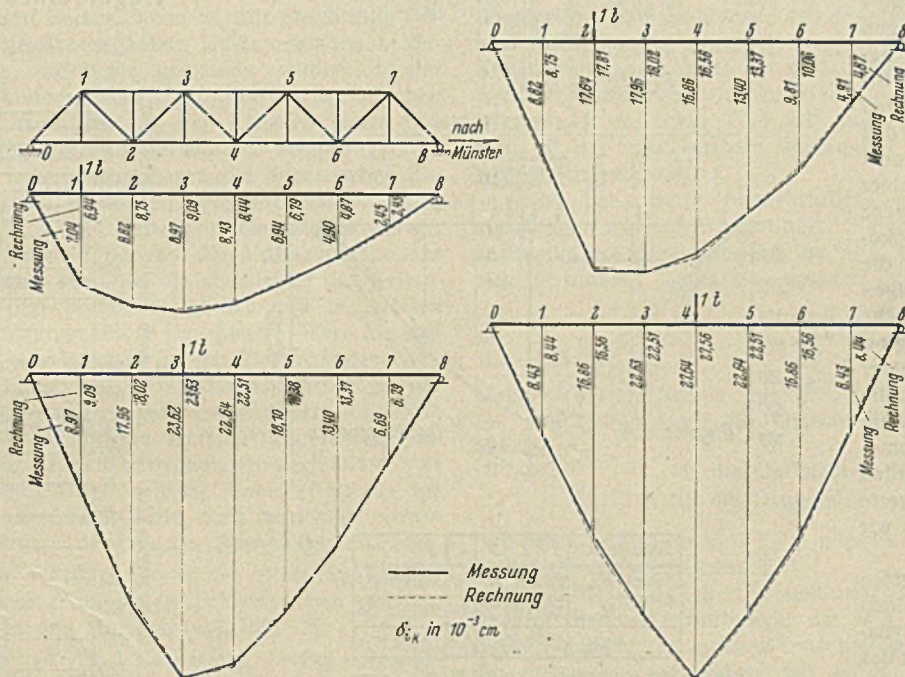


Bild 8.

der Tendermaschine und angehängten beladenen Sandwagen von je 30 t Gewicht. Bei den Punkten 3 und 4 ist auch die Biegelinie eingetragen, welche der jeweiligen statischen Belastung, also einer sogenannten Kriechfahrt entspricht. Wir sehen also, wie, den Perioden des Triebtraddes entsprechend, die einzelnen Punkte dynamisch um diese statische Biegelinie schwingen; wir sehen insbesondere, daß die größten positiven und negativen Ausschläge der einzelnen Punkte 1 bis 7 genau in demselben Zeitpunkte erfolgen, d.h. der Träger schwingt als Ganzes ohne wesentliche Einzelverbiegungen. Die jeweiligen Biegelinien des Trägers erhalten wir natürlich durch Zusammenstellung der auf einem der senkrechten Schnitte liegenden Verschiebungen der einzelnen Knotenpunkte. In Bild 10 sind oben die bei der verzeichneten Laststellung in Ruhestellung und in Fahrtstellung sich ergebenden Ersatzlasten dargestellt, dann im unteren Bild die aus diesen Ersatzlasten berechneten Knotenmomente für ruhende und

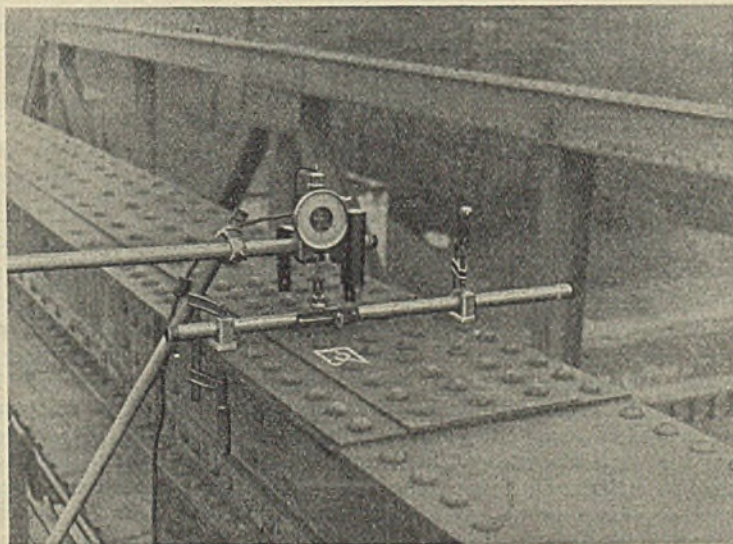


Bild 6.

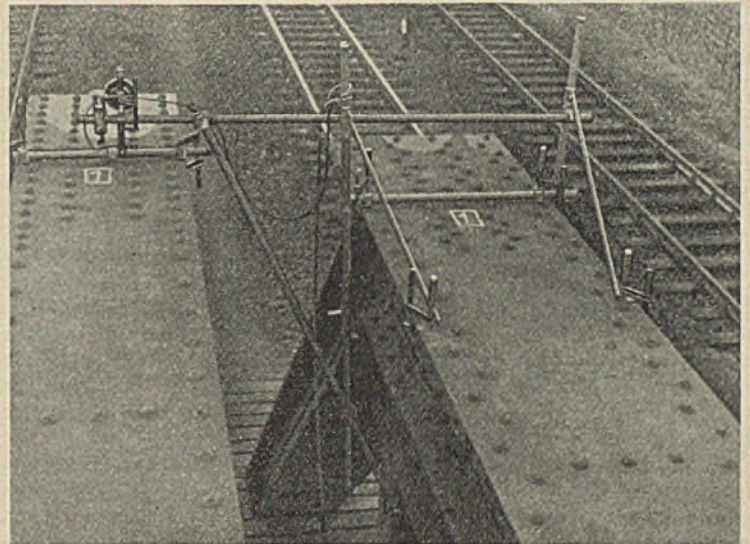


Bild 7.

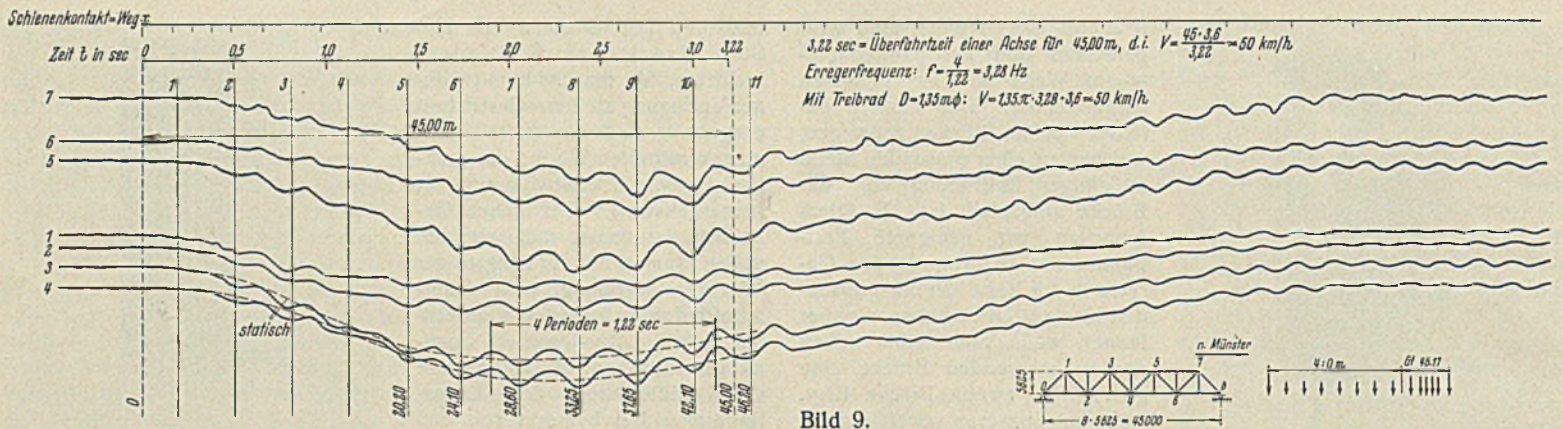


Bild 9.

