

Versuche der königlich ungarischen Staatsbahnen über die Standsicherheit des Gleises.

Von J. Nemesek, Staatsbahningenieur, Budapest.

Hierzu Tafel 12.

Einleitung.

Der Eisenbahnoberbau muß nicht nur in seinen einzelnen Teilen (Schiene, Schwelle, Lasche, Unterlegplatte) den angreifenden Kräften Widerstand leisten, sondern er muß auch als Ganzes in den drei Hauptrichtungen genügende Standfestigkeit aufweisen sowohl den lotrechten, als auch den waagerechten Kräften gegenüber. Während die Ermittlung der Anstrengungen der Oberbauelemente durch lotrechte Lasten bis heute das ständige Ziel vielfacher Berechnungen und vieler Versuche war, wurde dem Gleis als Ganzes bedeutend weniger Interesse entgegengebracht. Max Maria v. Weber (dem Klassiker) Bauchal und Bräuning verdanken wir fast alles, was wir auf diesem Gebiete bisher wußten.

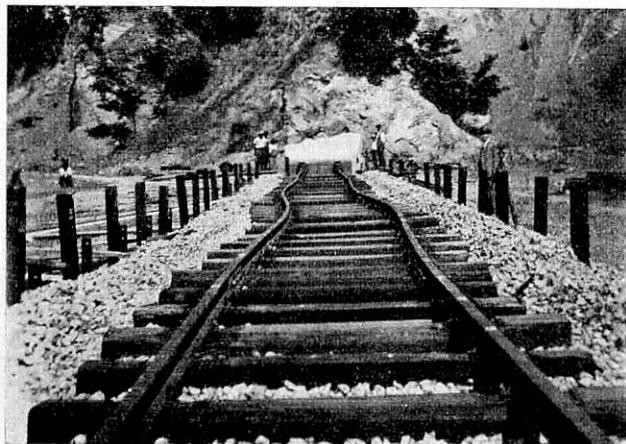


Abb. 1.

Die Vernachlässigung dieses Gebietes begünstigte auch das Fortwuchern gewisser unrichtiger Anschauungen. Es sei als Beispiel nur daran erinnert, daß mehrere Fachleute bei ihren Betrachtungen den Widerstand einer Schwelle in der Bettung als größer ansahen, als den Widerstand einer Unterlegplatte mit Klemmwirkung. Auch unrichtiges Verhalten während des Schienenverlegens*) war oft die Folge von Nichtbeachtung des Spiels zwischen Längskräften und Bettungsgegenkräften.

Eine genauere Kenntnis ihres Oberbaues in bezug auf den Widerstand gegen waagerechte Kräfte schien der Direktion der königlich ungarischen Staatsbahnen nicht nur aus den oben angedeuteten allgemeineren Gründen wünschenswert, sondern auch besonders, um Anhaltspunkte für die Beurteilung von Fragen zu gewinnen, welche die Einführung und die richtige Unterhaltung von Unterlegplatten mit getrennter Schienenbefestigung, die Anwendung von Langschienen und die Einführung neuer Lückentabellen betreffen.

Die nachstehend beschriebenen Versuche der königlich ungarischen Staatsbahnen wurden auf einer 60 m langen Probestrecke in Morágy (bei Pécs) in den Jahren 1929 bis 1930 ausgeführt. Die Probestrecke wurde in einer aufgelassenen

*) Siehe Aufsatz des Verfassers in Heft 8 des Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1931.

Steingrube zwischen zwei Felswänden errichtet, um den zum Zusammendrücken des Probegleises angewendeten hohen Pressendrücken verläßliche Reaktionsmöglichkeit bieten zu können (s. Textabb. 1 bis 5). Es wurden mit Manometern versehene hydraulische Pressen angewendet, die einen Druck von 200 t je Schienenstrang (d. h. 400 t für jedes Gleisende) ausüben konnten. Der größte angewendete Druck war jedoch nur 214 t je Gleisende.

I. Widerstand gegen Längsverschiebung.

Prof. Ammann und Dr. Gruenewaldt gaben für den Widerstand des Oberbaues K auf Holzschwellen gegen Längsverschiebung nach direkten Messungen 733 bis 800 kg/m an (Organ 1929, S. 472). Aus der Angabe, daß

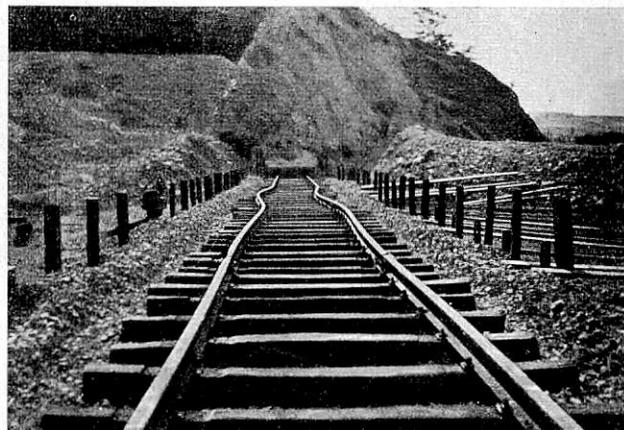


Abb. 2.

bei $2 \times 12' = 24$ t schon alle drei Joche von 15 m Länge in Bewegung geraten sind, folgt, daß der Anfangswiderstand kleiner als $\frac{24}{45} = 533$ kg/m war. Aus diesen Zahlen läßt sich

auch der Durchschnittswiderstand einer Holzschwelle ($260 \times 16 \times 25$ cm) für den Anfang der Bewegung auf 348 und für das Ende auf 478 bis 521 kg berechnen. Diese Werte gelten für reine Steinschlagbettung bei fester Verbindung zwischen Schienen und Schwelle. Der wachsende Charakter des Widerstandes ist mit Hinblick auf die Zahlen 348 bis 521 in die Augen springend. Auch ist zu vermerken, daß der Wert 521 schon bei verhältnismäßig kleinen Verschiebungen erreicht wurde.

Um von dem Widerstand gegen Verschieben zahlenmäßig sprechen zu können, muß entweder die empirische Widerstandskurve (Längskraft und Längsverschiebung) oder eine sich dieser verhältnismäßig genau anschmiegende einfache Gleichung angegeben werden, oder aber es muß zu jeder Widerstandsangabe auch die Verschiebungsgröße angegeben werden, auf welche sich jene bezieht.

Die bereits angegebene Zahl 521 kg/Stück = 800 kg/m fanden die Verfasser des oben angeführten Aufsatzes auch bei Druckübertragungsmessungen für den mittleren Widerstand gegen Längsverschiebung „bei Drücken von rund

25 t je Schiene“. Bei anderen Drücken ist auch der Widerstand ein anderer.

Bei den Versuchen der MAV. wurde hauptsächlich darauf Gewicht gelegt, daß zu jeder Kraftangabe auch der zugehörige Deformations- oder Arbeitsweg angegeben werde.

Mit etwas kleineren Schwellen ($250 \times 15 \times 25$) als die deutschen wurden zwei Gleisjoche in reiner Granitbettung (Korngröße 3 bis 6 cm) verschoben und es zeigte sich, daß bis zu einer durchschnittlichen Reaktionsbeanspruchung von 296 kg je Schwelle das Ende des zweiten Joches sich noch nicht merklich bewegte. Bei einer Verschiebung dieses Endes um 1 mm ließ sich ein Widerstand von 330 kg je Schwelle errechnen. Weitere zusammengehörende Werte: 2 mm 366 kg, 4 mm 434 kg, 10 mm 640 kg. Es war Rippenplattenoberbau verwendet und absichtlich kurze alte Schienen, sowie große Schwellenentfernung gewählt, und zwar 14 Schwellen auf 12 m Gleisjoch. Die Schwellen waren in üblicher Weise unterkrampt (Versuch 9a).



Abb. 3.

Dieser Versuch war an dem frisch gelegten Gleise durchgeführt worden. Später wurde er genau so an demselben Prüfstand wiederholt, und zwar nach acht Monaten; das Gleis hatte unterdessen nicht unter Verkehr gestanden. Selbstredend wurde das Gleis nach jedem vorausgegangenen Versuch immer frisch unterkrampt und in Ordnung gebracht. Als zusammengehörende Werte fanden sich: 0 mm 318 kg, 1 mm 636 kg, 2 mm 800 kg, 4 mm 880 kg, 10 mm 910 kg je Schwelle durchschnittlich. Gut gesetzter Steinschlag hatte somit um rund 8% größeren Anfangswiderstand, aber bei weiteren Verschiebungen bedeutend besseren Widerstand als ein neu eingebrachter Steinschlag. Es beträgt bei 1 mm Verschiebung die Verbesserung 70%, bei 2 mm 118%, bei 4 mm 100%, aber bei 10 mm wieder nur 40% (Versuch 14a).

Ganz unter denselben Umständen (durch acht Monate abgestandene Bettung) wurde auch ein Versuch mit Schwellenschraubenoberbau gemacht. Die keilförmigen Unterlegplatten waren mit zwei Stück Schwellenschrauben befestigt, die vor dem Versuch nicht wieder neu angezogen wurden. Die zusammengehörenden Werte waren: 0 mm 300 kg, 1 mm 460 kg, 2 mm 620 kg, 4 mm 732 kg, 10 mm 852 kg (Versuch 14b).

Bei diesem Versuche war also, da die Anzugkraft der Schwellenschrauben teilweise nachgelassen hatte, der Widerstand um 5 bis 30% kleiner als bei Unterlegplatten mit getrennter Schienenbefestigung. Bei Gleisen, die im Betrieb stehen, werden bei ungetrennter Befestigung noch bedeutend ungünstigere Ergebnisse zu erwarten sein.

Weiter wurden wieder zwei Gleisjoche mit Schwellenschraubenbefestigung verschoben, wobei aber die Schwellen-

schrauben kurz vor dem Versuche angezogen wurden; dabei wurde auch auf ein ganz vorzügliches Unterkrampen der Schwellen geachtet (dies war bei den obigen Versuchen 9a, 14a und 14b nicht der Fall gewesen). Der Anfangswiderstand war 500 kg je Schwelle, bei 1 mm 552 kg, bei 2 mm 603 kg. Ein verlässliches, gleichmäßiges Unterkrampen erhöhte somit den Widerstand auf den Grad einer gut abgelagerten Bettung. Der Anfangswiderstand selbst war bei der abgelagerten Bettung deshalb kleiner, weil wegen der Wärmedehnung die an den Schienenenden liegenden Schwellen sich schon „Nester“ gegraben hatten (s. Textabb. 6). Bei 500 kg Widerstand haben die Schwellenschrauben Schiene und Schwelle noch unbeweglich zusammengehalten, bei 600 kg aber haben einige Schrauben die Schiene schon „durchgelassen“; deshalb der Rückschlag bei 2 mm Verschiebung (632 kg) im Vergleich mit Versuch 14a (800 kg). Zu bemerken ist, daß die auf eine Schwelle zu rechnende Belastung aus Schiene und Befestigungsmitteln samt dem Eigengewicht der Schwelle 142 kg betrug, bei Versuch 14a dagegen 158 kg und bei den Versuchen 9a und 14b 172 kg (Versuch 16a).

Bei all diesen Versuchen (Längsverschiebung zweier Gleisjoche) trat immer eine fast gleichmäßige Hebung der Schienen ein, selbst wenn der Pressendruck absichtlich eine etwas nach abwärts gerichtete Neigung erhielt. Die durchschnittliche Hebung war z. B. bei Versuch 9a 2 mm für den Gesamtdruck von 10,74 t, 4 mm für 16,2 t, 8 mm für 21,4 t, 12 mm für 24,1 t. Bis zu diesem Gesamtdruck verschoben sich die zwei freien Enden des zweiten Joches um 23 bzw. 29 mm; und nach 2 Min. bei demselben Druck beiderseits bis 29,5 mm; nach weiteren 3 Min. erhöhte sich diese Längsverschiebung auf 29,5 bzw. 30 mm. (Schwellenwiderstand 900 kg.) Nach Rückgang des Druckes auf 0 zog sich das freie Ende des zweiten Schienenjoches um 5 mm zurück. Das Gleis senkte sich dabei um durchschnittlich 3 mm (Versuch 9a).

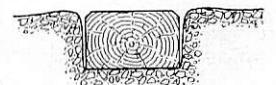


Abb. 6.

Ein solches, gleichsam durch Schienenwanderung stark hergenommenes, um 25 mm verdrücktes und um 9 mm gehobenes Gleis, wie es nach dem Ende des Versuches 9a dastand, hat trotz der Hebung noch ansehnliche elastische Eigenschaften, wie dies Drücke und Entlastungen an den Gleisjochen nach Versuch 9a bewiesen haben, deren Ergebnisse in Textabb. 7 dargestellt sind. Es ergab sich auch, daß der Schwellenwiderstand bei 0 mm 296 kg, bei 1 mm 388 kg, bei 2 mm 480 kg und bei 4 mm Verschiebung 666 kg war (Versuch 9b).

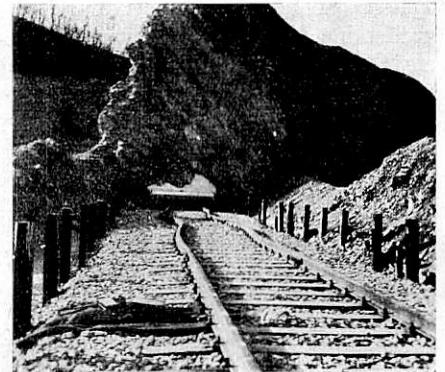


Abb. 4.

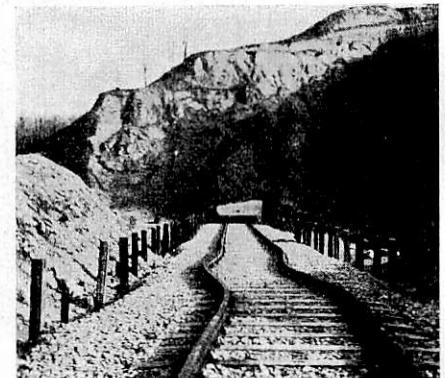


Abb. 5.

Sofort nach Versuch 9 β wurden noch zwei Längsverschiebungsversuche an denselben zwei verbundenen Gleisjochen vorgenommen. Ergebnis: 0 mm 320 kg, 1 mm 406 kg, 2 mm 492 kg, 4 mm 662 kg, ferner 0 mm 320 kg, 1 mm 444 kg, 2 mm 568 kg, 4 mm 816 kg. Das Schotterbett wurde um die Schwellen herum vor den Versuchen diesmal bloß leicht und wenig gestampft, da es von den früheren Verschiebungen stark hergenommen war. Auffallend, aber erklärlich war, daß das Gleis sich nur bei der ersten, aber ausgiebigen Verschiebung in beträchtlichem Maße erhob nämlich um 9 bis 12 mm; die weitere Erhebung betrug unter hohem Längsdruck bloß 2 bis 3 mm (Versuch 9 γ , 9 δ).

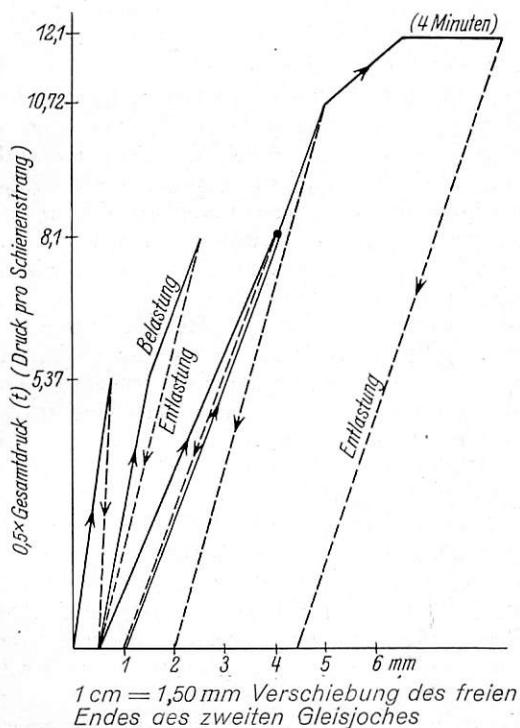


Abb. 7.

Wenn bei den letzten Versuchen auch mehrere Umstände vorlagen, die im Betriebsgleis nicht vorhanden sind, lassen sie dennoch auf den progressiven Widerstand des Betriebsgleises gegen fortschreitende Schienenwanderung schließen. Das Betriebsgleis dürfte im belasteten Zustande der fortschreitenden Schienenwanderung noch größeren Widerstand entgegensetzen als das Versuchsgleis, da die Betriebslast die Gleiserhebung beträchtlich herabmindert und auch für gute Auflage eines Teiles der Schwellen sorgt. Andere abweichende Umstände im Betriebsgleis rufen aber z. T. vergrößernde, z. T. verminderte Einflüsse auf den Widerstand gegen fortschreitende Schienenwanderung hervor.

Daß gute Auflagerung und gutes Unterstopfen den Widerstand gegen Längskräfte erhöhen, folgt auch aus einem Versuche, wobei zwei Gleisjoch, deren Belastung und Eigengewicht auf eine Schwelle 158 kg betragen, bloß mit der Schottergabel unterstopft und dann eingebettet wurden. Es sind hierbei auffallend kleine Widerstandswerte einer Schwelle gefunden worden, und zwar: 0 mm 120 kg, 1 mm 176 kg, 2 mm 234 kg, 4 mm 348 kg (Versuch 15).

Um den Widerstand einer Schwelle gegen Längsverschiebung bei offenen Kästen und nicht unterstopften Schwellen zu kennen, wurde nach den Versuchen 14 α und 14 β (Verschiebung zweier Schienenjoch auf 44 bzw. 12 mm in abgelagerter Bettung) die Bettung bis zu Schwellenunterkante ausgeräumt; sodann wurden die zwei Schienenjoch verschoben.

Die notwendigen Kräfte waren im Gleis (nach Versuch 14 α) für eine Schwelle 0 mm 110 kg, 1 mm 162 kg, 2 mm 214 kg, 4 mm 318 kg, 10 mm 358 kg (Versuch 14 γ). Die vertikale Erhebung betrug bei 10 mm Verschiebung rund 4 mm und bei 25 mm Verschiebung rund 10 mm im Durchschnitt.

Im Gleis nach Versuch 14 β waren die zusammenhängenden Werte für die Verschiebung des freien Endes und für den Widerstand pro Schwelle: 0 mm 100 kg; 1 mm 180 kg; 2 mm 260 kg; 4 mm 338 kg (Versuch 14 δ). Daß bei diesem Versuch sich trotz des etwas niedrigeren Schwellengewichtes (142 kg statt 158 kg, wobei Schienengewicht usw. inbegriffen ist) etwas höhere Widerstände ergaben, läßt sich wahrscheinlich darauf zurückführen, daß durch den vorgehenden Versuch 14 α das Versuchsgleis im Durchschnitt um 25 mm gehoben wurde, wobei eine größte Erhebung um 32 mm unter dem stärksten Drucke bei 44 mm Verschiebung eintrat. Der Versuch 14 β wurde dagegen nur bis zu einer bleibenden Erhebung von 10,5 mm — Maximum 14 mm bei 12 mm Verschiebung — fortgesetzt.

Nach Versuch 14 γ wurden die zwei Gleisjoch mit 1 kg auf 1 cm Gleis belastet. Auf eine Schwelle fielen somit samt Eigengewicht 258 kg. Die Verschiebung bot bei ausgeräumter Bettung und ganz lose aufliegenden Schwellen die Werte: 0 mm 160 kg, 1 mm 266 kg, 2 mm 334 kg, 4 mm 360 kg, 10 mm 430 kg (Versuch 14 ϵ). Die Erhebung war, wie zu erwarten gering: 3 mm erst bei 15 mm Längsverschiebung und 5 mm bei 24 mm Verschiebung.

Dieser Versuch ermöglicht schon eine induktive Untersuchung des Reibungsgesetzes von Gleisjoch. Wie zu erwarten war, ist dieses Gesetz keineswegs so einfach wie bei der physikalischen Reibung. Wir wissen, daß selbst von zuständigen Seiten die Lehre, daß der Reibungsbeiwert von der Größe der Reibungsfläche unabhängig sei, lang bekämpft wurde. Zur praktischen und theoretischen Bekräftigung dieser Lehre trugen Terzaghis Untersuchungen viel bei. Somit ist auch die Klemmkraft einer Schienenunterlegplatte unabhängig von ihrer Druckfläche, vielmehr bloß von der zur Druckfläche senkrecht wirkenden Kraft abhängig. Es sind auch somit die öfters hervorgetretenen und oft betonten Bemühungen, in Oberbaukonstruktionen die Reibung durch Vergrößerung der Berührungsflächen zu erhöhen, selbstredend vergebens. Zwar wird mit einem gewissen Schein der Wahrscheinlichkeit vermutet, daß die angerosteten Flächen des Oberbaustahles eine theoretische Reibung vereiteln, aber die theoretischen Gedankengänge, die zur Lehre der Flächenindifferenz führen, sind auch auf eine grobkörnigere Oberflächenstruktur anwendbar. Auch dürfte eine gewisse relative Beweiskraft einem unserer Versuche zuerkannt werden, wobei ein Schienenstück viermal aus einer Rippenplatte herausgezogen wurde, die mit demselben Klemmschraubenanziehmoment auf immer neuen Stellen der Schiene festgespannt wurde. In vier weiteren Fällen wurde dann die Schiene aus einer Platte herausgezogen, die immer an derselben bei Vorversuchen durch Herausziehen der Schiene „glatt“ gewordene Stelle angebracht wurde, und deren Klemmplättchen-Druckflächen sorgsam zugefeilt wurden. Die Anziehungskräfte waren im letzten Fall im Durchschnitt um 5% größer, es scheint somit die übliche Rauigkeit der Oberfläche von Oberbaueisenteilen dem theoretischen Reibungsgesetze nicht zu widerstreiten.

Um so schwieriger gestaltet sich die Frage der Reibung von Schwellen in der Bettung. Der erste Schritt wäre die Erforschung der Reibung der Schwelle auf der Bettung.

In der Technik ist es von Wichtigkeit, nicht nur den Reibungsbeiwert der Ruhe zu kennen, sondern auch den der Bewegung. Eine solche Unterscheidung kann hier wohl nicht aufrecht erhalten bleiben, aber der Reibungsbeiwert

läßt sich entschieden als Funktion des Verschiebungsweges und sogar der Belastung erkennen. Es ist somit für eine bestimmte Schwellen und Bettungsart $R = fN$, wo $f = \varphi(s, N)$. Wenn diese Erkenntnis auch zu allgemein ist und viel Versuche erheischt, so ist sie doch von positivem Nutzen auch dadurch, daß bei Oberbaubetrachtungen der Fehler vermieden wird, mit f als einem Festwert zu rechnen.

