

Zur Frage der Oberbauberechnung*).

Von Dipl.-Ing. Josef Nemsek, Budapest.

Die in den letzten Jahren ziemlich häufig durchgeführten Spannungsmessungen an Schienen haben zu der allgemeinen Feststellung geführt, daß das Zimmermannsche Rechenverfahren nicht ohne weiteres scharfe Zahlenwerte liefert, sondern nur zu Vergleichsrechnungen brauchbar ist, und auch da mit Einschränkungen. Dies betonte schon Schwarzkopff, ja auch Dr. Zimmermann selbst in einer Zeit, als noch keine Spannungsmessungen ausgeführt wurden.

Über die Ungenauigkeit der berechneten Werte der Schienendrucke scheinen keine Untersuchungen vorzuliegen, wahrscheinlich in Ermanglung direkter Messungen der Schienendrucke. Es ist aber offenbar, daß die berechneten Schienendrucke ebenso unzuverlässig sein müssen wie die berechneten Momente, mit denen sie in bekannter Beziehung stehen.

Das Besagte bezieht sich nicht etwa auf die Formel von Hoffmann oder Schwedler, die der Altmeister der Oberbauforschung, Dr. H. Zimmermann eine „näherungsweise Berechnung“ nennt, sondern auf jenen Schienendruck, der nach Dr. Zimmermann „im Einzelfalle nach der Theorie des durchgehenden Trägers auf elastischen Stützen genau berechnet werden kann“. Als Beweis der Behauptung sei zunächst auf die Schienendruckmeßergebnisse der amerikanischen „Special Committee on Stresses in Railroad Track“ hingewiesen. In dem „Progress Report“ von 1918 (Bulletin of the American Railway Engineering Association, Vol. 19, Nr. 205) finden wir auf Seite 944 eine Zusammenstellung, worin die Schwellenreaktionen (Schienendrucke) aller in Mitteleuropa gezogener Schwellen in Vonhunderten der Radlast bei verschiedenen Oberbausorten und Laststellungen nach den ausgedehnten Versuchsreihen der Illinois Central Railroad vorgeführt sind. Wir wählen aus der Zusammenstellung zwei bezeichnende Fälle, bei denen die Schienen 85 Pfund/Yard und 100 Pfund/Yard wogen und dabei auf Schwellen lagen, die $6 \times 8 \times 96$ Zoll und $7 \times 9 \times 96$ Zoll maßen, und zwar bei einer Schwellenentfernung von 22 Zoll; für diese Fälle berechnen wir auf dem von Zimmermann als „genau“ bezeichnetem Wege die Schienendrucke.

Die Versuche fanden auf einer frisch unterstopften guten Steinschlagbettung statt und lieferten bei Einzellast über der Schwelle 18,6% des Raddruckes über dieser Schwelle, 16,4% über den Nachbarschwellen und dann beiderseitig je 11,2%; 6,9%; 3,7%; 1,8% über den folgenden Schwellen bei der 85 Pf.-Schiene; bei der 100 Pf.-Schiene waren diese Zahlen 24,8%; 19,3%; 11,5%; 5,2%; 1,5%.

1. Berechnung der Schienendruckverteilung unter der Schiene von 85 Pf. (42,2 kg/m).

$$\begin{aligned} \text{Schwellenabmessungen: } & 17,8 \times 22,8 \times 243 \text{ cm,} \\ J' &= \frac{22,8 \cdot 17,8^3}{12} = 10720 \text{ cm}^4. \end{aligned}$$

Für gute Steinschlagbettung wählen wir die übliche Bettungsziffer 8 kg cm^3 .

Die genaue Berechnung war zur Zeit Zimmermanns langwierig; heute besitzen wir schon mehrere Hilfsmittel, die

*) Der Aufsatz ging uns Mitte vorigen Jahres zu, mußte aber bis jetzt zurückgestellt werden.

die Rechnung erleichtern. Zu Vergleichszwecken wollen wir zwei Verfahren benützen.

a) Tabelle von Dr. Ritter (Anwendungen der graphischen Statik. III. Band, Seite 176).

In dieser Tabelle gibt Dr. Ritter die Ordinaten der Einflußlinien des Momentes in einem Punkt A, und die des Stützendruckes im Punkt A, bei einem unendlich langen Träger auf elastisch senkbaren, gleichweit voneinander entfernten Stützen. Es kann aber auch jede Ordinate der Einflußlinie für den Stützendruck als die Wirkung einer Last betrachtet werden, die im besagten Punkte A ansetzt; somit geben die Einflußlinienordinaten über den Stützen mit 100 multipliziert gleich die Lastverteilung in Hundertteilen an.

Als Abszissen für die angegebenen Ordinaten finden wir bei Ritter die Stützen selbst. Jede Gruppe von Einflußlinienordinaten gehört zu je einem angeführten Elastizitätsmaß

$$\varepsilon = \frac{EIv}{Ak^3}, \text{ wo } E, I \text{ die Schienenkonstanten, } k \text{ die Stützenentfernung (=Schwellenteilung), } A \text{ der Stützendruck, } v \text{ die elastische Senkung der Stütze ist. Für Berechnungen des Eisenbahnobersbaus benützt Dr. Ritter die Beziehung } v = \frac{A}{Cbs},$$

wo C die Bettungsziffer, bs die halbe Schwellenauftragfläche ist. Für Oberbauberechnungen ist also das Dr. Rittersche Elastizitätsmaß: $\varepsilon = \frac{EI}{Cbsk^3}$.

Dieses Elastizitätsmaß aber betrachtet die Schwelle zwar als elastisch gelagert, aber auch als vollkommen starr. Will man auf den Einfluß der elastischen Durchbiegung der Querschwellen nicht verzichten, so kann man die Ritterschen Zahlen ebenfalls benutzen, nur als Elastizitätsmaß ist dann im Sinne der Zimmermannschen Rechnungen $\varepsilon = \frac{EI}{Cb k^3 L} \eta_e$ zu setzen, welcher Ausdruck eigentlich der sechste Teil des Zimmermannschen Nachgiebigkeitswertes der Fahrbahn (γ) ist.

Nun kehren wir zu unserem Beispiel zurück.

$$\begin{aligned} L &= \sqrt[4]{\frac{4 E_1 I_1}{Cb}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 120000 \cdot 10720}{8 \cdot 22,8}} = 72,8 \text{ cm} \\ \varrho &= \frac{75}{72,8} = 1,03; \quad \lambda = \frac{121,5}{72,8} = 1,67. \end{aligned}$$

Zu diesen Werten von ϱ und λ findet man in der VI. Tabelle von Zimmermann $\eta_\varrho = 0,648$.

Die 85 Pf.-Schiene hat ein Trägheitsmoment von 44 Zoll^4 d. h. 1122 cm^4 .

$$\varepsilon = \frac{EI}{Cb k^3 L} \eta_\varrho = \frac{220000 \cdot 1122 \cdot 0,648}{8 \cdot 22,8 \cdot 56^3 \cdot 72,8} = 0,686.$$

Zu diesem Elastizitätsmaß entnehmen wir durch Zwischenschaltung die folgenden Ordinaten aus der Ritterschen Tabelle: 0,386; 0,252; 0,083; 0,002 und daher die Schienendrucke in Hundertteilen der Radlast: 38,6%; 25,2%; 8,3%; 0,2%*).

Die Abweichung von den gemessenen Werten ist rund 100%.

*) Der Überschuß über 100% hebt sich an weiteren Stützpunkten gegen negative Auflagerdrücke auf.

Nimmt man mit Dr. Ritter die Schwelle als starr an, so ist $\varepsilon = 0,6$, wofür die Schienendrucke 40%; 25,4%; 7,8%; - 0,2% sind. Das größte Moment unter der Last verringert sich in diesem Falle der starren Schwelle nur von 0,287 Pl auf 0,276 Pl.

Es ist an Hand der Tabelle leicht einzusehen, dass die Ungewißheit in der Wahl von C die Abweichung nicht zu erklären vermag, denn selbst die ganz unwahrscheinliche Annahme $C = 2$ führt noch nicht zu einem richtigen Ergebnis.

β) Kratschkowskys Übersicht (s. Dr. Saller, Oberbauberechnung der russischen Bahnen. Organ 1928, 1. Juli). Kratschkowsky gibt wie früher schon Ritter die Ordinaten der Einflußlinien für das Moment und den Stützendruck der Schiene, aber dichter, und nicht für eine unendlich lange Schiene, sondern für ein begrenztes Stück, ferner gesondert für Feldmitte des mittleren Feldes und Feldmitte eines Seitenfeldes. Auch unterscheidet sich die russische Oberbauberechnung noch darin, daß D in Annäherung nicht zu $C \cdot bs = C\omega$, sondern nach Petrow zu $D = \alpha C bs = 0,9 \cdot C \cdot bs$ angenommen wird. Die Einflußlinien selbst werden durch den Parameter $\gamma' = \frac{B}{0,9 C \omega}$ bezeichnet.

Der Zusammenhang von γ' mit dem Zimmermannschen γ läßt sich durch folgende Gleichung darstellen: $\gamma' = \frac{L}{\alpha \beta [\eta_Q]} \gamma$.

Hiernach ist $\alpha = \frac{L}{s[\eta_Q]} \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma'}\right)$. Während die Russen für α den Wert 0,9 gebrauchen, hat Dr. J. Janicsek dafür den sehr genauen Wert $\alpha = \frac{1}{0,65 + \frac{40}{L}}$ abgeleitet*). Für Rechnungen

überschlägiger Art schlägt er vor $\alpha = 0,8$ zu wählen, welche Zahl für Schwellenlängen von $2s = 200$ cm bis $2s = 300$ cm brauchbar ist. Benützt man in Abkürzung der Zimmermannschen Berechnung die Janicseksche Gleichung $[\eta_Q]' = 0,65 \frac{L}{s} + \frac{40}{s}$ mit dem Rechenschieber, so ist eine größere Annäherung an die Zimmermannschen Ergebnisse möglich als mit dem Rechenverfahren von Diehl**).

Nun kehren wir zurück zur amerikanischen 85 Pf.-Schiene. Es ist hier mit früheren Werten $\gamma' = \frac{B}{0,9 \omega C} = 4,20$. Durch Interpolation in der russischen Übersicht III zwischen $\gamma = 4$ und $\gamma = 5$ erhalten wir für die Stützpunktgegenkräfte 0,3855 Pk, 0,2519 Pk, 0,0844 Pk; - 0,0028 Pk, also fast genau die unter Zugrundelegung des genau ermittelten Elastizitätsmaßes gefundenen Ritterschen Zahlen, die aber leider durch die Erfahrung nicht gedeckt werden.

2. Berechnung der Schienendruckverteilung unter der Schiene von 100 Pf. = 49,6 kg/Metergewicht.

Wir führen zunächst die Resultate an, wie sie nach den oben ausgeführten Verfahren erhalten worden sind.

a) Amerikanische Versuche:
1,5%; 5,2%; 11,5%; 19,3%; 24,8%; 19,3%; 11,5%;
5,2%; 1,5%.

*) Erschienen in der ungarischen Zeitschrift „Technika“, Jahrgang 1924.

**) Es ist nach Dr. Janicsek $\gamma = \frac{B}{C \omega} \left(0,65 + \frac{40}{L}\right)$, wo L nach Zimmermann $\sqrt{\frac{4 E_1 I_1}{C b}}$ ist. Wenn man schon nach Zimmermann das Moment rechnet, sollte man die Schwellenform nicht außer acht lassen, wozu das angegebene einfache Verfahren Janicseks gleichfalls die Möglichkeit bietet.

β) Berechnung nach der Ritterschen Tabelle mit der Zimmermannschen Zahl γ :

1. 2,2%; 10,5%; 24%; 33%; 24%; 10,5%; 2,2%.

2. 4%; 11,9%; 22,5%; 29%; 22,5%; 11,9%; 4%.

d) Berechnung nach Kratschkowsky:

$$\left(\gamma' = \frac{136800}{0,9 \cdot 8 \cdot 2480} = 7,65\right)$$

1,7%; 9,7%; 22,7%; 33,3%; 22,7%; 9,7%; 1,7%.

Erläuterungen zu β 1. Die Abweichung des berechneten Wertes 33% in der Reihe 1 vom tatsächlichen Wert 24,8% ist 33%, also günstiger als im Falle der 85 Pf.-Schiene. Das Ergebnis kann noch günstiger gestaltet werden, wenn man die Zusammendrückbarkeit der Holzschwellen nicht außer Acht läßt.

Die Zusammendrückbarkeit der Schwelle bedeutet eine weitere Senkung der Stützpunkte des durchgehenden Trägers außer derjenigen, die durch die Zusammendrückung der Bettung unter dem Bettungsdruck entsteht.

Das Rittersche Elastizitätsmaß steht im geraden Verhältnis zur Senkung des Stützpunktes y_r (bei ihm v genannt) und dieses besteht nach obigem aus zwei Teilen: $y_r = y_r' + y_r''$. Wird der noch unbekannt Schienendruck mit A bezeichnet, so bestehen gesondert die Gleichungen $y_r = \frac{A}{D}$;

$y_r' = \frac{A}{D'} = \frac{A}{C b L} \eta_Q$; $y_r'' = \frac{A}{D''} = \frac{A}{\beta F}$, wo F die Auflagefläche der Unterlegplatte ist, und β nach bekannten Versuchen von Weber zu 70 kg/cm² gewählt werden kann. Aus obigen Gleichungen folgt die bekannte Beziehung $\frac{1}{D} = \frac{1}{D'} + \frac{1}{D''}$.

In unserem Beispiel war $D' = 17,7$ t. D'' kann wegen 70 kg/cm² \times 16 cm \times 22 cm zu 24,6 t angenommen werden, somit $\frac{1}{D} = \frac{1}{17,7} + \frac{1}{24,6}$, so daß $D = 10,3$ t ist. (Immer mit Rechenschieber gerechnet.)

Es wird dann weiter $\gamma = \frac{136,8}{10,3} = 13,2$ und $\varepsilon = 2,2$.

Die zu diesem Elastizitätsmaß aus der Ritterschen Tabelle erhaltenen Zahlen $\frac{A}{P}$ haben wir in Reihe 2 angeführt.

Die Abweichung (29 zu 24,8) von der im Versuchsweg gefundenen Zahl ist nunmehr nur 17% gegenüber 33% bei Nichtbeachtung der Zusammendrückbarkeit der Holzschwelle!

Es ist somit in der Ausübung bei Benutzung der Rittertabellen oder der Kratschkowskyschen Übersichten unerlässlich, auch die elastische Zusammendrückung der Schwelle in die Rechnung in angegebener Weise mit einzubeziehen.

Wenn auch 17% eine nicht unansehnliche Abweichung darstellt, so könnte man doch eine gewisse Eignung des Rechenverfahrens nicht in Abrede stellen. Aber im Falle der 85 Pf.-Schiene ist die Abweichung der errechneten und der im Versuchsweg gefundenen Werte trotz der Miteinbeziehung der elastischen Höhenverminderung der Schwelle noch immer sehr hoch.

Es ist in diesem Falle $B = 84,3$ t, $D' = \frac{8 \cdot 22,8 \cdot 72,8}{0,648} = 20,5$ t,

$D'' = 24,6$ und $D = 11,2$ t, somit $\gamma = 7,53$ und $\varepsilon = \frac{\gamma}{6} = 1,26$.

In diesem Falle ergibt sich folgende Verteilung der Last: 2,1%; 10,4%; 24,1%; 33,6%; 24,1%; 10,4%; 2,1%, was immer noch 80% Abweichung bedeutet.