bewegte Lasten in der hier verzeichneten Stellung, die für den Knoten 4 annähernd die ungünstigste, sowohl bei Ruhe wie bei Fahrt ist, punktiert die Momente bei ruhender, ausgezogen bei bewegter Last. Darunter dargestellt sind auch die entsprechenden, in dieser Laststellung bei Ruhe und bei Fahrt gemessenen Senkungen der einzelnen Knoten, und wir hätten nun für jeden Knoten aus dem Verhältnis der Momente bei ruhender und bewegter Last bestimmte dynamische Beiwerte. Natürlich sind für jeden Knoten andere Laststellungen als ungünstigste maßgebend, diese Laststellung gilt nur annähernd für den Knoten 4, für welchen sich der dynamische Beiwert 1,08 ergibt (Bild 10). Die übrigen eingeklammerten Werte sind bedeutungslos. Bei genauerer Ermittlung der ungünstigsten Laststellungen ergab sich 1,1. Ich bemerke, daß dies die Ergebnisse unter einem ganzen Zuge, und zwar mit einer für die Brücke ihrer Eigenfrequenz entsprechend recht ungünstigen Lokomotive sind. Die Ergebnisse für die einzelne Lokomotive allein zeigen natürlich etwas höhere dynamische Beiwerte; sie sind indes belanglos, da dann ja die statische Lage kleiner ist. Maßgebend für uns sind die Beiwerte unter dem Zuge. Schwere Züge, besonders mit zwei Lokomotiven verschiedener Gangart, würden noch kleinere dynamische Beiwerte ergeben, auf deren Feststellung wir aber verzichten wollen.

Vergleiche für die ungünstigsten Laststellungen für die einzelnen Knoten ergaben nun, daß die dynamischen Beiwerte für alle Knoten des Trägers nahezu gleich sind und alle etwa den Wert 1,1 haben, wir können also für den ganzen Träger denselben dynamischen Beiwert annehmen, nämlich 1,1. Das führt nun zu folgender Überlegung: Wenn alle Knoten denselben Beiwert haben, so können wir die statisch größten Stabkräfte mit $S_1, S_2 \dots S_n$ und die dynamischen größten Stabkräfte mit $\psi S_1 \dots \psi S_n$ bezeichnen, ferner die statischen, den Nebenspannungen entsprechenden Momente mit M , die dynamischen mit ψM . Dann ist die innere Arbeit des Trägers:

bei Ruhe:

$$A_{iR} = \frac{1}{2} \left[S_1^2 \varrho_1 + S_2^2 \varrho_2 + \dots + S_n \varrho_n + \sum_1^n \int_0^s \frac{M^2}{EJ} \cdot ds \right],$$

bei Fahrt:

$$A_{iF} = \frac{1}{2} \cdot \psi^2 \left[S_1^2 \varrho_1 + S_2^2 \varrho_2 + \dots + S_n \varrho_n + \sum_1^n \int_0^s \frac{M^2}{EJ} \cdot ds \right],$$

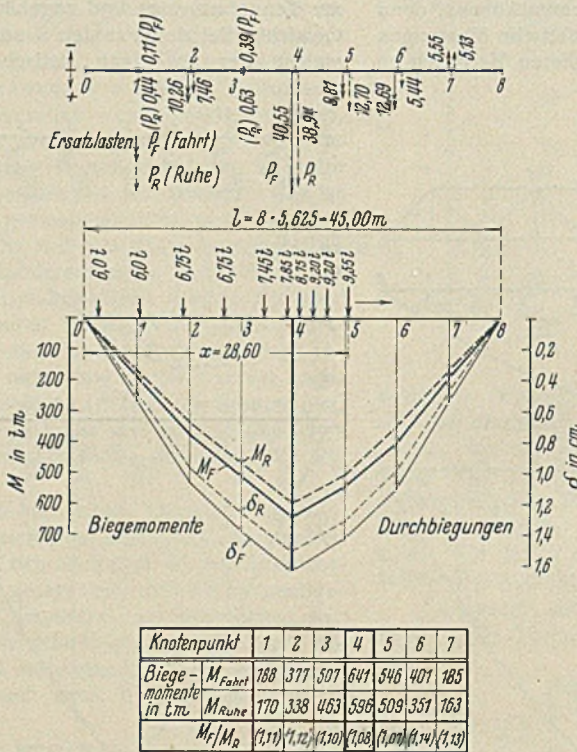
also

$$\psi^2 = \frac{A_{iF}}{A_{iR}}; \quad \psi = \sqrt{\frac{A_{iF}}{A_{iR}}}$$

Die inneren Arbeitswerte bei Fahrt und bei Ruhe haben wir aber, sie ergeben sich einfach aus den Knotenlasten und den darunter ge-

messenen Durchbiegungen (Bild 10), statisch sowohl wie dynamisch. Tatsächlich ergibt die Nachprüfung durch Messung, daß die letzte ange-schriebene Formel richtig ist, wenn wir die Größtwerte der inneren Arbeit sowohl bei Fahrt als auch bei Ruhe einsetzen; wir haben also das interessante Ergebnis:

Der dynamische Beiwert eines Trägers ist die Wurzel aus dem Verhältnis der größten inneren Arbeitswerte, welche erstens der fahrende Zug in kritischer Geschwindigkeit und ungünstigster Stellung und zweitens der ruhende Zug in ungünstigster Stellung dem Träger einzuverleiben vermag.



Knotenpunkt	1	2	3	4	5	6	7
Biege - Momente in tm	188	377	507	641	546	407	185
M_F / M_R	(1,11)	(1,12)	(1,10)	(1,08)	(1,07)	(1,14)	(1,13)

Innere Arbeit: $A_{Fahrt} = 100,14 \text{ tm}$
 $A_{Ruhe} = 83,97 \cdot \sqrt{A_F / A_R} = 1,09$

Bild 10.

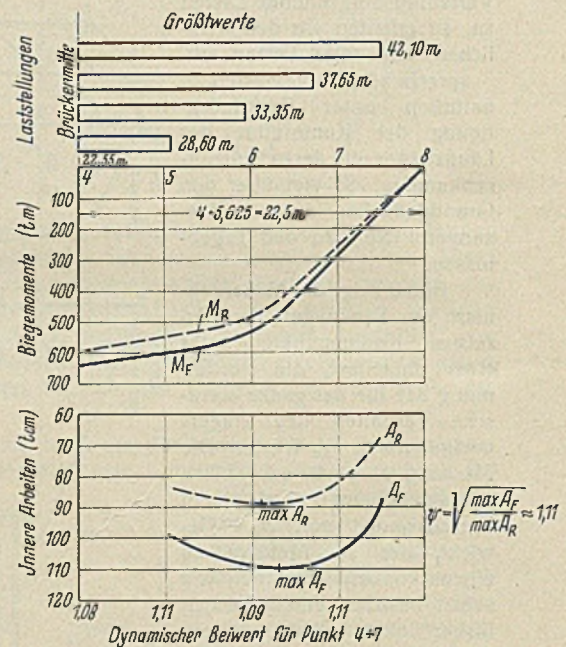


Bild 11.