Nach den Versuchen von Prof. Ammann und der MAV ist zu vermuten, daß f nach einer gewissen Verschiebung von etwa 20 bis 60 mm einen Höchstwert erreicht; der aber mit anwachsendem N abnimmt. Dieser Höchstwert, der sicher

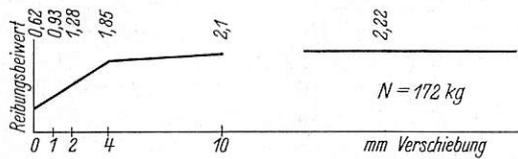


Abb. 8.

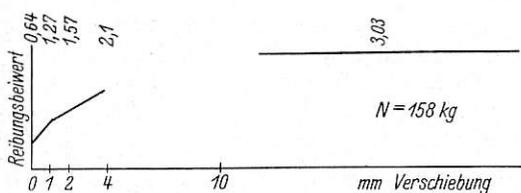


Abb. 9.

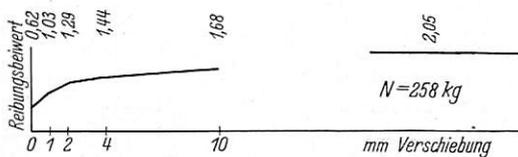


Abb. 10.

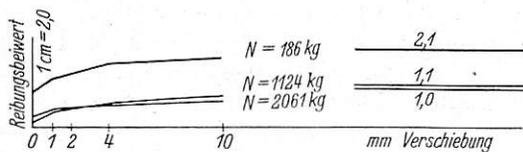


Abb. 11.

einen bezeichnenden Wert für Schwelle und Bettung liefert, ist besonders für gewisse Oberbauarbeitenanalysen wichtig; wichtiger sind aber die Werte von f , die beim Wärmeschub, bei den ersten Wanderbewegungen und bei Verwerfungsbewegungen der Schwellen wirksam sind.

In Textabb. 8 sehen wir die Reibungsbeiwerte aufgetragen, die aus Versuch 14 γ errechnet sind. Ebenso sind in Textabb. 9 und 11 die Reibungsbeiwerte aufgetragen, die den Versuchen 14 δ und 14 ϵ entstammen. Zur Vorgeschichte aller dreier Versuche gehört, daß das Gleis immer früher schon seiner ursprünglichen guten Auflage entrückt worden war und nur „lose“ auflag.

Ähnliche Gesetzmäßigkeit wie die angeführten Versuche zeigt auch Textabb. 11, in der auch einige Versuchsergebnisse Prof. Ammanns und Dr. Gruenewaldts in der bereits oben gewählten Form dargestellt sind, und zwar ohne Berücksichtigung der Reibung zwischen Seitenflächen und Bettung. Ammanns Versuche sind besonders deshalb von großer Bedeutung, weil er ganz beträchtliche Auflasten anwendete und nur bei solchen den Grenzreibungsbeiwert $\sim 1,0$ erhielt. Es muß allerdings bemerkt werden, daß die erwähnten Versuche sich auf Querverschiebung des Oberbaues K in voller Bettung beziehen. Aber das an-

geführte Gesetz: $f = \varphi(s, N)$ läßt sich auch dort genau verfolgen (Organ 1929, S. 471).

Es läßt sich somit zusammenfassen:

Der Reibungsbeiwert ist veränderlich und kann für die Ruhe in Granitsteinschlag von 4 bis 6 cm Korn und bei lose aufgelegter Schwelle etwa zu 0,63 angenommen werden. Nach 2 mm Längsverschiebung wächst er auf rund 1,4 und nach 4 mm Längsverschiebung auf rund 2,0. Er wächst nach 20 bis 60 mm Verschiebung bis zu einem Größtwert, fällt aber auch mitunter zurück. Größere Belastung drückt den Reibungsbeiwert herab. Unterster Grenzwert des gleich bleibenden Reibungsbeiwertes dürfte 0,9 bis 1,0 sein. Bei großer Auflast, und zwar bis 2000 kg auf eine Schwelle kann der Reibungsbeiwert der Ruhe rechnermäßig auch auf 0,2 bis 0,3 sinken.

Die angeführten Angaben erscheinen beim ersten Blick etwas widerspruchsvoll, zumal der Reibungsbeiwert zwischen Stein und Holz normalerweise 0,4 bis 0,6 ist; es muß jedoch daran erinnert werden, daß es sich bei den Angaben nicht um einen einfachen Reibungsvorgang handelt, sondern um ganz zusammengesetzte Verhältnisse und Vorgänge. Diese rechnermäßig zu verfolgen ist heute unmöglich und es genügt auch, gewisse Handhaben zu gewinnen, die bei Oberbaukalkulationen zu brauchbaren Ergebnissen führen.

Wenn auch vorläufig auf eine strengere Untersuchung des Schwellenverschiebungsvorganges verzichtet wird, muß doch die Vermutung erwähnt werden, daß die den Reibungsbeiwert vermindernde Wirkung der Auflast (eine eigentlich schädliche Wirkung, die unter Umständen auch mit zur Ursache von Richtungsfehlern werden kann) um so mehr abnimmt, je besser und dichter das Gefüge der Bettung ist. Je loser nämlich das Gefüge der Bettung unter der Schwelle ist, desto weniger Reibung wird hervorgerufen. Die Schwelle unter Auflast nimmt nämlich die oberste Schicht Schotter wegen teilweiser Einkerbung sozusagen mit und es entstehen bloß gewisse Verschiebungen in der Bettung unter der Schwelle, was auch den kleinen Reibungswert erklärt.

Die Tragfähigkeit der Bettung, die Senkung oder Hebung der verschobenen Schwelle, die Kantenfestigkeit, die Lagerung und der Porenanteil der Bettung, die lose und damit teilweise labile oder die feste Lagerung der Schwelle, ihr Alter, ihre Festigkeit nicht zuletzt ihre Form beeinflussen alle den Reibungsbeiwert.

Um sozusagen Grenzwerte abzutasten, wurden folgende vier Verschiebungsversuche vorgenommen: Verschiebung zweier Gleisjoche

- mit Holzschnellen in Steinschlag (Versuch 16 α),
- mit Holzschnellen in Grusbettung (Versuch 16 β),
- mit Eisenbetonschnellen in Steinschlag (Versuch 17 α),
- mit Eisenbetonschnellen in Grusbettung (Versuch 17 β).

Zusammengehörige Werte bei Versuch 16 β : 0 mm 120 kg, 1 mm 207 kg, 2 mm 298 kg, 4 mm 496 kg, 10 mm 610 kg, gleichmäßige Bewegung 700 kg. Bei Versuch 17 α : 0 mm 130 kg, 1 mm 282 kg, 2 mm 478 kg, 4 mm 608 kg, 10 mm 760 kg, gleichmäßige Bewegung 984 kg. Bei Versuch 17 β : 0 mm 428 kg, 1 mm 572 kg, 2 mm 648 kg, 4 mm 730 kg, 10 mm 880 kg, gleichmäßige Bewegung 1100 kg. Zu bemerken ist, daß der benützte Grus stark sandig war und die Schienenabbindung durch Schwellenschrauben erfolgte. Die Schwellenentfernung war im Durchschnitt 85 cm.

Um Vergleiche anstellen zu können, bezeichnen wir den Verschiebungswiderstand einer Schwelle mit R und führen die Verhältniszahlen $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ derart ein, daß

$$\begin{aligned}
 R_{(\text{Betonschwelle, Grusbettung})} &= \alpha R_{(\text{Beton, Steinschlag})} \\
 R_{(\text{Holz, Grus})} &= \beta R_{(\text{Holz, Stein})} \\
 R_{(\text{Holz, Stein})} &= \gamma R_{(\text{Beton, Stein})} \\
 R_{(\text{Holz, Grus})} &= \delta R_{(\text{Beton, Grus})} \text{ sei.}
 \end{aligned}$$

In Zusammenstellung I sind die Werte der Verhältniszahlen eingetragen.

Zusammenstellung I.

Bei einer Verschiebung von	α	β	γ	δ
0 mm	0,3	0,24	1,16	0,925
1 „	0,49	0,375	0,97	0,73
2 „	0,73	0,49	0,93	0,62
4 „	0,83	(0,70)	(0,87)	0,82
10 „	0,86	(0,86)	(0,80)	0,80
∞ „	0,895	1,03	0,62	0,71
Durchschnittswert bei 1 bis 10 mm	0,73	0,60	0,90	0,74

Es kann somit behauptet werden, daß bei dem besprochenen Versuch die gebrauchte und an der Unterkante bereits stark aufgerauhte, 240 kg schwere Eisenbetonschwelle einen um 11 bis 35% größeren Verschiebungswiderstand aufwies als eine gewöhnliche Holzschwelle. Festgestellt wurde auch, daß der Höchstwert der Überlegenheit der Betonschwelle sich bei der feinkörnigen Bettung geltend machte.

Weiter zeigte sich, daß die Steinschlagbettung den Widerstand einer sandigen Grusbettung bei Verwendung von Eisenbetonschwellen um 37% und bei Verwendung von Holzschwellen um 67% übertrifft.

Der Verschiebungswiderstand einer Schwelle läßt sich folgendermaßen ausdrücken: $R = fN + H$, wo N die Normalkraft an der Schwellenunterkante und H den Widerstand der Bettung auf die vordringende Seitenfläche der Schwelle bedeutet. Der Beiwert f ist, wie dargelegt, eine Funktion des Verschiebungsweges und der Normalkraft selbst. H ist ebenfalls keine Konstante, sondern hauptsächlich abhängig von der Größe und der geeigneten oder lotrechten Stellung der vordringenden Seitenfläche der Schwelle, vom Verschiebungsweg, dem Porenanteil und dem Böschungswinkel des Bettungsstoffes. Nässe, Verschlämmung und Schwellenentfernung wirken in zweiter Reihe auf die Größe von H ein.

Stellt man Versuche so an, daß R, f und N bekannt sind und daß H gleich bleibt oder ihr Änderungsverhältnis bekannt ist, so liefern die Gleichungen $R_1 = f_1 N_1 + H$ und $R_2 = f_2 N_2 + H$ auch eine Möglichkeit zur Errechnung von f und H. Man ermittelte z. B. aus einem Vorversuch den Reibungsbeiwert einer Holzschwelle bei 1 und 2 mm Verschiebung und berechnete nach den Angaben des Versuchs $16\alpha H$ zu 396 kg und H zu 404 kg. Da bei Versuch 17 β Eisenbetonschwelle mit fast gleich großer Seitenfläche in derselben Bettung auf 1 und 2 mm verschoben wurde, ergibt sich nach obigem für den Reibungsbeiwert oder besser Widerstandsbeiwert der 240 kg schweren gebrauchten Eisenbetonschwelle auf Steinschlag zu 0,6 bei 1 mm Verschiebung und zu 0,825 bei 2 mm Verschiebung, freilich bei frischer Bettung, unterkrampfter Schwelle und nicht befahrenem Gleise.

Im Betriebsgleise wurden bisher nur zwei Schwellenverschiebungsversuche angestellt. Diese bestätigten die Vermutung, daß im Betriebsgleise mit höheren Widerstandswerten zu rechnen ist als im Versuchsgleise.

Es wurde eine hydraulische Presse zwischen zwei Schwellen eingelegt und die drei hinteren Schwellen miteinander zur Aufnahme des Pressendruckes versteift. Die zu verschiebende Holzschwelle lag gut auf und wurde in der Mitte von der Presse gedrückt. Der Bettungsstoff unter der Schwelle war sandiger Steinschlag und zwei Jahre alt. In den Schwellen-

koffern lag verschmutzter Steinschlag mit z. T. übergroßer Körnung von 6 bis 8 cm. Die Schwellenschrauben wurden gelöst, die Schwellenentfernung betrug 70 cm.

Bis 900 kg Druck bewegte sich die Schwelle nicht, aber nach 5 Minuten trat von selbst eine Verschiebung von $\frac{1,0 + 0,75}{2} = 0,8$ mm ein, wobei auch der Druck auf 800 kg zurückfiel. Zusammengehörige Werte (Versuch 31):

kg: 1200 1400 1800 2000 2400 3000 3400 4000 4200
mm: 1,25 1,65 V 2,75 4,0 5,5 7,2 12,0 V
(V bedeutet: Verschiebt gleichmäßig.)

In derselben Bettung wurde auch eine andere ebensolche Schwelle den gleichen Drücken ausgesetzt, nur wurde auch der Einfluß der Betriebslast beobachtet (Versuch 32).

Zusammengehörige Werte:

kg: 600 800 1000 1200
mm: 0 0,5 0,75 0,85

Bei 1200 kg Druck wurden zwei Lokomotiven mit 20 Wagen mit einer Geschwindigkeit 10 km/Std. über der Schwelle bewegt, wobei der Druck auf die Schwelle sich — wie vom Manometer der Presse abzulesen war — unter der Lokomotive vorübergehend auf 1800 kg stieg. Da dies vom Wälzen der Schwelle herrührt, kann man sich einen Begriff über die Größe der beim Kippen der Schwellen wirkenden Seiten- und Kantenkräfte bilden. Nach dem letzten Rad war der Druck auf 800 kg gesunken, da die Schwelle sich von 0,85 mm auf 1,2 mm weitergeschoben hatte.

Hierauf wurde der Güterzugsteil wieder über die Schwelle gelassen, was aber diesmal schon keinen Druckfall oder Ausweichen mehr zur Folge hatte. Der höchste Druck der Presse unter der Lokomotive war diesmal nur 1600 kg.

Weitere zusammengehörige Werte bei Steigerung des Druckes waren: 1200 kg 1,5 mm, 1600 kg 2 mm, 1800 kg 2,2 mm.

Ein bei diesem ansehnlichen Drucke über die Schwelle fahrender Lastzug bewirkte dann den einen Endabfall des Pressendruckes auf 1100 kg.

Wichtig war die Beobachtung, daß bei 1200 kg schon die nächstfolgende Schwelle sich, wenn auch wenig, mitbewegte; bei 1800 kg bewegten sich ein oder zwei Steine dicht vor der zweitnächst folgenden Schwelle.

Es wirkten somit gegen die Verschiebung einer Schwelle fast zwei Schwellenfächer, während bei der Verschiebung eines Gleisjoches auf eine Schwelle immer nur ein Schwellenkoffer zu rechnen ist. Dies ist ein Fall, der untersucht werden muß, wenn von Gleiswiderstand die Rede ist. Auch werden bei Gleisverschiebungsversuchen durchschnittliche Widerstände sowohl gut aufliegender wie auch z. T. hohl liegender Schwellen erhalten, während bei den angeführten, hohe Verschiebungswiderstände liefernden zwei letzten Versuchen es sich nur um vorzüglich aufliegende Schwellen handelte. Zuletzt muß auch noch bemerkt werden, daß bei der Verschiebung einer einzigen, gut unterkrampften Schwelle eine hemmende Reibung zwischen Schwelle und Unterlegplatte oder Schiene eintritt, was bei einem verschobenen Gleisjoch nicht der Fall ist. Verschiebt sich ein ganzes Gleisjoch, so hebt es sich auch; bei der einzelnen Schwelle konnte dieser widerstandsvermindernde Einfluß auch nicht eintreten. Man bekommt so den Eindruck, daß in einem Betriebsgleise der Widerstand nicht viel über dem Widerstand liegen kann, den man aus dem Versuchsgleise gewinnt. Arbeitet man mit diesen Werten, so leistet man der Sicherheit Vorschub.

Will man aber die relative Wanderung einzelner Schwellen oder den Widerstand der einzelnen Schwellen gegen vereinzelt angebrachte Wanderschutzmittel untersuchen, so gewinnen die Versuche 31 und 32 ausschlaggebende Bedeutung.

Zusammenstellung II.
Widerstände gegen Längsverschiebung (kg auf eine Schwelle).

Ver- such Nr.	Beschreibung des Versuches	Ver- schie- bung mm	Druck auf einen Schw. kg	Bemerkung	Ver- such Nr.	Beschreibung des Versuches	Ver- schie- bung mm	Druck auf einen Schw. kg	Bemerkung		
9 a	Holzschwelle (250 × 15 × 25) in Granit (3 bis 6 cm) Rippenplatten. k = 84 cm gewöhn- lich unterkrampft	0	300	Im Durchschnitte von 24,0 m Gleis berechnet	15	Wie 9 a, aber statt unterkrampft, bloß mit der Gabel unter- stopft	0	120			
		1	330				1	176			
		2	366				2	234			
		4	434				4	348			
		10	640								
Prof. Ammann u. Dr. Gruene- waldt	K Oberbau (260 × 16 × 25)	—	348—521	Aus der Verschie- bung von 45 m Gleis berechnet	14 γ	Nach Versuch 14 a wurde ausgeräumt und ohne Unter- krampen verschoben	0	110			
							1	162			
14 a	Wie 9 a, nur 8 Monate abgelagertes Gleis	0	318		14 δ	Nach 14 β ausgeräumt	0	100			
		1	636				1	180			
		2	800				2	260			
		4	880				4	338			
		10	910								
14 β	Wie 14 a, nur mit Schwellenschrauben und Randplatten	0	300		14 ε	Ausgeräumte, nicht unterstopfte Schwellen, mit 1 kg auf 1 cm Gleis belastet	0	160	Nach Versuch 14 γ		
		1	460				1	266			
		2	620				2	344			
		4	732				4	360			
		10	852				10	430			
16 a	Randplatten, Schwellenschrauben vor dem Verschieben angezogen und Schwellen kurz vor dem Versuche gut unterkrampft	0	500		31 32	Verschiebung von Schwellen auf der Strecke	Nicht maßgebende Werte für den Verschiebungswiderstand. (Siehe Text.)				
		1	552				16 β	Holzschwellen in sandigem Grus		0	120
		2	603							1	207
9 β 9 γ 9 δ	Wiederholte Ver- schiebungen und Widerstand nach 20 bis 40 mm. Verschiebung siehe im Text						2	298			
							4	496			
							10	610			
							∞	700			
17 β	Eisenbetonschwellen von 240 kg Gewicht in Grusbettung	0	428		17 a	Eisenbetonschwellen von 240 kg Gewicht in Steinschlag	0	130			
		1	572				1	282			
		2	648				2	478			
		4	730				4	608			
		10	880				10	760			
		∞	1100								

Untersucht man die Weiterleitung des Horizontalschubes durch ein längeres Gleisstück, z. B. 60 m, so zeigen die abgeleiteten Widerstandswerte ähnliche Größenordnung wie die angegebenen, aber die Streuung ist größer. Es stellt sich eigentlich das Mittel von Widerständen für größere Bewegungen (in der Versuchsanordnung vor den drückenden Pressen) und geringeren Bewegungen ein (bei den passiven, spannungsanzeigenden Pressen am anderen Ende). Besonders bei hohen Drücken kann der Druckunterschied der aktiven und passiven Pressen nicht mehr als normaler Längswiderstand der Bettung angesehen werden, da das Gleis bei solchen Drücken nur mehr noch an einigen Stellen aufliegt. Zusammengehörige Werte an aktiven, druckausübenden und passiven Pressen sind in den Abb. 1 b bis f, 2 a, 3 a, Taf. 12 aufzufinden.

II. Widerstand gegen Querverschiebung.

Prof. Ammann und Dr. Gruenewaldt fanden für den Oberbau K auf Holzschwellen 800 kg auf 1 m Gleis, wobei 200 kg auf den Widerstand der Bettung vor den Schwellen-

köpfen zurückzuführen waren*). Das bedeutet 520 kg Widerstand einer Schwelle, wobei die Normalkraft auf der Unterkante ungefähr 188 kg war. Auf den Widerstand eines Schwellenkopfes entfallen davon 130 kg bei der benützten Porphyrbettung. Dies sind aber nur Werte, die erst nach einer Verschiebung von 10 bis 40 mm auftreten. Da die Verwerfungsgefahr schon im Keime erstickt werden muß, sind die Widerstandswerte der Querverschiebung schon für die ersten Millimeter von nicht minderer Bedeutung. Nach den vorbildlichen Versuchen der genannten Forscher lassen sich für eine deutsche Normalschwelle mit rund 188 kg Normalkraft bei Querverschiebung ungefähr folgende zusammengehörige Werte feststellen: 0 mm 370 kg, 1 mm 390 kg, 2 mm 420 kg, 4 mm 442 kg, 10 mm 500 kg. Bei einer Auflast von 940 kg auf einer Schwelle treten ein: 0 mm 390 kg, 1 mm 625 kg, 2 mm 750 kg, 4 mm 900 kg, 10 mm 1130 kg.

*) Bei Oberbau B auf Eisenschwellen fanden sie sowohl für Quer- als für Längsverschiebung 1200 kg (Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1929, S. 473).

Bei einer Auflast von 1880 kg einer Schwelle: 0 mm 645 kg, 1 mm 1060 kg, 2 mm 1260 kg, 4 mm 1408 kg, 10 mm 1640 kg, 50 mm 2265 kg. Bei Eisenschwellen war im großen Durchschnitt der Widerstand um 30% größer.

In Mórógy wurden auch einige Querverschiebungsversuche angestellt. Es wurde dabei ein 12 m langes Gleisjoch mit 13 Schwellen (Geoplaten, Normaldruck ebenfalls etwa 188 kg) durch drei hydraulische Pressen von der Seite her verschoben.

Zusammenstellung III.

Widerstände gegen Querverschiebung.

Versuch Nr.	Beschreibung des Versuches	Ver-schiebung mm	Druck auf eine Schwelle kg
5 a	Wie 9 a (Zusammenstellung II), aber Querverschiebung eines Joches von 12,0 m	1,5	323
		7,5	462
5 β	Wie 5 a, aber auch die Bettung um den Schwellen herum gestampft	1	323
		2	462
		∞	600
6 a	Verschiebung zweier einzelner Schwellen, unterkrampft	2	400
		7,5	500
		50	600
6 β	Wie 6 a, aber in gestampfter Bettung	1	400
		2,6	500
		18	600
6 γ	Schwelle mit einer Auflast von 400 kg	0	500
		2,5	700
		13	800
		22	1000
		∞	1150
Prof. Ammann Dr. Gruenewaldt	Deutsche Normalschwelle	0—10	370—500

Die Kräfte wirkten vermöge einer guten Ausspreizung gleichzeitig auf beide Schienen. Ergebnis: 1,5 mm Verschiebung 323 kg Schwellenwiderstand, 7,5 mm 462 kg (Versuch 5 a). Es wurde dann das zurückgezogene Gleisjoch wieder gut unterkrampft und um die Schwellenköpfe herum gut festgestampft. Zusammengehörige Werte: 1,0 mm 323 kg, 2,0 mm 462 kg, beständige Verschiebung bei 600 kg auf eine Schwelle (Versuch 5 β). Um einen leichten Vergleich mit den Ammannschen Ergebnissen anstellen zu können, haben wir in Textabb. 12 die Ergebnisse der drei Versuche dargestellt. Die vorzügliche Wirkung des Stampfens springt klar in die Augen. Die Schwelle erreicht in der gestampften Bettung schon nach 2 mm Verschiebung jenen Widerstand, den die bloß unterkrampfte Schwelle nach 7,5 mm Verschiebung aufweist. Bei Verschiebung des Joches auf 7,5 mm erhob es sich im Mittel um 4,5 mm, maximal um 7,0 mm.