Die Ursache der Abweichung könnte auch in der Ungewißheit einiger mehr geschätzten als gemessenen Zahlenwerte

vermutet werden. Dem ist aber nicht so. Gewisse Unsicherheiten bergen nur die Werte E, C und D. Die Ursache der Abweichung ist der sich rechnerisch zu niedrig ergebende Wert von γ . Nimmt man E möglichst groß (mit $E = 2200000 \text{ kg/cm}^2$ gelangt man schon zur Grenze) und C, sowie D' und D'' möglichst niedrig an, so schafft man für die Annäherung der rechnerisch ermittelten Werte an die Versuchsergebnisse die günstigsten Bedingungen. Wählt man in unserem Beispiel die ganz unwahrscheinlichen Werte $C = 4 \text{ kg/cm}^3$ und mit $A \text{ st } D'' \text{ min} = 14 \text{ t}$, so ist $D' = 0,9 \cdot 4 \cdot 22,8 \cdot 121,5 = 10 \text{ t}$ und $D = 5,83 \text{ t}$, wobei bemerkt sei, daß Löwe als kleinsten Wert für D überhaupt $6,0 \text{ t}$ annimmt. Mit diesen Werten wird $\gamma = \frac{84,3}{5,83} = 14,5$ und $\varepsilon = 2,4$, woraus sich dann folgende Verteilungsreihe ergibt: 4,3 %; 12 %; 22,3 %; 28,6 %; 22,3 %; 12 %; 4,3 %.

Die Abweichung (28,6 zu 18,6) ist aber auch in diesem Falle noch 53 %!

Hält man Umschau unter namhafteren Oberbauforschungsarbeiten, so findet man selbst heute keine genauere und zuverlässigere Arbeit als die Wasiutynskis an der Wien-Warschauer Bahn in den Jahren 1897/98. Untersuchen wir nun auch an den Ergebnissen dieser vorbildlichen Forschung die Verteilung des Schienendruckes.

Wasiutynski maß mit optischen Mitteln die verschiedensten Senkungen und Lageveränderungen der Teile seiner Versuchsoberbauanordnungen. Er bestimmte auch für diese genau die „berichtigte Schwellen-Unterlageziffer“, und zwar für den von uns im folgenden näher betrachteten Oberbau IVa zu $C = 4,8$ und für den Oberbau V zu $C = 3,4$. Es soll sogleich bemerkt werden, daß uns heute diese Zahlen eher zu niedrig erscheinen, da sie sich auf Granitsteinschlag mit frischer Unterkrampung bezogen haben. Allein eine Vergrößerung der Bettungsziffer C wirkt noch ungünstiger in diesem Falle auf die Übereinstimmung von Rechnungs- und Messungsergebnissen.

Wasiutynski suchte mit seinen Versuchsergebnissen die Zimmermannsche Rechnungsweise möglichst zu bestätigen. Wenn er auch ausgesprochen hat, daß die verschiedenen Berechnungen des Oberbaues lediglich nur eine näherungsweise Lösung der allereinfachsten Fälle der äußerst schwierigen Aufgaben ermöglichen, so suchte er doch bei jeder Gelegenheit die Ursachen der Abweichungen der Versuchswerte von den Rechnungswerten zu ergründen und somit die Berechnung zu rechtfertigen. Mißgriffe scheinen bei diesem Bestreben zu jener Zeit kaum vermeidbar gewesen sein.

Die Zimmermannsche Momentenformel konnte Wasiutynski in Ermangelung von Spannungsmessern nicht erproben; nur Schienendruck, Lastverteilung, Schwellensenkung, Schienenbiegung waren den Messungen zugänglich.

Bezüglich der Schienendrucke findet Wasiutynski bei dem Oberbau IVa (Schienen von $38,0 \text{ kg/m}$ mit $12,0 \text{ m}$ Länge bei 85 cm größtem Schwellenabstand, $15 \times 25 \times 270 \text{ cm}$ Schwellen in Granitsteinschlag von 68 cm Tiefe, $C = 4,8$) für den „durchschnittlich größten Druck der Schiene auf die Schwelle für eine Tonne des Raddruckes“ der Lokomotive $0,43 \text{ mm}$. Bei dem Oberbau V ($31,45 \text{ kg/m}$, $9,0 \text{ m}$ lange Schienen, Schwellen und Bettung wie bei IVa, 75 cm größte Schwellenentfernung, $C = 3,4$) findet er $0,41 \text{ mm}$. Dann schreibt Wasiutynski: „Es wäre erwünscht, die oben vorgeführten, aus den Beobachtungen abgeleiteten Schlußfolgerungen mit theoretischen, für statische Belastung ermittelten Werten des größten, auf die Schwelle wirkenden Druckes zu vergleichen. Die diesbezüglichen bekannten Formeln von Schwedler, Hoffmann u. a. sind aber leider auf ganz willkürliche, mit der wirklichen Verteilung der Lasten nicht über-

einstimmende Annahmen gestützt.“ Wasiutynski hilft sich dann weiter doch so, daß er „wegen der beschwerlichen Ermittlung für jeden einzelnen Fall der genauen Werte der Stützendrucke“, ein Mittel bildet zwischen dem Hoffmannschen und Astschen Schienendruck und diesen mit den bereits angezeigten, im Versuchswege gefundenen Werten vergleicht. Er findet zwar eine Abweichung von 20 %, aber die gleichmäßigkeit dieser Abweichung beruhigt ihn über die Zuverlässigkeit der theoretischen Ermittlung des Stützendruckes und er bemerkt anschließend: „Daß diese theoretischen Stützendrucke größer sind als die Werte, welche aus den Beobachtungen der durchschnittlichen größten Druckbelastungen der drei Lokomotivräder ermittelt wurden, erklärt sich aus der Annahme unendlich vieler, statt dreier Stützen für Benutzung der theoretischen Formel.“

Die beklagte beschwerliche Ermittlung der Stützendrucke auch für den Fall der Versuchsbelastung und auch unter Zugrundelegung „unendlich vieler statt dreier Stützen“ ist heute schon eine ganz leichte Aufgabe, und mit den auf dieser Grundlage berechneten Zahlen sollen die angegebenen Versuchswerte verglichen werden.

Wasiutynski gibt für Oberbau IVa $\gamma = 2,12$ und für Oberbau V $\gamma = 2,14 \text{ an}^*$, wobei die Zusammenpressung der Schwellen genau mit eingerechnet ist. Wir haben dann $\varepsilon_{VIa} = 0,353$ und $\varepsilon_V = 0,357$. Wegen der ganz geringen Abweichung beider Werte kann für beide Oberbauformen mit Hilfe der Ritterschen Tabelle eine gemeinsame Einflußlinie

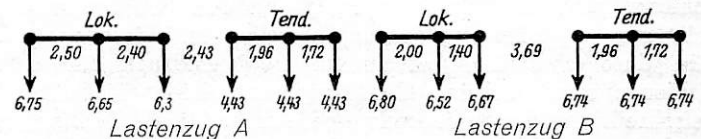


Abb. 1.

gezeichnet werden, nur ist die Einheit der Abszisse im ersten Fall 85 cm und im zweiten 75 cm . Die Ordinaten sind für $x = 0$, $x = 1$, $x = 2$, $x = 3$ der Reihe nach $0,454$; $0,255$; $0,052$ und $-0,015$.

Wasiutynski arbeitete hauptsächlich mit zwei Lokomotivtypen (A und B) deren Lastenzüge in Abb. 1 angegeben sind. Er gibt aber niemals an, welche Durchschnittssenkung unter den einzelnen Achsen gefunden worden ist, sondern nur das Mittel der Senkungen unter je drei Achsen der Lokomotive oder des Tenders, wozu er auch einen Grund erwähnt. Die Ungewißheit bei der Auswertung seiner Messungsergebnisse rührt aber hauptsächlich davon her, daß er von verschiedenen Lokomotivtypen die durchschnittliche größte Senkungen bildet (in cm/t). Es ist aber klar, daß die verschiedenen Achsstände einen bestimmten Einfluß auf die Senkung ausüben. Die Bedeutung des Einflusses ist auch aus folgendem Beispiel zu ersehen. Wenn man die angeführte Einflußlinie für den Wasiutynskischen Oberbau IVa mit den Lokomotivachsen des Lastenzuges A belastet, die gefundenen Ordinaten mit den entsprechenden Radlasten multipliziert und ihre Summe mit dem Lokomotivgewicht dividiert (diesen Weg schlug Wasiutynski mit den Meßergebnissen ein), so bekommt man für den durchschnittlich größten Schienendruck für 1 t Lokomotivgewicht 454 kg ; derselbe Vorgang aber bei der Lokomotive B liefert schon 521 kg ! Die Tender liefern bei solcher Berechnung für 1 t Raddruck 472 kg bzw. 473 kg größten Schienendruck. Bei Oberbau V sind diese Zahlen in derselben Reihenfolge ungefähr 445 kg ; 463 kg ; 445 kg ; 445 kg (von kleineren Einflüssen abgesehen).

*) Für andere Versuche Wasiutynskis führen wir die Rechnung nur deshalb nicht durch, weil die Zahlen γ nur für Oberbau IVa und V angegeben sind.

Wasiutynski gibt für die Lokomotiven die im Versuchsweg gefundenen Werte 0,43 und 0,41 für den Schienendruck $\frac{P}{G}$ an bei Oberbau IVa und V. Nimmt man ziemlich berechtigterweise eine ungefähr gleiche Anzahl von Fahrten der Lokomotive A und der Lokomotive B an, so sind die theoretisch gefundenen Zahlen $\frac{45,4+52,1}{2}$ und $\frac{44,5+46,3}{2}$, d. h. 48,75 bzw. 45,4. Die Abweichung beträgt etwa 10%; allerdings ist die Übereinstimmung besser als mit den aus der von Wasiutynski gewählten Formel berechneten Schienendrücken.

Die Übereinstimmung zwischen Versuch und Theorie wäre, wenn die Annahme der Gleichheit der Anzahl von Messungen zutrifft, unter beiden Lokomotiven leidlich gut, wenn die von Wasiutynski leider nur zur Hälfte im Versuchsweg gefundenen und angegebenen Schienendrücke einwandfrei wären. Es wurden aber nur die Senkungen der Schwellen oder Schienen und die Bettungsziffer gemessen. Die durchschnittlichen Werte der größten Senkungen der Schwellen an den Schienenauflagern unter der Lokomotive sind für jede Schwelle eines Schienenpaares und für die verschiedenen Versuchsoberbauformen gesondert angeführt in seiner Zusammenstellung II*). Zur Ermittlung des Schienendruckes wurde dann das Mittel der Senkungen aller Schwellen unter einem Schienenpaar gebildet. Es ist aber der Schienendruck (desgleichen die Schwellensenkung) bei den Stoßschwellen und bei den neben diesen liegenden Schwellen aus mehrfachen Gründen verschieden von dem Schienendruck und den Senkungen der mittleren Schwellen, wo andere Schwellenabstände herrschen. Ein durchschnittlich berechneter Schienendruck für eine Schienenlänge erscheint überflüssig und leicht irreführend es sollte besser der Schienendruck vielmehr für eine bestimmte angegebene Schwellenentfernung angegeben werden, also für den Schwellenabstand der Mittelschwellen. Wasiutynski selbst gibt bei Besprechung der Durchbiegung der Schiene als Mittelabstand den Abstand der mittleren Schwellen an und läßt auch die Durchbiegung der Endfelder außer Betracht. Indem wir nun ebenso für den Schienendruck verfahren, lassen wir in Wasiutynskis Zusammenstellung II die Senkungen der ersten und letzten beiden Schwellen eines Gleisrahmens aus der Mittelbildung aus, und erhalten die größte Senkung zu $y_r = 0,0336$ cm/t (statt 0,0316) bei Oberbau IVa und zu 0,040 cm/t (statt 0,0384) bei Oberbau V.

Weiter hat Wasiutynski bei Ermittlung des Schienendruckes die Zusammendrückung der Schwellen außer Betracht

gelassen. Er nimmt $D = D' = C \omega \frac{y_m}{y_r}$, wo ω die halbe Schwellenfläche bedeutet, und findet für Oberbau IVa: $D = 13,7$ t und für Oberbau V: 10,6 t. Es ist aber D erst aus $\frac{1}{D} = \frac{1}{D'} + \frac{1}{D''}$ zu berechnen. Bei anderer Gelegenheit aber gibt Wasiutynski D'' zu 46,2 bzw. 222 (!?) Tonnen an. Bei diesen Zahlen macht sich aber folgendes Bedenken geltend.

Die Verdrückung der Schwelle leitet Wasiutynski aus der Formel $\delta = \frac{P h}{G E'' \omega'}$ her, wo h die Schwellenhöhe ist und ω' die Fläche, welche den Schienendruck aufnimmt. Er führt für Eichenholz bei Druck rechtwinklig zu den Fasern $E'' = 15$ t/cm² ein. Für Schwellen ist diese Zahl entschieden zu groß, wenn nach der angeführten Formel gerechnet wird, was die Versuche von Weber und Bräuning beweisen.

Nach Weber ist für Weichholzwischwellen 0,43 cm =

*) Organ 1899, Ergänzungsh. ft. Alexander Wasiutynski, „Beobachtungen über die elastischen Formänderungen des Eisenbahngleises“. S. 302.

= 29,5 kg/cm² × 15: E'' , wobei $E'' = 0,975$ t/cm² und für Hartholzwischwellen $E'' = 1,5$ t/cm², somit der zehnte Teil des Wertes, den Wasiutynski benützt.

Nach den Versuchen von Bräuning läßt sich für oben angegebene Formel E'' zwischen den Grenzen 1,05 bis 3,15 t/cm angeben, wenn man den größten Schienendruck zu 50 v. H. des Raddruckes annimmt (Webers Versuche waren direkte Versuche: die aufgebrachte Last selbst war der Schienendruck, während Bräuning seine Versuche auf dem Gleise vollführte). Für Eichenholz beobachtete Bräuning nur den dritten Teil der Zusammendrückung von Weichholzwischwellen, somit läge E'' zwischen 3,15 t/cm und 9,45 t/cm, deren Mittel 6,3 t/cm ist. Da aber der tatsächliche Schienendruck kaum die Hälfte des Raddruckes erreichen konnte, wird das mittlere Elastizitätsmaß unterhalb 6,0 t/cm² gewesen sein.

Bei Oberbauversuchen, die größere Genauigkeit anstreben, sollte immer die tatsächliche Zusammendrückung der angewandten Schwellen gemessen werden, da ihre theoretische Ableitung zu ungewiß ist. Auch sollten die gewiß beträchtlichen Einflüsse von Nässe und Trockenheit auf die Änderung der Elastizitätszahl festgestellt werden. Es sei auch bemerkt, daß die Zahl E'' für das Holz, wie die im Rahmen der oben angegebenen bekannten Näherungsformel erscheint, nicht das Elastizitätsmaß selbst ist, weil die Kraftlinien des Druckes schief verlaufen, d. h. es kann in der Formel nicht die gewöhnliche Elastizitätszahl angewandt werden, sondern nur eine Zahl, die aus Schwellenverdrückungsversuchen hergeleitet wurde.

Wasiutynski bekam rechnerisch natürlich zu geringe Werte für die Schwellenverdrückungen: kaum 0,1 mm für seine schwersten Lasten (bei Oberbauarten II bis IVa). Direkt maß er leider mit seinen genauen Meßverfahren die Verdrückung der Schwellen nicht.

Wasiutynski berechnet den Schienendruck $\frac{P}{G}$ durch den Ausdruck $y_r D$. Für D ist aber $\frac{D' D''}{D' + D''}$ maßgebend und nicht nur D' ; weiter sahen wir, daß für D'' die an anderer Stelle angegebenen berechneten Werte von Wasiutynski zu hoch sind. Nimmt man $E'' = 6,0$ t/cm² nach den Versuchen von Bräuning an, so hat man noch eher zu hoch gegriffen. Doch da es sich sicher um neuverlegten Hartholzwischwellen handelte, nehme man $E'' = 6,0$ t/cm² an; es wird dann $D'' = 114$ t bzw. 57,8 t (Oberbauart IVa bzw. V) und $D = 12,2$ t bzw. 8,95 t (statt 10,5 bzw. 10,2 t bei Wasiutynski).