In Bild 11 sind die Kurven der inneren Arbeitswerte bei Ruhe und bei Fahrt bei verschiedenen Laststellungen dargestellt. Danach ergibt sich

$$\psi = \sqrt{\frac{\max A_{iF}}{\max A_{iR}}} = 1,1$$

Damit ist zweifellos der Grundbegriff des dynamischen Beiwertes auf eine neue Grundlage gestellt; sowohl der Begriff wie dessen Herleitung zeigt jedenfalls deutlich, daß dieser dynamische Beiwert, den ich zum Unterschiede von der Stoßzahl φ mit ψ bezeichne, mit der Stoßzahl φ , erklärt als der Verhältniszuschlag zur ruhenden Last, nichts zu tun hat.

Allerdings ist das Ergebnis in seiner Einfachheit noch nicht ganz fertig, wie wir sehen werden. Nachdem wir eine sichere Grundlage gewonnen haben, gehen wir jetzt zu Spannungsmessungen über. In Bild 12 sind nun die Ergebnisse der Spannungsmessungen an einem Obergurtstab und dem darunterliegenden Untergurtstab dargestellt. Sie zeigen zwar auch den überwiegenden Einfluß des Treibradefektes in Perioden von 3 bis 4 Hertz, im übrigen aber eine Menge von Nebenerscheinungen. Zunächst einmal wurde daraus festgestellt, daß sich der dynamische Beiwert für den Obergurtstab zu 1,22 gegenüber 1,1 bei Biegunsmessungen,

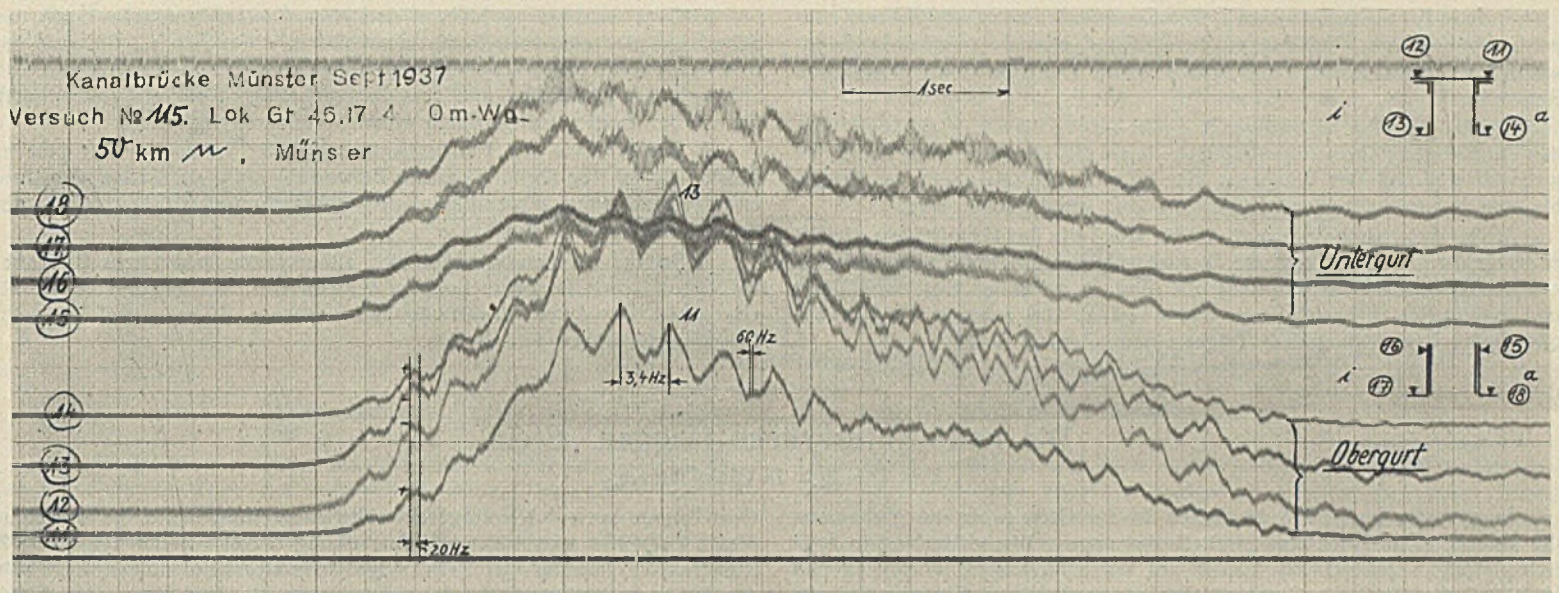


Bild 12.

der des zugehörigen Untergurtstabes hingegen zu 1,33 ergab, also 50% höher als bei dem Obergurt. Man hat aus ähnlichen Ergebnissen von Spannungsmessungen früher den Schluß gezogen, daß der dynamische Beiwert für den fahrbahnnahe Gurt höher sei als für den fahrbahnfernen Gurt. Der Irrtum stellt sich sofort heraus, wenn wir die gleichzeitig auftretenden Zuschläge in den gegenüberliegenden Untergurtstäben beider Hauptträger in Betracht ziehen, die beide gemessen wurden. In der einen Phase der Fahrt hat der Untergurtstab einen höheren dynamischen Beiwert als der zugehörige Obergurtstab, in der nächsten einen entsprechend geringeren. Beim Untergurtstab des anderen Hauptträgers ist es umgekehrt. Mitteln wir in beiden Fahrtphasen die dynamischen Zuschläge der beiden Untergurtstäbe, so zeigen Obergurt und Untergurt denselben dynamischen Beiwert 1,22. Daraus geht einwandfrei hervor, daß der scheinbar höhere dynamische Beiwert der Untergurtstäbe aus ihrer Wirkung als Windverbandgurt herrührt, die aber durch den Seitenstoß von 6 t bereits anderweitig berücksichtigt ist und in unseren dynamischen Beiwert ψ nicht hineingeht. Der höhere Wert für den Untergurtstab erscheint auch in dem Ergebnis unserer Biegemessungen nicht; denn die Stabverlängerung infolge der Windverbandwirkung wirkt sich ja durch die seitliche Ausbiegung aus und berührt unsere lotrechten Biegemessungen daher nicht. Der höhere Wert an sich, 1,22 gegenüber 1,1 bei Biegemessungen, ist nicht verwunderlich nach allem, was ich vorher über Spannungsmessungen bereits gesagt habe, er ist aus den genannten Gründen in seiner absoluten Größe eben unrichtig, ebenso wie die meisten früheren Ergebnisse dynamischer Spannungsmessungen.

Nun aber noch etwas sehr Wichtiges, was uns diese Spannungsmessungen zeigen. Die hier sichtbar werdenden Schwingungen zerfallen bei näherem Zusehen deutlich in drei Gruppen (vgl. Bild 12):

1. Schwingungen in der Frequenz von 3 bis 4 Hertz, der Schwingungszahl des Trägers entsprechend,
2. Schwingungen von 30 bis 40 Hertz,
3. Schwingungen von 60 bis 100 Hertz, welche ganz unregelmäßig verlaufen und den schon erwähnten Spannungsspitzen entsprechen.