Weiter wurden zwei Holzschwellen bei abgenommenen Unterlegplatten quer zur Gleisachse gleichzeitig verschoben. Der Widerstand einer Schwelle ergab sich hieraus bei 2 mm Verschiebung zu 400 kg, bei 7,5 mm zu 500 kg. 600 kg Widerstand wurde erst nach einem Verschiebungsweg von 50 mm erreicht (Versuch 6 a).

Dasselbe in gestampfter Bettung: 1 mm 400 kg, 2,6 mm 500 kg, 18 mm 600 kg (Versuch 6 β).

Die Schwelle mit einer Auflast von 400 kg ergab: 0 mm 500 kg, 2,5 mm 700 kg, 13 mm 800 kg, 22 mm 1000 kg, 1150 verschiebt beständig (Versuch 6 γ).

Dieser Versuch zeigt wieder, daß der Reibungswinkel an der Schwellenunterkante mit der Belastungsgröße im umgekehrten Verhältnis steht.

Der Verschiebungswiderstand läßt sich bei Querverschiebung praktisch wie folgt darstellen: $R = fN + K + S$, wo K den Schwellenkopfwiderstand und S den Seitenreibungswiderstand der Schwelle bedeutet. K, S und f sind abhängig von der Verschiebungsgröße, f noch von N, und K, S von den Schwellenabmessungen und dem Reibungswinkel zwischen Holz und Stein.

Prof. de Vries Broekman gibt in seiner fesselnden Studie „Knikvastheid van het Spoor“ (Delft 1913) eine theoretische Berechnung des Schwellenwiderstandes gegen Querverschiebung. Er kommt zu niedrigen Werten, so zu 150 kg bei einem Böschungswinkel von 35°, Reibungswinkel Holz-Stein 20° oder bei rauherer Bettung mit 45° Böschungswinkel und Reibungswinkel Holz-Stein 25° zu 278 kg pro Schwelle. Es handelte sich noch dazu um eine 16 cm hohe Schwelle mit 5 cm hoher Verfüllschicht. Die Rechnung liefert den Anfangswiderstand. Die Unsicherheit und Veränderlichkeit der Reibungsziffer zwischen Schwelle und Bettung ist in der theoretischen Behandlung der entscheidende Punkt.

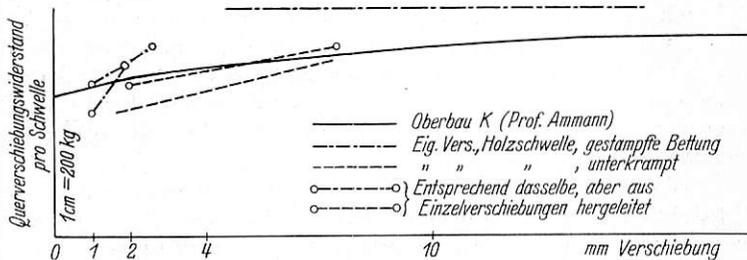


Abb. 12.

Bei der Reibung der Seitenflächen kann φ_1 als ziemlich konstant angenommen werden. Es ist somit ziemlich zuverlässig nach Prof. Broekman errechenbar, daß S sich nur in mäßigen Grenzen etwa zwischen 12 bis 24 kg auf eine Schwelle bewegt. Dabei ist die normale Komponente des „Erddrucks“ der Bettung auf die Seitenflächen $x \cdot \text{tg } \varphi_1$.

Bei dem Kopfwiderstand K der Schwelle kann φ_2 mit ziemlicher Annäherung wieder als konstant betrachtet werden, und so errechnet sich nach Prof. Broekman für K ein Bereich von 60 bis 200 kg auf eine Schwelle von 26 cm Breite, wobei der höhere Wert für Steinschlag gilt. Die Reibung an der Unterkante setzt Prof. Broekman einfach mit 0,7 N an, bei rauherer Bettung mit 1,0. Wir sahen aber, daß dieser Reibungsbeiwert nicht nur von der Verschiebungsgröße, sondern bei demselben Oberbau auch von der Belastung abhängt.

Den Widerstand einer Schwelle gegen Längsverschiebung kann man nach Prof. Broekman mit kleineren Vernachlässigungen wie folgt darstellen:

$$R = N \text{tg } \varphi + \frac{L}{2} \gamma h^2 \frac{\cos^2 \varphi_1}{\cos^2 (\varphi + \varphi_1)} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \varphi_1) \sin \varphi}{\cos \varphi_1}} \right\}^2$$

wo L die Schwellenlänge, h die Höhe, φ den Böschungswinkel, und γ das Gewicht von 1 cm³ Bettungsstoff, rund 0,0017 kg, bedeutet.

Legt man eine 2,5 m lange Schwelle zugrunde, so liefert der zweite Anteil für den Widerstand der Bettung im Schwellenkoffer bei 16 cm Schwellenhöhe 426 kg für Schotter und 1320 kg für Steinschlag, bei 15 cm Höhe der Schwelle 375 bzw. 1160 kg Widerstand. Die Werte sind offenbar zu hoch, doch ist die Formel $\gamma L h^2 f (\varphi_1, \varphi)$ an sich lehrreich.

Wichtig sind noch zwei weitere Ergebnisse der Rechnung v. Broekmans. Er findet, daß die gegen eine Verschiebung der Schwelle wirkende, für einen negativen Erddruck in Betracht kommende Bettungsmenge über einer Ebene liegt, die um 16° (für $\varphi = 35^\circ$) oder um 10° (für $\varphi = 45^\circ$) zur Waagerechten geneigt ist, woraus folgt, daß auf den Bettungswiderstand im Falle einer 15 cm hohen Schwelle solche Bettungsteile, die bei Reinschlag weiter als 52 cm bzw. 85 cm von der Schwellendruckfläche entfernt liegen, keinen Einfluß mehr haben. Diese Betrachtung kann für die Bemessung der Bettungsbreite und bei gewissen Oberbauarten auch für die Schwellenteilung von Nutzen sein.

Da der passive Erddruck der gedrückten Bettung mit der Normalen der Schwellenfläche den Winkel φ_1 bildet, so hat dieser eine nach aufwärts gerichtete lotrechte Komponente von der Größe:

$$\frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\cos \varphi_1}{\cos^2 (\varphi + \varphi_1)} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \varphi_1) \sin \varphi}{\cos \varphi_1}} \right\}^2 \sin \varphi \quad \text{kg}$$

je cm der Schwellenfläche. Diese Kraft kann recht bedeutend sein. Rechnungsmäßig ergibt sie sich für $h = 15$, $l = 260$, $\varphi = 45$, $\varphi_1 = 25^\circ$ zu 560 kg. Die bei fast allen Verschiebungsversuchen*) auftretende Erhebung des Gleises ist also zum großen Teil auf diese Kraft zurückzuführen. Wenn auch wälzende Bewegungen und Unterkeilung von Steinen manches erklären, so wäre doch diese hartnäckige und schädliche Erscheinung ohne Annahme der erwähnten Kraft ein Rätsel.

Die Größenordnung dieser schädlichen Kraft liegt rechnermäßig zwischen 140 und 560 kg je Schwelle. Ihr kann daher bei den üblichen Oberbauausführungen durch Vergrößerung des Eigengewichtes kaum mit Sicherheit entgegengetreten werden.

Wichtig ist aber, daß sie nur dort auftreten kann, wo tatsächlich Verschiebungen stattfanden, also z. B. in den „atmenden“ Teilen von Langschienen. In dem bewegungslosen Mittelteile einer Langschiene wird diese aufrührerische Kraft niemals wach, was einen weiteren Grund darstellt, als Endziel oberbautechnischer Entwicklung das fugenlose Gleis anzustreben.

III. Gleisverwerfung.

a) Allgemeines.

Die Verminderung des Lückenbestandes erzeugt in einem Gleis bei zunehmender Temperatur innere Spannungen. Der Höchstwert dieser Spannungen ist ($\alpha E t$), wo t die Temperaturdifferenz zwischen der gemessenen und jener Temperatur bedeutet, bei der sich die Lücke in dem von innerer Reibung frei gedachten Gleise schließen würde. Das ist jene Temperatur, die man nach dem früheren Vorgehen aus einer bei t^0 Temperatur ausgeteilten oder eingelegten Lücke h_i zu $\left(t + \frac{h_i}{\alpha l} \right)$ berechnen kann. Sie stellt die tabellenmäßige Schließtemperatur dar, die um so mehr von der wirklichen abweicht, je größer der innere Widerstand des Gleises ist**).

Maßgebend für den inneren Widerstand sind:

- a) die größte Reibungskraft zwischen Schiene und Unterlegplatte,
- b) die größte Reibungskraft zwischen Unterlegplatte und Schwelle,
- c) der größte Widerstand der Ruhe bei der Längsverschiebung einer Schwelle und der veränderliche Widerstand der Bewegung derselben.
- d) der Höchstwert der Laschenreibung.

Die Laschenreibung bildet in der Praxis die größte Unsicherheit, da sie von 2000 bis 40000 kg reichen kann je

*) So auch bei Prof. Ammanns Versuchen.

***) Siehe Verfassers Aufsatz in der „Gleistechnik“ 1932, Heft 1 und 1931, Heft 18, 19.

nach Laschenart, Anzugsmoment der Laschenschrauben, Verrostung usw. Dudley berichtete dem internationalen Eisenbahnkongreß im Jahre 1900 von einem amerikanischen Gleis, in dem sich die Lücken laut ständiger Beobachtung jahrelang nach dem Verlegen nicht änderten. Das Gleis hätte somit ebensogut zusammengeschweißt werden können.

Bei gutem Oberbau und sorgfältiger Gleispflege kann man allerdings mit geringeren Grenzspannen rechnen, für zeitgemäßen schwereren Oberbau und Laschen mit vier Bolzenschrauben auf 10000 bis 20000 kg. Nach einiger Zeit aber wird man im Durchschnitt nur mehr 8, 10 oder 12 t annehmen dürfen. Über diesen Gegenstand findet man in der neueren Literatur eingehende Untersuchungen und auch zahlenmäßige Angaben bei Prof. Ammann und Baurat Wattmann.

Nach Kenntnis des inneren Widerstandes kann man sich der Wärmebewegung und den Wärmespannungsverhältnissen eines vorliegenden Gleises unterrichten*).

Es ist auch leicht zu errechnen, wann die Höchstspannung $\alpha E t$ auftritt und in welchem Teil der Langschiene oder auch der Kurzschiene, wenn die Schienenwanderung an ihnen die Lücken verminderte.

Bezeichnet man die Fläche der Schiene mit $F \text{ cm}^2$, so ist die in der Hitze auftretende Druckspannung die Ursache einer Längskraft ($\alpha E F t$), die mitsamt der Längskraft, die im anderen Strange entsteht, das Gleis in lotrechter oder waagerechter Richtung auszuknicken versucht. Gegen eine solche Verwerfung wirkt in lotrechter Richtung außer dem auf die horizontale Schwerpunktsachse bezogenen Trägheitsmoment der Schienen fast nur noch das leicht zu ermittelnde Gewicht des Gleises, während in waagerechter Richtung außer dem auf die lotrechte Achse bezogenen Trägheitsmoment der Schienen noch der bereits oben untersuchte Querverschiebungswiderstand und die Rahmensteifigkeit wirken.

Um sich von dieser Rahmensteifigkeit ein Bild zu verschaffen, wurden folgende zwei Versuche vorgenommen:

α) Ein Gleisjoch (12 m lang, 42,8 kg/m Schiene, altbrauchbar, 14 Schwellen. Steinschlagbettung mit 3,4 m oberer Breite, mit Buchholzunterlegplatten, deren Klemmschrauben mit 1500 kg/cm Moment angespannt waren) wurde durch eine horizontale Querkraft in der Bettung verschoben. Der Kraftaufwand und die Verschiebungen sind aus Textabb. 13 ersichtlich; die Form des eingebuchteten Gleisjoches bei 6,4 t Druck und die bleibende Gestaltsänderung nach einem Druck von 7,6 t sind in Textabb. 14 dargestellt.

Da der Pressendruck in der Mitte des Joches angriff und die Berührende in diesem Punkt nach der Verschiebung zur ursprünglichen Gleisachse gleichgerichtet war, kann man die Hälfte des Joches als einen eingespannten Freitragler betrachten, der mit 3,2 t Bettungswiderstand belastet ist. Die folgende Berechnung bezweckt den ungefähren Wert der zusammengesetzten Steifigkeit festzustellen.

Die Verteilung des Bettungswiderstandes läßt sich nach dem vorhergehendem aus dem Verschiebungsweg darstellen. Man kann die Belastung des Kragträgers als aus einer gleichmäßigen Belastung $P = 2660 \text{ kg}$ und einer Dreiecksbelastung $P = 540 \text{ kg}$ zusammengesetzt denken. Als Länge des Kragträgers kann man aber nicht die halbe Jochlänge annehmen, da sich wegen der Steifigkeit des Trägers dessen Ende desselben in entgegengesetzter Richtung bewegte, und zwar um rund 60 cm. Da hier eine entgegengesetzte Auflast auftritt, die offenbar ein Gegengewicht haben muß, so kann man als die Länge des ungestört wirkenden Kragträgers ungefähr

*) Wattmann, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1928, Heft 10; 1929, Heft 17; 1930, Heft 8; 1931, Heft 6. — Nemcsek, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1928, Heft 16; 1931, Heft 8. — Ammann und Dr. Gruenewaldt, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1929, Heft 14, 22 usw. — Spangenberg, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1929, Heft 14.

6,0 — 2,06 = 4,80 m ansehen. Dieselbe Länge erhält man auch, wenn man die gefundene elastische Linie des Kragträgers im Verschiebungsbild in Richtung a bis b bis zur Abszissenachse verlängert.

Nach dieser Korrektur rechnet man aus der Einbiegung der elastischen Linie des Kragträgers das Trägheitsmoment des zusammengesetzten rahmensteifen Trägers des Gleisjoches. Aus $\frac{P_1}{EI} \frac{l^3}{8} + \frac{P_2}{EI} \frac{l^3}{15} = 4,8$ erhalten wir $EI = 8545 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$, bzw. $I = 3970 \text{ cm}^4$, wenn E konstant, und zu 2150000 kg/cm^2 angenommen wird.

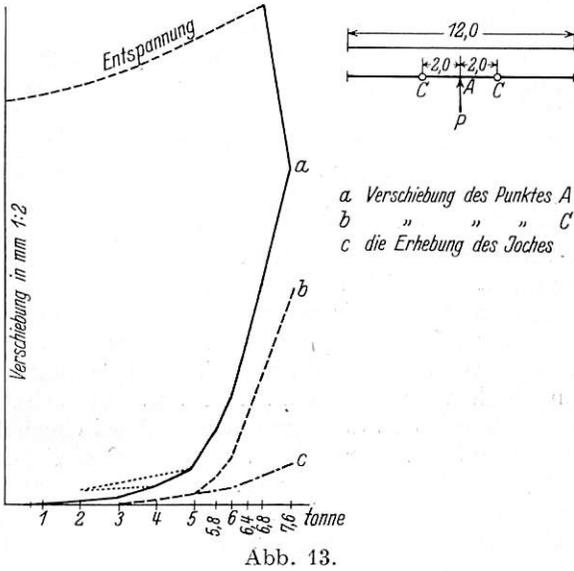


Abb. 13.

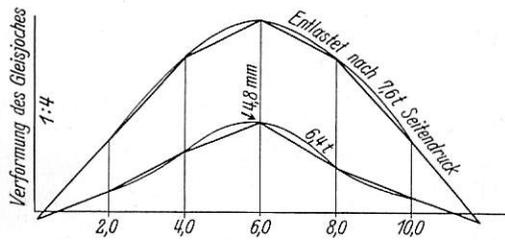


Abb. 14.

Um dieses Ergebnis zu bestätigen, berechne man noch zwei bezeichnende Punkte der elastischen Linie mit Hilfe des gefundenen EI. Es ist für den Belastungsfall mit $\frac{x}{l} = \varrho$

$$y = \frac{l^3}{6EI} \left[\left(P_1 + \frac{P_2}{2} \right) \varrho - \frac{P_1}{4} \varrho^4 - \frac{P_2}{10} \varrho^5 \right]$$

Für $x = 0,8 = 2,0 \text{ m}$ Abstand vom Schienenende erhält man $y = 1,06 \text{ cm}$ und für $x = 2,80 \text{ m}$ oder $2,0 \text{ m}$ Abstand von Schienenmitte wird $y = 3,53 \text{ cm}$. Die gemessenen Werte waren $1,0 \text{ cm}$ und $3,2 \text{ cm}$.

β) Ein ebenso gestaltetes Gleisjoch wurde dann auf zwei Böcken an den Enden aufgehängt. Die Durchbiegungslänge unter dem eigenen Gewicht von 2500 kg war $11,6 \text{ m}$. Die Durchbiegungslinie ist auf Textabb. 15 dargestellt.

Aus dem Durchhänge $f = 8,5 = \frac{5 P l^3}{384 EI}$ bekommt man $I = 2790 \text{ cm}^4$. Zur Begründung, daß wir jetzt einen um 30% niedrigeren Wert bekommen haben, dient nicht nur der Umstand, daß die Rahmensteifigkeit auch von der Formänderung abhängt, sondern auch der Umstand, daß der schwere Rahmen während des Aufstellers und Hebens wahrscheinlich auch unbotmäßigen Beanspruchungen ausgesetzt war. Dies erscheint auch deshalb wahrscheinlich, weil eine weitere Einzelkraft von 86 kg , in der Mitte des Joches angebracht, nur eine weitere

Durchbiegung von 3 mm verursachte, woraus man schon auf $I = 4330 \text{ cm}^4$ schließen könnte.

Bei größeren Durchbiegungen von 40 bis 90 mm kann somit selbst bei 88 cm Schwellenteilung und nicht scharf angezogenen Klemmplatenschrauben das Gleisjoch als ein Träger aufgefaßt werden, dessen Trägheitsmoment gegen Seitendrucke ungefähr achtmal größer ist als das wirksame, auf die lotrechte Achse bezogene Trägheitsmoment der beiden Schienen. Das bedeutet immerhin nur ungefähr 7% vom Trägheitsmoment eines Gleisjoches, dessen Schienen mit den Querschwellen starr verbunden sind.

Auf derselben Abbildung ist auch der Einfluß zu ersehen, den das stufenweise Nachlassen der Klemmplatenschrauben ergab [Senkungsbilder $\gamma, \delta, \epsilon, \eta$]*.

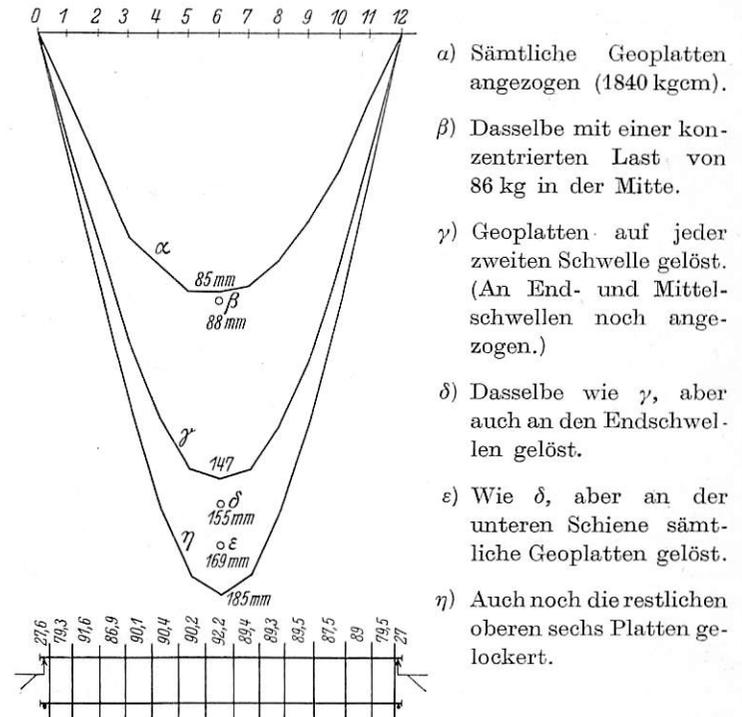


Abb. 15. Durchbiegung eines an den Enden aufgehängten Gleisjoches in lotrechter Ebene (14 Schwellen, $p = 204 \text{ kg/m}$).

Zum Vergleich wurde eine ähnliche Schiene auf die Kante gelegt und die Biegungskurve gemessen. Bezeichnend ist, daß der Durchgang, der bloß durch das Eigengewicht von 486 kg belasteten, gekanteten Schiene 162 mm betrug, während die durch das ganze Gleisjoch von 2500 kg belastete Schiene mit Rippenplattenbefestigung sich bloß um 85 mm durchbog.

Der abgeleitete Wert $I = 3600 \text{ cm}^4$ gilt aber nur bei einer Durchbiegung von 8 bis 9 cm und es ist zu vermuten, daß die Rahmenwirkung bei einer Einbiegung von 1 bis 2 bis 4 cm bedeutend kleiner sein muß. — Entsprechende Versuche wären wünschenswert.

Zu vermerken ist noch, daß nach Lösen aller Klemmplatenschrauben der Rippenplatten das aufgehängte Gleisjoch von $12,0 \text{ m}$ Länge sich nur $18,5 \text{ cm}$ durchbog, weil sich die Rippen der Rippenplatten einem weiteren Durchbiegen erfolgreich entgegengesetzten. Dies muß dann in Betracht gezogen werden, wenn man aus einer versuchsweise hervorgerufenen oder aus einer beobachteten Gleisverwerfung auf das Kräftespiel schließen will. Bei Verwerfungen, die unter höheren Drücken zustande kamen, sprengten sogar die Rahmenwirkungsreaktionen durch die Rippenplatenschrauben einige Holzschwellen.

*) Siehe auch Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1932, S. 115, Prof. Ammann und Dr. Gruenewaldt.

b) Künstlich hervorgerufene Gleisverwerfungen.

Da die königlich ungarischen Staatsbahnen hauptsächlich altbrauchbare Schienen verschweißten, und zwar auf Nebenbahnen, so schien es von besonderer Wichtigkeit künstliche Verwerfungen in erster Reihe gerade auf solchen Oberbauformen mit alten Schienen und größeren Schwellenentfernungen hervorzurufen und zu untersuchen. Die Wärmedehnung wurde durch Pressendrucke erzeugt. Bisher sind folgende Versuche gemacht worden (siehe auch Zusammenstellung IV).

Zusammenstellung IV.
Gleisverwerfungen.

60 m Prüfstand, Granitsteinschlag, Schwellenabstand 84 cm.