Weiter ist aber auch eigentlich $\frac{P}{G} = (y_r + \delta) D$, wo δ die tatsächliche durchschnittliche Zusammendrückung der Schwellen pro Tonne Radlast (G) bedeutet

$$\left[y_r = \frac{P}{D' G}; \delta = \frac{P}{D'' G}, \text{ wovon } (y_r + \delta) = \frac{P}{G} \left(\frac{1}{D'} + \frac{1}{D''} \right) = \frac{P}{D G} \right]$$

Mit $E'' = 6,0$ t/cm² erhält man für ein wahrscheinliches δ

$$0,45 \frac{1000 \cdot 15}{6000 \cdot 285} = 0,003744 \text{ cm für Oberbauart IVa und}$$

$$0,42 \frac{1000 \cdot 15}{6000 \cdot 145} = 0,00722 \text{ cm für Oberbauart V.}$$

Somit wird

$$\frac{P}{G} = (0,0336 + 0,00384) 12,2 = 0,457 \text{ t}$$

$$\frac{P}{G} = (0,040 + 0,00722) 8,95 = 0,422 \text{ t}$$

Wasiutynskis Ableitungen waren dagegen

$$\frac{P}{G} = 0,0316 \cdot 13,7 = 0,43$$

und

$$\frac{P}{G} = 0,0384 \cdot 10,6 = 0,41;$$

die Abweichungen sind kleiner als man erwarten konnte, weil die verschiedenen Abweichungen der Rechnungen einander z. T. ausgleichen. Dennoch scheint die vorliegende Ermittlung des Schienendruckes zum Vergleich mit theoretisch abgeleiteten Größen günstiger zu sein. Unter Zugrundelegung der von Wasiutynski angegebenen Nachgiebigkeitszahlen der Fahrbahn ($\gamma = 2,12$ und $2,14$) erhielten wir für $\frac{P}{G}$ die

Zahlen 0,4875 und 0,454, zu denen die eben gefundenen verbesserten Zahlen 0,457 und 0,427 näherstehen als die von Wasiutynski „halbempirisch“ gefundenen 0,43 bzw. 0,41.

Auf Grund oben vorgeführter Betrachtung über das maßgebende D sind aber auch die von Wasiutynski angegebenen Werte von γ verbesserungsbedürftig. Wir erhalten mit den oben bereits abgeleiteten Zahlen von D für Oberbau IVa $\gamma = \frac{22,3}{12,2} = 1,83$ und für Oberbauart V $\gamma = \frac{21,8}{8,95} = 2,44$. Die

Einflußlinien erhalten in diesen Fällen ($\varepsilon_{IVa} = 0,305$; $\varepsilon_V = 0,407$) als größte Ordinaten die Werte 0,474 und 0,442 statt 0,454 und 0,454. Rechnet man auf einen gleichen Einfluß der Achseneinspannungen wie oben bei der ersten Einflußlinie gefunden, so wird der durchschnittliche Schienendruck unter beiden Lokomotivarten angenähert 0,507 bzw. 0,442 gegenüber den „halbexperimentell“ ermittelten 0,457 bzw. 0,422.

Die Abweichung der theoretisch ermittelten Schienendrucke ist in diesem Fall schon etwas kleiner, sie beläuft sich auf 11% und 3,4%; allerdings besteht auch eine gewisse Unsicherheit der Unterlagen (Verschiedenheit der Lokomotiven unter denen gemessen wurde und mangelnde Messung der Schwellenverdrückung).

Wasiutynski vergleicht seine aus den Beobachtungen gefundenen Schienendrucke mit (wie er schreibt) „bloß näherungsweise richtigen“ theoretischen Werten (seine Gleichung 10), die für die sechs Versuchsoberbauten durchgängig um 18 bis 21% größer sind, als die vorbezeichneten. Er schreibt ferner: „Das fast unveränderliche Verhältnis der beiden Reihen (Schienendruck nach der Beobachtung und nach Gleichung 10) von Werten, welche auf so verschiedene Weise ermittelt wurden, läßt die oben angeführten Voraussetzungen sowohl betreffs der Größe der Bettungsziffer für die Oberbauarten I und IV, als auch der theoretischen Ermittlung des größten Stützendruckes als zuverlässig erscheinen.“

Der Vergleich mit den berichtigten Schienendrucke „nach der Beobachtung“ scheint dieses unveränderliche Verhältnis ungünstiger zu gestalten, weil ihre Unterschiede untereinander größer sind*). Eine Folgerung vorgeführter Art läßt auch selbstredend nur Schlüsse begrenzter Gültigkeit zu. Es sei aber auch folgende lehrreiche Stelle aus der angegebenen Arbeit Wasiutynskis vorgeführt, ohne auf die Einzelheiten der Angaben und deren Herleitung einzugehen: „Aus Zusammenstellung III ist ersichtlich, daß die beobachteten Senkungen der Schwellen für die leichteren Schienen um 17% größer und für die schwereren um 22 bis 33% kleiner sind als die nach Zimmermann berechneten. Somit ist der Einfluß der Schienenverstärkung auf die Steifigkeit des Oberbaues nach den Beobachtungen bedeutend größer als nach der Theorie. So z. B. sollte der Übergang von 31,45 kg/m schweren und 6,0 m langen zu 38 kg/m schweren und 12,0 m langen Schienen der Theorie nach eine Vermehrung der Steifigkeit des Gleises bloß um 8,5% bewirken, in Wirk-

*) Wasiutynski rechnete, wie festzustellen ist, in seiner Gleichung 10) bei Oberbauart IVa mit $\gamma = 1,425$ und Oberbauart V mit $\gamma = 1,645$. Woher Wasiutynski diese Zahlen nimmt, läßt sich nicht feststellen, um so weniger, da er ja die γ zu 2,12 und 2,14 berechnete (S. 312 a. a. O.)

lichkeit wächst die Steifigkeit aber um 39%. Die Vergrößerung der Steifigkeit, welche durch Ersetzen der 2,44 m langen Schwellen durch 2,70 m lange bei gleichen Schienen erzielt wird, beträgt der Theorie nach bloß 5,5%, in Wirklichkeit aber 11%. Bei gleichzeitiger Anwendung beider Verbesserungen steigt die Steifigkeit der Theorie nach bloß um 14%, in der Wirklichkeit um 50%.“

In der Tat, es scheint die Theorie doch nicht ausreichend zuverlässig zu sein. Daß verschiedentliche Erklärungen für die Abweichungen zu geben versucht werden, bessert eigentlich kaum die üble Sachlage.

Um die Versuchsergebnisse „mit denen der theoretischen Untersuchung zu vergleichen“, berechnete Wasiutynski noch die Pfeile der größten Einbiegung der Schiene zwischen zwei Schwellen, und das Maß des Unterschiedes zwischen der Senkung der Schiene mitten zwischen den Schwellen und über den Schwellen, welche Größen er im Versuchswege direkt messen konnte. Das Ergebnis des Vergleiches ist kläglich. Bei den Biegungspfeilen weist Oberbau V 20% und Oberbau IVa 55% Abweichung vor, und Wasiutynski schreibt: „Der Grund, weshalb der Biegungspfeil bei Oberbau IVa größer ist als bei V, ist um so weniger erklärlich, als die Schiene bei Oberbau IVa auf Unterlegplatten ruht, welche dem Eindringen der Schiene in die Schwelle bei der Biegung entgegenwirken, weswegen der Stützpunkt der Schiene auf jeder der Schwellen näher an die Schwellenkante rückt, und somit die belastete Stützweite geringer wird“ (S. 313 a. a. O.). Wie die Rechnung zeigt, hilft auch die Einführung unserer weiter oben abgeleiteten berichtigten Werte von γ zu keinen günstigeren Ergebnissen.

Betreffend die Unterschiede der Senkung der Schiene schreibt Wasiutynski: „Somit sind die aus den Beobachtungen ermittelten Unterschiede zwischen der Senkung der Schiene mitten zwischen den Schwellen und über den Schwellen 2,2 bis 2,6mal größer, als die entsprechenden theoretischen Werte.“ Führt man in die Berechnung die berichtigten Werte von γ und D ein, so sind noch immer große Abweichungen zwischen Meßergebnissen und Berechnungen vorhanden.

Es wurde im vorhergehenden ausreichend bewiesen, daß die Ergebnisse von einwandfreien Versuchen kaum mit den heute üblichen Rechenverfahren verfolgt, verglichen, oder erklärt werden können, somit liefert dieses Rechenverfahren mangelhafte Ergebnisse. Die Ansprüche an die Zuverlässigkeit und Genauigkeit von Oberbauberechnungen waren ja nie übertrieben, aber das eingehendere Studium der Wasiutynskischen Versuche hätte schon früher eine gewisse Unzufriedenheit mit den Grundlagen des heute noch üblichen „genauen“ Rechenverfahrens wachrufen müssen. Heute weiß man ja schon, daß die alte Momentenformel nach Winkler öfter der Wahrheit noch näherkommende Werte liefert als die „genaue“ Methode.

Unwillkürlich entsteht die Frage, ob es überhaupt ein Rechenverfahren gebe, das sich den Messungen besser anschmiegende Resultate liefere. Ich glaube doch. Die Amerikanische Studiengesellschaft für Oberbauforschung hat mit dem auf das Querschwellengleis angewendeten Rechenverfahren des Langschwellengleises die besten Erfahrungen gemacht. Das Verfahren ist aber auch ebensogut für weniger steife Oberbauarten als die amerikanischen mit vollem Nutzen anwendbar; angezeigt aber ist es, die Zusammendrückbarkeit der Schwellen und den Einfluß der Querschnittsgrößen der Querschwellen in Rechnung zu ziehen, was die Amerikaner anscheinend unter-

*) Sie verweisen bezüglich der Ableitung der Grundgleichungen auf das Werk von Föppl „Technische Mechanik“ III. Band. Die erste ausführlichste Behandlung des Problems gab natürlich Zimmermann, in dessen grundlegendem Werk auch einschlägige Literaturangaben zu finden sind.

lassen haben. Die Amerikaner arbeiten*) mit dem Grundwerte $x_1 = \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4EI}{u}}$ und berechnen das größte Moment mit $M_1 = 0,318 P x_1$. Ferner die größte Senkung des Gleises mit $y_1 = -\frac{P}{\sqrt[4]{64EIu^3}}$ und den größten Druck unter dem Rade zu $p_1 = -u y_0$ und endlich die größte Spannung unter Einzelast mit der Formel: $\sigma = \frac{0,353}{W'} \sqrt[4]{\frac{EJ}{u}}$. u bedeutet einen elastischen Beiwert, der den Druck angibt, der notwendig ist für die Längeneinheit des Gleises, um eine Einsenkung gleich der Längeneinheit hervorzubringen.

Will man die zwei angedeuteten Verbesserungen anbringen, so ist bei $E_{II} = 2150000 \text{ kg/cm}^2$ mit den früheren Bezeichnungen

$$\frac{1}{u} = \frac{k}{\alpha c b l} + \frac{k}{D''} = \frac{k}{D} \dots \dots \dots 1)$$

und

$$J = J' + \alpha \frac{E_H}{E_B} \frac{l J''}{2k} = J' + \lambda \frac{J'' l}{k}$$

und daher

$$x_0 = 42,2 \sqrt[4]{\frac{J' k + \lambda J'' l}{D}} \dots \dots \dots 2)$$

Hierin ist k der Schwellenabstand, bl = ω die Schwellenauftragfläche, I und I'' das Trägheitsmoment der Schienen bzw. der Schwellen. Die Schienenbeanspruchung ist dann

$$\sigma_0 = \frac{0,318 P x_0}{W' + \frac{\lambda W'' l}{k} \cdot \frac{h}{2e}} \dots \dots \dots 3)$$

wobei W' und W'' die Widerstandsmomente der Schienen bzw. der Holzquerschwellen bezeichnen, und ebenso h die Schwellenhöhe und e die Entfernung der gespanntesten Schienenfaser von der neutralen Achse. Es kann in üblicheren Fällen zur Annäherung $\lambda = 0,86 \frac{110000}{2150000} = 0,022$ und $\frac{h}{2e} = 1$ bis 1,1 gesetzt werden.

Wir erhalten für Lokomotive A:

Achse I. $\frac{6,75 \cdot 1 - 6,65 \cdot 0,015 - 6,3 \cdot 0,01}{6,75} \cdot 0,344 = 0,976 \cdot 0,344 = 0,3355,$
 Achse II. $\frac{6,65 \cdot 1 - 6,75 \cdot 0,015 - 4,43 \cdot 0,01}{6,65} \cdot 0,344 = 0,979 \cdot 0,344 = 0,3368,$
 Achse III. $\frac{6,3 \cdot 1 - 6,75 \cdot 0,01 - 4,43 \cdot 0,008}{6,3} \cdot 0,344 = 0,985 \cdot 0,344 = 0,3388.$

Lokomotive B:

Achse I. $\frac{6,8 \cdot 1,0 + 6,52 \cdot 0,075 - 6,67 \cdot 0,045}{6,8} \cdot 0,0344 = 1,028 \cdot 0,0344 = 0,3535,$
 Achse II. $\frac{6,52 \cdot 1 + 6,8 \cdot 0,075 + 6,67 \cdot 0,29}{6,52} \cdot 0,0344 = 1,374 \cdot 0,0344 = 0,474,$
 Achse III. $\frac{6,67 \cdot 1 + 6,52 \cdot 0,29 - 4,74 \cdot 0,038 - 6,8 \cdot 0,04}{6,67} \cdot 0,0344 = 1,217 \cdot 0,0344 = 0,418.$

Bei Oberbau IVa ist somit die durchschnittlich größte Senkung unter 1 t Gewicht der Lokomotive A: 0,337 mm und unter 1 t Gewicht der Lokomotive B: 0,415 mm. Die so errechnete Senkung unter Lokomotive A entspricht genau dem durch Messungen ermittelten Wert, während die mittlere Senkung der beiden Lokomotiven, 0,376 mm den Meßwert um 12% übertrifft. Wasiutynski gibt für die durchschnittliche Schwellensenkung den nach Zimmermann berechneten Wert 0,429 mm an, der von 0,336 um 28% abweicht*).

*) Wasiutynski vergleicht den Wert 0,316, in welchem Falle sich die Abweichung auf 35% beläuft.

Der Druck (auch negative Bodenreaktion) unter der Last auf 1 cm Breite der Schiene ist dann weiter auf eine Tonne

$$p_0 = \frac{1000}{2,55 x_0} \text{ kg/cm.t.} \dots \dots \dots 4)$$

und die größte Senkung

$$y_0 = \frac{p_0 k}{D} \dots \dots \dots 5)$$

Erproben wir nun zunächst das angegebene Verfahren an den Meßergebnissen Wasiutynskis.

Oberbauart IVa. Da D früher zu 12,2 t gefunden ward, und λ unter der vierten Wurzel im Durchschnitt statt 0,022 zu 0,03 angenommen werden kann, weil Wasiutynski immer mit $E_B = 2000000$ rechnet und harte Schwellen in Betracht kommen, ist

$$x_0 = 42,2 \sqrt[4]{\frac{J' k + J'' k \cdot 0,03}{D}} = 42,2 \sqrt[4]{\frac{1141,85 + 0,03 \cdot 7000 \cdot 270}{12200}} = 79,5 \text{ cm}$$

$$p_0 = \frac{1000}{2,55 \cdot 79,5} = 4,94 \text{ kg/cm.t.}, \quad y_0 = p_0 \frac{k}{D} = 0,0344 \text{ cm/t.}$$

Es ist somit die Senkung unter einer Tonne einer freien Achse 0,344 mm. Wasiutynski gibt aber die durchschnittliche Senkung unter einer Tonne der Lokomotivtypen A und B an, wobei er noch bemerkt, daß sie ungefähr die gleiche Anzahl von Probefahrten machten. Wir müssen also für jede der beiden Lokomotiven und für jede der drei Achsen gesondert die Senkung unter dem Einflusse der Nachbarräder berechnen und dann das Mittel bilden, wenn wir den Versuchswert Wasiutynskis 0,336 benutzen wollen (s. seine Zusammenstellung II, wobei aber die Senkungen der zwei ersten und letzten Schwellen als unmaßgeblich ausgeschlossen wurden).

Die Aufgabe ist nicht umständlich. Die Achsabstände der Lokomotive A sind in Einheiten von x_0 ausgedrückt 3,15; 3,02; 3,05; 2,68 usw. Die der Lokomotive B sind 2,52; 1,76; 4,63 usw. Aus Tabellen oder von der in größerem Maßstabe auf Millimeterpapier gezeichneten Einflußlinie können zu diesen Abszissen die Einflußgrößen entnommen werden, die dann noch mit den entsprechenden Lasten zu multiplizieren sind.