Die Schwingungen zu 1. entsprechen den auch durch Biegemessungen festgestellten und sind damit erfaßt. Die Schwingungen zu 3. entsprechen den Spannungsspitzen und sind durch unsere Dauerfestigkeitswerte γ erfaßt, welche allerdings in wenig klarer Weise einen reinen Materialwert mit einer Formzahl verquicken, denn sie entsprechen nicht den Dauerversuchen am unverletzten Werkstück, sondern am gelochten, beziehungsweise genieteten Stab. Bemerkt sei nochmals, daß wir ja am Rande zwischen den Nietreihen zu messen gezwungen sind, wo Spannungen wie Dehnungen ganz unregelmäßig verlaufen. Hieraus erklärt sich auch, abgesehen von Fehlerquellen, der höhere Beiwert gegenüber Biegemessungen. Bemerkenswert ist übrigens, daß diese Spannungsspitzen bei Messungen in Diagonalen, die Nietreihen nicht aufweisen, fast ausfallen.

Nun bleibt aber die zweite Gruppe von Schwingungen von 30 bis 40 Hertz. Sie sind bei näherem Vergleich der Kurven, die sich an den vier Randmeßpunkten ergaben, einwandfrei als reine Biegespannungen festgestellt, sie entsprechen den Eigenschwingungen der einzelnen Stäbe senkrecht zu ihrer Achse. Sie sind natürlich durch unsere Biegemessungen nicht erfaßt und auch sonst nirgends. Sie sind völlig unabhängig von dem bisher ermittelten Wert ψ und im wesentlichen abhängig von der Masse und dem Schlankheitsverhältnis der einzelnen Stäbe und

bei schlanken Stäben (Diagonalen) natürlich erheblich größer als bei gedrunenen Stäben, Gurtstäben. Wir müssen sie besonders, getrennt von unserem eben gefundenen Beiwert ψ berücksichtigen. Wir haben es hier gewissermaßen mit dynamischen Nebenspannungen zweiter Art zu tun, welche ganz unabhängig von den durch die größeren Formänderungen bedingten, den statischen Nebenspannungen entsprechenden dynamischen Nebenspannungen erster Art sind. Gerade dadurch, daß man diese bei Spannungsmessungen hervortretenden dynamischen Nebenspannungen zweiter Art in einen Topf mit den übrigen Spannungserscheinungen warf, ist der unentwirrbare Knoten der Ergebnisse früherer Spannungsmessungen entstanden.

Nun, bei unserer Versuchsbrücke wurden die dynamischen Nebenspannungen zweiter Art ermittelt bei Gurtstäben bis zu 5% der Gesamtspannung, bei Diagonalen bis zu 10% der Gesamtspannung; wir hätten also für unseren Träger als gesamten dynamischen Beiwert:

$$\mu \psi = \mu \sqrt{\frac{A_{IF}}{A_{IR}}} = \mu \cdot 1,1,$$

wobei μ bei Gurtstäben mit 1,05, bei Diagonalen mit 1,1 zu bewerten ist, und hätten damit für unseren Träger den gesamten dynamischen Beiwert:

$$\begin{aligned} \text{für die Gurtstäbe: } & 1,05 \cdot 1,1 = 1,15 \\ \text{für die Diagonalen: } & 1,1 \cdot 1,1 = 1,21 \end{aligned}$$

und nicht etwa ein $\varphi = 1,41$, wie es unsere Berechnungsvorschriften für diesen Träger bemessen.

Nun der Ausblick. Es sind natürlich noch weitere Messungen an anderen Brücken erforderlich, die sich aber auf Grund der an unserer Versuchsbrücke gewonnenen Erkenntnisse wesentlich vereinfachen. Unsere Biegemessungen haben uns einen klaren Wegweiser für die Bewertung der Spannungsmessungen gegeben. Die nun durch Spannungsmessungen an einzelnen Brücken festzustellenden Werte μ können natürlich je nach der Bauart der einzelnen Stäbe sehr schwanken. Für die Werte ψ ist nach theoretischen Erwägungen schon jetzt sicher, daß sie bei Brücken größerer Stützweite mindestens nicht größer werden; bei kleineren Brücken ist die Sache schwieriger zu übersehen. Es läßt sich danach aber schon jetzt sagen, daß wir in Zukunft bei allen Hauptträgern von 45 m an aufwärts mit einem $\psi = 1,1$ rechnen können, wobei es mir nicht notwendig erscheint, einen Unterschied zwischen durchgehender Bettung, offenen Brücken oder zwischen geschweißten und ungeschweißten Schienenstößen zu machen. Jedenfalls sind unsere heutigen dynamischen Beiwerte für die Hauptträger viel zu groß, und wir können durch Herabsetzung derselben ohne Beeinträchtigung der Sicherheit erheblich an Stahl sparen.

Ganz anders zu behandeln sind die dynamischen Beiwerte der Fahrbahnträger usw. Wir haben es dabei nicht mit schwingenden Trägermassen zu tun, dafür aber treffen alle Arten dynamischer Stöße diese Brückenteile unmittelbar. Hier werden andere Wege einzuschlagen sein, die wir noch nicht näher ergründet haben.

Die wichtigsten Ergebnisse der bisherigen Versuchsforschung der Deutschen Reichsbahn sind also folgende:

1. Bei weitem am meisten ausschlaggebend ist der Triebtrahereffekt.
2. Die Schwingungswellen verlaufen für die einzelnen Knoten einer Brücke affin, d. h. die Brücke schwingt als Ganzes und — wenigstens bei einfachen Trägerformen — in einer Halbwellen.

3. Jede Brücke hat zwei wichtige Kennwerte: einen statischen Kennwert, nämlich ihre Durchbiegungen δ_{ik} , und einen dynamischen Kennwert, ihre Eigenfrequenz; die beiden Werte bedingen den dynamischen Beiwert.

4. Die jeweilige Schwingzahl einer Brücke ist stark abhängig von der Verstimmung ihrer Eigenfrequenz durch die jeweilige Belastung. Sie wechselt während des Befahrens ständig. Ein Aufschaukeln der Brücke bis zum Beharrungszustand ist aus diesem Grunde unmöglich.

5. Der dynamische Beiwert ψ ist für alle Teile des Hauptträgers gleich; er ist gekennzeichnet durch die Wurzel aus den größten inneren Arbeitswerten, welche erstens der fahrende Zug in kritischer Geschwindigkeit und ungünstigster Laststellung und zweitens der ruhende Zug in ungünstigster Laststellung dem Träger einzuverleiben vermag.

6. Ganz unabhängig hiervon entstehen Zusatzspannungen durch das Schwingen der einzelnen Stäbe senkrecht zu ihrer Achse. Sie sind getrennt von dem eigentlichen dynamischen Beiwert zu behandeln und sind abhängig von der Masse und dem Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe. Sie werden berücksichtigt durch einen besonderen Beiwert μ .

7. Stoßziffern φ als Verhältniszuschläge zur ruhenden Last gibt es nicht. Die an ihre Stelle tretenden Beiwerte ψ sind, abgesehen von ihrer anderen Bedeutung, wesentlich niedriger, auch unter Berücksichtigung des noch hinzutretenden Faktors μ .

8. Spannungsmessungen für sich allein geben kein klares Bild über die dynamischen Beanspruchungen der Brücken; vor allem sind sie als Grundlage für deren Ermittlung unbrauchbar. Hierzu sind vielmehr Biegemessungen erforderlich.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Sitterbrücke Haggen—Stein.

Von Dipl.-Ing. R. Dick, Luzern.