Lfd. Nr.	Schienen- gewicht	Getrennte Befestigung, Geoplaten	Randplatten	Holzschwellen	Beton- schwellen	Ausgebettet	Volle Bettung	Höchste Achskraft auf eine Schiene in Tonnen	Wie erfolgte die Verwerfung?	Bemerkung
	kg/m									
1	42,8	1	—	1	—	1	—	53,5	Seitwärts	Mit 1,16 kg/Gleis/cm belastet
2	42,8	1	—	1	—	—	1	86	Aufwärts	
3	42,8	1	—	1	—	—	1	96,6	Seitwärts	
4	42,8	—	1	1	—	—	1	75,5	„	
5	42,8	—	1	1	—	1	—	43,4	„	
6	42,8	—	1	—	1	—	1	107	„	
7	34,5	—	1	1	—	1	—	40	„	
8	34,5	—	1	1	—	—	1	60	„	

1. Gleisverwerfung in einer bis zur Schwellenunterkante glatt ausgeräumten Bettung (Geoplaten, 12 m lange alte Schienen von 42,8 kg/m Neugewicht, 14 Schwellen im Joch, schwebende Stöße, Laschen mit sechs Schrauben, Granitsteinschlag von 4 bis 6 cm Korngröße).

Der Druck auf das 60 m lange Versuchsgleis wurde nur durch zwei Pressen ausgeübt. Die Pressen am nicht gedrückten Ende zeigten durch Manometer den durch den Längsverschiebungswiderstand verminderten Längsdruck an.

Aus Abb. 1a bis g, Taf. 12 ist ersichtlich, daß die Längsverschiebungswiderstände der beiden Schienenstränge bei niedrigen Längsdrücken voneinander bedeutend abweichen können. Bei höheren Längskräften scheint der Einfluß zufälliger Ursachen nicht mehr maßgebend zu sein.

Die Verwerfung erfolgte bei ausgeräumter Bettung unter einem Pressendruck von 53,5 t auf jeden Schienenstrang plötzlich seitwärts, vor den drückenden Pressen, wo die Längskraft durch den Bettungswiderstand am wenigsten geschwächt war. Abb. 1a bis g, Taf. 12 zeigt die bei verschiedenen Drücken gemessenen Formänderungen des Gleises als Wölbungen und Seitenverschiebungen.

2. Gleisverwerfung in mäßig gestampfter Bettung, sonst wie bei 1.

Nach den Versuchen wurden immer nur die am ärgsten hergenommenen Schienen ausgewechselt. Schienen, die nur kleine, mitunter auch bleibende Formänderungen erlitten hatten, wurden weiter benützt, wodurch allerdings die benützten Schienen in bezug auf Richtung und innere Spannungslosigkeit immer minderwertiger wurden. Als verhältnismäßig fehlerfreisten können die Schienen der Verwerfungsversuche 1, 7, 2, 5, 8 gelten. Die mehrmalige Verwendung der Schienen entsprang nicht nur wirtschaftlichen Rücksichten, sondern hauptsächlich dem Bestreben, die Versuche unter so ungünstigen Umständen zu unternehmen, daß sie in der Wirklichkeit nicht wohl übertroffen werden können. Hätte man die Versuche mit immer anderen altbrauchbaren oder gar mit neuen Schienen

ausgeführt, so hätte man gewiß höhere Verwerfungsdrücke erhalten. Auch die Herstellung des Gleises durfte nicht mit größerer Sorgsamkeit vorgenommen werden, wie dies bei Nebenbahnen im allgemeinen üblich ist.

Die Verwerfung trat bei einem Druck von 86 t je Schienenstrang ein, nachdem dieser Druck wegen den Aufmessungsarbeiten schon ungefähr 15 bis 20 Minuten gehalten worden war. Die Verwerfung erfolgte so, daß das Gleis auf der Stelle, wo seine durch den Druck allmählich entstandene Wölbung mit 4 cm am größten war, sich vor den aktiven Pressen plötzlich um 2 bis 3 cm erhob, um dann sofort S-förmig seitwärts zu schnellen.

Seitenverschiebungen haben sich erst nach 26,8 t Druck gezeigt, aber weiter als 17 m Entfernung von der drückenden Presse zeigten sich selbst bei 86 t Pressendruck keine Seitenverschiebungen mehr. Die größte Seitenverschiebung bei 75 t war nur 5 mm. Das Knirschen der Steine begann schon bei 10 t Druck vor den aktiven Pressen, um bei wachsendem Druck immer weiter gegen das andere Ende vorzudringen. Die Formänderungen sind in Abb. 2a bis c, Taf. 12 dargestellt.

3. Verwerfung eines belasteten Gleises in unterkrampter Bettung (sonst wie bei Verwerfungsversuch 1). Die Belastung war 1,16 kg auf 1 cm Gleis, wodurch das Gewicht des Gleises ungefähr dem eines Gleises mit Eisenbetonschwellen nahe kam. Die Richtungsverhältnisse wurden absichtlich ziemlich schlecht gehalten, auch waren die Schwellen teilweise nicht unterkrampt. Dennoch trat die Verwerfung erst bei einem Längsdruck von 96,6 t ein. Der Druck wurde mit allen vier Pressen ausgeübt, und die Verwerfung erfolgte ohne besondere Erhebung seitwärts, als alle vier Enden des Stranges ungefähr 10 Minuten unter einem Druck von 96,6 t gestanden hatten. Zum Vergleich sei angeführt, daß in dem verwendeten Oberbau bei lückenloser Verlegung bei 10° C auch im Hochsommer durch eine Schienenwärme von 60° C keine größere Längskraft entstehen kann, als 60 bis 64 t je Schienenstrang.

Die der Verwerfung vorangehenden Formänderungen waren auffallend gering (s. Abb. 3a bis c, Taf. 12).

4. Verwerfung eines Gleises in Steinschlagbettung (wie oben 12,0 m Schienen, 14 Schwellen 250 × 20 × 15 im Gleisrahmen, aber nicht getrennte Schienenbefestigung, sondern vier Schwellenschrauben in jeder Schwelle). Die gebrauchten Schienen wiesen in eingebautem Zustand waagerechte Pfeilhöhen von 5 bis 11 mm auf. In der Höhenlage waren Fehler von 8 bis 16 mm vorhanden. Die Verwerfung erfolgte trotzdem erst bei 75,5 t Pressendruck je Schienenende und zwar seitwärts, nach geringer Erhebung. Die während des Drückens entstandenen Verformungen waren verhältnismäßig gering: 22 mm Wölbung und 4 mm Seitenverschiebung bei 71 t Druck je Schienenende.

Die Verformung zeigt Abb. 4a bis c, Taf. 12.

5. Verwerfung eines Gleises bei ungetrennter Befestigung mit Schwellenschrauben auf ausgeräumter Bettung (sonst wie im vorigen Versuch, aber Schwellen mit der Schottergabel gut unterstopft).

Diesmal wurden die Wasserpressen nur am einen Ende angetrieben. Die Verwerfung erfolgte, als ihr Druck 43,4 t je Schienenstrang war. Dies war der einzige Fall, wo die Verwerfung nicht vor den Pressen, sondern in der Mitte des Versuchsgleises entstand. Auch waren die Formänderungen schon unter geringen Drücken ganz ansehnlich (s. Abb. 5a bis c, Taf. 12).

6. Verwerfung eines Probegleises mit Eisenbetonschwellen in unterkrampter Bettung. 12 m lange altgebrauchte Schienen, 17 Stück gebrauchte, 240 kg schwere Eisenbetonschwellen je Gleisrahmen mit Schwellenschraubenbefestigung. Das Gleis war schon zwei Wochen vor dem Versuche fertiggestellt. Die Höhenlage des Gleises war ziemlich gut, nur an einer Stelle

war auf 4 m Länge eine Erhöhung von 4 mm vorhanden. Die Schienen waren aber in der Ebene zum größten Teil verbogen, auf 6 m langen Sehnen waren 6 bis 7 mm Pfeilhöhen zu messen. Die Formänderungen während des Druckes und die Verwerfungswelle sind in Abb. 8a bis d, Taf. 12 dargestellt. Die Verwerfung erfolgte bei einem Drucke von 107 t je Schienenstrangende seitwärts, ohne vorangehende besondere Erhebung.

7. Verwerfung eines Gleises aus gebrauchten Schienen von 34,5 kg Metergewicht: auf den Gleisrahmen von 12,0 m Länge fielen 14 Stück Holzschwellen 250 × 15 × 20, ungetrennte Schienenbefestigung mit Schwellenschrauben, die Bettung war ausgeräumt, Richtungsverhältnisse gut, schwach unterkrampft. Verwerfung seitwärts bei einem Druck von 40 t je Schienenstrang (über Formänderungen siehe Abb. 6 a bis d, Taf. 12).

8. Wie beim vorhergehenden Versuche, bloß bei eingebettetem Gleis mit Steinschlagbettung. Sechs Wochen vor dem Versuche wurde das Gleis schwach unterkrampft und mit einem Tagewerk gestampft. Der Druck wurde nur mit zwei Pressen ausgeübt. Als die aktiven Pressen die Drücke 40, 44, 53, 60 t leisteten, konnten an den gegenüberliegenden passiven Pressen die Drücke 11, 16, 21, 24 t festgestellt werden. Dicht vor den tätigen Pressen waren Lagefehler von 6 mm in beiden Ebenen vorhanden. Die Verwerfung erfolgte bei 60 t Druck seitwärts. Ob der Verwerfung eine kleine Erhebung unmittelbar vorging, konnte bei diesem Versuche leider nicht einwandfrei festgestellt werden (Abb. 7a bis d, Taf. 12). Über die Theorie der Gleisverwerfung siehe: Dr. Gruenewaldt, Organ 1931, H. 4, H. 13. Nemsek, Organ 1931, H. 16. Bloch, Organ 1932, H. 9. v. Sanden, Organ 1932, H. 19.

Zu bemerken ist noch, daß jene Theorien die nützlichsten sind, welche ein Gleichgewicht zu errechnen gestatten, das noch vor Eintritt von gefährlichen Lageänderungen (1 bis 3 cm) besteht.

Anhang.

Widerstand der Spannplatten.

Die königlich ungarischen Staatsbahnen erachteten es bei der Wahl einer Unterlegplatte mit getrennter Befestigung als eine der Hauptforderungen, daß der Widerstand, den die Schiene beim Herausziehen aus der festgeschraubten Unterlegplatte in Richtung ihrer Achse findet, eine ausreichende Größe habe. Dieser Widerstand ist besonders bei den längeren Schienen und bei ausgesprochenen Langschienen von Bedeutung, ebenso auch auf Strecken mit Schienenwanderung.

Der nutzbare Widerstand der Unterlegplatte ist allerdings nur so groß wie der Widerstand der Schwelle in der Bettung gegen Verschieben. Dieser schwankt bei ungefrorenem Bette nach unseren Messungen zwischen 200 und 600 kg auf eine Halbschwelle. Auch eine minderwertige Spannplatte besitzt einen solchen Widerstand. Anders aber liegen die Verhältnisse bei Temperaturen unterhalb 0° C. Außerdem ist auch klar, daß eine Platte, die 2500 kg Widerstand leistet, bei demselben

hochspannenden Federringe längere Zeit zum Auflockern bis zum Widerstand 600 kg braucht, als eine Platte mit dem Ursprungswiderstand von nur 1000 kg.

Die Versuche wurden auf einer Kettzereißmaschine unseres Laboratoriums derart ausgeführt, daß die verschiedenen Unterlegplatten waagrecht festgehalten wurden, während ein durch die Platte festgehaltenes Schienenstück durch eine am Manometer meßbare Längskraft herausgezogen wurde. Hierbei wurde darauf geachtet, daß das unvermeidliche Einspannmoment gering bleibe. Das Ablesen erfolgte bei der ersten Bewegung der Schiene, nach welcher die Spannung gewöhnlich um 5 bis 15% abnimmt, um dann ziemlich gleichmäßig zu bleiben. Die Beschaffenheit der Fläche des Schienenfußes (Rost, oder durch öfteres Herausziehen geglättet) spielte nur eine geringe Rolle.

Das Anziehungsmoment wurde durch ein geprüftes Dynamometer festgestellt, die Zahlen sind Durchschnittswerte aus wenigstens vier Messungen.

Wenn die Schrauben der Klemmplatten mit einem Anziehungsmoment von 2300 kg cm angezogen waren, was etwa dem festen Anziehen auf freier Strecke entspricht, war der Widerstand bei der

	kg	Größter und kleinster Wert kg
Buchholzplatte	3250	3800 — 2750
Holländischer Stuhl (neu)	2500	3000 — 2100
Derselbe, abgenützte Platte	2000	1600 — 2200
Rippenlose Spannplatte der Österreichischen Bundesbahnen, ältere Ausführung, abgenutzt	2120	2900 — 1550
Dieselbe, mit eingezwängten Pappelholzplättchen	2400	— —
Dieselbe, neuere Ausführung	2530	2750 — 2000
Hakenplatte der Südbahn	3250	4600 — 2250
Dieselbe, mit abgenützter Klemmplatte, schon ohne Keilwirkung	1500	1700 — 1400
Máv. Platte 504 C	2500	2700 — 2200
Dieselbe, ohne Holzzwischenlage	2050	2100 — 1800
Máv. Einrippenplatte	3530	4200 — 2200

Bei einem Anziehungsmoment von 3220 kgcm:

Holländischer Stuhl, benütztes Stück . . .	3500 kg
Bundesbahnen	3600 „
Buchholz	4000 „

Bei einem Anziehungsmoment von 3680 kgcm ist bei einer neuen holländischen Platte ein Widerstand zwischen 4500 bis 5500 kg, im Mittel 5000 kg aufgetreten, bei einer guten Hakenplatte der Südbahn Donau—Save—Adria sogar 6000 kg. Natürlich litten die Schraubengewinde bei so starkem Anziehen.

Zwei Stück fest eingeschraubte Schwellenschrauben in Hartholzschwelle erweckten 1300 kg, drei Schrauben 1900 kg Ausziehewiderstand der Schiene.

Der Selbstspannoberbau.

Ein weiterer Schritt zum durchgehend geschweißten Gleis.

Von Reichsbahnoberrat Dr. Ing. Bäsel, München.

In Heft 35 der Zeitung des Vereins mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen vom vorhergehenden Jahrgang hat Saller mit Nachdruck auf die großen Ersparnisse hingewiesen, die sich durch eine Beseitigung der Schienenstöße erreichen ließen. Etwa 60% aller Gleisunterhaltungskosten sind auf Rechnung des Schienenstoßes zu setzen. Schon diese eine Erwägung allein könnte uns dazu bestimmen,

so schnell als möglich den Schritt zum durchgehend geschweißten Gleis zu wagen. Hinzu kommt noch die größere Annehmlichkeit der durch die Schweißung entstehenden glatten Fahrbahn für den Reisenden, ein Vorzug der, neben der Schonung der Wagen und Laufwerke, im heutigen Abwehrkampf der Eisenbahn gegen das Auto ebenfalls von nicht zu unterschätzender Bedeutung ist. Für die künftigen aus-

gesprochenen Leichtfahrzeuge wird wohl das durchgehend geschweißte Gleis Voraussetzung sein. Sonst laufen sie zu unruhig. Eine Fahrt über den Semmering in dem Austro-Daimler-Wagen zeigt das sehr deutlich.

Die Frage ist, wie man beim durchgehend geschweißten Gleis die Knickgefahr als Folge der Wärmespannungen beseitigt. Ein Teilschritt zu diesem Ziele ist sicherlich die Einbettung des Oberbaues (Einschotterung), die Saller in dem genannten Aufsatz vorschlägt. Diesem Vorschlag ist durchaus zuzustimmen. Nach Messungen, die dem Verfasser von privater Seite mitgeteilt wurden, ergibt sich hierbei eine Verringerung der Maximaltemperatur der Schiene von etwa 10 Grad. Das macht bei den in unseren Gegenden zu erwartenden Höchsttemperaturen immerhin schon eine Herabsetzung der Spannungen um etwa 30 v. H. aus. Hinzu kommt die Erschwerung des Ausknickens durch die auf der Schiene ruhende Auflast.

Man muß Saller weiterhin darin zustimmen, wenn er für einen Oberbau, der derart eingeschottert werden soll, die Forderung aufstellt, daß die Befestigungsmittel keiner Wartung bedürfen, daß also jede Befestigungsart, die Schrauben verwendet, auszuscheiden hat. Er stellt aus diesem Grunde insbesondere den Rüpingschen BlattfederOberbau zur Erörterung.

Saller hat genaueres über diesen Oberbau im Organ 1932, Heft 12 veröffentlicht. Man kann hieraus entnehmen, daß die Erfahrungen, die man mit diesem Oberbau bezüglich seiner Unterhaltung gemacht hat, sehr gut sind und daß dieser Oberbau auch sehr befriedigt hat in bezug auf seine Wanderfestigkeit.

Wanderfestigkeit des Oberbaues ist aber eine Grundforderung für das durchgehend geschweißte Gleis, gleichgültig, ob es eingeschottert ist oder nicht. Während beim gewöhnlichen Gleis die Schienenlücken eine einfache sichere Feststellung gestatten, ob das Gleis gewandert ist oder nicht, fehlt uns diese einfache Prüfung beim durchgehend geschweißten Gleis, also gerade da, wo die Sicherheit des Betriebes in entscheidender Weise von der Nichtwanderung des Gleises abhängt. Die Druckspannungen, die in die Schienen durch Wanderung hineinkommen, überlagern sich den Temperaturspannungen; sie machen alle Vorausberechnungen über die Knicksicherheit hinfällig. Es ist auffallend, daß in den bisherigen theoretischen und praktischen Darlegungen über die Knickfrage auf die Wichtigkeit dieses Punktes nicht hingewiesen worden ist, denn er drängt sich ohne weiteres auf. Auch in dem angeregten Meinungsaustausch, die der Sallerse Aufsatz erfreulicherweise ausgelöst hat, wird auf diesen Punkt nicht eingegangen.

Dabei ist aber die Gefahr, daß der Oberbau zum Wandern kommt, durchaus nicht zu unterschätzen. Nehmen wir einmal den Fall, daß ein Gleis auf einem Damm während einer längeren Witterungsperiode regelmäßig in der Sonne liegt, während es in dem unmittelbar anschließenden Einschnitt kühl bleibt. Nun wird in dem Gleis auch noch regelmäßig gebremst. Der Gleisteil auf dem Damm steht unter Druck, der im Einschnitt zieht vielleicht sogar etwas. Die darüber rollenden Züge zwingen der Schiene die leichte Wellenbewegung auf, die an sich schon schiebend wirkt, hinzu kommt der Bremschub.

Nehmen wir nun ein solches Gleis, bei dem durch besondere Umstände, vielleicht während langer Zeiträume ein Schieben stattgefunden hat, dann ist sein Werkstoff im Einschnitt verdichtet und entspricht nicht mehr dem Zustande, der bei der Berechnung vorausgesetzt war.

Wenn jetzt diese verdichteten Stellen erwärmt werden, z. B. weil die Sonne höher steigt und in den betreffenden Einschnitt hineinbrennt, und die Wärme sich wegen schlechter

Lüftung dort speichert, so treten hier Spannungszustände auf, die alle Regelverhältnisse übertreffen.

Es ist klar, daß wir von vornherein derartig ungünstige Verhältnisse ins Auge fassen müssen, wenn wir sicher gehen wollen und sicher gehen müssen wir, denn ein einziger Fehlschlag könnte uns in der angestrebten Entwicklung um Jahrzehnte zurückwerfen. Man könnte daran denken, durch besondere Merkzeichen am Gleis, deren Lage z. B. gegenüber eingerammten Pfählen vom Streckengeher zu kontrollieren wäre, wenigstens den Gefahrezustand kenntlich zu machen. Es bleibt aber dann immer noch der Nachteil einer besonderen zusätzlichen Beobachtung, sowie der weitere Nachteil, daß man aus dem gewanderten Gleis mit einfachen Mitteln (Einschneiden an einer Stelle) die Wanderspannungen nicht leicht entfernen kann.

Man wird aus diesem Grunde die Frage aufwerfen, ob es nicht möglich ist, die offenbar guten Eigenschaften des Rüpingschen Oberbaues hinsichtlich ihrer Sicherheit noch zu verbessern. Dies scheint dem Verfasser in der Tat möglich. Die Beanspruchung des Federmaterials beim Rüpings-Oberbau beträgt nach dem Bericht von Saller etwa 13200 kg/cm². Diese Beanspruchung ist für hochwertigeren vergüteten Automobilfederstahl noch zulässig und insofern bieten die günstigen Versuchsergebnisse hinsichtlich des Nichterlahmens der Federn keine besondere Überraschung. Allein man muß bei der Bewertung der Versuche bedenken, daß man hier — mit Recht — ausgesuchtes Material verwendet hat. Bei Massenerlieferungen wird man immer damit rechnen müssen, daß einmal Fehler in der Materialbehandlung unterlaufen. Die Folge wird sein, daß bei Verwendung des Oberbaues in großem Umfang schließlich doch die eine oder andere Strecke erlahmte Federn zeigt. Mit dieser Gefahrenquelle ist von vornherein nicht mehr zu rechnen, wenn man die Beanspruchung des Federstahls niedriger hält. Der Vorschlag des Verfassers für einen FederOberbau*) zeigt, daß es möglich ist, die Beanspruchung des Federstahls auf etwa den halben Wert zu senken, wobei obendrein die verwendeten Teile einfachere Walz- und Preßformen erhalten.

Allein dies ist nicht der einzige Weg, der uns über den Rüpingschen Oberbau noch hinausführt.

Sowohl beim Rüpingschen Oberbau wie beim BrillenfederOberbau des Verfassers hängt die Sicherheit gegen Wandern ab von den Reibungskräften, die der Federdruck hervorruft. Es ist noch nicht sicher, ob nicht irgendwo einmal Öl, das beim Einbau oder nachträglich zwischen die spannenden Teile gelangt, Anlaß zu Versagern gibt. Sicherer als diese reibungsschlüssige Verbindung ist jedenfalls eine formschlüssige Verbindung zwischen Schiene und Schwelle.

Daß die Schwelle selbst zum Wandern kommt, ist nach den Versuchen so gut wie ausgeschlossen; es würde sich auch eine derartige Wanderung der Schwellen selbst bei eingeschottertem Gleis bemerkbar machen, da es sich hier immerhin um Beträge von sichtbarer Größe handelt.

Zur Herstellung einer derartigen Verbindung zwischen Schiene und Schwelle stehen uns verschiedene Wege offen. Ein Weg wäre das Schweißen. Eine Studie von Professor Bloss aus der letzten Zeit bewegt sich in dieser Richtung. Sie sucht nach Wegen, um die unleugbaren Schwierigkeiten und Gefahren des Schweißens ohne zu große Kosten auf ein unschädliches Maß herabzusetzen. So nahe dieser Weg liegt, so kann doch wohl beim heutigen Stand der Schweißtechnik noch nichts über den endgültigen Erfolg vorausgesagt werden. Wir müssen gleichzeitig auch noch andere Wege verfolgen, namentlich wenn sie von den Gefahren des Schweißens frei sind.

*) Veröffentlicht im „Org. Fortsch. Eisenbahnwes.“ 1932, Heft 1 „Neue Zielrichtungen im Oberbau“.