Oberbauart V.

$$x_0 = 42,2 \sqrt[4]{\frac{768 \cdot 75 + 0,03 \cdot 270 \cdot 7000}{8950}} = 79,7 \text{ cm},$$

$$p_0 = \frac{1000}{2,55 \cdot 79,7} = 4,92 \text{ kg/cm}^2; \quad y_0 = \frac{75 \cdot p_0}{8950} = 0,0412 \text{ cm.}$$

Da x_0 bei diesem Oberbau fast gleich mit x_0 des Oberbaues IVa ist, können dieselben Einflußgrößen benützt werden.

Lokomotive A: Achse I. $0,976 \cdot 0,412 = 0,402 \text{ mm/t.}$
 Achse II. $0,979 \cdot 0,412 = 0,403 \text{ mm/t.}$
 Achse III. $0,985 \cdot 0,412 = 0,405 \text{ mm/t.}$

Die durchschnittliche Senkung bei Lokomotive A ist somit 0,403, also wieder fast genau der im Versuchsweg gefundene Wert 0,400. Das Mittel der Senkungswerte beider Lokomotiven ist allerdings um 12 % größer als der Meßwert. Leider ist heute nicht mehr genau feststellbar, welche Anzahl von Messungen unter den verschiedenen Lokomotivtypen veranstaltet wurden. Wasiutynski schreibt: „Die Lokomotiven hatten nahezu dieselbe Achsbelastung und waren nahezu gleich oft, vier- und fünfschichtige Lokomotiven nur selten beobachtet.“ Allerdings ist zu vermerken, daß die Miteinbeziehung dieser größeren Lokomotiven das Rechnungsergebnis noch näher nach dem Beobachtungswert verschiebt und zwar wegen der größeren Achsständen als bei Lokomotive B.

Nun zu einem wichtigen Gegenstand: die Verteilung des durchschnittlichen Druckes und der durchschnittlichen Senkung auf die einzelnen Lokomotivachsen. Aus den bereits berechneten Einflußgrößen der einzelnen Achsen (0,976; 0,979; 0,985) bei Lokomotive A und 1,028; 1,374; 1,217 bei Lokomotive B ist die Verteilung der durchschnittlichen Senkung für das Mittel beider Lokomotivtypen berechnet worden und in Zusammenstellung I den Meßwerten Wasiutynskis gegenübergestellt.

Zusammenstellung I.

Senkung unter einzelnen Lokomotivlasten bei Oberbau IVa und V, ausgedrückt in Vonhunderten der durchschnittlichen Senkung von 1 t des Raddruckes der Lokomotive

Achse	I %	II %	III %
Im Rechnungsweg abgeleitet	92,1	107,8	101
Meßergebnis Wasiutynskis	94	107	99

Die Übereinstimmung der beiden Wertreihen ist zufriedenstellend, zugleich der restlos statische Ursprung der Senkungsverteilung bewiesen.

Man war durch die bestrickenden Feinheiten des Zimmermannschen Verfahrens zu lang geneigt, dem Gedanken Raum zu geben, daß man im Eisenbahnoberbau nur mit unabhängigen Einzellasten zu rechnen brauche. Wasiutynski beruft sich zwar bei anderer Gelegenheit auf die Untersuchungen von Cholodecki und Ast, die auf den Einfluß von Nahlasten aufmerksam machen, aber er selbst macht gerade an wichtigster Stelle davon keinen Gebrauch. Es ist darüber aber nicht zu verwundern, mußte ja noch in neuester Zeit Dr. Bloss eindringlich auf die drei Kategorien von Achsen hinweisen: freie Achsen, ferner einseitig oder zweiseitig eingespannte Achsen.

Die Schienendrucke lassen sich ebenfalls genauer nach dem angegebenen Verfahren berechnen als nach den üblichen Verfahren.

Wir fanden bei Oberbauart IVa $p_0 = 4,94 \text{ kg/cm}$; es ist aber $\frac{P}{G} = \frac{\alpha' p_0 k}{1000} = \frac{0,09 \cdot 4,94 \cdot 85}{1000} = 0,458$. Es ist hier α' die

Verhältniszahl der durchschnittlich größten Senkung unter einer Tonne sämtlicher Achsen zur Senkung unter einer Tonne eines „freien“ Rades, d. h. mit den oben bereits gefundenen Zahlen

$$\alpha' = \frac{0,376}{0,344} = 1,092.$$

Genau genommen *) ist

*) — p_0 ist der auf 1 cm Länge des stellvertretenden Langschwelenoberbaus wirkende Gegendruck unter der Last. Die Schwelle übernimmt diese ideellen Drücke der stellvertretenden Langschiene zwischen $+\frac{k}{2}$ und $-\frac{k}{2}$. Es ist somit die Fläche der Einflußlinie von p in die Rechnung einzuführen statt des Näherungswertes $p_0 k$, da p_x rechts und links von der Last fortschreitend immer abnimmt.

$$\frac{P}{G} = 2 \frac{\alpha}{1000} \int_0^{\frac{k}{2}} p_0 x dx = \frac{1,092}{500} \left[\frac{1 + 0,92}{2} \cdot \frac{85}{2} \right] 4,94 = 0,442,$$

und für Oberbau V:

$$\frac{P}{G} = \frac{2 \cdot 1,092}{1000} \left[\frac{1 + 0,94}{2} \cdot \frac{75}{2} \right] 4,92 = 0,392.$$

Die Abweichung beträgt somit nur - 3 % und - 7 % von den im Versuchswege gefundenen Werte 0,475 und 0,422. Für die Praxis genügt aber die Formel $\alpha p_0 k$ oder für freie Achsen $p_0 k$ für den durch eine Tonne erzeugten Schienendruck vollauf. Es kann aber auch aus dem eben besprochenen Grunde ein Korrektionsglied (0,98) angebracht werden: $0,98 \alpha p_0 k$ bzw. $0,98 p_0 k$.

Zu vermerken ist, daß wir weiter oben den Schienendruck ebenfalls „genau“ berechneten nach der Theorie des durchlaufenden Trägers auf elastischen Stützen (unter Miteinbeziehung der Wirkung der elastischen Formänderung der Schwellen und der Zusammendrückbarkeit der Schwellen), wobei sich aber mit 11 % und 3,5 % etwas größere Abweichungen von den Meßwerten ergeben haben als nach dem soeben benützten verbesserten Verfahren für den stellvertretenden Langschwelenoberbau.

Wie unentbehrlich das vorgeschlagene Rechenverfahren ist, läßt sich durch die am Anfange dieses Aufsatzes erwähnten amerikanischen Versuche beweisen. Es zeigte sich in dem einfachen Fall einer Einzellast, daß die üblichen Verfahren, die mit dem Zimmermannschen oder seinem Surrogat arbeiten, wie die Rittersche, Diehlsche oder Petrowsche Auffassung, unter Zuhilfenahme der russischen oder Ritterschen Tabellen oder gar der Schwedlerschen oder Hoffmannschen Formel, nicht in der Lage sind, die festgestellten niedrigen Schienendrucke zu erklären. Bei der 100 Pf.-Schiene ist eine 17 %ige Abweichung festgestellt worden, während sich bei der 85 Pf.-Schiene eine solche von 53 % ergab, selbst nach Berücksichtigung der Zusammendrückbarkeit der Schwellen und unter Zugrundelegung einer niedrigen Bettungsziffer. Das vorgeschlagene Verfahren

liefert dagegen für die 100 Pf.-Schiene den Wert 0,229 für $\frac{P}{G}$ statt 0,248. Das bedeutet eine Abweichung von nur 7,7 %. Für die 85 Pf.-Schiene ergibt sich 0,216 an Stelle von 0,186, was eine Abweichung von 16 % darstellt.

Bei rechnerischer Herleitung der erwähnten Schienendrucke sei erwähnt, daß die amerikanischen Ingenieure für die Elastizität der Schienenunterlage „u“ (die Kraft, die für die Längeneinheit der Schiene aufgebracht werden muß, um ihr eine Senkung derselben Einheit zu erteilen) bei dem Oberbau der 85 Pf.-Schiene 1160 Pf. auf den □ Zoll = 81,5 kg/cm² und bei dem Oberbau der 100 Pf.-Schiene 1510 Pf. auf den □ Zoll = 106 kg/cm² fanden.

Mit u ausgedrückt ist unsere obige Formel, da D = uk ist,

$$x_0 = 42,2 \sqrt{\frac{J'k + 0,031J''}{uk}}$$

Für die 100 Pf.-Schiene ist mit den früher schon angegebenen Größen

$$x_0 = 42,2 \sqrt{\frac{1828 \cdot 56 + 0,03 \cdot 243 \cdot 5960}{106 \cdot 56}} = 93,8 \text{ cm};$$

$$p_0 = \frac{1000}{2,55 x_1} = 4,18; \quad \frac{P}{G} = \frac{0,98 p_0 k}{1000} = 0,229.$$

Für die 85 Pf.-Schiene:

$$x_0 = 42,2 \sqrt{\frac{1122 \cdot 56 + 0,03 \cdot 243 \cdot 10720}{81,5 \cdot 56}} = 99,4 \text{ cm},$$

$$p_0 = 3,94; \quad \frac{P}{G} = 0,216.$$

Will man aus den amerikanischen Angaben über u die Winklersche Bettungsziffer C berechnen, so muß ebenfalls auf die Zusammendrückbarkeit der Schwellen Rücksicht genommen werden. Aus der Bedingungsgleichung

$$ku = \frac{y}{0,86 \frac{C \omega}{2}} + \frac{y}{D''} \text{ erhält man } C = \frac{2,32 D'' k u}{(D'' - k u) \omega}$$

Die vorgeführten Beispiele zeigen, daß das Verfahren des stellvertretenden Langschwelenoberbaues Werte liefert, die mit den Beobachtungsergebnissen noch am besten übereinstimmen. Am besten würde sich das Verfahren durch eine Reihe von Spannungsmessungen begründen lassen bei genauer Erhebung der Größen $C, \omega, D'', E_H : E_E$. Das Verfahren wurde vom Verfasser auf eine größere Anzahl verlässlicher Messungen mit dem besten Erfolge angewendet.

Die Gleichungen von x_0 und σ_0 weisen bei geschlossener Form die größte Variabilität auf, wobei noch mit dem Rechenschieber gut gerechnet werden kann. Es ist aber doch der Wunsch wachgerufen worden, eine einfache, gegebenenfalls auch nur erfahrungsmäßige Formel für die Spannungen aufzustellen, die mit Versuchsergebnissen möglichst gut übereinstimmende Werte liefert, wobei man sich auf die notwendigsten Anzahl von Veränderlichen beschränkt. Die Hauptursachen dieses Wunsches waren die große Abweichung der auf genauen wissenschaftlichen Wegen ermittelten Spannungswerten von den tatsächlichen Spannungen und die Unmöglichkeit, nach den Zimmermannschen Formeln beim Querschwellenoberbaue den Einfluß der Nachbarlasten ohne übermäßigen Langwierigkeiten in Rechnung zu ziehen. Bei dem Rechenverfahren des stellvertretenden Langschwelenoberbaues sind aber diese Schwierigkeiten zum größten Teile beseitigt.

Wünscht man aus praktischen Gründen für überschlägige Berechnungen einfache Spannungsformeln, so liefert das angegebene Verfahren die besten Grundlagen dazu, und man erhält brauchbare Formeln ohne „empirische“ Gewalteingriffe.

Für übliche schwere Oberbaufornien europäischer Hauptlinien erhält man ziemlich zutreffend den Durchschnittswert aus Gl. 2)

$$x_0 = 3,85 \sqrt[4]{J' k} + 0,022 J'' l \text{ cm. 6)}$$

für die Bereiche $6 < C < 12 \text{ kg/cm}^3$; $14,2 < h < 17,0 \text{ cm}$; $0,78 < \alpha < 0,94$ (Petrow 0,9, Janicsek 0,8); $1 t < E'' < 1,2 t$ (gute Weichholzswellen nach Weber); $400 < \omega' < 530 \text{ cm}^2$; $5000 < \omega < 7000 \text{ cm}^2$. Es ist in diesem Falle für „freie“ Achsen (praktisch ist das der Fall, wenn die Nachbarachsen weiter als $4,8 x_0 \text{ cm}$ von der „freien“ Achse abstehen) unter der Last P

$$\sigma = \frac{0,318 P x_0 k}{W' k + 0,022 W'' \frac{h}{2 e}} = \frac{1,224 P k \sqrt[4]{J' k} + 0,022 J'' l}{W' k + 0,022 W'' l \frac{h}{2 e}}$$

Handelt es sich aber z. B. um einen Oberbau mit neuen großen Eichenschwellen auf gestampfter Bettung und Unterlegplatten großer Auflagerfläche, so wird man besser tun, x nach Formel 1) und 2) genauer zu berechnen oder mit $\alpha \approx 0,86$ und $h \approx 15,6 \text{ cm}$ die Gleichung

$$x_0 = 103,6 \sqrt[4]{(J' k + 0,022 J'' l) \left(\frac{0,43}{E'' \omega'} + \frac{0,064}{C \omega} \right)} \text{ . . . 8)}$$

zu benutzen. Diese Formel scheint für die Ansprüche der Anwendung vollauf zu genügen, auch bei etwas größerer oder kleinerer Schwellenhöhe.

Bezüglich Formel 8) sei angegeben, daß bei Normalspurbahnen der Wert des Ausdruckes

0,03 $J'' l$ zwischen den Grenzen	30 000—90 000
$J' k$ „ „ „	30 000—180 000
0,064 $C \omega$ „ „ „	0,000 008—0,000 000 46
0,43 $E'' \omega'$ „ „ „	0,000 3—0,000 000 1

sich bewegt und somit auch x_0 zwischen 65 und 115 cm oder in üblichen Fällen zwischen 75 und 105 cm. Kleines Schienenprofil, niedrige, aber breite Schwelle aus neuem, harten Holz, große Unterlegplatte, kleiner Schwellenabstand, harte Bettung führen zu niedrigen Werten von x_0 , somit zu verhältnismäßig kleineren Einflüssen der Nachbarlasten und zwar im Sinne einer Verminderung der Spannung und Erhöhung des Schienendruckes. Hingegen wirken neue, harte, hohe Schwellen, große Unterlegplatten, harte Bettung und natürlich auch kleiner Schwellenabstand, und starke Schiene spannungsvermindernd auf die Schiene. Höheren Schienendruck bewirken schwaches Schienenprofil, niedrige, breite Schwelle, neues hartes Holz, große Unterlegplatte, harte Bettung, weite Schwellenlage.

Formel 1) bis 3), wie auch die folgenden, gelten eigentlich streng genommen für eine unendlich lange Schiene, praktisch für das Mittelstück einer hinreichend langen Schiene. Der Einfluß eines unverlaschten Schienenendes beim Langschwelenoberbau ist als der Grenzfall zu betrachten, der die Rechnung am schwersten beeinträchtigt. Es stellt sich aber nach Betrachtung Zimmermannscher Untersuchungen heraus, daß das positive Biegemoment bei verschiedenen Radstellungen in der Nähe des Schienenendes nur einen um 4,4% größeren Wert erreichen kann als bei der unendlich langen Schiene (und zwar in der Entfernung $2 x_0$ vom Schienenende). Von $1,5 x_0$ angefangen fällt das positive Biegemoment überhaupt rasch auf 0 gegen das Stabende hin. In dieser Strecke von $1,5 x_0$ bis 0 wächst aber das negative Biegemoment und erreicht bei Stellung des Rades am Schienenende im Querschnitt $1,0 x_0$ einen um 29% größeren Wert als das positive Biegemoment der unbegrenzten Schiene; das ist der 6,4fache Wert des größten negativen Momentes bei derselben.

Die Senkungen und Schienendrucke sind bis $4 x_0$ vom Stabende genau dieselben wie bei endloser Schiene, dann wachsen sie allmählich um 5,8% bei $1,5 x_0$ Radentfernung vom Stabende, um dann am Schienenende den vierfachen Wert zu erreichen.