In nächster Nähe von St. Gallen in der Ostschweiz durchschneiden die Sitter und ihr Nebenfluß Urnäsch das appenzellische Vorland in zwei tiefen felsigen Schluchten, welche auf einer hügeligen, hochgelegenen Halbinsel die ländliche Gemeinde Stein umschließen. Für den Schwerverkehr wurde vor nahezu 30 Jahren eine der ersten größeren Beton-Bogenbrücken im Gmündertobel von Mörsch erstellt, eine Verbindung, die für Fußgänger große Umwege bedingt. Deshalb wurde für den Fußgänger- und Leichtverkehr nach der Gemeinde Stein ein weiterer Sitterübergang nach Haggen in St. Gallen-West erstellt, der einige bauliche Besonderheiten aufweist.

Von vornherein war die Bausumme sehr beschränkt und durfte 300 000 Franken keinesfalls überschreiten. Verlangt wurde eine Einbahnstraße von 2,3 m Fahrbreite, beidseitig 0,75 m Gehsteig, und auf die Brückenlänge von nahezu 360 m zwei Ausweichstellen.

Gurt-Träger noch durch eingeschweißte Aussteifungen für die Aufnahme dieser Zugkräfte verstärkt. Die Ausbildung dieser Knoten zeigt Bild 2. Konstruktiv einfacher wäre ein aufgeschweißtes Knotenblech an Stelle des I-Abschnittes gewesen; dabei wäre auch die Zugbeanspruchung des Gurtflansches vermieden worden; bei allen Stößen hätte aber die halbe Knotenpunkts-Schweißung auf der Baustelle, in nahezu 100 m Höhe, zum Teil über Kopf ausgeführt werden müssen; deshalb wurde die gelenkete Bauart vorgezogen.

Die Fahrbahn-Betonplatte ist mit den Querträgern und den Streben des oberen Windverbandes fest verbunden durch aufgeschweißte Winkelstücke, die in den Beton eingreifen. Die beiden Gehstegstreifen sind freitragende Betonkonsolen ohne Auflagerung oder Verbindung mit dem Obergurt. In Abständen von 30 bis 35 m sind Doppel-Querträger eingesetzt, über welchen die Betonplatte getrennt ist. Allerdings verhindert

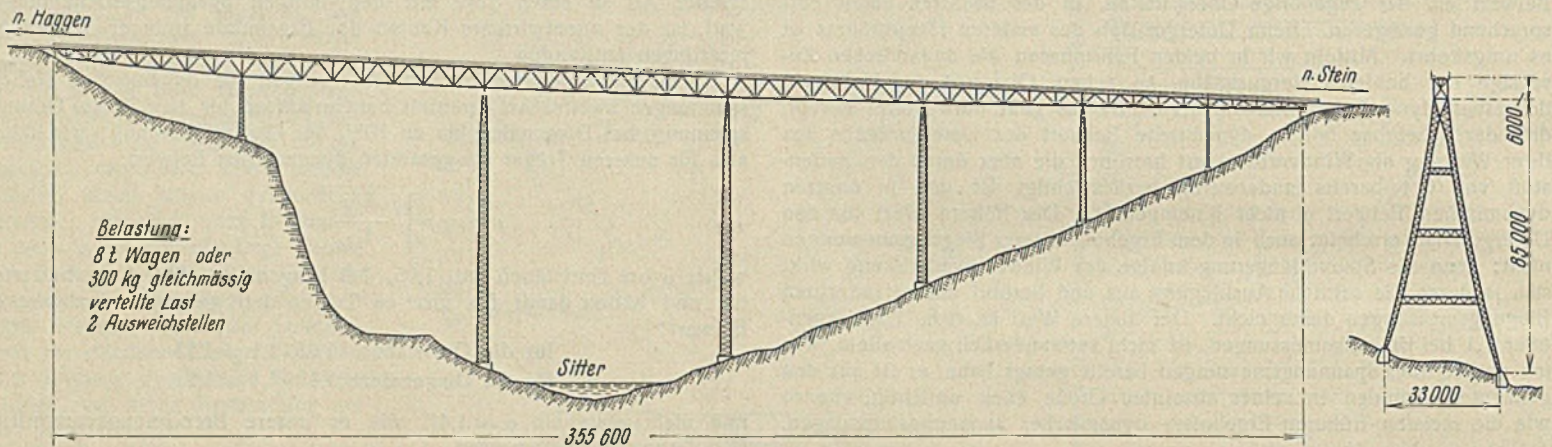


Bild 1. Übersicht.

Aus einer Unzahl von vergleichenden Studien, sowie aus der Konkurrenz mit den verschiedensten Projekten ergab sich als vorteilhafteste Lösung ein kontinuierlicher Fachwerkträger mit verhältnismäßig vielen Öffnungen auf Gitterstützen in Rahmenform, wie die Gesamtübersicht (Bild 1) zeigt. Die sieben Öffnungen variieren von 27,2 bis zu 69,6 m Spannweite; dem paßt sich die Trägerhöhe an, indem sie von 2 bis auf 6 m Höhe ansteigt. Allzu verschiedene Strebenneigungen wurden durch Abstufung der Feldweiten von 3,40 bis 4,35 m vermieden. Streben und Pfosten der Hauptträger bestehen aus gekreuzten Winkeln mit eingeschweißten Bindeblechen, die Gurte aus abgestuften leichten Differdinger-Profilen. Als Knotenpunkte wurden halbe Differdinger-Träger oder normale I-Träger verwendet, die auf dem ununterbrochen durch-

gehenden Gurt-Differdinger aufgenietet oder geschraubt sind. Infolge der Zentrierung der Streben auf die Gurtmitte entsteht in der Anschlußfläche des Knotenstücks am Gurtträger ein Versetzungsmoment, das auf der einen Knotenhälfte Druck, auf den anderen Zug, und damit Zugkräfte in den Anschlußnieten erzeugt. Deshalb wurden auf der Zugseite an Stelle von Nieten Paß-Schrauben verwendet, und außerdem der Flansch des

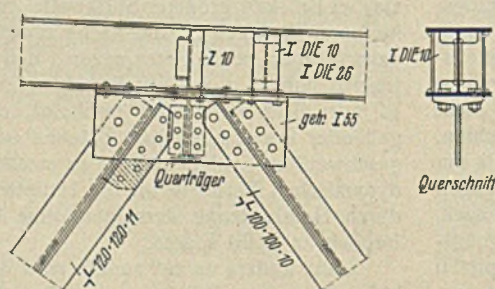


Bild 2.
Ausbildung der Knotenpunkte.

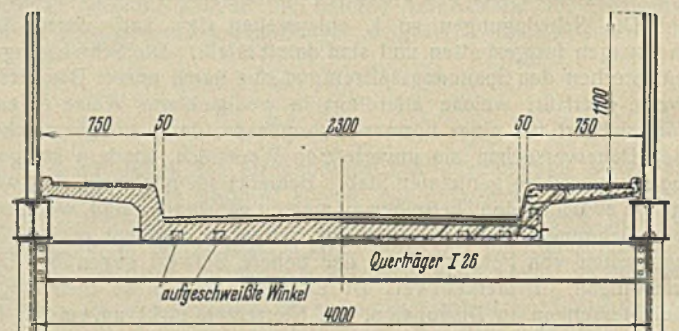


Bild 3. Querschnitt.

gehenden Gurt-Differdinger aufgenietet oder geschraubt sind. Infolge der Zentrierung der Streben auf die Gurtmitte entsteht in der Anschlußfläche des Knotenstücks am Gurtträger ein Versetzungsmoment, das auf der einen Knotenhälfte Druck, auf den anderen Zug, und damit Zugkräfte in den Anschlußnieten erzeugt. Deshalb wurden auf der Zugseite an Stelle von Nieten Paß-Schrauben verwendet, und außerdem der Flansch des

der Fuge gebracht, ohne daß bis jetzt in den Platten selbst irgendwelche Risse zu finden wären. Der Fahrbahnquerschnitt ist aus Bild 3 ersichtlich.