In dieser Richtung zielt der vom Verfasser und seinem Mitarbeiter Ingenieur Dietrich entwickelte Selbstspann-
oberbau, der nachstehend beschrieben werden soll. Es wurden
je ein Feld der drei verschiedenen Ausführungsformen im
Juli 1932 auf ein Güterhauptgleis bei München verlegt. Wenn
man nach einem halben Jahr Liegezeit auch noch nichts Ent-
scheidendes sagen kann, so ist doch der Eindruck sehr gut;
es scheint durchaus nicht ausgeschlossen, daß der Oberbau die
an ihn gestellte Forderung auf die Dauer erfüllt.

Grundlegend für den Entwurf dieses Oberbaues war der
Gedanke, Schiene und Schwelle mit Hilfe der großen Kräfte
selbst, die die Fahrzeuge auf die Schiene ausüben, unver-
schieblich zu verbinden. Die Schiene wird, wie Abb. 1 zeigt,
beim Einbau schräg zwischen zwei Backen, die aus der Unter-
lagsplatte oder Schwellendecke herauswachsen, eingesetzt und
durch ein Wälzstück, dessen radiale Ausdehnung etwas zu groß
ist, in Stützstellung gebracht. Das Gleis, dessen beide Schienen
in dieser Weise nach der Spurseite gekippt sind, wird durch
ein stark belastetes Hilfsfahrzeug im wörtlichen Sinne einge-
fahren. Es geschieht in der Weise, daß gleichzeitig mit der
senkrechten Belastung der Schienen nachstellbare Druckrollen
am Hilfswagen einen erheblichen Spurdruk erzeugen. Die

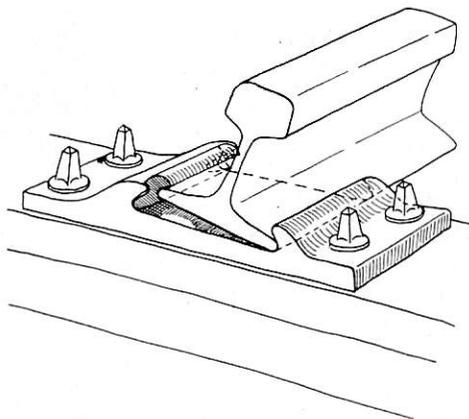


Abb. 1. Selbstspann-
oberbau, Schiene und Wälzstück zum Ein-
pressen vorbereitet.

Schienen setzen sich dabei bis auf eine gewisse Grundstellung,
die Schienenkopfflanken sind fast auf das volle Spurmaß aus-
einandergegangen. Beim weiteren betriebsmäßigen Befahren
des Gleises kommen die Schienen unter wachsender Ein-
spannung in ihre endgültige Lage. Schon bei dem ersten Vor-
walzen werden die Wälzstücke, da diese zusammen mit der
Schiene ein Sprengwerk bilden, mit großer Gewalt in den
Schwellen- und Schienenwerkstoff eingedrückt. Wenn man
das Wälzstück aus hartem Stoff macht und riffelt, kann
man im Gegensatz zu allen bekannten Befestigungsmitteln
erreichen, daß sich Schiene und Schwelle formschlüssig ohne
den geringsten Spielraum miteinander verbinden, und nach
der alten Regel „Ohne Spiel auch kein Verschleiß“ wäre man
zu der Erwartung berechtigt, daß niemals Spiel auftreten
kann. Man dürfte hoffen, daß mehr noch als bei dem früher*)
beschriebenen belgischen Keiloberbau, miteinander durch Ver-
rostung zu einem untrennbaren Gefüge verwachsen.

Man könnte einwenden, daß eine so feste Verbindung
zwischen Schiene und Schwelle gar nicht erwünscht sei.
Es gibt hier zwei Theorien im Oberbau. Die eine wünscht
möglichst feste Verbindung, die andere möglichste Lockerheit.
Namentlich in Amerika befolgt man diesen zweiten Grund-
satz. Die Schwelle soll ruhig liegen, die Schiene darf auf
ihr tanzen und, natürlich, dann auch wandern. Der zweite
Grundsatz ist bei unserer Bestrebung nicht zu brauchen,

*) a. a. O.

außerdem ist die Begründung fadenscheinig. Wenn die
Schwelle mit der Schiene fest verbunden ist, ist sie allerdings
gezwungen, die kleinen Wellenbewegungen der Schiene mitzu-
machen, und dabei drückt sie sich zuerst mit der vorderen
Kante, sodann mit der hinteren Kante etwas mehr in die
Bettung ein; der Druck der Schwelle auf die Bettung ist
also nicht gleichmäßig, sondern schwankt. Aber bei den
geringen Verbiegungen der Schiene ist das Maß, um das es
sich hier handelt, ungleich geringer als die Einsenkungen,
die die Schwelle überhaupt unter dem rollenden Rade vor-
zunehmen gezwungen ist. Es handelt sich also weiter un-
gar nichts, als daß eine entstehende Grundpressung während
des Darüberrollens des Rades etwas variiert. Von einem
Lockerwerden oder Reiten der Schwelle auf ihrem Bettungs-
körper kann nicht die Rede sein. Jedenfalls sind auch bei
solchen Oberbauarten, z. B. beim belgischen Keiloberbau,
keine Nachteile bekannt geworden.

Eine Schiene, die sich in der vorbeschriebenen Weise in
die Schwelle hineingewalzt oder auch hineingefressen hat,
würde zwar in dieser Lage vollkommen starr mit ihr ver-
bunden sein, sie könnte aber immer noch Bewegungen nach
oben ausführen, wozu sie ja vom darüberrollenden Rade ver-
anlaßt wird, und bei denen sie sich von ihrem Bett genau so
gut, indem sie eine Schräglage annimmt, herausheben könnte,
wie sie hineingekommen ist. Dann würde die Verbindung mit
der Zeit doch locker werden. Das muß verhindert werden.
Deshalb wird nachträglich zwischen die Nase der Backe und
das Wälzstück ein Keil eingeschlagen. Der Keil ist aber in
ungleich günstigerer Lage als beim reinen Keiloberbau. Hier
muß er den Wanderschub selbst aufnehmen, und wenn dieser
in der Richtung des dickeren Keilendes geht, wird der Keil sich
leicht lockern. Sind die Fälle auch bei den vorhandenen Keil-
oberbauformen selten, so kommen sie doch vor und im ein-
geschotterten Gleis, das nicht mehr beobachtet werden kann,
und wo auch die Steine auf die Keile hämmern, müssen wir
diese Gefahr, solange wir nichts Näheres wissen, noch mehr
fürchten. Bei dem Selbstspann-
oberbau nimmt das Wälzstück
an seiner Riffelung den Wanderschub allein auf und der Keil
ist nur zusätzlich. Tatsächlich scheint bei den verlegten
Schienefeldern das Festhalten vollkommen zu sein.

Es wurden versuchsweise drei Formen ausgebildet. Bei
der ersten rechneten wir damit, daß es im Laufe der Zeit
gelingen wird, die Schienen wenigstens an den Stellen, wo sie
mit den Schwellen verbunden werden, wenn auch nicht beim
Walzen, so doch durch ein nachträgliches, nicht kostspieliges
Arbeitsverfahren auf ein genaues Maß zu bringen.

Die Schienen werden unmittelbar im Anschluß an das
Walzen durch Schleifen der Fußkanten auf genaues Maß
gebracht. Die Öffnung zwischen den warm hergestellten
Backen der Unterlagsplatten oder Eisenschwellen läßt sich
durch nachträgliches Durchziehen einer Räumnadel ebenfalls
leicht auf genaues Maß bringen. Es konnte festgestellt werden,
daß diese Nacharbeit im Anschluß an den letzten Walzgang
ohne bedeutende Kosten möglich ist.

Abb. 2 zeigt die erste Form. Die inneren Begrenzungen
der Backen und des Schienenfußes sind prismatisch und haben
genaues Maß. Das Wälzstück wird eingelegt und die Schiene
eingedrückt. Zum Verschluß dient ein Keil. Bei dem Versuch
war es noch ein Doppelkeil, um an der Keilanlage die pris-
matische Form beizubehalten.

Die Länge der Wälzstücke war ursprünglich bei der ge-
zeichneten Ausführungsform 8 cm und soll künftig 14 cm
werden. Man erreicht hierdurch, wie weiter unten noch näher
ausgeführt ist, eine bedeutende, dabei sehr einfache und billige
Erhöhung der Seitensteifigkeit der Gleise. Die Abb. 3, 4 und 5
zeigen Aufsicht und Querschnitt durch die verspannten
Teile. Die Abb. 5 soll veranschaulichen, wie der weiche Werk-

stoff bei seiner Verdrängung durch die harten Zähne des Wälzstückes die Zahnücken ausfüllt und vollendeten Formschluß gewährleistet.

Um auch versuchsweise die gebräuchlichen Schienen zu verwenden, bei denen also mit den üblichen Walztoleranzen zu rechnen ist, wurden zwei weitere Formen des Oberbaues ausgebildet; eine für eine Schiene mit abgerundeter Fußkante und eine für die bei uns übliche Schiene mit gerader Kante.

Abb. 6 zeigt eine dieser Ausführungsformen in perspektivischem Schnitt, bei denen allerdings die Länge des Wälzstückes auf 8 cm beschränkt werden muß.

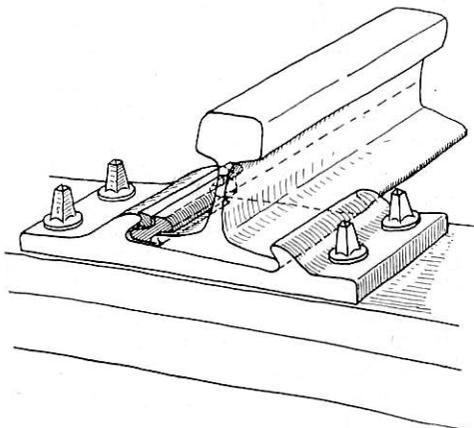


Abb. 2. Eingepreßter Selbstspannobarbau für nachgearbeitete Schienen und Schwellen.

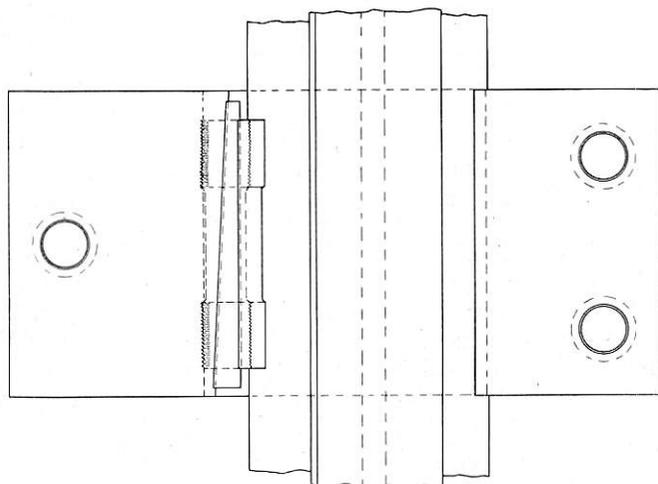


Abb. 3. Aufsicht auf den eingepreßten Oberbau für nachgearbeitete Schienen und Schwellen bzw. Platten.

Die Backe hat zum Ausgleich der Toleranzen einen Anlauf 1:10. Da das Wälzstück um eine schräg verlaufende Kante nicht richtig drehen kann, ist ihm ein Ausgleichkeil beigegeben, der aber in wälzbarer, lagerichtiger Verbindung mit dem Wälzstück auf der Baustelle angeliefert wird, so daß ein falsches Einsetzen und ein Verschieben der beiden Teile gegeneinander unmöglich ist. Dieser Ausgleichkeil hat, ebenso wie das Wälzstück an der Berührungsstelle mit dem Schienenfuß und der Schwelle geriffelte Flächen, die sich in den weichen Schienen- und Schwellenwerkstoff eindrücken und den Formschluß herbeiführen. Zur Verschlusssicherung dient ein einfacher Keil mit der Neigung 1:20.

Die dritte Form ist der vorstehenden ganz ähnlich, nur mit dem Unterschied, daß die Schiene mit einer geraden Flanke arbeitet. Die innere Kante des Schienenfußes stützt sich hier gegen ein Wälzstück ab, das statt der Hohlkehle mehr die Form eines Wälzsegmentes hat. Ausgleichkeil und Wälz-

stück drehen um eine Schneide des Ausgleichkeiles. Die berührende Fläche ist zwar dabei sehr klein, doch sind die Drücke bei diesen vergüteten Stücken durchaus zulässig.

Die Herstellung der Verschlussstücke aus hartem Stahl im großen macht keine Schwierigkeiten. Sie können in weichem Zustand mit genügend genauem Maß teils gezogen, teils gedrückt werden, teilweise sogar auf kaltem Wege. Nach dieser Verformung erfolgt die gemeinsame Vergütung in größeren Glüh- und Härteöfen.

Bei den Versuchen wurden die Schienen schon im Werk auf die Platten aufgepreßt und so auf der Baustelle angeliefert. Erst dort wurden die Platten mit den Schwellen verschraubt. Es sollte vor allem durch Versuche festgestellt werden, ob der

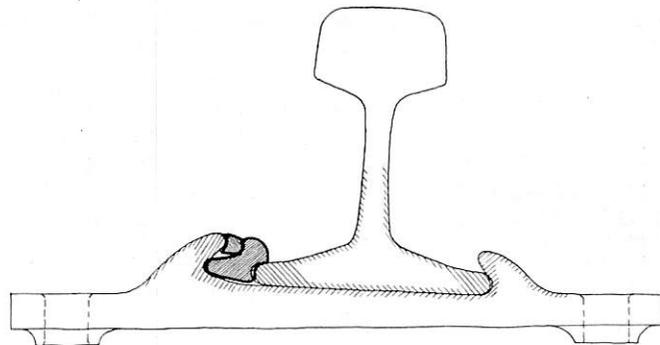


Abb. 4. Querschnitt durch die Verschlussteile.

einmal richtig hergestellte Verschluss auch wirklich dauernd erhalten bleibt. Wie man dann später beim Einbau auf der Strecke für das richtige Zustandekommen des Verschlusses sorgt, ist eine zweite Frage, die besonders behandelt werden

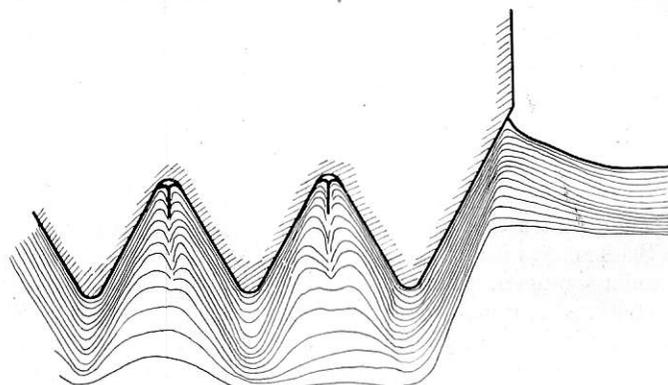


Abb. 5. Entstehung des Formschlusses beim Einpressen des geriffelten Wälzstückes.

soll. Die Abb. 7 zeigt ein Bild des verlegten Oberbaues im Güterhauptgleis.

Der Oberbau dürfte nicht teuer werden. Zum Verschluss dienen nur zwei Stücke. Die Schwelle umspannt den Schienenfuß gerade so viel, als nötig ist. Denn wir brauchen doch eigentlich gar nicht mehr, als auf den Schienenfuß von der Seite und etwas von oben eine feste Verspannung auszuüben. Es genügt dabei, wenn die Befestigungsteile nur wenig in die Höhe ragen, ein Gedanke, der schon dem gewöhnlichen Keiloberbau zugrunde liegt. Alles, was sich darüber hinaus bewegt, ist Kraftumweg und verllorener Werkstoff, eine Empfindung, die man beim Oberbau K besonders stark hat. Die Backen sind mit der Unterlagsplatte ein Walzprofil und können nach dem Abschneiden vom Walzstab durch Nachpressen billig hergestellt werden. Die Preßgenauigkeit genügt vollständig, da die Räumnadel hinterher durchgeht. Bei der Eisenschwelle können die niedrigen Backen leicht aus der Schwellendecke

herausgepreßt werden. Darüber liegen schon umfangreiche Erfahrungen bei den Walzwerken für ähnliche Zwecke vor (Keiloberbau).

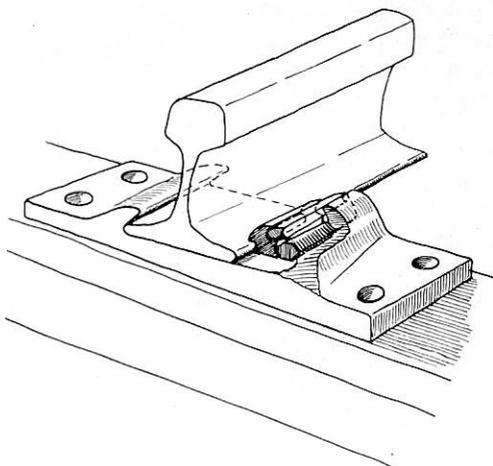


Abb. 6. Bauform des Selbstspannüberbaues mit Ausgleichkeil für die Walzabmaße bei unbearbeiteten Schienen und Platten.

Die Frage, die heute so brennend ist, wie man nämlich überhaupt Eisenschwelle und Eisenschiene schlüssig verbinden kann, nachdem sich gezeigt hat, daß Aufschweißen der Platten auf die Schwellendecke nicht gelingt, wäre mit dieser Oberbauform, wenn sie sich bewährt, ebenfalls auf das Einfachste gelöst.



Abb. 7. Verlegter Oberbau im Gütergleis München—Ingolstadt bei Obermenzing.

Der oben beschriebene Oberbau bringt uns aber nicht nur hinsichtlich der Wanderfestigkeit dem Ziel des durchgehend geschweißten Gleises näher, sondern auch noch in einem anderen sehr wesentlichen Punkt, nämlich hinsichtlich der Seitensteifigkeit. Saller geht auf diesen Punkt in seinem genannten Aufsatz ein; er berichtet von dem Versuch des Russen Andrejanow, der zur Erhöhung der Seitensteifigkeit den Schienenfuß verbreitern will. Saller hält allerdings die Erhöhung der Seitensteifigkeit für nicht besonders wesentlich, da er die Hauptgefahr im Ausknicken nach oben erblickt. Ich kann ihm hierin nicht in vollem Umfang beipflichten, wenn wir wenigstens die außerordentliche Erschwerung der Verhältnisse in Rücksicht ziehen, die wir beim durchgehend geschweißten

Gleis in den Kurven erhalten. Hier treiben die Längskräfte das Gleis von vornherein nach außen. Wie die Untersuchung von Bloch ergibt (Organ 1932, Heft 9), wirkt dieser Seitenschub in allererster und guter Näherung genau so, wie wenn wir im geraden Gleis den Widerstand des Gleises gegen seitliche Verschiebung um den „Gewölbeschub“ des Gleises ($= P/R$) vermindern. Wenn also der Widerstand des Gleises gegen Seitenverschiebung rund 1000 kg/m beträgt, so ist in einer 200 m-Kurve bei einer Längskraft von 100 t im Gleis von diesen 1000 kg ein Betrag von $\frac{P}{R} = \frac{100000}{200} = 500 \text{ kg/m}$ abzuziehen. Und wenn auch die in Frage kommenden Kurven meist flacher sind, so ist der Verlust an Sicherheit immerhin noch bedeutend.

In der Kurve ist also die Gefahr einer seitlichen Verwerfung recht naheliegend. Man wird ihr zu begegnen haben sowohl durch Erhöhung des seitlichen Widerstandes gegen Verschieben als auch durch Erhöhung des seitlichen Trägheitsmomentes des Oberbaues.

Man kann allerdings nicht behaupten, daß Andrejanow den letzteren Weg erfolgreich beschritten hätte. Viel einfacher nämlich, als die von Andrejanow vorgeschlagene Verbreiterung des Schienenfußes, zugleich ungleich wirksamer ist eine Verbindung der Schiene mit den Schwellen, die stets den rechten Winkel zwischen Schiene und Schwellenachse aufrecht erhält, also das ganze Gleisgefüge zu einem richtigen Rahmen im Sinne der Statik macht. In diesem Falle wirken nämlich bei einer seitlichen Ausbiegung der Schienen beide Schienen zusammen wie ein einziger Balken von Trägheitsmoment

$$J = \left(\frac{s}{2}\right)^2 \cdot 2 F,$$

wenn F die Fläche des Schienenquerschnittes und s die Spurweite bezeichnet. Man sieht ohne Rechnung, daß dieses Trägheitsmoment ganz außerordentlich viel größer ist als das Trägheitsmoment einer einzelnen Schiene. Kurz gesagt, als steifer Rahmen ist ein eingeschottertes Gleis vollkommen ausknicksicher.

Die in Abb. 1 bis 4 dargestellte Form des Oberbaues mit langem Wälzstück dürfte ganz besonders geeignet sein, die Seitensteifigkeit der Schienen zu erhöhen. Bei den beiden anderen Formen, bei denen sich wegen der Toleranzen das Wälzstück nicht in derselben Länge ausführen läßt, wird die geschilderte Wirkung nicht ganz in gleichem Maße auftreten. Immerhin ist entsprechend den günstigen Erfahrungen beim belgischen Keiloberbau damit zu rechnen, daß auch diese Formen einen sehr steifen Oberbau ergeben werden. Es ist beabsichtigt, hierüber demnächst einige Versuche anzustellen. Da aber die einfache Herstellungsmöglichkeit von Schienen mit genauen Fußmaßen und von entsprechenden Unterlagplatten und Eisenschwellen gesichert ist, kann für die Zukunft mit der hohen Sicherheit der Form 1 gerechnet werden.

Schienenbefestigung durch Schweißen.

Von Dr. Ing. Bloss, Dresden.

Die älteren Gleisformen stellen im Grundriß ein unausgesteiftes Viereckgefach dar, bei dem die beiden Schienenstränge ausschließlich auf Gleitstühlen gelagert und durch winkelseitliche Querverbindungen annähernd parallel geführt werden. Die neuere Entwicklung geht deutlich nach der Richtung, das Gleis als liegenden Leiterraum mit steifen Knotenpunkten zu gestalten, ein der heutigen Statik wohl vertrautes Gebilde. Der Gewinn, den die Rahmensteifigkeit verspricht, besteht im stärkeren Widerstande gegen Seitenkräfte, geometrisch also in einer größeren Lagebeständigkeit. Auch die Längskräfte im Gleis werden besser verarbeitet: sowohl der Wanderschub wie auch die Wärmedehnung der Schienen werden in engsten Grenzen gehalten.

Schon der Einheitsoberbau der Deutschen Reichsbahn ist ein beachtlicher Schritt auf diesem Wege, wenn auch die Zuverlässigkeit der Rahmenseifung durch die Veränderlichkeit des Schraubenanzugs und durch die nachlassende Spannkraft des Federrings begrenzt ist. Was der Bauart innerlich an Steifigkeit der Knotenpunkte fehlt, muß durch laufende Wartung erkaufte werden. Es fehlt daher nicht an Stimmen, die sich zum Grundsatz bekennen: los von der Schraube! Eine recht glückliche Lösung der schraubenlosen Schienenbefestigung ist der Rüping-Oberbau mit seinem starken Anpressungsdruck. Viele befürchten freilich, daß die Federn ermüden können. Das ist jedoch lediglich eine Bemessungsfrage: nur überbeanspruchte Federn ermüden. Die in Belgien

schon weitgehend eingeführte, von Dr. Baeseler weitergebildete Einspannung des Schienenfußes mittels Keilen strebt eine kraftschlüssige, unveränderliche Aussteifung der Rahmenecken an.