Der Einfluß der Laschenverbindung und der in diesem Falle nicht zu vernachlässigende Charakter des Querschwellenoberbaues als gestützter Träger beeinträchtigen zwar die angegebenen Werte der Schienendrucke und der negativen Momente, zum größten Teil im günstigen Sinne, immerhin weisen sie auf die wichtigen Teilursachen der typischen Schienenbrüche in der Nähe der Schienenenden, ebenso auf die Überlastung der Bettung unter dem Stoße mit ihren bekannten üblen Folgen.

Nach obigen Betrachtungen kann somit das positive Biegemoment beim Langschwelenoberbau bis auf rund 1,0 bis 1,50 m vom verlaschten Stoße so berechnet werden wie beim unbegrenzten Träger. Für die Senkung und das negative Moment gilt so ziemlich dasselbe.

Sind Nachbarlasten in die Rechnung einzubeziehen, so ist

$$M = \frac{L}{4} \sum P \mu = \frac{x_0}{\pi} \sum P \mu = 0,318 \sum P \mu,$$

und

$$p = \frac{1}{2 b L} \sum P \eta = \frac{\pi}{8 x_0 b} \sum P \eta,$$

Es sind die Zimmermannschen Werte aus den Tabellen oder Schaubildern für μ und η zu entnehmen. Auf Abb. 2 und 3 haben wir Schaubilder der Werte

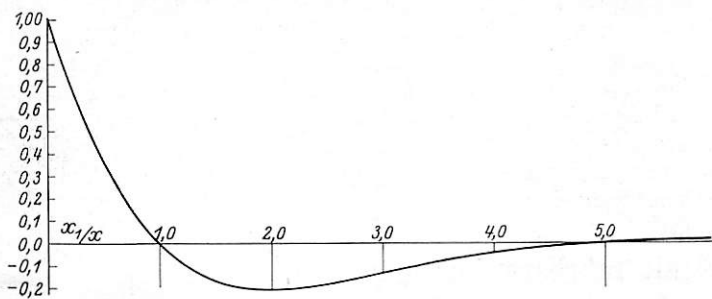


Abb. 2. Verlauf der Funktion μ .

$$\mu = e^{-\frac{\pi}{\varphi} \cdot \frac{x}{x_1}} \left(\cos \frac{\pi}{\varphi} \cdot \frac{x}{x_1} - \sin \frac{\pi}{\varphi} \cdot \frac{x}{x_1} \right)$$

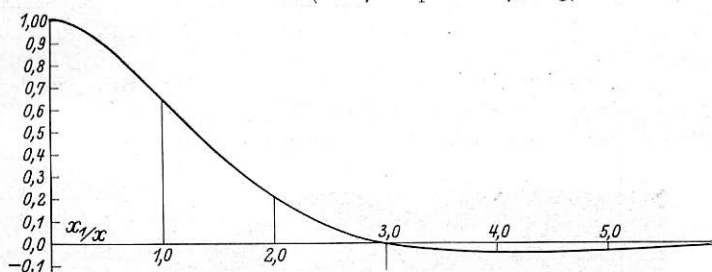


Abb. 3. Verlauf der Funktion η .

$$\eta = e^{-\frac{\pi}{\varphi} \cdot \frac{x}{x_1}} \left(\cos \frac{\pi}{\varphi} \cdot \frac{x}{x_1} + \sin \frac{\pi}{\varphi} \cdot \frac{x}{x_1} \right)$$

Tafel der Funktionswerte μ und η .

$\frac{x}{x_1}$	μ	η	$\frac{x}{x_1}$	μ	η
0,0	1,000	1,000	3,1	-0,124	-0,010
0,1	0,849	0,994	3,2	-0,113	-0,018
0,2	0,710	0,978	3,3	-0,103	-0,025
0,3	0,584	0,953	3,4	-0,093	-0,030
0,4	0,469	0,920	3,5	-0,084	-0,035
0,5	0,365	0,882	3,6	-0,075	-0,038
0,6	0,273	0,840	3,7	-0,066	-0,040
0,7	0,191	0,794	3,8	-0,058	-0,042
0,8	0,118	0,745	3,9	-0,050	-0,043
0,9	0,055	0,695	4,0	-0,043	-0,043
1,0	$\pm 0,000$	0,645	4,1	-0,037	-0,043
1,1	-0,047	0,594	4,2	-0,031	-0,042
1,2	-0,086	0,544	4,3	-0,025	-0,041
1,3	-0,119	0,495	4,4	-0,020	-0,040
1,4	-0,146	0,448	4,5	-0,016	-0,038
1,5	-0,167	0,402	4,6	-0,012	-0,036
1,6	-0,183	0,359	4,7	-0,008	-0,034
1,7	-0,194	0,317	4,8	-0,005	-0,032
1,8	-0,202	0,278	4,9	-0,002	-0,030
1,9	-0,206	0,242	5,0	$\pm 0,000$	-0,028
2,0	-0,208	0,208	5,1	0,002	-0,026
2,1	-0,207	0,176	5,2	0,004	-0,024
2,2	-0,203	0,148	5,3	0,005	-0,021
2,3	-0,198	0,121	5,4	0,006	-0,019
2,4	-0,191	0,097	5,5	0,007	-0,017
2,5	-0,183	0,076	5,6	0,008	-0,015
2,6	-0,175	0,057	5,7	0,008	-0,014
2,7	-0,165	0,040	5,8	0,009	-0,012
2,8	-0,155	0,024	5,9	0,009	-0,010
2,9	-0,145	0,011	6,0	0,009	-0,009
3,0	-0,134	$\pm 0,000$			

$$\mu = e^{\frac{\pi x}{4 x_1}} \left(\cos \frac{\pi x}{4 x_1} - \sin \frac{\pi x}{4 x_1} \right)$$

und der

$$\eta = e^{\frac{\pi x}{4 x_1}} \left(\cos \frac{\pi x}{4 x_1} + \sin \frac{\pi x}{4 x_1} \right)$$

aufgetragen, die mit den Zimmermannschen Tafeln I und II derart korrespondieren, daß als Einheit der Abszisse nicht L, sondern $x_1 = \frac{\pi}{4} L$ benützt wird. Es sind dann nur die Entfernungen der beeinflussenden Räder mit x_1 zu dividieren und zu den Quotienten als Abszissen die entsprechenden Werte von μ oder η abzulesen. Es ist somit genau das Rechenverfahren des Langschwelenoberbaues zu benützen, nur statt

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 E J}{C b}} \text{ ist } L' = \frac{4 x_1}{\pi} = 132 \sqrt[4]{(J' k + 0,022 J'' l) \left(\frac{0,43}{E'' \omega'} + \frac{0,064}{C \omega} \right)} \dots 9)$$

zu setzen. Nennt Schröter („Die Leistungsfähigkeit der gebräuchlichen Oberbauarten; Organ 1894“) L den Grundwert des Langschwelenoberbaues, so kann L' als der Grundwert des stellvertretenden Langschwelenoberbaues gelten. Die Rechnung nach x_1 , wie wir dazu die Abb. 2 und 3 lieferten, scheint aber näherliegend zu sein, da die singulären Werte

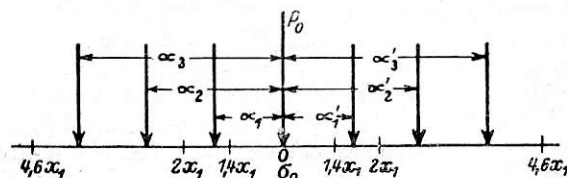


Abb. 4.

der Einflußlinien bei ganzzahligen Mehrfachen von x_1 liegen. (Z. B. ist $M = 0$ bei $x = x_1$ und $x = 5 x_1$; M min bei $x = 2 x_1$; Wendepunkt bei $x = 3 x_1$.)

Für die Ausübung schlägt Verfasser ein Verfahren vor, das auch den Einfluß der Nachbarlasten ohne Zahlentafeln oder Schaubilder formelmäßig angibt.

Die vorkommenden Achsstände a bewegen sich seltener in dem Zwischenraum von $1,4 x_1$ bis $2,0 x_1$; gewöhnlich ist aber $2,0 x_1 < a$. Über $4,8 x_1$ oder auch schon über $4,6 x_1$ kann praktisch der Einfluß vernachlässigt werden. In dem Intervall ($2 x_1$ bis $4,6 x_1$) ist die Einflußlinie der positiven Momente derart flach, daß sie durch eine Gerade ersetzt werden kann, somit u als lineare Funktion von $x = \xi x_1$ hergestellt werden kann. Für das Intervall $1,4 x_1$ bis $2,0 x_1$ wählen wir dagegen ein mittleres μ , und so erhalten wir folgende allgemeine Formel:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{(0,318 P_0 - 0,0588 Q' - 0,1173 Q'') x_1 + 0,0255 S}{W' + 0,022 W'' \frac{1}{k} \frac{h}{2 e}} \dots 10)$$

worin W' , W'' die Widerstandsmomente der Schiene und der Schwelle sind, x_1 nach Gl. 2) oder 8) zu berechnen ist, P_0 die Radlast bedeutet, unter der die größte Spannung gesucht wird, Q' die Summe jener Nachbarradlasten bedeutet, die von P_0 rechts und links im Abstand $1,4 x_1$ bis $2,0 x_1$ sich befinden, und Q'' die Summe jener Radlasten, die sich beiderseits in den Abständen $2,0 x_1$ bis $4,6 x_1$ von P_0 befinden; endlich bedeutet S das statische Moment der Radlasten, die Q'' bilden in bezug auf P_0 .

Gebrauchsfertiger scheint folgende Behandlung des allgemeinen Falls, der selbst wohl kaum vorkommt, aber alle möglichen Fälle enthält.

$$\sigma_0 = \frac{[0,318 P_0 - 0,0588 (P_1 + P_1') - 0,1173 (P_2 + P_3 + P_2' + P_3')] + 0,0255 (P_2 a_2 + P_3 a_3 + P_2' a_2' + P_3' a_3')}{W' + 0,022 W'' \frac{1}{k} \frac{h}{2e}} \quad . 11)$$

In besonderen Fällen vereinfacht sich die Gleichung durch Weglassen der fehlenden Lasten P . Für x_1 ist wieder Gl. 2) oder 8) maßgebend.

Wir haben somit eine geschlossene, einfach aufgebaute Spannungsformel unter Einbeziehung der Wirkung der Größen und Entfernungen aller beeinflussenden Lasten, die durch die

Eine Brückenauswechslung mit fahrbaren Kranen.

Von Reichsbahnrat Dr. Ing. Johannes Klinkmüller, Düsseldorf.

Die Erhöhung der Betriebslasten bei der Deutschen Reichsbahn macht es erforderlich, nicht nur den Oberbau, sondern auch die Brücken den verstärkten Anforderungen anzupassen. Bei einem Teil der Brücken wird dies durch Verstärkung einzelner Teile möglich sein. Ältere Brücken werden jedoch völlig ausgebaut und durch neue ersetzt werden müssen. Das war auch der Fall bei der Unterführung einer Provinzialstraße unter einer zwei- und eingleisigen Güterzugstrecke. Während dieser Weg augenblicklich nur untergeordnete Bedeutung hat, ist beabsichtigt, ihn später als östliche Ausfallstraße weiter auszubauen. Die Straße durchschneidet den Bahnkörper in einer lichten Öffnung von 17 m und einem Winkel von $73^\circ 50'$. Für jedes der drei Gleise ist eine Blechträgerbrücke vorhanden.

Die Brücke C der eingleisigen Strecke ist neu gebaut und erst im Jahre 1929 in Betrieb genommen worden. Die Brücken A und B der zweigleisigen Strecke stammen aus dem Jahre 1874. Die Strecke ist eine reine Güterzugstrecke. Auf ihr verkehren

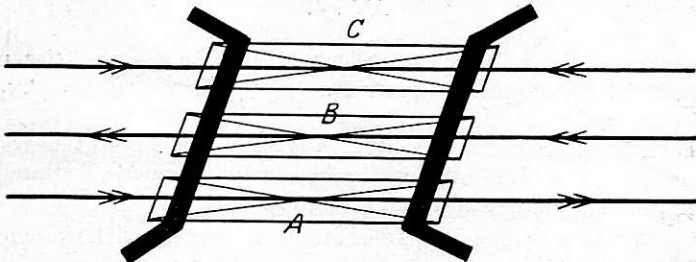


Abb. 1.

täglich 146 Züge. Sie dient hauptsächlich dem Kohlentransport von der Ruhr nach Süddeutschland.

Diese beiden Brücken genügten den heutigen Ansprüchen nicht mehr und mußten deshalb durch neue ersetzt werden. Gleichzeitig mit der Brückenauswechslung mußten die Auflagerflächen der Widerlager erneuert werden, die nach den neuesten Vorschriften der Hauptverwaltung der Reichsbahn für beide Gleise als durchgehende Auflagerbänke in Eisenbeton hergestellt werden sollten, da nach den Beobachtungen der letzten Zeit die Auflagerquader eiserner Überbauten durch die Einwirkung der Betriebsmittel vielfach zerstört und aus dem Zusammenhang mit dem Mauerwerk gerissen waren.

Die erste Arbeit bestand darin, die alten Auflager zu entfernen und die neuen zu betonieren, eine Arbeit, die unter völliger Aufrechterhaltung des Betriebes erfolgen mußte. Zu diesem Zwecke wurden die Brücken von ihrem Auflager abgehoben und besonders abgestützt. Das Gleis hinter dem Widerlager wurde auf eine Länge von rund 3,50 m abgefangen.

Die Abstützung der Brücke geschah durch einen hölzernen Doppelbock. Zur besseren Auflagerung der Hauptträger auf den Holmen wurden kurze Stücke von T-Trägern verwendet. Der

große Anzahl darin vorkommender Veränderlichen sich allen Eigenheiten eines untersuchten Oberbaues anpaßt. Vereinfachungen lassen sich beliebig anbringen, es sei aber bemerkt, daß x_1 nach Gl. 8) für eine Oberbauart nur einmal zu berechnen ist, was mit dem Rechenschieber die Arbeit einer Minute ist. Allerdings müssen auch C und E'' aus Versuchen oder verlässlichen Schätzungen bekannt sein. Die Vereinfachungen sollen allerdings nicht so weit gehen, daß auf die Berechnung des Einflusses der Abstände und der Größen der Nachbarlasten und auf die Bettungsziffer verzichtet wird, denn eine solche Formel wäre ein Vergehen wider die Statik.

obere Holm wurde über die vier Stiele hinweggeführt, um eine bessere Druckverteilung zu erzielen. Das Erdlager bestand aus sorgfältig bearbeiteten Schwellen. Zur Sicherung der Baustelle durften die Züge nur mit einer Geschwindigkeit von 20 km/Std. verkehren.

Abb. 2 zeigt die Abfangung der beiden alten Brücken der zweigleisigen Güterzugstrecke, davor liegt die neue, im Jahre 1929 eingebaute Brücke der eingleisigen Güterzugstrecke.

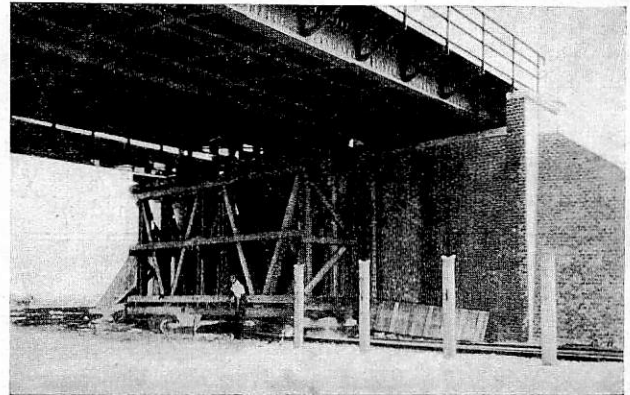


Abb. 2a.