Die Längenänderung der Stahlkonstruktion wird völlig auf einem Widerlager durch eine Dilatation von 30 cm Verschiebungsmöglichkeit ausgeglichen, deren Längsschnitt Bild 4 zeigt.

Die beiden erwähnten Ausweichstellen liegen über dem zweiten und vierten Pfeiler von links; sie wurden durch spindelförmige Verbreiterung der ganzen Brücke einschließlich der Hauptträger vom Normalabstand von 4 m auf 6,8 m gebildet, wie der Grundriß Bild 5 darstellt.

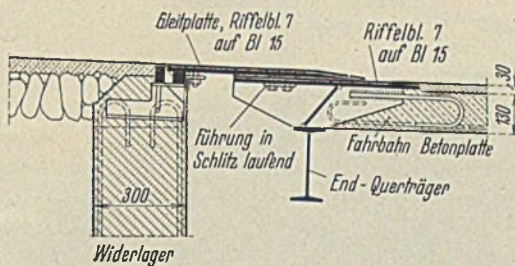


Bild 4. Bewegungsfuge.

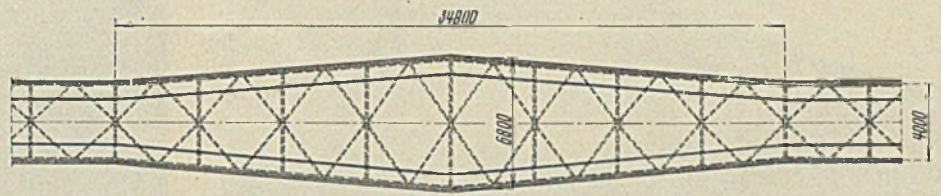


Bild 5. Grundriß der Ausweichstelle.

Alle Pfeiler sind auf Fels fundiert; ein einziger Fundamentklotz in der Sitter machte wegen der im Sommer 1936 mehrmals wiederkehrenden Hochwasser einige Schwierigkeiten, weil auf der nackten Felsfläche die Abdichtung und Wasserhaltung der Baugrube mit den verfügbaren einfachen Mitteln schlecht möglich war. Jeder Pfeiler stellt ein breit gespreiztes Dreieck dar, das sowohl die lotrechten Lasten als auch die Windlasten auf die Brücke in einfachster Weise auf die Fundamente überträgt. Bei den höheren Pfeilern wurden die beiden Pfosten noch mit Querriegeln verbunden, welche das Durchhängen aus Eigengewicht verhindern, die Knicklänge unterteilen, und bei ungleichmäßigen Windangriffen zusammen mit den Pfosten als Rahmentragwerk arbeiten. Bei gleichmäßiger Windlast tritt eine solche Rahmenbeanspruchung nicht auf, da jeder Pfosten nicht gerade, sondern entsprechend der Seillinie aus allen Windlasten leicht gekrümmt, oder besser gesagt bei jedem Querriegel geknickt ist. Bei den schweren Stürmen, die immer gerade in den heikelsten Baustadien auftraten, hat sich diese neuartige Stützenform gut bewährt; es waren aus Wind keine Schwankungen der Brücke zu beobachten.

Nur die erste Stütze links oben ist eine Pendelstütze, alle übrigen sind am Fuß fest eingespannt. Die Brückenausdehnung erzeugt deshalb im Stützenfuß ein Einspannmoment, das in der Berechnung mit berücksichtigt werden mußte. Der Einfluß ist aber sehr gering; Stützen mit Fußgelenk wären viel schwerer und teurer geworden.

Die größten Stützen sind 85 m hoch, die schwerere links der Sitter mit der Ausweichstelle wiegt 41 t, alle Stützen zusammen 115 t, der Überbau 223 t, die Geländer 22 t; Gesamtgewicht 340 t. Verwendet wurde normaler Baustahl mit einer zulässigen Beanspruchung von 1400 kg/cm² ohne Wind und 1600 kg/cm² mit 150 kg Wind je m². Belastung ein 8 t-Wagen oder 300 kg Menschengedränge.

Erwähnt sei noch, daß sich aus der Lage der Anschlußstraßen eine gleichmäßige Steigung der Brücke von 4‰ ergab. Über der Betonplatte wird ein bituminöser Straßenbelag von rd. 3 cm Dicke aufgebracht.

Die Montage der Stahlkonstruktion erfolgt im Freivorbau mit einem Minimum von Gerüsten vollständig von der Seite Stein her, also vom tieferen rechten Brückenende aus. Nur die Hälfte der ersten kleinen Öffnung wurde eingerüstet, darauf ein fester Bockkran erstellt und damit das erste Brückenstück zusammengebaut und ein eigens für diese Brücke entworfener Portalkran daraufgestellt. Dieser Kran fährt auf dem Brückenobergurt, besitzt einen allseitig drehbaren und schwenkbaren 10 m langen Ausleger für 3 t Last und eine Winde für das Heranziehen von Rollwagen über den fertigen Brückenteil.

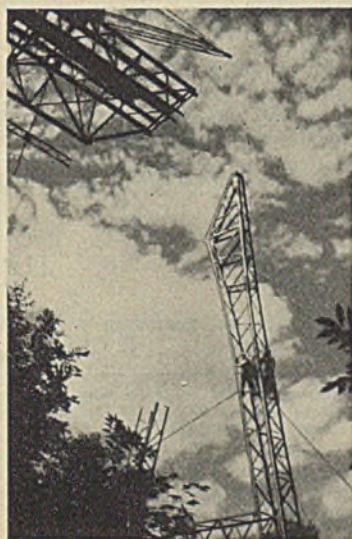


Bild 7. Aufstellen eines Stützenoberbauteiles.

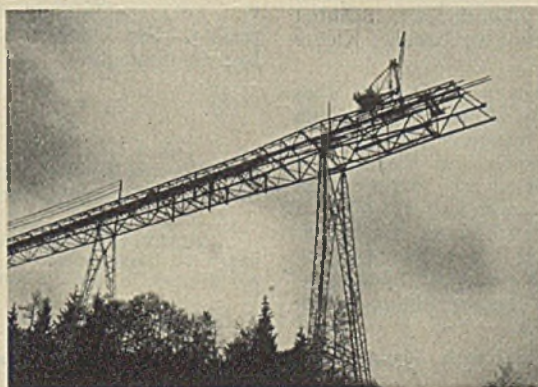


Bild 6. Vorbau der vierten Öffnung.

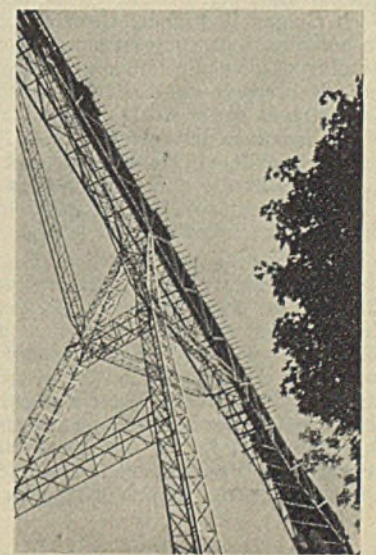


Bild 8. Stütze mit Montagestreben.