Der letzte, entschiedenste Schritt in dieser Entwicklungsreihe besteht darin, daß man die Schiene mit der Unterlegplatte oder mit der Eisenschwelle verschweißt. Das Schweißen hat sich ja im Vollbahngleis schon weitgehend durchgesetzt. Der geschweißte Schienenstoß, die aufgeschweißte Unterlegplatte, die aus altbrauchbaren Teilstücken zusammengesetzten Schienen und Eisenschwellen haben ihre Lebensfähigkeit erwiesen. Für eine geschweißte Schienenverbindung wird man anzustreben haben, daß die Schweißnähte möglichst nicht an der Unterkante des Fußes liegen, wo die Zugspannungen am höchsten sind. Gefügeveränderungen, die im Schienenstahl beim Schweißen eintreten können, mahnen zu dieser Vorsicht. Ferner ist die geschweißte Schienenverbindung so zu gestalten, daß die Schiene weder kippen noch seitlich ausweichen kann, wenn einmal eine Schweißnaht reißt.

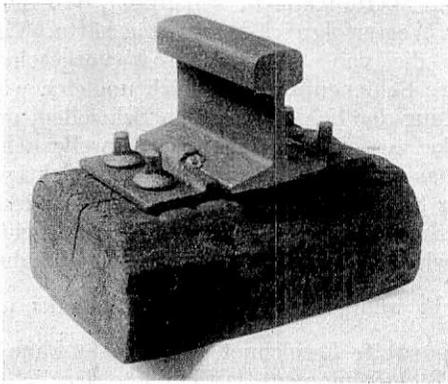


Abb. 1. Geschweißte Schienenverbindung mit Sicherheitshaken auf Holzschwelle.

Hiernach nimmt die geschweißte Schienenbefestigung auf Holzschwellen die aus Abb. 1 ersichtliche Form an. Von einer Kremen- oder Hakenplatte bleibt an der inneren Schienenfußkante nur ein schmaler Sicherheitshaken stehen. Die Schweißnähte liegen an den Seitenflanken dieses Sicherheitshakens, oben auf dem Schienenfuß. An der Außenkante legt sich die Schweißnaht als Längsnaht halb auf den Schienenfuß, halb auf die Schienenführungsrippe. Verkeilt man die Spielräume zwischen dem Schienenfuß und dem Sicherheitshaken sowie an der Führungsrippe, so kann man die Beanspruchung der Schweißnähte geradezu auf Null herabsetzen.

Eisenschwellen erhalten nach Abb. 2 auf der Schwellendecke eine durchgehend aufgewalzte oder auch in Teilstücken aufgeschweißte Hochrippe. Am Schienenaufleger ist die Hochrippe so ausgefräst oder unterbrochen, daß die Hochrippe den Schienenfuß an der Innenkante hakenförmig übergreift, während an der Außenkante des Schienenfußes eine, wenn auch schmale Schienenführungsfläche entsteht. Die Anordnung der Schweißnähte entspricht ganz der bei Holzschwellen.

Diese Oberbauformen zeichnen sich durch die größte, überhaupt erreichbare Einfachheit aus. Der Eisenschwellenoberbau besteht überhaupt nur noch aus Schiene und Schwelle. Auch die Schweißarbeit ist einfach. Nur die Vermeidung von Schrumpfspannungen erfordert einige Aufmerksamkeit. Im übrigen weist das Schweißen deutlich auf Werkstattarbeit hin. Für den Oberbau auf Holzschwellen wären die Schienen mit angeschweißten Platten zu liefern. Gleise auf Eisenschwellen müßten in ganzen Jochen in der Werkstatt hergestellt werden. Das ist nichts Außergewöhnliches. Auch die Rillenschienen für Straßenbahngleise werden werkstattmäßig nach dem Bogen-

bande der Strecke vorgebogen. Aus sorgfältiger Werkstattarbeit würde die gute Gleislage von selbst entspringen und die Steifigkeit des Rahmens böte die größtmögliche Gewähr für die Dauer der guten Lage.

Die geschweißte Schienenbefestigung drängt am schärfsten auf die Einbettung des ganzen Gleises hin. Andere Gleisformen können — vielleicht — eingebettet werden, das geschweißte Gleis muß es. Die Vorteile des Einbettens sind in der letzten Zeit viel erörtert worden. Wenig bekannt ist, daß sich im eingebetteten Gleis die Schwellensenkung vermindert, so daß also die Bettung geschont wird. Das haben schon im Jahre 1914 Messungen an dem damals eingebetteten, sächsischen Oberbau, Form VI, ergeben. Eingebettete Holzschwellen versprechen eine längere Lebensdauer, namentlich durch das Eindämmen der Luftrisse. Eingebettete Eisenschwellen werden am Dröhnen verhindert sein. Vor allem aber werden die Langschienen, noch mehr aber die durchgehende Schweißung der Schienenstöße auf die Einbettung hindrängen.

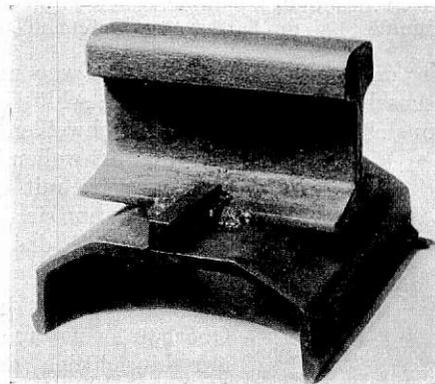


Abb. 2. Geschweißte Schienenverbindung mit Sicherheitshaken auf Eisenschwelle.

Unterhaltung und Auswechslung ist am geschweißten Gleis natürlich etwas erschwert, aber kaum mehr als an den Langschienen von 60 m Länge. Auch an diesen wird bei Auswechslungen mancher Schienenschnitt geführt werden müssen. Im übrigen aber sollen die Schweißnähte der Schienenbefestigung zwar starr für die Betriebsbeanspruchungen sein, aber für kleine Fräser oder Kreissägen werden sie auftrennbar bleiben.

Es kann nicht ausbleiben, daß ein neuer Vorschlag auch weiterführende Gedankenreihen auslöst. Welche Folgen kann es beispielsweise haben, wenn man an dem nach Abb. 2 geschweißten Eisenschwellengleis die Einsparungen an Platten und Befestigungsmitteln dazu verwendet, die Eisenschwellen breiter zu machen? Die Breite der Eisenschwellen ist bisher rein nachahmend von der Holzschwelle hergenommen. Die Breite der Holzschwellen wird man aus waldwirtschaftlichen Gründen kaum steigern können, während die Verbreiterung der Eisenschwelle leichter erreichbar ist. Erhöht man nun beispielsweise die Breite der Eisenschwelle auf 40 cm, so bleibt sie bei 10 cm Höhe und 65 cm Abstand gleich gut stopfbar wie die Holzschwelle bei gleichem Abstand. Die Auflagerfläche des Eisenschwellengleises würde sich dadurch ohne Vermehrung der Befestigungsstellen um die Hälfte erhöhen. Im selben Verhältnis würde die Einsenkung des Gleises zurückgehen, damit auch die Beanspruchung der Bettung und der Aufwand für ihre Unterhaltung. Ebenso würde die Beanspruchung der Schiene sinken. Bleibt man aber bei den jetzigen Beanspruchungen, so bietet die Verbreiterung der Eisenschwelle ein vergleichsweise billiges Mittel, die Tragfähigkeit des Gleises zu erhöhen.

dann bleibt eine Anzahl Wagen der Gruppe B vom Tausch ausgeschlossen. Ist sie kleiner, dann kann nicht die volle Zahl z_1 der Gruppe A in den Tausch einbezogen werden, sondern nur eine Zahl $z_1' < z_1$.

Der im ersten Falle überschießende Teil $z_2 - z_2'$ wird nach 2 Jahren dem Ausbesserungswerk zugeführt, ohne daß es möglich wäre, die Laufleistung von 100000 km zu erreichen. Im zweiten Falle wird eine Anzahl von Wagen ausschließlich in der Gruppe A verwendet bleiben ohne Überführung in Gruppe B und daher nach kürzerer Zeit als 2 Jahren dem als Ausbesserungswerk (aber mit voller Laufleistung) zugeführt werden.

Wie sich diese Beziehungen auswirken, sei an einigen Zahlenbeispielen gezeigt.

Beispiel 1.

Es sei zunächst angenommen, daß ein Austausch zwischen Wagen der Gruppe A und B nicht vorgenommen werde, daß also die Wagen der Gruppe A bis zur Erreichung der Laufgrenze, die der Gruppe B bis zur Erreichung der Zeitgrenze laufen.

Als Beispiel sei angenommen:

$$\begin{array}{ll} z_1 = 100 & z_2 = 150 \text{ Wagen} \\ k_1 = 8000 & k_2 = 1200 \text{ km} \end{array}$$

Die Zahl der jährlichen Untersuchungen wird dann

$$u_1 = \frac{12 \cdot 8000 \cdot 100}{100000} = 96$$

$$u_2 = \frac{150}{2} = 75$$

$$u = 171.$$

Beispiel 2.

Im nachfolgenden Beispiel sei angenommen, daß ein Wechsel zwischen Gruppe A und B vorgenommen werde.

$$\begin{array}{l} n_1 \cdot 8000 + (24 - n_1) \cdot 1200 = 100000 \\ n_1 (6800) + 28800 = 100000 \end{array}$$

$$n_1 = \frac{71200}{6800} = 10,5 \text{ Monate}$$

$$n_2 = 13,5 \text{ Monate.}$$

$$\frac{z_1}{z_2} = \frac{n_1}{n_2} = \frac{10,5}{13,5} = \frac{1}{1,28}$$

das heißt auf $z_1 = 100$ Wagen treffen $z_2' = 1,28 \cdot 100 = 128$ Wagen, mithin werden nach 2 Jahren und gleichzeitig mit 100000 km der Untersuchung zugeführt $100 + 128 = 228$, oder in einem Jahr $u_1 = 114$ Wagen.

Der Rest $150 - 128 = 22$ Wagen bleibt ausschließlich in der Gruppe B verwendet und wird zwar ebenfalls nach 2 Jahren untersucht, aber nur mit $24 \cdot k_2 = 28800$ km.

Die Gesamtzahl der jährlichen Untersuchungen ist $114 + \frac{22}{2} = 125$, der Hälfte aller Wagen, was hier ja ohne weiteres ersichtlich, weil alle Wagen 2 Jahre laufen; die Ersparnis gegenüber Fall 1 ist also $171 - 125 = 46$ jährliche Untersuchungen.

Beispiel 3.

Der geringste Anfall an Untersuchungen tritt natürlich ein, wenn eine zeitliche Begrenzung überhaupt nicht besteht und lediglich die Laufleistung von 100000 km für Wagen sowohl der Gruppe A wie B maßgebend ist. Die Zahl der jährlichen Untersuchungen ist dann:

$$\frac{12 \cdot 8000}{1000} \cdot 100 + \frac{12 \cdot 1200}{100000} \cdot 150 = 96 + 22 = 118.$$

Die Wagen der Gruppe B würden dabei aber fast 7 Jahre im Dienst bleiben.

Eine Verbilligung der Untersuchungskosten wird allerdings dadurch herbeigeführt, daß wenn ein Wagen nur mit 28800 km zugeführt wird wie im Beispiel 1 und 2, nach den bestehenden neuen Anweisungen nur eine einfache Untersuchung ausgeführt wird. Auch ein zweites Mal kann eine solche vereinfachte Untersuchung vorgenommen werden, wenn in einer weiteren zweijährigen Laufperiode wiederum nur eine ungenügende Kilometerzahl erreicht wird, im obigen Beispiel also der Wagen nach 4 Jahren nur mit 57600 km seit der letzten Volluntersuchung belastet ist. Erst nach 6 Jahren erhält dieser Wagen die volle Untersuchung mit 86400 km. Die für diesen Wagen aufgewendeten Untersuchungskosten auf das Jahr berechnet betragen, wenn die Kosten einer einfachen Untersuchung mit der Hälfte einer vollen Untersuchung angesetzt werden

$$(2 \times \frac{1}{2} + 1) = 3,$$

auf die Laufleistung von 100000 km berechnet sind mehr als dreimal so viel Untersuchungskosten aufgewendet worden, wie für einen im ständigen Verkehr stehenden Wagen, der 100000 km zurückgelegt hat.

Beispiel 4.

Hier soll der Fall gezeigt werden, daß die Zahl der Wagen in der Anwendung A weitaus überwiegt, so daß nicht sämtliche Wagen dieser Verwendungsart in den Tausch einbezogen zu werden brauchen. Die monatlichen Laufleistungen n_1 und n_2 in Gruppe A und B seien wie oben, ebenso

$$\begin{array}{l} z_1 = 100, \text{ dagegen } z_2 = 25 \\ 100 \cdot 1,28 \text{ gäbe } z_2' = 128 \text{ Wagen} \end{array}$$

nun sind nur 25 Wagen in Gruppe B vorhanden, also können nur 25 Wagen der Gruppe B und $25 : 1,28 = 19,5 \sim 20$ der Gruppe A in den Tausch einbezogen werden. Demnach kommen $20 + 25 = 45$ Wagen nach 2 Jahren mit voller Laufleistung zur Untersuchung, also in einem Jahr ~ 23 Wagen. Hierzu kommen noch $z_1 = 100 - 20 = 80$ Wagen, die nach Erreichung ihrer 100000 km in kürzerer Zeit als 2 Jahren zur Untersuchung kommen, nämlich nach $\frac{100000}{8000} = 12,5$ Monaten. In einem Jahr

fallen dann Untersuchungen an: $80 \cdot \frac{12}{12,5} = 77$, im ganzen $u = 77 + 23 = 100$.

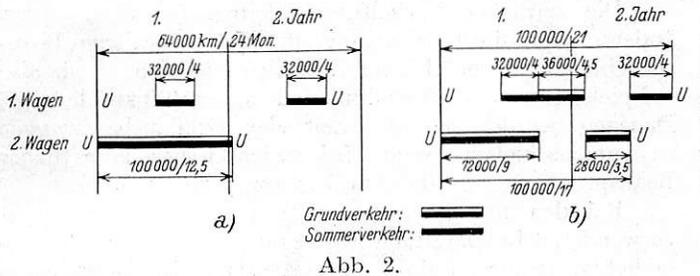
Obwohl nach den obigen Beispielen sich durch den Tausch von Wagen zweifellos rechnerische Vorteile ergeben, stößt die Verwirklichung des Gedankens in der Praxis auf gewisse Schwierigkeiten, die die Anwendung einschränkt. Die im planmäßigen täglichen Dienst verwendeten Wagen bedürfen des Tausches nicht, sie erreichen, nach dem die Laufzeit allgemein auf 2 Jahre erhöht worden ist (bei gutem Zustand), mit vereinzelt Ausnahmen die 100000 km vor Ablauf der 2 Jahre (bei Personenzügen im allgemeinen etwa nach einem Jahr). Die Wagenzüge aber, die nur an einzelnen Tagen der Woche verwendet werden (hauptsächlich Sonntags) und die darum nur wenige Kilometer laufen und des Tausches bedürften, sind im allgemeinen anders zusammengesetzt als die Wagenzüge des täglichen Verkehrs. Da man daran festhalten wird, daß die Wagenzüge geschlossen bleiben und nicht einzelne Wagen ausgetauscht werden, erscheint der Tausch nur in Ausnahmefällen durchführbar. Nur diejenigen Wagenzüge, die als Ersatz für die Untersuchung dienen, können in den Tausch einbezogen werden. —

Auch abgesehen von den andersgearteten Verkehrsbedürfnissen des Sonntag-Ausflugverkehrs besteht der in Bereitschaft stehende Wagenpark meist aus älteren und ihrer Bauart nach weniger beliebten Wagengattungen (Abteilwagen, II. Klassewagen), die sich zum Austausch also nicht eignen.

Wenn einmal ein einheitliches weniger bunt zusammengewürfeltes Wagenmaterial vorhanden ist, wird ein solcher

Tausch leichter ausführbar sein. Dabei könnte vielleicht als Ziel genommen werden auch bei Personen- und Nahpersonen-zügen eine Art normalen Ganz- und Halbzug zu bilden, wie bei Stadt- und Vorortsverkehr.

Dagegen können diejenigen Wagenzüge, die nur während der Sommermonate als Mehrung für den Reiseverkehr eingesetzt werden und die zwar im Sommer hohe Kilometerleistungen aufzuweisen haben, während des Winters aber hinterstellt sind, durch Tausch davor bewahrt werden, nach Ablauf ihrer 2 Jahre ohne genügende Kilometerleistungen dem Ausbesserungswerk zur Untersuchung zugeführt zu werden. Ein Wagen der zum Beispiel (s. Abb. 2) zum Jahresbeginn aus Untersuchung gekommen und in zwei aufeinanderfolgenden Jahren nur in Sommerdienst auf 4 Monate mit je 8000 km verwendet war, kommt 2 Jahre nach seiner letzten Untersuchung mit $8 \times 8000 = 64000$ km wieder zur Werkstätte; wenn er aber außerhalb des Sommerverkehrs auf $4\frac{1}{2}$ Monate in den Grundverkehr eingereiht wird (zusammenhängend oder auf mehrere Male), dann erreicht er vor Ablauf von 2 Jahren seine 100000 km, während der Stammwagen, der an seiner Stelle hinterstellt wurde, zwar um die Hinterstellungszeit später ins Ausbesserungswerk kommt, aber jedenfalls vor Ablauf von 2 Jahren und ebenfalls mit 100000 km.



Nicht wirtschaftlich hinsichtlich der Untersuchung zu behandeln sind die Spitzenwagen, die nur an wenigen Tagen des Jahres, an Pfingsten und einigen schönen Ausflugs-sonntagen in Dienst stehen. Hier macht sich der Spitzencharakter des Reiseverkehrs stark bemerkbar, wie die bildliche Darstellung des Wagenbedarfs für den Hauptbahnhof Nürnberg (Abb. 3) zeigt. Neuerdings sollen diese Wagen überhaupt vorübergehend zurückgestellt werden, um nur an diesen Tagen verwendet zu werden. Man muß sich dabei bewußt sein, daß diese Wagen dann natürlich um so mehr nur ganz unbedeutende Kilometerleistungen aufbringen können und muß ihre Untersuchungskosten, die man ja, da die Wagen verwendbar bleiben müssen, unbedingt aufwenden muß, auf das Äußerste, was im Interesse der Laufsicherheit noch geboten ist, beschränken und namentlich „Schönheitsausbesserungen“ zurückstellen. Der Spitzenbedarf des Reiseverkehrs an Wagen ist größer als bei den Lokomotiven, weil hier für Spitzenleistungen, die im wesentlichen an Feiertagen anfallen wo der Güterverkehr ruht, auch Güterzuglokomotiven herangezogen werden können, während der Güterwagen für den Personenverkehr bekanntlich ein sehr unbeliebtes Ersatzmittel ist.

Lokomotiven.

Bei Lokomotiven liegen die Verhältnisse anders. Hier sind nach der im vorigen Jahre erfolgten Neufassung der BO. die Laufzeiten im Verhältnis zu den zu erreichenden Kilometerleistungen so weit gesteckt, daß die Zuführung zu den Ausbesserungswerken mit ungenügender Laufleistung nach Ablauf der Laufzeit nicht zu befürchten ist (soweit es sich nicht um aus dem Verkehr zurückgezogene Lokomotiven handelt). Für die Instandsetzung des Laufwerkes beträgt die Frist 3 Jahre mit einer Überschreitungsmöglichkeit von einem Jahr bei Abstellung und für die Kesseluntersuchung 5 Jahre ebenfalls mit einer Überschreitungsfrist von einem Jahr bei Abstellung. Eine

Verlängerung von einem weiteren Jahr kann eintreten, wenn bei der vorausgegangenen Fahrgestelluntersuchung eine Wasserdruckprobe stattgefunden hat. (Bei Lokomotiven aus Neulieferung sind die Fristen höher.) Die Kilometerleistungen, nach denen die Lokomotiven wegen ihrer allgemeinen Abnutzung einer großen Ausbesserung unterzogen werden müssen, sind nach den gegenwärtigen Erfahrungen anzunehmen mit etwa 180000 bis 200000 km für Schnellzuglokomotiven, 150000 bis 170000 km für Personenzuglokomotiven und 120000 bis 140000 km für Güterzuglokomotiven. Nach der Statistik ist die durchschnittliche Laufleistung niedriger, weil eine Anzahl Lokomotiven vor erreichter Kilometergrenze wegen außer-gewöhnlicher Schäden der Ausbesserung zugeführt wird.

Bei den vorwärtigen den Regelfall behandelnden Untersuchungen sind die angeführten Laufleistungen anzusetzen. — Nach den angegebenen Laufleistungen ist das Fahrgestell abgenutzt und bedarf einer gründlichen Instandsetzung, die als Zwischenuntersuchung bezeichnet und in den Ausbesserungswerken vorgenommen wird, verbunden mit der Beseitigung kleiner Kesselschäden. — Innerhalb der Benutzungszeit sind von den Betriebswerken kleine zufällige Mängel zu beseitigen, außerdem diejenigen Teile instand zu setzen, die nicht die volle

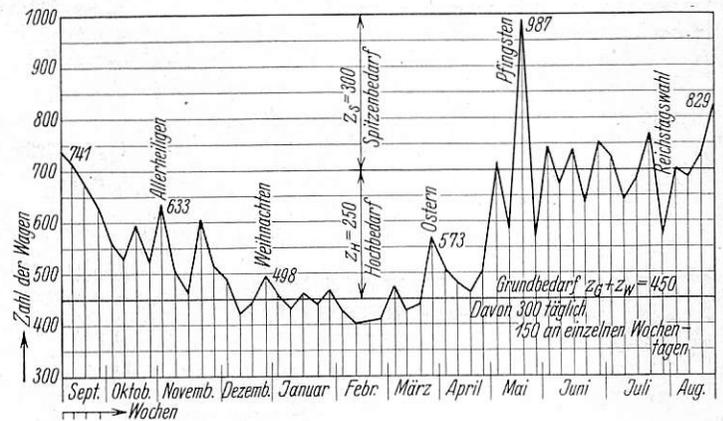


Abb. 3. Wöchentlicher Höchstbedarf an Personenwagen, Hauptbahnhof Nürnberg 1932.

Benutzungszeit aushalten wie Kolben- und Schieberinge, Lauf-radsätze und Rohre. Bei gewissen Lokomotiven laufen auch die Treibräder nicht von einer Großausbesserung zur anderen und es muß ein Wechsel der Radsatzgruppe verbunden mit Ausgießen der Achs- und Stangenlager vorgenommen werden.