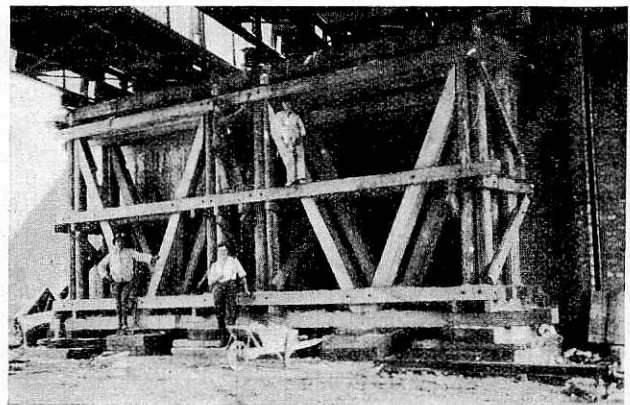


Abb. 2b.

Die Abfangung des Gleises hinter den Widerlagern geschah durch Eisenbahnschienen derart, daß die Schwellen, die durch die Ausschachtung für das Kammermauerwerk frei gelegt werden mußten, an diese Schienenbündel aufgehängt wurden.

Die Arbeiten für das Abbrechen der alten Auflager und das Betonieren des neuen Auflagerbalkens dauerten einschließlich Aufstellen des Doppelbockes rund 14 Tage. Nach Beendigung der Arbeiten und Abbinden des Betons wurde die Brücke einstweilen auf diese Auflager abgesenkt. Dann wurde

der Bock am anderen Widerlager aufgestellt und die gleichen Arbeiten in weiteren 14 Tagen ausgeführt.

Bei den Betonarbeiten wird vor dem Einbau der eisernen Überbauten das Kammermauerwerk zweckmäßig nur soweit hergestellt, als es für die Freihaltung der Brückenkammer von Steinschlag und sonstigen Massen unbedingt erforderlich ist.

Die Seitenabschlüsse und die Abschlüsse für die Kabelkanäle werden zweckmäßiger erst nach dem Einbau der Brücke ausgeführt.

Gleichzeitig mit den Betonarbeiten erfolgte der Zusammenbau der beiden Brücken auf dem 2,5 km von der Baustelle entfernten Bahnhofs und zwar auf einem abseits gelegenen Stumpfgleise. Die Brücken sind Blechträgerbrücken. Die Höhe der Hauptträger beträgt 1500 mm. Die Fahrbahn besteht aus Buckelblechen. Das Gewicht jeder Brücke beträgt rund 47 t. Nach Fertigstellung wurden die Brücken durch feststehende Portalkrane auf Eisenbahnwagen (2 SS) geladen. Eine der beiden Brücken hatte auf der einen Seite noch einen Fußweg. Ihre Lagerung mußte mit besonderer Sorgfalt erfolgen. Durch ihre Breitenabmessung von 4,970 m ragte sie bei der Fahrt vom Bahnhof zur Baustelle in den lichten Raum. Dies bedingte eine mehrmalige seitliche Verschiebung, um an den Signalen, Masten und anderen Gegenständen vorbei zu kommen. Diese Verschiebungen ließen sich aber ohne Schwierigkeiten ausführen, da die Brücke zu diesem Zwecke auf dem Wagen mit besonderen Rollen gelagert war, die gut mit Stauferfett eingeschmiert waren.

Der Arbeitsvorgang für das Auswechseln der Brücken war so geplant, daß die Auswechslung beider Brücken an einem Tage erfolgen sollte, um die für den Einbau vorgesehenen schweren Krane, die nur leihweise zur Verfügung standen, nicht unnötig lange zu beanspruchen. Sehr begünstigte die Arbeiten der Umstand, daß auf der zweigleisigen Strecke bei Plan A völlige Sonntagsruhe besteht und ferner auf der eingleisigen Strecke der Betrieb noch nicht planmäßig aufgenommen war. So war es möglich, alle drei Gleise für den Einbau auf 24 Stunden ungestört zu benutzen. Weiter war es möglich, die beiden Brücken durch den Bahnhof bis auf das Streckengleis der eingleisigen Strecke bereits am Vortage vorzuschieben, eine Arbeit, die durch das mehrmalige seitliche Verschieben der Brücke recht lange Zeit in Anspruch nahm, so daß die eigentliche Einbauzeit entsprechend gekürzt werden konnte.

Für den eigentlichen Ein- und Ausbau standen zwei Krane von 60 t und 25 t zur Verfügung. Der 60 t-Kran wurde durch einen Benzolmotor angetrieben, während der 25 t-Kran nur mit Handbetrieb ausgerüstet war. Beide Krane sollten im mittleren Gleise B aufgestellt werden und von dort die alten Brücken auf die im Gleise C der eingleisigen Strecke stehenden Wagen absetzen, sowie die neuen Brücken von den Wagen aufnehmen. Begonnen werden sollte mit der Brücke A (Abb. 1), da der Aus- und Einbau dieser Brücke wegen der größeren seitlichen Verschwenkungen größere Schwierigkeiten bot. Der Standort der Krane wurde entsprechend der Auslegerlänge für jede Brücke genau festgelegt. Während der Ausleger des 60 t-Kranes in der Höhenlage verstellbar war, stand der des 25 t-Kranes fest. Diesem Umstand war bei den seitlichen Verschwenkungen besonders Rechnung zu tragen, da sonst bei den Ausschwenkungen beider Krane in den Hängeseilen horizontale Zugspannungen entstanden wären, die unter allen Umständen vermieden werden mußten.

Der Aus- und Einbau ging so vor sich, daß nach Sperrung der Strecke die beiden Krane durch eine Lokomotive in dem mittleren Gleise B zur Baustelle gebracht und dann dort aufmontiert wurden. Besonderer Wert ist hierbei auf sorgfältiges seitliches Absteifen des Kranes und genaues Einstellen des Gegengewichtes zu legen. Da dieses entsprechend der zu hebenden Last hinausgeschoben werden muß, ist besonders darauf zu achten, daß es bei Schwenkungen nicht mit irgendwelchen Gegenständen in Berührung kommt oder das Nachbargleis sperrt. Das Montieren der Krane dauerte 30 Minuten.

Während die Krane montiert wurden, wurden die Wagen zur Aufnahme der alten Brücke in Gleis C an der Baustelle bereitgestellt. Gleichzeitig hatte eine Gruppe von 30 Mann den Oberbau beseitigt und die vorher geschnittenen Paßstücke verlegt, um die Krane möglichst weit nach vorn vorrücken zu lassen. Diese vorbereitenden Arbeiten dauerten eine Stunde.

Bestimmend für die Leistungsfähigkeit beim Aus- und Einbau der Brücken war der 25 t-Kran, der durch Menschenkraft bedient werden mußte. Das Einschwenken des Aus-



Abb. 3.

legers in die Mittellage gestaltete sich noch verhältnismäßig leicht, zumal durch den 60 t-Kran ein geringer Horizontal Schub zur Erleichterung der Schwenkbewegung ausgeübt werden konnte. Um so schwieriger wurde es aber, als der Ausleger über die Mittellage hinaus wieder seitlich verschwenkt werden sollte, da Horizontalspannungen durch die nach entgegengesetzten Richtungen sich bewegenden Aufhängepunkte der Krane sich nicht völlig beseitigen ließen. Immerhin war es möglich, die für den Aus- und Einbau vorgesehene Zeit innezuhalten. Das Aufheben der alten Brücke und das seitliche Absetzen auf die Wagen dauerte $1\frac{1}{2}$ Stunden, dagegen das Einlegen der neuen Brücke $2\frac{1}{2}$ Stunden. Die Auswechslung beanspruchte somit 4 Stunden. Abb. 3 zeigt das Hochheben der alten Brücke.

Nachdem die Brücke richtig verlegt und genau ausgerichtet war, wurde der Oberbau vorgestreckt und auf Holzklötzen in richtiger Höhe verlegt. Mit Selbstentladewagen wurde dann der erforderliche Steinschlag eingebracht und nach Entfernung der Unterklötzung das Gleis gut durchgestopft. So war es möglich, das erste Gleis bereits nach neun Stunden wieder in Betrieb zu nehmen.

Bevor die zweite Brücke ausgebaut werden konnte, mußte eine neue Aufstellung des 25 t-Kranes erfolgen. Das Ausheben der zweiten Brücke dauerte eine Stunde, das Einlegen der neuen $2\frac{1}{2}$ Stunden.

Persönliches.

Geheimrat Professor Dr. Dolezalek †.

Der Geheime Regierungsrat Prof. em. Dr. Ing. e. h. Karl Dolezalek, der langjährige Inhaber des Lehrstuhls für Eisenbahn- und Tunnelbau an der Technischen Hochschule zu Berlin

ist in Blankenburg am Harz, wo er nach seiner Emeritierung lebte, am 24. Januar d. J. im 87. Lebensjahre gestorben.

Am 1. September 1843 zu Marburg in Steiermark geboren, studierte er nach Absolvierung des Gymnasiums in Graz an der

Technischen Hochschule in Wien. Nach Beendigung seiner Studien trat er in die Dienste der österreichischen Südbahngesellschaft, wo ihm im Jahre 1865 die Leitung des Umbaus des Güterbahnhofes der Südbahn bei Wien übertragen wurde. Von 1868 ab war er in Ungarn tätig, wo er schwierige Trassierungsarbeiten für einige Bahnbauten durchführte und zuletzt den Regiebau der 60 km langen Strecke Kiralyhaza-M.-Szigeth bis zur Betriebseröffnung leitete. Im Frühjahr 1875 trat er in die Dienste der Gotthardbahngesellschaft, die ihm im September desselben Jahres die Leitung der Gotthard-Tunnelbauabteilung in Göschenen übertrug.

Hier erhielt er den Ruf als Professor der Ingenieurwissenschaften an die Kgl. Technische Hochschule in Hannover. An dieser Stelle hat er nahezu 30 Jahre gewirkt. Wiederholte Anerbieten großer Baugesellschaften, in ihre Dienste zu treten, hat er abgelehnt. Vergeblich bemühte sich die Technische Hochschule Graz, ihn für sich zu gewinnen. In Hannover bekleidete er, durch das Vertrauen der gesamten Hochschullehrer berufen, von 1886 bis 1892 das Amt eines Rektors. 1889 wurde er zum Geheimen Regierungsrat ernannt. Im Jahre 1907 verlieh ihm die Technische Hochschule Hannover den Grad eines Dr. Ing. ehrenhalber. Noch im gleichen Jahre folgte er einem Rufe an die Technische Hochschule zu Berlin als Nachfolger Goerings auf den Lehrstuhl für Eisenbahn- und Tunnelbau. Noch 20 Jahre, bis zum Januar 1928, war er hier in geradezu bewundernswerter geistiger und körperlicher Frische tätig. 1921 erfolgte seine Ernennung zum Ehrenbürger und 1923 zum Dr. Ing. ehrenhalber der Technischen

Hochschule Berlin. Auch sonstige Ehrungen sind ihm in reichem Maße während seiner langen Lehrtätigkeit zuteil geworden.

Der Tunnelbau bildete sein Hauptarbeitsfeld. Seine großen Erfahrungen auf diesem Gebiete machten ihn zu einer weit über die Grenzen Deutschlands anerkannten Autorität; sein Name ist fast mit allen großen Tunnelbauten in Europa verknüpft. In zahlreichen Abhandlungen und Werken hat Geheimrat Dolezalek seine reichen Erfahrungen auf dem Gebiete des Eisenbahn- und Tunnelbaues niedergelegt.

Wie Franz v. Rziha als Begründer der Tunnelbauwissenschaft gilt, so ist Dolezalek als der eifrigste Förderer dieser Wissenschaft anzusprechen.

Bis wenige Tage vor seinem Tode erfreute er sich einer für sein Alter außergewöhnlichen körperlichen Rüstigkeit. Mit regstem Interesse verfolgte er noch alle Neuerungen und Fortschritte der Technik. Ein klares, treffendes Urteil war ihm bis zuletzt eigen.

Ein Mann von hohen Geistesgaben, ein ritterlicher, begeisterungsfähiger und Begeisterung weckender Hochschullehrer ist mit Dolezalek dahingegangen. Mehr als 4000 Ingenieure aller Länder sind seine Schüler gewesen und verdanken ihm ihre technische Vorbildung. Sie gedenken trauernd ihres hochverehrten, temperamentvollen Lehrers, der sich nicht nur um ihre wissenschaftliche Ausbildung nachdrücklichst bemühte, sondern gleichzeitig bestrebt war, ihnen über die Studienzeit hinaus ein Freund und Berater zu sein. Sie werden sein Andenken stets in hohen Ehren halten. Frevert.

Berichte.

Bahnunterbau, Brücken und Tunnel; Bahnoberbau.

Gleisumbau mit maschinellen Hilfsmitteln*).

Auf dem viergleisigen Teil der Strecke Paris—Chantilly hat die französische Nordbahn Anfang 1929 die Bettungserneuerung und gleichzeitig damit den Umbau der beiden Ferngleise in einer Länge von je 24,27 km vollkommen mit Hilfe von Maschinen durchgeführt.

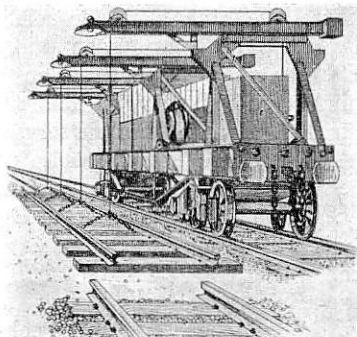


Abb. 1.

Der gesamte Betrieb konnte in der Zeit von 22 Uhr bis 6 Uhr früh auf die beiden „Ortsgleise“ gelegt werden, so daß das Umbaugleis und sein Nachbargleis durchweg betriebsfrei waren. Trotz dieser günstigen Pausen hätte man „mit Hand“ nur täglich etwa 200 m, also im Monat etwa 5 km vollständig fertigstellen können, hätte also den Betrieb in jedem Gleis wenigstens fünf Monate lang behindert, weil die Vorschrift bestand, daß das umgebaute Gleis bis 9 Uhr lediglich mit einer Geschwindigkeit von 30 km/Std., von dann an drei Tage lang mit 80 km/Std. und

*) Revue Générale des Chemins de fer, Oktober 1929: „Une Substitution de Voies principales avec Engins Mécaniques“ par M. Tettelon, Ingénieur en Chef des Travaux et de la surveillance du chemin de fer du Nord.

danach erst wieder mit der zugelassenen Höchstgeschwindigkeit von 120 km/Std. befahren werden dürfe.

Um die Bauzeit beträchtlich zu verkürzen, mußten die gesamten vorgesehenen Bettungs- und Gleisarbeiten mit maschinellen Hilfsmitteln ausgeführt werden. Dadurch ist es tatsächlich gelungen, die ersten 24,27 km in der Zeit vom 21. Januar bis zum

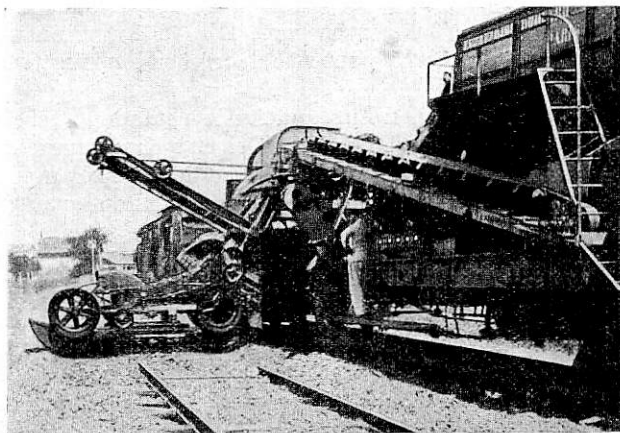


Abb. 2. Bettungsreinigungswagen.

24. April, die zweiten 24,27 km bis zum 21. Juni zu vollenden, d. h. in 150 Nächten, von denen aber eine Frostpause vom 3. Februar bis 11. März = 36 Nächten abgezogen werden muß. Die reine Arbeitszeit betrug mithin $150 - 36 = 114$ Nächte. Infolgedessen war der durchschnittliche Arbeitsfortschritt

$\frac{2 \cdot 24,27}{114} = 427$ m; der wirkliche Fortschritt aber war, nachdem sich alles eingespielt hatte, rund 600 m, am Schluß der Bauzeit sogar rund 650 m jede Nacht.