Lastbewegung und Rollwagenwinde sind elektrisch betrieben, Auslegerhub und Kranvorschub geschehen von Hand.

Vom Materiallagerplatz auf der Seite Stein gelangen die Werkstücke auf Rollwagen über den fertigen Brückenteil unter dem Kran durch, werden vom Ausleger gefaßt, ausgeschwenkt und zur Verwendungsstelle abgeseht. In den ersten vier Öffnungen wurde jeweils eine halbe

Öffnung frei vorgebaut und dann ebenfalls über die Brücke das Material einer Hilfs-Gitterstütze zugeführt und mit dem Kran abgeseht. Darauf wurde die Brücke abgestellt und die zweite Öffnungshälfte vorgebaut. Die folgende Stütze wurde nun ganz gleich wie die Hilfsstütze von der Brücke aus aufgebaut und der Freivorbau der folgenden Öffnung begonnen. Sobald die Mitte erreicht war, wurde die Hilfsstütze aus der vorhergehenden Öffnung herausgenommen, verlängert und in der neuen Öffnung wieder montiert. Bild 6 zeigt den Vorbau der vierten Öffnung. Über der größeren Stütze sieht man die spindelförmige Verbreiterung der Ausweichstelle. Bild 7 wurde aufgenommen im Moment, wo vom Kran aus ein Stützenoberbauteil aufgesetzt wird.

Bei den beiden Hauptöffnungen konnte wegen der großen Höhe die Hilfsstütze nicht mehr verwendet werden; sie wurde deshalb halbiert und als Stützstreben von den großen Pfeilern aus unter die Hauptträger eingebaut.

Mit dieser Verstärkung konnte die ganze Länge der großen Öffnungen von 70 m von einer Seite aus frei vorgebaut werden. Daran schloß sich gleich wie bei den kleineren Öffnungen der Aufbau des folgenden Pfeilers vom Kran aus. Die Hauptträgerspitze bog sich rd. 50 cm durch; deshalb wurde der Pfeiler jeweils um dieses Maß niedriger konstruiert, vom Pfeilerkopf aus die Hauptträgerspitze mit Winden um diese Einsenkung gehoben, und dann ein Paßstück eingesetzt.

Bild 8 zeigt eine große Stütze mit den oben erwähnten Montagestreben von unten, Bild 9 gibt einen Überblick über einen solchen Siebzigmetervorbau, und Bild 10 zeigt die fertige Stahlkonstruktion, auf der zur Zeit die Betonfahrbahn erstellt wird.

Die Arbeit wurde mit dem Widerlager Stein Anfang Mai 1936 begonnen; nachdem hinter diesem Widerlager bauseitig die Zufahrtsstraße erstellt war, konnte Mitte Juli mit der Stahlmontage begonnen werden. Mitte Dezember waren vier Öffnungen mit einem der 85-m-Pfeiler aufgebaut; die Arbeit wurde nun eingestellt. Im März und April 1937 wurden rd. 120 m der Fahrbahn betoniert, und anschließend die Arbeit an der Stahlkonstruktion weitergeführt. Ende Juli erreichte die Stahlkonstruktion das Widerlager, und bis Anfang Oktober war die Fahrbahnbetonierung beendet.

Für die eigentliche Stahlmontage wurden mit einer Belegschaft von 12 Mann acht Monate gebraucht.

Projekt, Berechnung, Pläne und Montageleitung führte das Ing.-Bureau R. Dick in Luzern aus, die Werkstattarbeit E. Scheer A.-G. in Herisau, Fundamente und Fahrbahnplatte das Baugeschäft

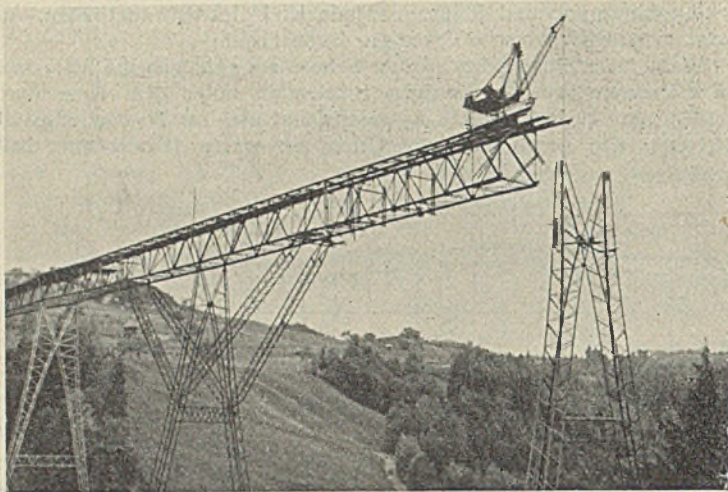


Bild 9. Freivorbau der 70 m-Öffnung.

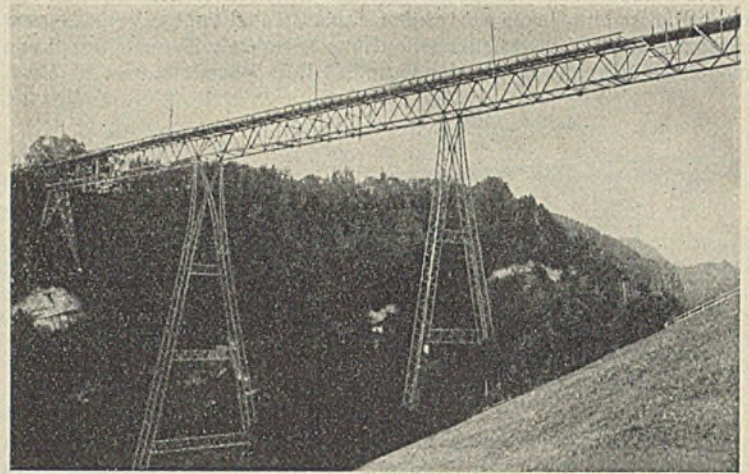


Bild 10. Ansicht der fertiggestellten Brücke.

A. Heene in St. Gallen. Bemerkenswert ist, daß die Firma Scheer, die Malerarbeit mitsamt erster Reinigung in der Werkstatt und erstem Grundanstrich einem Spezialgeschäft übertragen hat. Dadurch ist zusammen mit einem besonders sorgfältig gewählten Farbmaterial — Vernisol-Bleimennige, die auf bituminöser Grundlage aufgebaut ist — ein sehr guter Anstrich erzielt worden, was ja die erste Voraussetzung für geringe Unterhaltskosten

ist. In der Konstruktion sind übrigens von vornherein alle schlecht zugänglichen Fugen streng vermieden worden.

Mit diesem Objekt ist das ostschweizerische Brückenmuseum, das auf dem Raum weniger Quadratkilometer sechs große und eine Anzahl kleinerer Brücken verschiedenster Bauweise umfaßt, wieder um ein eigenartiges Bauwerk bereichert worden.

Verschiedenes.

Sondertagung für Schweißtechnik am 12. November 1937 in der Technischen Hochschule Hannover. Auf der diesjährigen Sondertagung für Schweißtechnik in der Technischen Hochschule Hannover wurde durch eine Reihe beachtlicher Vorträge ein Überblick über verschiedene Anwendungsgebiete der Stahlschweißung gegeben. Die Tagung wurde veranstaltet von den technischen Verbänden Niedersachsens gemeinsam mit dem Lehrstuhl für Werkstoffkunde und Schweißtechnik der Technischen Hochschule und stand unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. habil. A. Matting.