Für die Kesselausbesserungen größeren Umfanges und die vollständige Neuinstandsetzung des Fahrgestelles fehlen vorerst noch nähere Grundlagen hinsichtlich der Laufleistungen. Unter der Gültigkeit der älteren Bestimmungen wurden Kesseluntersuchungen nach $2\frac{1}{2}$ bis 3 Jahren vorgenommen, in denen Schnellzuglokomotiven wohl etwa 350000 km erreichten. Die Erneuerungen der Feuerbüchsen war bei Schnellzuglokomotiven etwa nach 7 bis 8 Jahren nötig, entsprechend etwa 1 Mio km (Verhältnisse bei den bayr. S 3/6). Wenn also jetzt nach der Neuordnung des Untersuchungswesens eine Hauptuntersuchung nach der doppelten für eine Fahrgestelluntersuchung angesetzten Laufleistung (2×180000 km), die in rund 30 Monaten zurückgelegt werden, vorgenommen wird, so deckt sich dies etwa mit der früheren Übung. Dabei muß darauf hingewiesen werden, daß dabei innerhalb der dreijährigen Benutzungszeit einmal eine größere Zwischen-ausbesserung am Laufwerk vorgenommen zu werden pflegte. — Allgemein muß erwartet werden, daß die Laufleistung für den Kessel die doppelte ist wie für das Fahrgestell und daß der Kessel seiner Bauart und der Art der Instandsetzung in den Ausbesserungswerken nach zwei Fahrgestellaufperioden aus-hält, denn sonst könnte die Instandsetzung des Fahrgestelles

in einer Zwischenuntersuchung nicht voll ausgeschöpft werden. Im folgenden ist an einigen Beispielen gezeigt, wie etwa die Verwendung und Untersuchung der Lokomotiven innerhalb der nach der BO jetzt zugelassenen Fristen planmäßig eingeteilt werden könnte.

Beispiele für die Verwendungsart der Lokomotiven.

1. Einem Betriebswerk seien für den reinen Schnellzugdienst 25 Lokomotiven zugeteilt. Hinsichtlich der Verwendung können ähnlich wie bei den Wagen zwei Arten unterschieden werden:

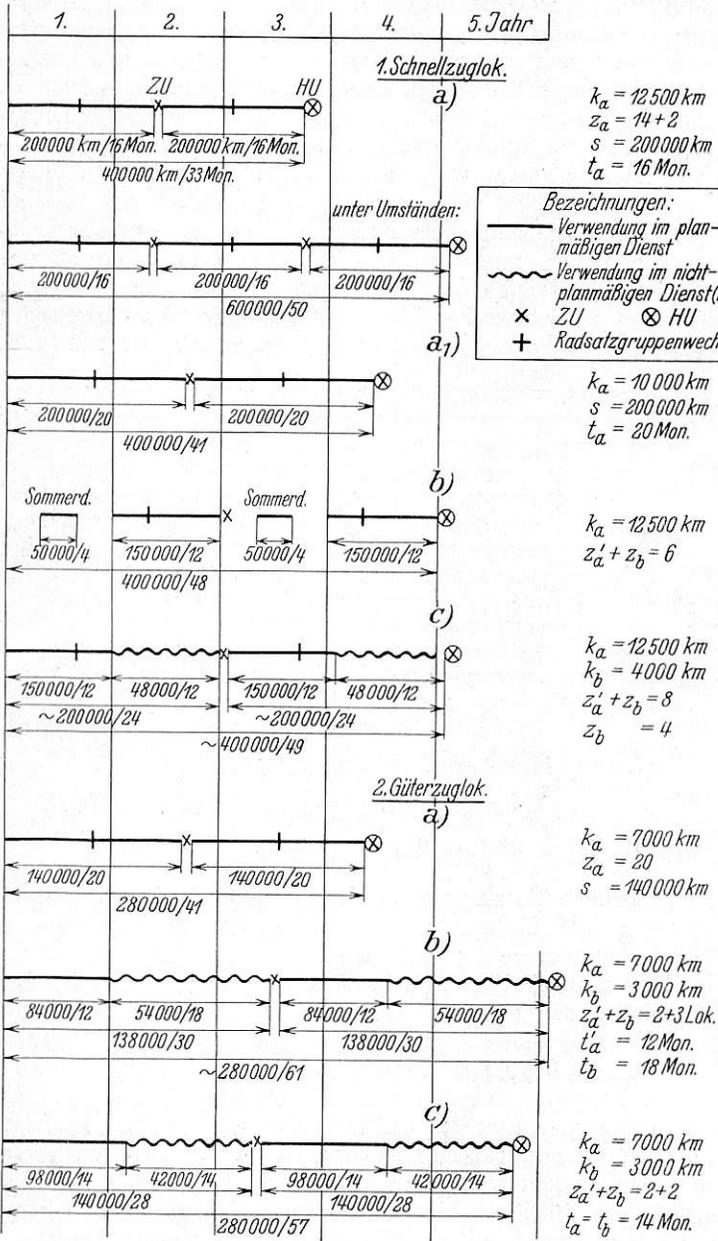


Abb. 4.

a) Der planmäßige Dienst in verschiedenen Dienstenteilern von $k_a = 12\,000$ bis $15\,000$ km monatlicher Leistung. Für diesen planmäßigen ganzjährigen Dienst seien $z_a = 14$ Lokomotiven, während des 4 Monate dauernden Sommerverkehrs drei weitere Lokomotiven benötigt.

Die wegen größerer Ausbesserungen dieser planmäßigen Lokomotiven einzustellenden Ersatzlokomotiven, 3, seien den planmäßigen Lokomotiven zugezählt.

b) Für unregelmäßig anfallende Bedarfsleistungen (Sonderzüge, Vorspann, Hilfslokomotiven, Ersatz von schadhafte Lokomotiven) seien $z_b = 4$ Lokomotiven erforderlich, mit einer auf das ganze Jahr verteilten durchschnittlichen Inan-

spruchnahme von 4000 km im Monat. Dann ist etwa folgender Plan möglich (die Dauer einer Ausbesserung im Werk gleichviel welcher Art sei dabei mit etwa einem Monat angesetzt).

Unter 1a der Abbildung ist der Ausbesserungsverlauf der ausschließlich im regelmäßigen Dienst (während des ganzen Jahres) verwendeten Lokomotiven angegeben. Ausgehend von einer Hauptuntersuchung werden die Lokomotiven bei einer möglichen Nutzung von $s = 200\,000$ km und $12\,500$ km monatlicher Leistung nach 16 Monaten einer Zwischenuntersuchung von einem Monat Dauer und nach weiteren 16 Monaten, also im dritten Jahr nach 33 Monaten wieder einer Hauptuntersuchung unterzogen (mit $400\,000$ km). — In Ausnahmefällen, wenn der Kessel noch in gutem Zustand ist, kann nach Umfluß der 33 Monate eine zweite Zwischenuntersuchung eingeschaltet werden und die Hauptuntersuchung nach einer dritten Laufleistung von $200\,000$ km, im ganzen also nach $600\,000$ km und 50 Monaten im 5. Jahr vorgenommen werden. Werden die Lokomotiven im regelmäßigen Dienst im Monat nur mit $10\,000$ km beansprucht (Fall a₁), so ergeben sich etwas längere Lauffristen, von 20 Monaten bis zur Zwischenuntersuchung und 41 Monaten (im 4. Jahr) bis zur Hauptuntersuchung.

Die zeitlichen Verhältnisse bleiben natürlich unverändert, wenn die Laufleistung und die monatliche Beanspruchung sich im gleichen Verhältnis ändern, wenn also beispielsweise $s = 150\,000$ km und $k_a = 9\,400$ km beträgt. Dagegen würde sich die Zeit der Großausbesserungen zusammenschieben, wenn bei gleich hoher monatlicher Beanspruchung nur die Laufleistung geringer wäre.

Bei den nur im Sommer zum regelmäßigen Dienst verwendeten Lokomotiven wäre es unzweckmäßig, sie ausschließlich während ihrer Gesamtlaufzeit in dieser Weise zu verwenden, sie also jeden Winter zu hinterstellen; sie würden dann erst nach 4 Jahren zu einer Zwischenuntersuchung kommen und nach 7 Jahren (unter Berücksichtigung der Abstellzeiten) zu einer Hauptuntersuchung. Es empfiehlt sich daher, die drei Sommerlokomotiven mit der Gruppe der ständig benötigten Ersatzlokomotiven, die in der Zahl übereinstimmen, zusammenzunehmen wie in der Abb. 4 bei 1b) bildlich dargestellt ist. Es ergeben sich dann zweijährige Perioden, wobei im ersten Jahr, wenn die Lokomotive aus der Hauptuntersuchung kommt, der starke Beanspruchungen mit sich bringende Sommerdienst einsetzt.

Die Bedarfslokomotiven müssen ebenfalls mit einem anderen Dienst vereinigt werden, denn man wird eine neue aus der Werkstätte gekommene Lokomotive nicht sofort in diese Verwendung nehmen, bei der das Personal häufig wechselt und die Pflege nicht die gleiche ist wie bei einer planmäßigen Lokomotive. Man wird also eine Lokomotive des regelmäßigen Dienstes, nachdem sie eine gewisse Zeit, — 1 Jahr —, in diesem Dienst gelaufen und (bei $12\,500$ km monatlicher Leistung) $150\,000$ km erreicht hat, im zweiten Jahr für Bedarfsleistungen verwenden, wo sie bei durchschnittlich 4000 km nach 12 Monaten die auf $200\,000$ km fehlenden Kilometer erreicht, so daß ebenfalls eine zweijährige Periode entsteht. Da zu Bedarfsleistungen vier Lokomotiven benötigt sind, handelt es sich um vier Lokomotiven, die jedes Jahr aus dem regelmäßigen Dienst herausgezogen werden müssen (Abb. 4 Fall 1c).

An einem weiteren Beispiel sei die Verwendung der Güterzuglokomotiven gezeigt. Für die Gattung 58^{10-21} (G 12) kann etwa eine Nutzung von $140\,000$ km von einer Fahrgestellausbesserung im Ausbesserungswerk zur anderen angenommen werden, wenn (bei ungünstigen Streckenverhältnissen) nach etwa $70\,000$ km ein Radwechsel vorgenommen

wird. Die monatliche Laufleistung einer dienstplanmäßigen Lokomotive sei mit etwa $k_a = 7000$ km angesetzt; die Anzahl betrage $z_a = 20$. Bei normalen wirtschaftlichen Verhältnissen ist hier in den Monaten September und Oktober eine Steigerung zu berücksichtigen, die wegen der verhältnismäßig kurzen Dauer und, weil im Güterzugdienst zur besseren Anpassung an den Verkehr überhaupt mehr mit außerplanmäßigen Leistungen gearbeitet wird, als „Bedarfsleistungen“ außerplanmäßig bewältigt wird; diese Verkehrssteigerung sei daher in die Zahl der Bedarfslokomotiven eingerechnet, benötigt seien dafür im Höchstfalle $z_b = 5$. Die als Ersatz für die planmäßigen Lokomotiven benötigten seien wie oben diesen zugezählt (2 bis 3). Die Lokomotiven b) mögen monatlich im Jahresdurchschnitt etwa 3000 km leisten. Dann kann etwa

42000 km Bedarfsdienst geleistet wird und für Bedarfsdienst ständig zwei Lokomotiven zur Verfügung stehen; Hauptuntersuchung im fünften Jahr nach 57 Monaten.

Selbstverständlich wickeln sich auch bei den Lokomotiven die Verhältnisse nicht streng nach dem Schema ab. Der in Aussicht genommene Plan wird vielmehr bei den Lokomotiven durch Besonderheiten der einzelnen Lokomotiven (Flicke in der Feuerbüchse, schlechte Rohrwände, weicher Radreifenbaustoff) weitgehend beeinflusst. Bei den Soll-Leistungen müssen natürlich auch die Strecken- und Speisewasserverhältnisse usw. berücksichtigt werden. Bei den weitgespannten Fristen wird es sich aber wohl stets vermeiden lassen, daß eine Untersuchung nur wegen Ablauf der Zeitfrist vorgenommen wird.

Überwachungsbogen für die Fristarbeiten an Dampflokomotiven.

Lfd. Nummer	Lok		Letzte Großausbesserung	Januar	Februar	März	April	Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	November	Dezember	Bemerkungen	
	Gattung	Nummer		Großausbesserung Kolben und Schieber	Druckluftbremse	Vorwärmer und Rohre	Radsatzwechsel	Großausbesserung Kolben und Schieber	Druckluftbremse	Vorwärmer und Rohre	Radsatzwechsel	Großausbesserung Kolben und Schieber	Druckluftbremse	Vorwärmer und Rohre	Radsatzwechsel		Großausbesserung Kolben und Schieber
1.	S 35.16	17 516	JU 30.6.31.							Z	382 km						
2.	S 35.16	17 522	BU 23.1.31.	H	949 km	9831 km	18 744 km	27 596 km	37 125 km	44 999 km	57 000 km					/ / / / /	
3.	S 36.18	18 531	JU 3.7.30.	I	91925 km	104 725 km	114 723 km	120 319 km	135 636 km	145 578 km	159 530 km						
4.	P 35.17	38 3350	JU 29.3.31.	I	48 982 km	54 457 km	61 928 km	69 455 km	76 263 km	81 445 km	88 125 km		S		S		
5.	P 35.17	38 3351	JU 1.2.30.	S	108 111 km	115 208 km	121 720 km	126 415 km	133 020 km	138 425 km	141 125 km		Z	/ / / / /			

Zeichenerklärung:

Hauptuntersuchung: H
Zwischenuntersuchung: Z } (in Spalte: Großausbesserung)
Kolben- und Schieberuntersuchung: I
Schieberuntersuchung: Hochdruckschieber Hs
" " : Niederdruckschieber Ns
" " : bei einf. Dampfdehnung nur S
Kolbenuntersuchung : Hochdruckkolben HK
" " : Niederdruckkolben NK
" " : bei einf. Dampfdehnung nur K

Vorwärmeruntersuchung: W } (in Spalte: Vorwärmer und Rohre)
Rohrwechsel: R }
Ausgeführte Fristarbeiten mit Tinte eintragen
Lok. im planmäßigen Dienst verwendet: _____
Lok. im nichtplanmäß. Dienst verwendet: ~~~~~~
Lok. betriebsfähig abgestellt: - - - - -
Lok. nicht betriebsfähig abgestellt: | - | - | - | - | - |

Abb. 5.

folgendes Verwendungsschema zugrunde gelegt werden (vergl. Abb. 4). Die ausschließlich im planmäßigen ganzjährigen Dienst verwendeten Lokomotiven erhalten die Zwischenuntersuchung nach 20 Monaten mit 140000 km, die nächste Hauptuntersuchung nach 41 Monaten im vierten Jahr mit 280000 km Abb. 4 2a. Die fünf Bedarfslokomotiven werden nach einer Hauptuntersuchung zunächst im regelmäßigen Dienst verwendet (nach b) auf 12 Monate, leisten dort 84000 km und gehen dann auf 18 Monate mit rund 54000 km in den Bedarfsdienst. — Zwischenuntersuchung nach 30 Monaten mit 138000 km, Hauptuntersuchung nach 61 Monaten im fünften Jahr mit rund 280000 km. — das Zahlenverhältnis der Lokomotiven ist 2:3 (entsprechend der Verwendungsdauer von 12 und 18 Monaten). Bei zwei Lokomotiven im Plandienst stehen drei Lokomotiven im Bedarfsdienst. Da zu Bedarfsleistungen gemäß Annahme nicht drei, sondern fünf Lokomotiven benötigt sind, werden weitere vier Lokomotiven nach Schema 2c beschäftigt, wobei 14 Monate regelmäßiger Dienst mit 98000 km und 14 Monate mit

Von Bedeutung ist ebenso wie bei den Personenwagen, daß eine gewisse Zahl von Lokomotiven für Bedarfsleistungen im Dienst gehalten werden muß. Die Zahl wird bestimmt durch die höchste Spitze, die, wenn auch nur an wenigen Tagen, von einem Bw gleichzeitig benötigt sind. Solche Spitzenbedarfslokomotiven müssen in der übrigen Zeit abgestellt werden, damit wenigstens die Abstellzeiten auf die Lauffrist angerechnet werden können.

Die Einteilung der Lokomotiven in die verschiedenen Verwendungsarten nach ihren zurückgelegten Kilometern und nach ihrem Alter und die planmäßige Vorausbestimmung des Untersuchungszeitpunktes erfordert die Führung einer Übersicht über diese Verhältnisse. Eine solche übersichtliche Darstellung ist in der Abb. 5 vorgeschlagen. Sie enthält in Form eines Kalenders vor allem die Daten der Großausbesserungen in den Ausbesserungswerken und die seit der letzten Großausbesserung (gleichviel ob Zwischen- oder Hauptuntersuchung) geleisteten Kilometer. Bei einer solchen Überschau kommt es selbstverständlich nicht darauf an, die Daten auf den Tag

genau festzulegen, dagegen einen möglichst langen Zeitraum übersehen zu können. Durch Ansetzen von Blättern kann auch ein zweijähriger Zeitraum auf einer Seite festgehalten werden. Es läßt sich vorausschauend darin durch Eintragung mit Blei der Termin einsetzen, zu dem die nächste Grobausbesserung unter Berücksichtigung der monatlichen Leistung in Aussicht zu nehmen ist, wobei dem Gesichtspunkt einer entsprechenden Verteilung der Ausbesserungen nach Betriebs- und Werkbedürfnissen Rechnung getragen und der Auftragsbestand für einen gewissen Zeitraum im voraus ermittelt werden kann. Vollzogene Ausbesserungen werden mit Tinte eingetragen. Durch eine solche planmäßige Einteilung kann auch verhütet werden, daß größere Zwischen-

ausbesserungen noch kurz vor einer Grobausbesserung vorgenommen werden. Auch als Fristvormerkung und Einteilung für die im Bw. wahrzunehmenden Untersuchungen und Ausbesserungen (Kolben und Schieber, Luftbremse, Vorwärmer, Rohrwechsel möglichst zusammenzunehmen) kann die Übersicht dienen. Die hierfür in Betracht kommenden Lokomotiven werden zu Beginn des Monats der Werkstätte bekanntgegeben. — Die Art der Verwendung (planmäßig oder Bedarfsdienst) ist in der Übersicht ebenfalls zum Ausdruck gebracht. Auch wenn eine von Zeit zu Zeit zunehmende Änderung der in Aussicht genommenen Untersuchungsdaten notwendig ist, erscheint das Arbeiten nach einem solchen Plan zweckmäßig.

Bücherschau.

Die Elektrisierung der Berliner Stadt-, Ring- und Vorortbahnen als Wirtschaftsproblem von Dr.-Ing. Remy. Berlin, Verlag von Julius Springer 1931. XI, 239 Seiten mit 15 Abb. Preis geh. 16,— *R.M.*

Nicht immer wird der Fachwelt die Möglichkeit geboten, in das Entstehen, das Wesen und den Erfolg eines Unternehmens schon bald nach Abschluß seines Werdegangs genaueren Einblick zu tun. Das vorliegende Buch wird solchen Wünschen bezüglich der Elektrisierung des Berliner Reichsbahnnetzes in bester Weise gerecht. Es knüpft an frühere Veröffentlichungen über die Berliner Stadtbahn im „Archiv für Eisenbahnwesen“ an. Diese Arbeit von Remy ist dort ebenfalls erstmalig veröffentlicht. Sie behandelt Entstehung und Entwicklung der Berliner Ringbahn, der Stadtbahn und die Art, wie die preußische Staatsbahn für den Berliner Verkehr sorgte im Zusammenhang mit der Entwicklung der Reichshauptstadt. Weiterschauend und glücklich wurde im allgemeinen die Gesamtanlage gestaltet. Die Einflüsse dieser Verkehrsanlagen auf die Wirtschafts- und Kulturgeschichte Berlins legt der Verfasser in Kürze dar. Die Vorgeschichte der Elektrisierung ist sodann ausführlich behandelt. Nach langen Erwägungen, Versuchsbetrieben, Angeboten der Industrie, Studien über Stromart, Verkehrsverhältnisse im Ausland usw. gab schließlich 1924 der Wettbewerb anderer Verkehrsmittel gegenüber dem alten Dampfbetrieb den letzten Anstoß. Das Buch bringt Grundsätzliches über Verkehrsleistungen des Staates für Großstädte und die einschlägigen Tariffragen. Die seinerzeit recht bemerkenswerte Gegeneinstellung der deutschen Lokomotivindustrie bleibt nicht unerwähnt. Rückwirkungen des elektrischen Betriebs z. B. auf die Schwachstromanlagen mußten im Mittelpunkt des deutschen Fernmeldenetzes besonders sorgfältig verhütet werden, was heute vielleicht vollkommener lösbar ist, als es der Verfasser beurteilt. Die Anschläge von privater Seite für die Elektrisierung drangen nicht tiefer in die betrieblichen Rückwirkungen und wirtschaftlichen Zusammenhänge ein. Die Reichsbahn faßte die Aufgabe aber ganz umfassend an und bezog umfangreiche Neuanlagen an Gleisen und Bahnhöfen mit hinein. Die Abtrennung dieser mit der elektrischen Betriebsform nicht oder nur locker zusammenhängenden Weiterentwicklung kann bei der Erfolgsberechnung nicht genug betont werden. Nur die seit langem in den Großstadtverkehr hineingewachsenen Verwaltungen können ferner die Beziehungen der verschiedenen Verkehrsmittel zueinander beurteilen. Auf Fehler in der Tarifentwicklung, auf Bevölkerungsbewegung, Fahrtenzahlen je Einwohner usw. geht Remy näher ein.

Sodann behandelt er den Strombezug, die Triebwagenzüge, den Kurzzugbetrieb, das Sitzplatzangebot angesichts der mit zu befahrenden längeren Vorortstrecken, die Werkstättenanlagen für die Triebwagenzüge, Kabelanlagen, neue Signalanlagen und die bahn- und hochbauartigen Maßnahmen, teils als Rückwirkung der Elektrisierung, teils zur Verkehrsverbesserung (Erhöhung der Bahnsteige, zahlreiche Gebäude, Umgestaltung der Gleisanlagen bei Charlottenburg, Gleisverbesserungen für die erhöhte Fahrgeschwindigkeit und Betriebsleistung). Weiter beschäftigt sich die Abhandlung mit teilweise gegensätzlichen Forderungen des Betriebs und Verkehrs, Personalwirtschaft, Fahrplan, Zubehörfertigung und einem bemerkenswerten Vergleich zwischen Kosten der Leerzüge und der Betriebswerke je nach Lage der Abstellbahnhöfe. Vielleicht hätte dies auf die Frage hinführen können, ob

nicht zahlreiche Leerfahrten den Reisenden nutzbar gemacht werden könnten und welche Verwaltungserwägungen dies etwa verbieten.