Ausgebaut wurde ein Oberbau: $S 45 \frac{25}{18}$ H, dafür eingebaut

wurde ein Oberbau: $S 46 \frac{40}{24} H$ und zwar mit Hilfe zweier Auslegerwagen (Abb. 1). Der eine Wagen nahm 600 m des alten Gleises jochweise auf und ver lud die 18 m langen Joche auf einem im Umbaugleis stehenden Bauzug; umgekehrt ent lud der zweite Wagen die neuen, 24 m langen Joche, ebenfalls von einem im Umbaugleis stehenden Bauzug und baute sie nach Erneuerung der Bettung ein.

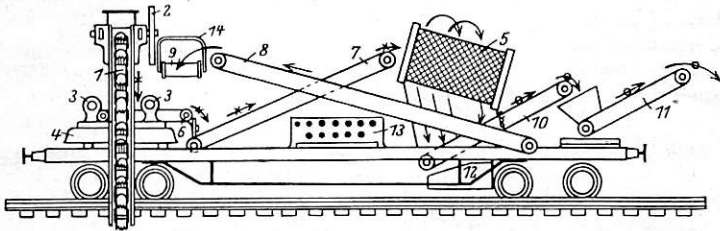


Abb. 3. Bettungsreinigungswagen.

- 1 Eimerkettenbagger zum Entfernen der gesamten Bettung.
- 5 Siebtrommel.
- 6/7 Förderbänder für die alte Bettung zur Siebtrommel.
- 8 Förderband für die gereinigte Bettung zum Förderband 9.
- 9 Förderband für den Wiedereinbau der gereinigten Bettung.
- 10/11 Förderband zum Absetzen der alten Bettung auf den Randweg.

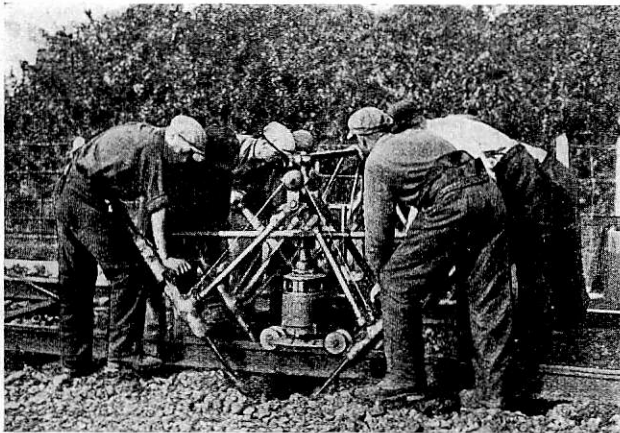


Abb. 4. Collet-Gleisstopmaschinen.

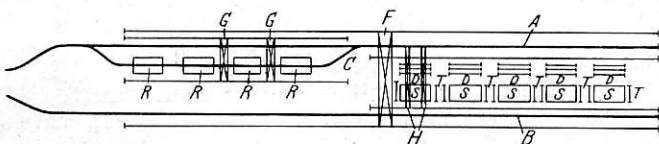


Abb. 5. Oberbaustoff-Hauptlager.

- | | |
|--|--|
| Werkplatz für den Zusammenbau der Neujoche. | Werkplatz für das Zerlegen der Altjoche. |
| A Zufuhrgleis der Neustoffe. | B Zufuhrgleis der Altjoche. |
| C Gleis mit Schwellenverteilungslehren. | D Alt-Schienen-Stapel. |
| R Neu-Joch-Stapel. | S Alt-Joch-Stapel. |
| G Bockkran: 600 kg Tragfähigkeit. | T Alt-Schwellen-Stapel. |
| F Elektro-Torkran: 10 t Tragfähigkeit zum Ent- und Beladen von Jochen. | H Bockkran: 500 kg Tragfähigkeit. |

Die alte Kiesbettung wurde mittels eines Eimerkettenbaggers, der an einem besonderen Bettungsreinigungswagen angebracht war, vollkommen bis zur Unterbaukrone beseitigt (Abb. 2). Förderbänder (3/7 in Abb. 3) brachten die ausgebagerte Bettung zu einer Siebtrommel (5). Von dort aus wurde, ebenfalls mittels Förderbändern, der noch brauchbare Bettungsstoff (8/9) auf die Unterbaukrone gleichmäßig verteilt wieder aufgebracht, dagegen der nicht mehr verwendbare Bettungsrückstand (10/11) auf dem Randweg abgesetzt oder, wo es möglich war, z. B. auf Dämmen, die Böschung herabgeworfen.

Den elektrischen Strom für sämtliche maschinellen Hilfsmittel und für die Beleuchtung der Umbaustrecke lieferte ein besonderer Maschinenwagen, der mit dem Wagen für die Bettungsreinigung verbunden war. Die Arbeit ging so vor sich, daß dem ersten Auslegerwagen, der die alten 18 m-Joche aufhob und ver lud,

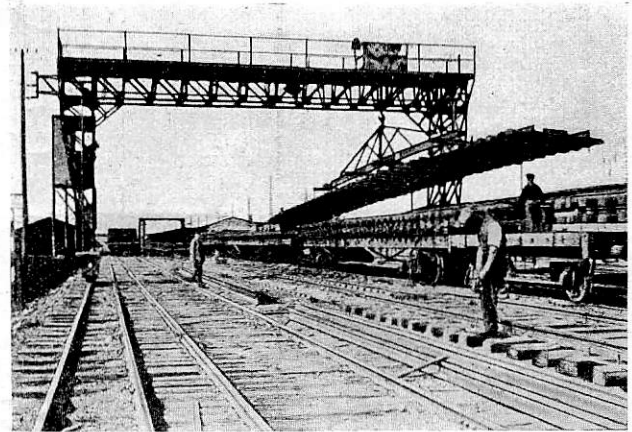


Abb. 6. Elektro-Torkran: 10 t Tragfähigkeit, zum Ent- und Beladen von Jochen.

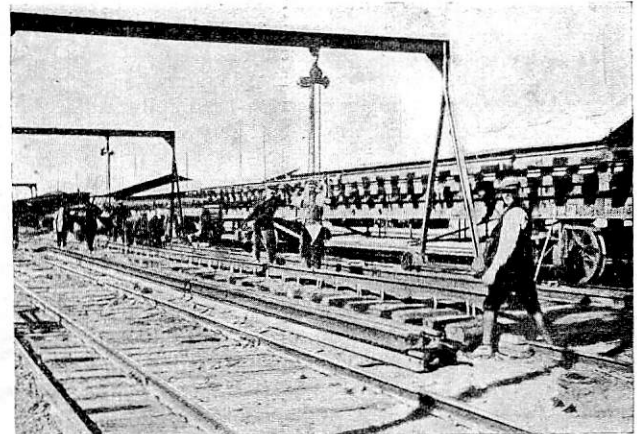


Abb. 7. Bockkrane.

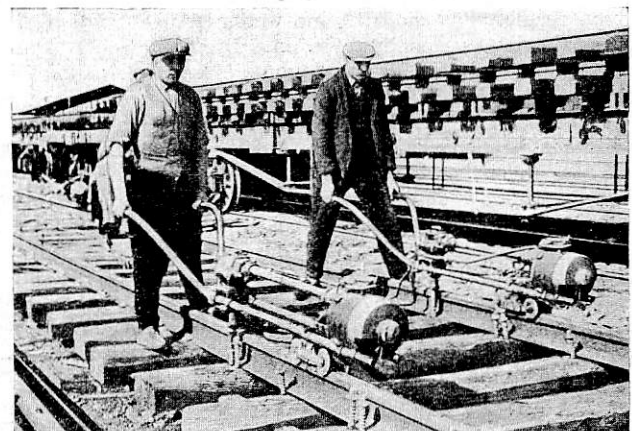


Abb. 8. Collet-Bohrmaschinen.

der Bettungsreinigungswagen mit einer Geschwindigkeit von 150 m je Stunde folgte; diesem wieder der zweite Auslegerwagen mit den Neujochen, sobald die wiederverwertbare Bettung maschinell aufgebracht und verteilt war. Durch pünktliches und gut vorbereitetes Ineinandergreifen dieser drei Arbeitsabschnitte war es möglich, daß das Umbaugleis, um 22 Uhr bei Beginn der

Sperrpause abgebunden, bereits um 3 Uhr, also nach fünf Stunden wieder geschlossen und sofort für einen Bauzug benutzbar wurde, der den fehlenden Kleinschlag (Hochofenschlacke) in Selbstentladungswagen brachte. Diesem Bauzug folgten Collet-Stopfmaschinen (mit je acht Stopfern), die das Umbaugleis soweit an- und hoch-

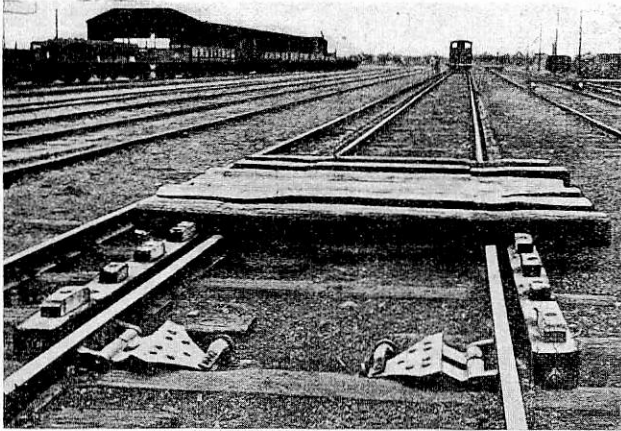


Abb. 9. Gleis zum Zusammenbau von Jochen mit Schwellenverteilungslehren auf Längsschwellen.

stopften, daß es um 6 Uhr für den ordentlichen Betrieb wieder freigegeben und, wie bereits erwähnt, mit 30 km Stunden-geschwindigkeit befahren werden konnte.

Für die Streckenarbeit waren 125 Arbeiter erforderlich: 75 bei den Ausleger-, Bettungsreinigungs- und Selbstentladungswagen, 50 bei den Stopfmaschinen (Abb. 4), zu denen weitere 50 Arbeiter

kamen, wenn in Einschnitten die auf den Randwegen liegende, aus-gebaute Bettung mit Hand verladen werden mußte. Außerdem wurden 21 Arbeiter in einem Oberbaustoffhauptlager (Abb. 5) beschäftigt; dort standen für die jochweise Zerlegung der 600 m alten und den jochweisen Zusammenbau der 600 m neuen Gleises zur Verfügung: ein großer Torkran (Abb. 6), vier kleine Bockkräne (Abb. 7) sowie mehrere Collet-Bohrmaschinen (Abb. 8) zum Aus- und Eindrehen der Schwellenschrauben. Dabei ist als beachtenswerte Einrichtung zur Beschleunigung der Arbeit besonders zu erwähnen, daß beiderseits eines Gleises, das für den Zusammenbau der Joche vorgesehen war, Schwellenverteilungslehren vorhanden sind, d. h. auf Längsschwellen sind Klötze angebracht, deren Abstand der Schwellenteilung der neuen Joche entspricht, so daß lediglich in die Zwischenräume der Klötze ohne besonderes Messen die neuen Schwellen gelegt zu werden brauchen (Abb. 9). Für die Arbeiten auf der Strecke erhielten die Unter-nehmer, Gebrüder Drouart, denen sämtliche maschinelle Hilfs-mittel gehören, 32 fr./m und 20 fr./m Zuschlag für die Nacharbeit, ferner für die Arbeiten im Oberbaustoffhauptlager: Zerlegung 1,42 fr./m; Zusammenbau: 1,95 fr./m also insgesamt: 32 + 20 + 1,42 + 1,95 = 55,37 fr. je Meter fertigen Gleises.

An Kosten für die Herstellung der maschinellen Hilfsmittel sind entstanden:

für die Stromerzeugungsmaschinen	175 000 fr.
für die beiden Auslegerwagen	600 000 „
für den Bettungsreinigungswagen	1 050 000 „
	<hr/>
	1 825 000 fr.

Dazu für die Anbringung besonderer Schütt-trichter zur Schotter selbstentladung am O-Wagen, 150 Wagen zu je 6000 fr.	900 000 fr.
für fünf Collet-Stopfmaschinen	250 000 „
	<hr/>
Insgesamt	2 975 000 fr.

Bach, Elberfeld.

Lokomotiven und Wagen.

Kohlenstaublokomotiven der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Bekanntlich hat die Deutsche Reichsbahn Versuche mit Kohlenstaubfeuerung bei Lokomotiven eingeleitet, und zwar nach der von der AEG entwickelten Bauart der Feuerung und nach einer von einer Studiengesellschaft, die aus einer Anzahl Lokomotivfabriken bestand, auf Grund besonders ortsfester Versuche entwickelten Brennerbauart. Die Versuche, denen ja im Falle des Gelingens eine besondere wirtschaftliche Bedeutung zukommt, einestheils wegen der Verwendung minderwertigen Brennmaterials auch beim Lokomotivbetrieb, dann auch wegen der betrieblichen Vorteile, haben nun ein soweit befriedigendes Ergebnis gezeigt, daß sie auf eine weitere Anzahl von Lokomo-tiven im Betrieb ausgedehnt werden. Die Deutsche Reichsbahn hat daher vier weitere Güterzuglokomotiven der Gattung 56²⁰⁻³⁰ (früher G 8²) bei der AEG, und zwei weitere Güterzuglokomotiven der Gattung 58¹⁰⁻²² (früher G 12) mit der neuen Staubkohlen-feuerung der Studiengesellschaft in Auftrag gegeben. Ursprünglich waren den Versuchen zwei Lokomotiven der ersteren Gattung und Bauart und zwei der zweiten Bauart unterzogen worden). Bei den Nachbestellungen sowohl bei der AEG wie bei der Firma Henschel wird es sich auf Grund der im Betriebe gesammelten Erfahrungen ermöglichen lassen, beide Bauarten zu vereinfachen und zu verbilligen. Die Möglichkeit der Verfeuerung von Kohlen in Staubform bei Lokomotiven ist für Braunkohlen als gelöst zu betrachten und es steht zu erwarten, daß es demnächst auch gelingen wird, Steinkohle einwandfrei in Form von Staub auf der Lokomotive zu verfeuern.

Ölfeuerung der Lokomotiven auf den Estländischen Staatsbahnen.

Die Lokomotiven der Estländischen Staatsbahnen werden mit Brandschiefer geheizt. Der Brandschiefer wird im Lande gewonnen, ist aber sehr ölfreich und verbreitet einen schlechten Geruch, was das Reisen unangenehm macht.

In den letzten Jahren wurde aus dem Brennschiefer eine Art Rohöl produziert, welches sich als Heizmittel ausgezeichnet bewährt hat. Im vorigen Jahre wurden einige Versuchsfahrten

der Lokomotiven mit Ölfeuerung gemacht, welche durchaus befriedigende Ergebnisse gaben. Nun hat die Eisenbahn-Ober-verwaltung sieben Personenzugs-Lokomotiven für Ölfeuerung umgebaut, welche die Eilzüge befördern. Im Laufe dieses Jahres werden noch einige Lokomotiven auf Ölfeuerung umgestellt. Von einem Umbau aller Lokomotiven der Staatsbahn auf Öl-feuerung muß abgesehen werden, da der Ölpreis noch nicht fest-steht und die einheimische Ölindustrie außerdem z. Z. nicht soviel Öl liefern kann, wie zur Feuerung sämtlicher Lokomotiven der Staatsbahn (etwa 50000 t) notwendig ist.

Das Heizungsproblem kann erst Ende dieses Jahres geregelt werden, zu welcher Zeit neue größere Ölgewinnungsanlagen gebaut werden.

ZVDE.

Radreifenprofil mit erhöhtem Spurkranz.