Bemerkenswert waren die Ausführungen von Prof. Dr.-Ing. habil. Vierling, Hannover, über „Schweißen beim Bau von Förderanlagen“. Die verschiedenen Konstruktionselemente wurden in geschweißter und genietet oder gegossener oder geschmiedeter Ausführung einander gegenübergestellt. Durch das Schweißen sind arteigene Elemente, wie der Hohl- und Kastenträger, in den Vordergrund gerückt worden. Der Rahmenträger ist wettbewerbfähig mit dem Fachwerkträger geworden. Auch das Rohr wird ein wichtiges Konstruktionselement. Vielfach werden die Hauptträger als Vollwandträger und die Hilfsträger als Rahmenträger ausgeführt. Es ist festzustellen, daß die für das Schweißen besonders entwickelten Profile, wie Wulstprofile usw., in neuester Zeit gegenüber den geraden Blechen wieder zurücktreten. Gußkörper und Schmiedestücke werden oft sehr wirtschaftlich durch geschweißte Ausführungen ersetzt. Diese zeichnen sich aus durch günstiges dynamisches Verhalten, größere Unempfindlichkeit gegen Stöße, gefällige Form und oft erheblich geringeres Gewicht.

Weitere Vorträge wurden gehalten von Prof. Dr.-Ing. habil. Schweigmann, Hannover, über „Schweißen im Landmaschinenbau“ und von Direktor Dipl.-Ing. Block, Gotha, über „Schweißen dickwandiger Gefäße“. Nach einigen Begrüßungsworten Sr. Magnifizenz, des Herrn Rektors der Technischen Hochschule Hannover, Prof. Simons, sprach Direktor Kreißig, Uerdingen, über „Leichtbau von Fahrzeugen durch Schweißen“. Es gelang ihm, die Vorteile der Kastenträgerbauweise überzeugend darzulegen. Der Kastenträger ist der einzige Träger, der Biegung und Verdrehung in gleicher Weise aufzunehmen vermag. Die Berechnung auf Verdrehung ist auch bei dickwandigen Hohlträgern mit genügender Genauigkeit möglich. Korrosionsangriffe von innen heraus sind auch bei porösen Schweißnähten nicht zu befürchten, wie eingehende Versuche bewiesen haben. Kleine Undichtigkeiten rosten nach kurzer Zeit zu.

Der Vortrag von Ingenieur Gerritsen, Bilthoven in Holland, über „Neuere geschweißte Maschinen und Fahrzeuge in Holland“ gab einen Einblick in den Stand der Schweißtechnik in unserem Nachbarland. Zur Prüfung der Schweißer hält man dort Zerreiß- und Biegeproben für ungeeignet und wählt Werkstattproben, die durch Gefügeuntersuchungen ergänzt werden. Zur Kraftübertragung werden nach Möglichkeit Stumpfnähte gewählt. Statt Kehlnähte werden gern K-Nähte ausgeführt, Nähte, bei denen das Stehblech auf beiden Seiten als Schweißvorbereitung abgeschragt wird. Für den Werkstattbetrieb macht man in Holland weitgehend von Vorrichtungen, wie Heftmaschinen, Drehvorrichtungen zur Aufnahme ganzer Eisenbahnwaggons usw. Gebrauch.

Dr.-Ing. H. Koch, Hannover.

Zuschrift an die Schriftleitung

zum Aufsatz „Über das Ausknicken symmetrischer Bogenträger unter symmetrisch verteilten Belastungen“ von E. Chwalla und C. F. Kollbrunner, Stahlbau 1937, S. 121.

Ich habe bei der Herleitung der allgemeinen Differentialgleichungen (I) und (II) die Größe φ als unabhängige Variable eingeführt, was sich jedoch nur bei der Ableitung der Gl. (II) als exakt erweist. Bei der Ableitung der Gl. (I) ist die Bogenlänge s als unabhängige Veränderliche beizubehalten, also die Gl. (6) in ihrer ursprünglichen Form

$$(6) \quad \begin{cases} - \left[\frac{d}{ds} \left(\frac{1}{k} \cdot \frac{d^2 M_1}{ds^2} \right) + \frac{d}{ds} \left(N \cdot \frac{x_1}{k} \right) + \frac{d}{ds} \left(\frac{R_1}{k} \right) \right] \\ - Q x_1 - k \cdot \frac{d M_1}{ds} + T_1 = 0 \end{cases}$$

zu belassen und aus ihr nach Berücksichtigung von (1a) und (7) die Gleichung

$$(I) \quad \begin{cases} \frac{d}{ds} \left[\frac{1}{k} \cdot \frac{d^2 (EJ x_1)}{ds^2} \right] + k \cdot \frac{d (EJ x_1)}{ds} - \frac{N}{k} \cdot \frac{d x_1}{ds} \\ - x_1 \left[\frac{d}{ds} \left(\frac{N}{k} \right) + Q \right] + \frac{T}{k} \cdot \frac{d \psi_1}{ds} + \psi_1 \left[\frac{d}{ds} \left(\frac{T}{k} \right) + R \right] = 0 \end{cases}$$

zu gewinnen, in die nun für ψ_1 und x_1 nicht die alten Beziehungen (4a) und (5a), sondern die auf die Bogenlänge bezogenen Beziehungen

$$(4a) \quad \psi_1 = \frac{d u_1}{ds} + k_0 v_1 = \frac{d}{ds} \left(\frac{1}{k_0} \cdot \frac{d v_1}{ds} \right) + k_0 v_1$$

$$(5a) \quad x_1 = \frac{d \psi_1}{ds} = \frac{d}{ds} \left[\frac{d}{ds} \left(\frac{1}{k_0} \cdot \frac{d v_1}{ds} \right) + k_0 v_1 \right]$$

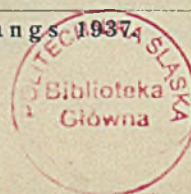
einzusetzen sind. Gl. (I) stellt nach wie vor eine Differentialgleichung sechster Ordnung für die Verschiebungskomponente v_1 vor, liefert jedoch v_1 als Funktion der Bogenlänge s , von der wir vorausgesetzt haben, daß sie sich bei der Verformung des Bogens bloß um Beträge ändert, die von höherer Ordnung klein sind als die Verschiebungen der Achsenpunkte. Der Lösungsansatz Gl. (8) lautet mit Bezug auf einen Kreisbogen nunmehr

$$(8) \quad v_1 = \sum_{n=1,2,\dots} A_n \left[\cos \frac{n \pi s}{b} - (-1)^n \right], \quad u_1 = \frac{1}{k_0} \cdot \frac{d v_1}{ds}$$

wobei s vom Scheitelquerschnitt nach beiden Seiten gemessen wird und b die halbe Bogenlänge bedeutet. E. Chwalla.

INHALT: Neuere Ergebnisse der Versuchsforschung auf dem Gebiet der Schwingungsmeßtechnik bei Eisenbahnbrücken. — Die neue Sitterbrücke Haggen—Stein. — Verschiedenes: Sondertagung für Schweißtechnik. — Zuschrift an die Schriftleitung.

Verantwortlich für den Inhalt: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.



BIBLIOTEKA GŁÓWNA
Politechniki Śląskiej

P.769/1937

Druk: Drukarnia Gliwice, ul. Zwycięstwa 27, tel. 230 49 50