Von außerordentlichem Wert sind auch die Mitteilungen über den Aufbau der besonders geschaffenen Beschaffungs- und Bauleitung, die den Verwaltungsgang erfreulich beschleunigte. Man vermißt allerdings den Hinweis auf die Beteiligung des Reichsbahnzentralamts. Tafeln über Einheitspreise des Bahnbauwesens vervollständigen diese Ausführungen. Die der Sonderverwaltung zugestandene Lockerung der Finanzförmlichkeiten hat hiernach keineswegs kaufmännische Nachteile gezeitigt. Ein Streiflicht fällt auf die Belebung des Arbeitsmarktes durch das ganze Unternehmen, an dem etwa 7900 Hoch- und Tiefbauarbeiter, 3200 elektrotechnische Industriearbeiter und nur 700 Reichsbahnarbeiter mitwirkten.

Im letzten Abschnitt werden die wirtschaftlichen Anschläge den Erfolgen gegenübergestellt. Ausgaben und Einnahmen des elektrischen Betriebs werden getrennt untersucht mit Erörterung der Tarife auch der städtischen Verkehrsmittel. Auf den elektrischen Betrieb für sich gehen hiernach etwa 16% Verkehrszunahme zurück.

Gewissermaßen den Schlußstein dieser Arbeiten bildet die Untersuchung der finanziellen Folgen des elektrischen Betriebs. Die Einnahmen stiegen schneller als der Verkehr. Die Betriebszahl ging von 145 auf etwa 100 herab. Der Fehlbetrag ohne Kapitalzinsen sank im Verhältnis 49 zu 23. Der lückenlose finanzielle Vergleich des elektrischen Betriebs mit dem Dampftrieb hätte zu weit geführt; immerhin sind wertvolle Winke hierzu gegeben. Die erhöhten Kosten für Gleisunterhaltung, die daran geknüpfte Frage einer Einschränkung der Spurerweiterung und verschiedene andere Fragen der Betriebsform sind objektiv verzeichnet. Endlich sind vergleichbare Anlagen in außerdeutschen Hauptstädten angezogen und Ausblicke in die Zukunft getan. (Querbindung von Norden nach Süden, dabei Beschränkung auf Vorortverkehr, Warnung vor Umlegungen der Fernbahnhöfe und vor unsachgemäßer Abgrenzung der Verkehrsbereiche von Reichsbahn und Stadtgemeinde.) Das Thema des Buches ist wirtschaftlich allgemein gedacht und brauchte also auf technische Einzelheiten und zahlreiche Sonderfragen nicht tiefer einzugehen, die je für sich ein ansehnliches Schrifttum füllen.

Das Buch fesselt durch seine ungezwungene anregende Darstellungsweise. Es bietet eine Fundgrube wichtiger Zahlen und Erfahrungen über die Veranschlagungsweise und die Gegenüberstellung vom Geplanten zum tatsächlich Erzielten. Der Verfasser warnt vor Verallgemeinerungen und doch kann der hier niedergelegte Stoff für spätere Bearbeitungen ähnlicher Aufgaben in jeder Beziehung als Muster gelten, nicht nur für die technische und finanzielle Durchbildung eines solchen Unternehmens, sondern auch für die Formen, mit denen man solche Aufgaben anpackte. Der Verfasser hat das Verdienst, diese wichtigen Dinge späteren Fachgenossen durch seine Schrift nutzbar gemacht zu haben.

Tetzlaff.

Olsen, Dr. Ing. Über den Sicherheitsgrad von hochbeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen. VIII und 143 Seiten mit 34 Abbildungen und 32 Zahlentafeln. Berlin 1932. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn. Preis geh. 15,— *R.M.*

Der Wettbewerb der Eisenbetonbauweise mit anderen Bauarten zwingt dazu, die Baustoffe, Beton und Stahl, soweit wie

irgend möglich auszunutzen und veredelte Baustoffe wie hochwertigen Beton und hochwertigen Baustahl zu verwenden.

Unter „hochbeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen“ werden in dem vorliegenden Buche Tragwerke verstanden, die aus hochwertigem Beton und aus hochwertigen Baustahleinlagen hergestellt sind und bei denen eine Betondruckspannung von 100 kg/cm² und eine Stahlzugspannung von 2000 kg/cm² zugelassen sind. Das sind Werte, welche die in den neuen „Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ zugelassenen Spannungen nicht unerheblich überschreiten.

Das vorliegende Buch befaßt sich vor allem mit der Frage des Sicherheitsgrades so hoch beanspruchter Eisenbetonkonstruktionen. An der Hand gründlicher theoretischer Untersuchungen und unter Beachtung der Ergebnisse fremder und eigener Versuche und auf Grund der Erfahrungen bei ausgeführten „hochbeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen“ kommt der Verfasser zu dem Schluß, daß „hochbeanspruchte Eisenbetonkonstruktionen“ die nötige Sicherheit besitzen und für die Eisenbetonbauweise vielseitige und weitreichende Entwicklungsmöglichkeiten bieten.

Das Buch ist in fünf Hauptabschnitte: I. Einleitung, II. Die Grundlagen der Untersuchung, III. Die Untersuchung an den einzelnen Konstruktionsteilen, IV. Die Bauwerkssicherheit und V. Schlußbetrachtungen, gegliedert. Der II. Abschnitt handelt von der Festlegung einer unteren Begrenzung des Sicherheitsgrades, von den für die Ermittlung des Sicherheitsgrades maßgebenden Festigkeitsgrößen des Betons und des Baustahls, von den Formänderungen des Betons und der Stahleinlagen und von dem Einfluß häufig wiederholter Belastungen auf den Sicherheitsgrad. Im III. Abschnitt wird der Sicherheitsgrad von mittig oder außermittig durch eine Druckkraft belasteten Säulen und von auf Biegung beanspruchten Konstruktionsteilen untersucht.

Als Sicherheitsgrad glaubt der Verfasser das Verhältnis der Bruchlast zur Gebrauchslast einführen zu sollen, wobei der Sicherheitsgrad auf eine 28tägige Erhärtungszeit der Betons bezogen werden soll.

Wenn auch manche der in dem Buche niedergelegten theoretischen und durch Versuche gewonnenen Erkenntnisse noch durch weitere Untersuchungen erhärtet werden müssen, so wird man den Schlußfolgerungen des Verfassers doch im großen und ganzen beitreten können. Bei einer Beanspruchung der Stahleinlagen von 2000 kg/cm² müssen sich bei der verhältnismäßig geringen Zugfestigkeit auch des hochwertigen Betons Zugrisse im Beton bilden. Sind Bauteile mit feinen Zugrissen rostbildenden Einflüssen entzogen, so wird man feine Risse nicht zu fürchten haben, wohl aber in allen Fällen, in denen rostbildende Einflüsse durch die Risse zu den Stahleinlagen gelangen können. Die Frage, ob die neuen gekupferten hochwertigen Baustähle auch in diesen Fällen die Furcht von feinen Rissen beseitigen können, muß noch durch Versuche geklärt werden. Die Forderung des Verfassers, daß man der Herstellung von Zementen von hoher Zugfestigkeit und mit möglichst geringem Schwindmaß die größte Beachtung schenken soll, wird man nur lebhaft unterstützen können.

Das Buch ist eine sehr wertvolle Bereicherung der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons und wird sicher dazu beitragen, die Eisenbetonbauweise wesentlich zu fördern. Es sei allen Ingenieuren, denen die Fortentwicklung der Bauingenieurwissenschaften am Herzen liegt, wärmstens empfohlen. Schaper.

Die Schiedssprüche des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen mit den Entscheidungen des Eisenbahnzentralamtes in Bern, des internationalen Transportkomitees und des internationalen Güterwagenverbandes von Dr. Karl Herr, 1932, München, im Verlag des Verfassers.

Die „Schiedssprüche“ sind ein für die Eisenbahnen, für die Eisenbahnbeamten und für die Bahnbenutzer gleich wichtiger Arbeits- und Nachschlagebehelf. Dankbar dafür werden insbesondere auch jene Vertreter der Eisenbahnen sein, die im VMEV oder in anderen Eisenbahnverbänden tätig mitarbeiten. Sie finden in diesem Werk für manche Bestimmung volle Klarheit der Eisenbahnübereinkommen, die vielfach erst durch die Behandlung vor dem Schiedsgericht geschaffen werden konnte. Dem Juristen wird diese Sammlung von Urteilsprüchen, insbesondere für die Gebiete der Haftungsgemeinschaft und des Frachtaufkommens wertvoll sein; Leser aus dem Kreise der Bahn-

benützer werden finden, daß das Frachtgeschäft der Eisenbahn eine Fülle von Vorschriften erfordert und ein hohes Maß genauer Pflichterfüllung vom Personal verlangt.

Im allgemeinen Teil sind behandelt die Entwicklung des Schiedsverfahrens im VMEV sowie in anderen Eisenbahnverbänden, ferner die Rechtsquellen für die Schiedsentscheidungen, die Grundzüge für die Schiedsverfahren und die Zuständigkeit der Schiedsgerichte. Im besonderen Teil sind im ganzen 768 Urteile angeführt, die sich auf alle einschlägigen Fachgebiete verteilen. Aus dem Gebiet des Wagenüberganges seien hervorgehoben: Bauart, Unterhaltungszustand und Behandlung der Wagen, Übernahmeverlängerung, Benützung der Wagen durch fremde Bahnen, Leerläufe, Miete und Abrechnung, Haftung der benützenden Bahn, Meldung und Anerkennung der Schäden, Ladebestandteile und Lademittel, Entseuchung der Wagen.

Aus dem Gebiet des Frachtaufkommens: Verschleppungen, Wegevorschriften, Verkehrsstörungen, Frachterstattungen.

Aus dem Gebiet der Haftungsgemeinschaft der Bahnen: Beschädigungen und Verlust des Gutes, Lieferfristüberschreitung und Regelung der Ersatzansprüche.

Das vorliegende Werk erforderte langwierige und mühevoll Einzelarbeiten und zeugt von den gründlichen Kenntnissen des Verfassers auf den einschlägigen Gebieten des Eisenbahnwesens und der einschlägigen Literatur. Hofrat Kühnelt, Wien.

C. Kersten, Der Stahlhochbau. 4. Auflage, Berlin 1932. Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn. Preis geb. 19,50 *RM*.

Das Buch behandelt in 15 Abschnitten Einzelteile und Gesamtausführungen von Stahlhochbauten. Es ist als Einführung hauptsächlich für den entwerfenden Ingenieur bestimmt und bringt deshalb eine reiche Fülle von Konstruktionsbeispielen, wobei an zahlreichen Stellen gute und schlechte Anordnungen einander gegenübergestellt sind. Folgerichtig sind auch die Einzelheiten, wie Fenster, Tore, Treppen, Oberlichter, Dacheindeckungen und Verglasungen angemessen berücksichtigt. Die Skelettbauten tragen der neueren Entwicklung Rechnung. Die geschweißten Verbindungen vertragen ihrer raschen Ausbreitung entsprechend eine eingehendere Behandlung.

Die Brauchbarkeit des Buches ist schon dadurch erwiesen, das es in mehrere fremde Sprachen übersetzt ist. Dr. Bl.

Praktische Großzahl-Forschung. Methoden zur Betriebsüberwachung und Fehlerbeseitigung. Von Dr. Ing. K. Daevcs. Berlin 1933 VDI-Verlag G. m. b. H. DIN A 5. VIII/132 Seiten mit 58 Abbildungen und 13 Zahlentafeln. In Halbleinen gebunden 7,20 *RM* (VDI-Mitglieder 6,50 *RM*).

Die praktische Großzahl-Forschung, wie sie in dem Buche dargestellt ist, bildet ein einfaches und ohne kostspielige Einrichtungen anwendbares Mittel zur Verbesserung des Betriebes und Züchtung besserer Qualitäten. Die Schlußfolgerungen werden gezogen aus einer geeigneten Zusammenstellung von Betriebszahlen, die zu Arbeitsregeln des eigenen Betriebes führen und eine Erhöhung der Absatzmöglichkeit, Verbesserung der Qualität und eine starke Minderung des Ausschußprozentsatzes mit sich bringen. Auf mathematische Ableitungen und komplizierte Rechnungen wird dabei zugunsten übersichtlicher schaubildlicher Darstellung verzichtet. Ue.

Die Fahrwiderstände des Rollmaterials im Baubetrieb. Von Dr.-Ing. Josef Engel. (Mitteilungen des Forschungsinstituts für Maschinenwesen beim Baubetrieb, Heft 3.) Berlin 1932, Kommission beim VDI-Verlag. 44 Seiten mit 47 Abbildungen. Broschiert 7,20 *RM*.

Die Arbeit, zu welcher Prof. Garbotz das Vorwort schrieb, vermittelt einen sehr vollständigen Einblick in den Fahrwiderstand der Lokomotiven und Wagen der Baubetriebe, in die Leistungsfähigkeit der Lokomotiven und die Eignung der verschiedenen Antriebsarten. Das Heft ist in einen theoretischen und einen praktischen Hauptteil gegliedert. In ersterem befaßt sich Dr. Engel mit den Grundlagen der Widerstandsermittlung, wobei er betont, daß Schwankungen durch betriebliche Einflüsse so groß sind, daß übertriebene Genauigkeit gar keinen Zweck hätte. In allen Zweifelsfällen wird der Versuch in vorbildlicher Weise zu Rate gezogen. So konnte der Verfasser nachweisen, daß die rollende Reibung zwischen Rad und Schiene je nach dem Grad

der Verschmutzung der letzteren bis zum Doppelten des Regelwertes anwachsen kann, die Lagerreibung für Rollenkörbe je nach dem Zustand der Lager bis zum $3\frac{1}{2}$ -fachen des Bestwertes. Das Anwendungsgebiet der Kugel-, Rollen- und Federrollenlager wird kurz gekennzeichnet und darauf hingewiesen, daß bei gutem Betriebszustand Rollenkörbe viel weniger Kraft verzehren als Gleitlager. Bei der Unempfindlichkeit der letzteren einem rohen Betrieb gegenüber und der schlechten Ausnutzung des Rollmaterials im Baubetriebe wird das Gleitlager jedoch nicht als veraltet bezeichnet.

Das rollende Material der Baubetriebe verhält sich in vielen Beziehungen wesentlich anders als jenes standfester Haupt- und Nebenbahnen, teilweise in einem Ausmaße, wie es bisher nicht bekannt war. Während bei Vollbahnen der Anteil des Rollwiderstandes am Gesamtwiderstand der Wagen sehr gering ist, beträgt er bei den Kippern mit verhältnismäßig kleinen Rädern ($\frac{3}{4}$ bis 1 m^3) bei Verwendung von Rollenkörben mehr als den dritten Teil, bei Gleitlagern immerhin noch fast ein Viertel. Die Lagerreibung macht bei Rollenkörben ebenfalls etwa ein Drittel, bei Gleitlagern über zwei Drittel des Gesamtwiderstandes aus. Der Rest kommt auf senkrechte und seitliche Stöße, während der Luftwiderstand, wie zu erwarten, verschwindend ist. Die Fahrgeschwindigkeit betrug bei den Versuchen 4 und 8 km/h. Die Größe des Widerstandes, der durch die seitlichen Pendelbewegungen der Fahrzeuge entsteht, wurde durch ein neuartiges Meßinstrument ermittelt. Sehr lehrreich sind die Versuche über den Einfluß der Schmierung auf den Gesamtwiderstand der Wagen. Der Einfluß der Vergrößerung der Wagentypen auf den Fahrwiderstand wurde festgestellt, indem Kipper und Gesteinswagen von $\frac{3}{4}$ bis 16 m^3 Inhalt untersucht wurden. Die Widerstände werden miteinander verglichen und zwar nicht nur die Werte bezogen auf das Wagengewicht im beladenen Zustand sondern auch bezogen auf die Nutzlast und bezogen auf die Nutzlast, wenn man nicht nur die Lastfahrt sondern auch die leere Rückfahrt in Betracht zieht. Der letztere Wert beträgt beispielsweise für einen 1 m^3 -Kipper mit Gleitlagern 28,8 kg/t, mit Wälzlagern 16,6 kg/t und für einen $5,3\text{ m}^3$ -Kipper mit Gleitlagern 12,3 kg/t, für einen 16 m^3 -Abraumwagen nur 8,5 kg/t. Als Fahrgeschwindigkeit ist dabei 12 km/h vorausgesetzt. Infolge der erhöhten Lagerreibung und der Seitenstöße kann man den Wagenwiderstand bei Leerfahrt um $\frac{1}{5}$ höher als bei Lastfahrt annehmen. Auf die Nutzlast bezogen zeigt sich der Vorteil der leichter gebauten 600-Spurwagen gegenüber den 900-Spurwagen. Die Laufversuche auf der ebenen Geraden geben die Grundlage für einfache Widerstandsformeln, in welchen als Bezugsgrößen nur mehr die Geschwindigkeit V und der Rauminhalt J der Wagen, gemessen in km/h bzw. m^3 , vorkommt; für Gleit- und für Wälzlagern gelten verschiedene Festwerte. So lautet die einfache Formel für Kipper mit Gleitlagern, bezogen auf das Dienstgewicht:

$$w \text{ kg/t} = 2,3 + 0,0056 V^2 + \frac{16,3}{J + 0,31}$$

Eine weitere Versuchsreihe mit Kippern von 600, 900 und 1435 mm Spurweite befaßt sich mit der Ermittlung des Kurvenwiderstandes. Vorwiegend werden sehr enge Gleisbögen untersucht, wie sie im Baubetrieb vorkommen. Dabei zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der Meßwerte mit der Formel von Boedecker, die zwar für den übersenlängigen Gebrauch zu verwickelt ist, aber den Vorzug hat, daß sie neben dem Bogenhalbmesser auch Spurweite und Radstand berücksichtigt. Die Roecklsche Formel ergibt in der angeführten Form bei 55 m Bogenhalbmesser einen unendlich großen Kurvenwiderstand; sie gilt deshalb nur für Bogenhalbmesser herab bis 300 m. Engel

leitet aus der Formel von Boedecker vereinfachte Formeln ab und belegt ihre Brauchbarkeit ausführlich.

Der nächste Abschnitt der Arbeit gilt dem Lokomotivwiderstand. Auch hier waren bisher ziemlich willkürliche Annahmen im Schwung, da die noch am meisten brauchbaren Formeln von Basch und von Gruenewaldt für die bei Nebenbahnen herrschenden Verhältnisse gelten. Die Lokomotivbauunternehmen beschränkten sich meist darauf, in ihren Angeboten und Drucksachen die Nettozugkraft am Zughaken für verschiedene Steigungen anzugeben, was für den Bauingenieur die einzige Unterlage bei der Wahl der Lokomotivgröße bildete. Engel gibt nun die Berechnungsart für den Eigenwiderstand von Dampf-, Benzol- oder Diesel- und elektrischen Lokomotiven an, bei den Dampflokomotiven z. B. unterteilt in den Reibungswiderstand beim Leerlauf, Geschwindigkeitswiderstand und die Triebwerks- und Schieberreibung unter Dampf. Versuche und Rechnung werden für Dampflokomotiven von 45 bis 250 PS, sowie für verschieden starke Diesel- und elektrische Lokomotiven durchgeführt, wobei für die zweite Auflage die Angabe der Spurweiten empfohlen sei. Bei allen Lokomotivgattungen sinkt der Eigenwiderstand bezogen auf die Tonne Dienstgewicht zunächst mit der Lokomotivgröße um später wieder anzusteigen, z. T. recht beträchtlich, wofür der Verfasser die Erklärung gibt.

Die Lokomotivgröße wird in PS ausgedrückt. Darin liegt allerdings so lange noch eine gewisse Willkür, als für die Leistung der Baulokomotiven die schon öfters angeregte einheitliche Berechnungsart nicht festliegt. Heute kann man ziemlich abweichende Leistungsangaben für Lokomotiven mit gleichen Rost- und Heizflächen und Zylinderabmessungen antreffen. Nach den Untersuchungen des Verfassers erreicht der Eigenwiderstand den Mindestwert bei zweiachsigen Dampflokomotiven mit Flachschiebern bei einer Größenordnung der Regelleistung von 120 PS (15,6 kg/t), bei Benzol- und Dieselgetriebelokomotiven von 25 PS (27 kg/t) und bei elektrischen Gleichstromlokomotiven von 60 PS (27 kg/t). Die Ergebnisse werden in klaren Kurvenbildern übersichtlich dargestellt und für die praktische Anwendung in einfache Formeln gefaßt. Es erscheint für den verfolgten Zweck zulässig, den mit der Geschwindigkeit linear wachsenden Widerstand zu vernachlässigen, wenn auch die angeführte Franksche Ansicht, daß dieses Glied überhaupt keine Berechtigung habe, überholt ist.

An die Ermittlung des Eigenwiderstands reihen sich Untersuchungen über die größte Zugkraft von Lokomotiven. Wünschenswert wäre hier die Hereinbeziehung der Rost- und Heizflächen bei der Dampflokomotive, wenn auch infolge der üblichen geringen Fahrgeschwindigkeiten die Haftung zwischen Rad und Schiene meist maßgebend ist. Die Abnahme der Kesselleistung mit geringer werdender Geschwindigkeit scheint der Verfasser nicht entsprechend zu würdigen.

Zum Schluß zeigt der Verfasser an einem nomographischen Verfahren für die Planung von Bodenbewegungen und unter Bezugnahme auf eine Arbeit von Prof. Dr. Oerley über „Die maßgebende Arbeitshöhe der Eisenbahn“ an einem Beispiel einer Betriebskostenrechnung, wie wertvoll die Kenntnis der gewonnenen Ergebnisse im Einzelfall ist.

Die gründliche, verständlich geschriebene Arbeit Dr. Engels füllt oft empfundene Lücken aus und sei Konstrukteuren von Kleinlokomotiven und von Kipp- und Gesteinswagen, den Betriebsleuten von Feld-, Industrie- und sonstigen vorübergehend verlegten Bahnen, besonders aber auch den Bauingenieuren angelegentlich empfohlen.

Dr.-Ing. L. Schneider, München.

*) Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1922, Heft 3.

Verschiedenes.

Die nächste Weltkraftkonferenz.

Nach der großen energiewirtschaftlichen Tagung, die im Jahre 1930 Tausende von führenden Wissenschaftlern und Industriellen aller Länder zur „Zweiten Weltkraftkonferenz“ in Berlin vereinigte, findet die nächste Veranstaltung im Rahmen dieser ständigen internationalen Gemeinschaftsarbeit der Technik im Juni 1933 in Skandinavien als Teiltagung statt. Sie wird sich insbesondere mit der Energieversorgung in der Großindustrie und im Transportwesen befassen.

Die Vorbereitungen liegen vornehmlich in den Händen des Schwedischen Nationalen Komitees der Weltkraftkonferenz, bei dem schon jetzt 20 Länder ihre Teilnahme und Mitarbeit zugesagt haben. Wie lebhaft das Interesse an dem vorgesehenen Verhandlungsgegenstand ist, zeigt die Tatsache, daß bereits mehr als 170 Berichte, davon 26 allein aus Deutschland, angemeldet sind. Unter anderem werden Arbeiten über neuartige Lösungen technisch-wirtschaftlicher Aufgaben, z. B. auf dem Gebiet der Dampf-erzeugung und Energiespeicherung, in Aussicht gestellt.