Die englischen Eisenbahnen haben im Jahr 1927 ein neues, genormtes Radreifenprofil eingeführt, das die vielen voneinander

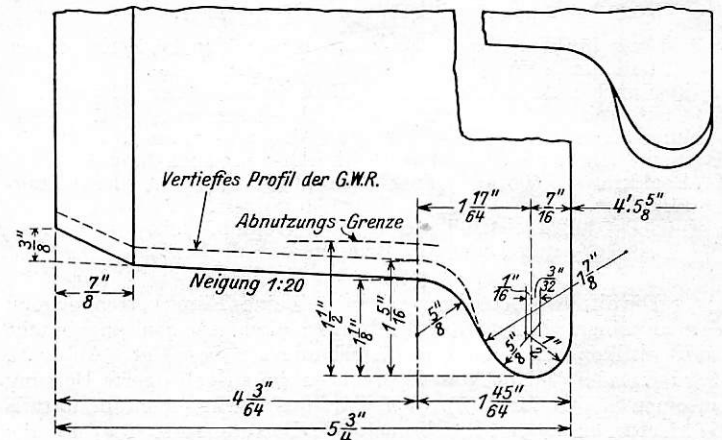


Abb. 1. Genormtes Profil der englischen Eisenbahnen.

abweichenden Reifenprofile der verschiedenen Bahngesellschaften ersetzen soll. Das neue Profil, dessen Form aus Textabb. 1 er-

sichtlich ist, entspricht im wesentlichen dem Reifenprofil der Technischen Vereinbarungen (Abb. 3); abweichend von diesem ist der äußere Kegel etwas kürzer und mit stärkerer Neigung ausgeführt und der Spurkranz gegen die Innenseite zu nicht abgeschragt.

Verschiedene Eisenbahnunfälle der letzten Zeit, bei welchen Lokomotiven ohne ersichtlichen äußeren Grund entgleist sind, haben jedoch Bedenken darüber aufkommen lassen, ob diese Reifenform für die heutigen schweren Lokomotiven und großen Geschwindigkeiten noch genügt. Die Great Western-Bahn hat sich auf den Standpunkt gestellt, daß der jetzige Spurkranz

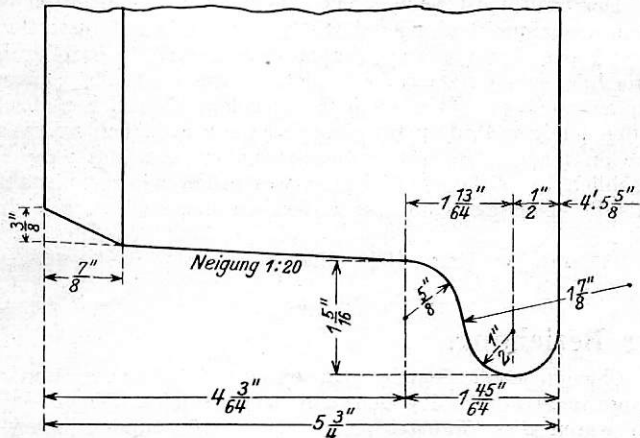


Abb. 2. Vorschlag der Great Western Bahn mit verstärktem Spurkranzwulst.

zu nieder sei und daher für ihre sämtlichen Fahrzeuge neuerdings wieder ein besonderes Reifenprofil eingeführt, bei welchem der Spurkranz in neu abgedrehtem Zustand um $\frac{3}{16}$ \"/>

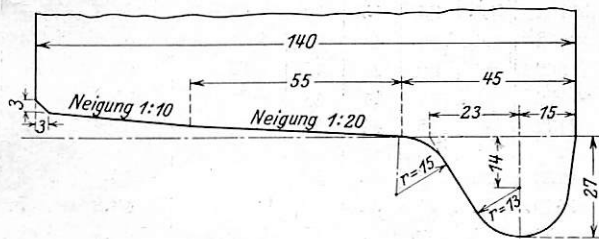


Abb. 3. Seitenprofil der T. V.

Weiter denkt man noch daran, auch die Form des Spurkranzes im äußeren Teil entsprechend Textabb. 2 abzuändern. Durch die dargestellte Vergrößerung des Halbmessers am Spurkranzwulst im Verein mit der Verschiebung des Kreismittelpunktes gegen außen zu würde offenbar die Krafrichtung im Berührungspunkt zwischen Spurkranz und Schienenkopf so verbessert, daß die senkrechte, also auf eine Entgleisung hinwirkende Komponente kleiner und damit auch die Entgleisungsgefahr verringert würde. Bei verschiedenen englischen Bahnen waren schon früher die Spurkränze mit dieser Querschnittsform, jedoch nicht in der angegebenen vergrößerten Höhe, ausgeführt.

In Textabb. 1 sind oben rechts der Spurkranz des genannten englischen Reifenprofils und derjenige nach dem neuen Vorschlag der Great Western-Bahn übereinander gezeichnet.

(The Railw. Eng., März 1929.)

R. D.

Neues amerikanisches Drehgestell.

Die Abbildung stellt ein neues Drehgestell Bauart Taylor dar, wie es für die Tender der neuen Lokomotiven 1 E 1 des

Santa Fe-Typs von der Reading Company verwendet wird. Der Tender faßt 45 m³ Wasser und 16,3 t Kohle. Die Verwendung des neuen Drehgestells verminderte das Baugewicht des Tenders um 1540 kg oder 770 kg je Drehgestell. Der Drehgestellrahmen ist trotz stärkerer Ausbildung gegenüber der üblichen Konstruktion sehr elastisch und vermag die Aufgaben der Ausgleichhebel zu übernehmen, so daß das Drehgestell keine Ausgleichhebel besitzt. Die runde statt eckige Ausbildung des Ausschnittes im Drehgestellrahmen für die Aufnahme des drehbaren Quer-

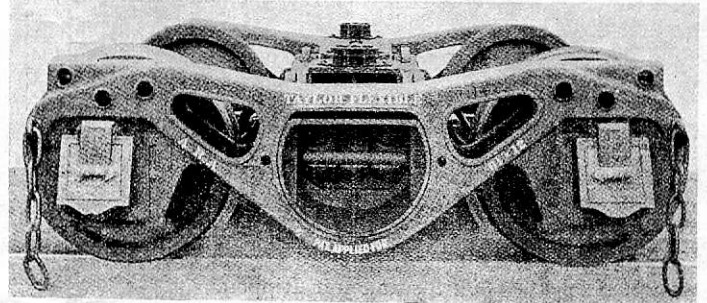


Abb. 1.

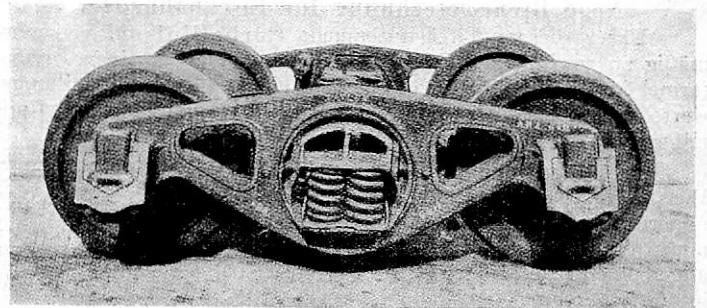


Abb. 2.

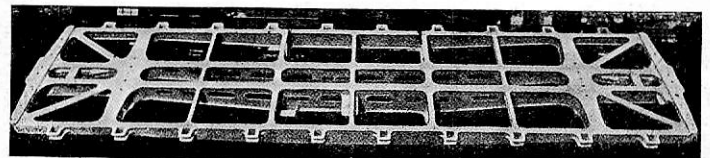
trägers erhöht die Festigkeit des Rahmens, wie durch Versuche nachgewiesen wurde. Die Anordnung bringt auch noch den Vorteil, daß die Federn im Falle schlechter Gleislage oder von Entgleisungen nicht mehr ungleichmäßig belastet werden können. Sobald die Last sich ungleichmäßig auf die Federn verteilen will, dreht sich der Querträger in seiner Lagerung in den Längsträgern, so daß sich die Achsen windschiefen Bahnflächen anpassen können, ohne Mitwirkung der Federn und ohne Änderung des Raddruckes.

Esb.

(Bull. Ch. d. f. 1929, März.)

Stahlgußuntergestell an amerikanischen Güterwagen.

Die Atchinson-Topeka und Santa Fe-Eisenbahn hat eine größere Zahl von offenen Güterwagen in Dienst gestellt, die zur Beförderung von Schwefel von einer Grube zum Golf von Mexiko dienen sollen und wegen der Art des Ladegutes und des Klimas



Güterwagenuntergestell aus Stahlguß.

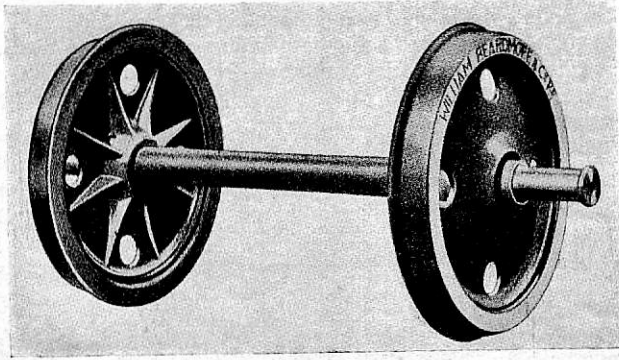
besonders widerstandsfähig gegen Anfrassung der Eisenteile sein müssen. Da sich Stahlguß bedeutend günstiger in dieser Hinsicht verhält als gewalzte und gepreßte Bauteile, wurde das ganze Untergestell aus einem Stück gegossen (s. Abb.). Es wiegt 8,55 t und damit ein wenig mehr, als ein genietetes Untergestell.

Bttgr.

(Railw. Age 1929, 2. H., 5.)

Scheibenrad mit Rippen für Eisenbahnwagen.

Das Scheibenrad, das in neuerer Zeit im Eisenbahnwagenbau gegenüber dem Speichenrad vielfach bevorzugt wird, hat vor diesem zwar den Vorzug der billigeren Herstellung, es ist ihm



Scheibenrad mit Rippen.

aber hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit gegen seitlich an-greifende Kräfte unterlegen. Dieser Nachteil tritt insbesondere bei größeren Belastungen und Geschwindigkeiten in Erscheinung.

Die Firma William Beardmore und Co. in Glasgow bringt aus diesem Grund ein neues Scheibenrad, das in der Text-abbildung dargestellte Beardmore-Hurst Rippenscheibenrad, auf den Markt, das sozusagen eine Vereinigung der Vorteile beider Bauarten, des Scheiben- und Speichenrades, vorstellt. An der Innenfläche der Scheibe sind bei diesem Rad 8 speichenartige Rippen in Sternform vorgesehen, um die Festigkeit in seitlicher Richtung zu erhöhen.

Das Rad wird nach einem besonderen, patentierten Ver-fahren aus einer Walzeisenplatte gepreßt. Der Baustoff wird während des Preßvorgangs derart durchgeknetet, daß Proben, die nachher aus irgend einer Stelle des fertigen Radkörpers ent-nommen werden, unter allen Umständen ebensolchen Proben aus den jetzigen Rädern überlegen sein sollen. Auch sollen Ver-suche an fertigen Radsätzen gezeigt haben, daß das neue Rad tatsächlich in seitlicher Richtung wesentlich widerstandsfähiger sei als die bisherigen Radsätze, außerdem aber auch noch leichter.

R. D.

(The Railw. Eng., 1929, Mai.)

Betrieb in technischer Beziehung.

Neue Bremsberechnung für Eisenbahnzüge.

Unter diesem Titel untersucht Corbellini die versuchs-mäßig zu gewinnenden Elemente, die in der allgemeinen Brems-formel für Eisenbahnzüge erscheinen, insbesondere die Reibungs-werte zwischen gußeisernen Bremsklötzen und stählernen Rad-reifen und die Werte des Zugwiderstands.

Da alle gebräuchlichen Formeln diese Werte in größerer oder geringerer An-näherung enthalten, wurde mittels einer neuen graphisch-analytischen Auflösung des allgemeinen Bremsintegrals die Unsicherheit in der Ermittlung des Bremsweges beseitigt. Ein allgemein gültiges Verfahren wird auf die charakteristischen Gefälle der neun Bremsstufen der italienischen Staatsbahnen und auf eine entsprechende Reihe von Bremsverhältnissen angewendet, wobei eine neue Bremsberechnung aufgestellt wird.

Um den praktischen Abstand der zulässigen Maximalgeschwindigkeit von der kritischen Geschwindigkeit festzulegen, wird der Sicherheitsgrad angegeben, dem eine Bremsberechnung sowohl hinsichtlich der Fahrstrecke zwischen Wahrnehmung des Haltsignals und dem Beginn der Brems-wirkung als auch hinsichtlich der Bewertung der Bremskurven entsprechen muß. Ferner werden für einen besonderen Fall die Rechnungsergebnisse untersucht und gezeigt, daß sie mit den an Schnellzügen der italienischen Staatsbahnen versuchsmäßig gefundenen übereinstimmen.

Als Anwendungsbeispiel der Brems-berechnung wird schließlich die Brems-verhältniszahl für die zulässige Höchst-geschwindigkeit bestimmt. Schn.

Riv. tecn. ferr. ital., Juni 1929.

von Chicago nach Seattle von 68 auf 63 Stunden und von Chicago nach Portland von 68 auf 62³/₄ Stunden. Vor 5 Jahren noch waren diese Fahrzeiten um 7 bis 10 Stunden höher als heute. In allen Teilen der Vereinigten Staaten sind in den letzten Jahren die Fahrzeiten der durchgehenden Schnellzüge verbessert worden. In der nachstehenden Tabelle sind für einige

Von	Nach	Ent-fernung km	Zeit				Reise-geschwindigkeit		Zeit-gewinn	
			1929 Std. Min.	1924 Std. Min.	1929 km/Std.	1924 km/Std.	1929 Std. Min.	1924 Std. Min.		
New York	Jacksonville	1720	25 49	28 55	67	59	3	06		
	Miami	2370	37 05	44 10	64	54	7	05		
	Tampa	2057	31 45	39 20	64,8	52,3	7	35		
	St. Louis	1683	24 05	25 10	68,9	66,8	1	05		
	Washington	363	4 40	5 20	78	68	—	40		
St. Louis	Detroit	1104	14 35	15 10	75,6	72,8	—	35		
	New Orleans	2172	36 50	41 20	62	52,6	4	30		
	San Antonio	1660	26 00	26 45	64	62	—	45		
	Pittsburgh	979	14 00	14 48	70	65,2	—	48		
	El Paso	2172	38 15	41 10	56,8	54,6	2	55		
San Francisco	Portland	1233	21 55	26 50	56,3	44	4	55		
	Seattle	1529	27 25	34 50	55,6	43,8	7	25		
Chicago	St. Louis	454	6 30	7 45	69,9	58,7	1	15		
	Kansas City	721	11 25	12 05	63,2	59,6	—	40		
"	Omaha	780	12 15	13 20	63,6	58,2	1	05		
	Miami	2398	40 15	46 40	59,2	51,2	6	26		
"	Tampa	2184	38 30	43 40	56,8	50,2	5	10		
	San Francisco	3617	58 00	68 20	62,4	52,8	10	20		
"	Los Angeles	3564	58 00	68 15	61,4	52,6	10	15		
	Portland	3635	62 45	70 00	57,9	51,8	7	15		
"	Seattle	3705	63 00	70 00	58,8	53,2	7	00		

Verkürzung der Reisezeiten bei amerikanischen Eisenbahnverwaltungen.

Seit Juni 1929 sind die Fahrzeiten der schnellsten Züge zwischen Chicago und Orten der pazifischen Küste um 5 Stunden verringert worden. So verkürzen sich die Fahrzeiten von Chicago nach San Franzisko und Los Angeles von 63 auf 58 Stunden,

wichtige Verbindungen die Fortschritte in der Fahrzeitverkürzung während der letzten 5 Jahre zahlenmäßig angeben.

Diese Tabelle soll nicht die höchsten bis jetzt erreichten Fahrgeschwindigkeiten wiedergeben, wie sie z. B. zwischen Philadelphia und Atlantic City erreicht werden, sondern lediglich Fahrzeitverkürzungen aufzeigen.

E b.

(Railw. Age 1929, 1. H., Nr. 23.)