

Über den Einfluß von Bahn- und Fahrzeug-Unregelmäßigkeiten auf das Gleis.

Von Dr. Ing. Artur Adler, Wien.

In dem auf Seite 41 1935 veröffentlichten Aufsatz über „Statik und Dynamik des Oberbaues“ hat der Verfasser eigentlich nur stoßloses Gleis und einwandfreie Fahrzeuge angenommen. Es wurde festgestellt, daß sich die dynamischen

Wirkungen von den statischen um die durch die Eigenschwingungen hervorgerufenen Zuschläge unterscheiden und so wurden, wenn man kleine Umgestaltungen vornimmt, folgende einfachen Formeln erzielt:

1. Senkrechtbewegungen

2. Schwankungen des Biegemomentes

3. „ der Beschleunigung

in irgend einer Schwingungsordnung i

$$\left\{ \begin{aligned} A_{iE} &= \frac{1}{8 \pi \alpha^2 \beta_1 E J} \sqrt{\frac{65^3 i}{(i^4 + 64)^3}} \cdot P v, \\ M_{iE} &= \frac{1}{32 \pi \beta_1} \sqrt{\frac{65 i^2}{(i^4 + 64)^3}} \cdot P v, \\ b_{iE} &= \frac{\alpha^2}{2 \pi \mu \beta_1} \sqrt{\frac{65 i^2}{i^4 + 64}} \cdot P v. \end{aligned} \right.$$

Im folgenden soll der Einfluß der Störung durch Stoßlücken, Unrundheit der Räder, Gleisstufen und Unausgeglichenheit der Gegengewichte behandelt werden.

in der seinerzeit dargestellten Weise Verformungs-, Tangenten-, Momenten- und Querkraftlinien für den wirklichen Belastungsfall. Eingezeichnet wurden nur Verformung und Momente.

1. Einfluß der verlaschten Stöße

(Abb. 14).

In Abb. 5 des früheren Aufsatzes ist die Verformungslinie dargestellt worden für den Fall, daß die Last am Schienenende wirkt. Die Einsenkung beträgt das Vierfache von der für Belastung innerhalb des Schienenfeldes. Wäre die Verlaschung nur gelenkartig, so ließe sie wohl volle Verdrehung der Endquerschnitte gegeneinander zu, d. h. es bestünde dort keinerlei Biegemoment, aber die Einsenkung wäre nur halb so groß als ohne Vorhandensein des Gelenkes. Ersetzten die Laschen tatsächlich das unterbrochene Trägheitsmoment vollständig, so wäre die Einsenkung genau so groß wie inmitten des Schienenfeldes. Aber auch gut verschraubte Laschen verhindern die gegenseitige Verdrehung der Endquerschnitte nicht vollständig, und so soll, um die zusätzliche Verformung wenigstens der Größenordnung nach analytisch behandeln zu können, angenommen werden, die gegenseitige Verdrehung $2 \varphi_F$ betrage die Hälfte von der bei freier Beweglichkeit. In Abb. 14 bedeuten \overline{ADB} die statische Verformungslinie für vollständige Einspannung, \overline{CDE} für gelenkartige Verbindung und \overline{FDG} für teilweise Einspannung, also für den Fall, der behandelt werden soll. Die Ortsbedingungen für Q sind

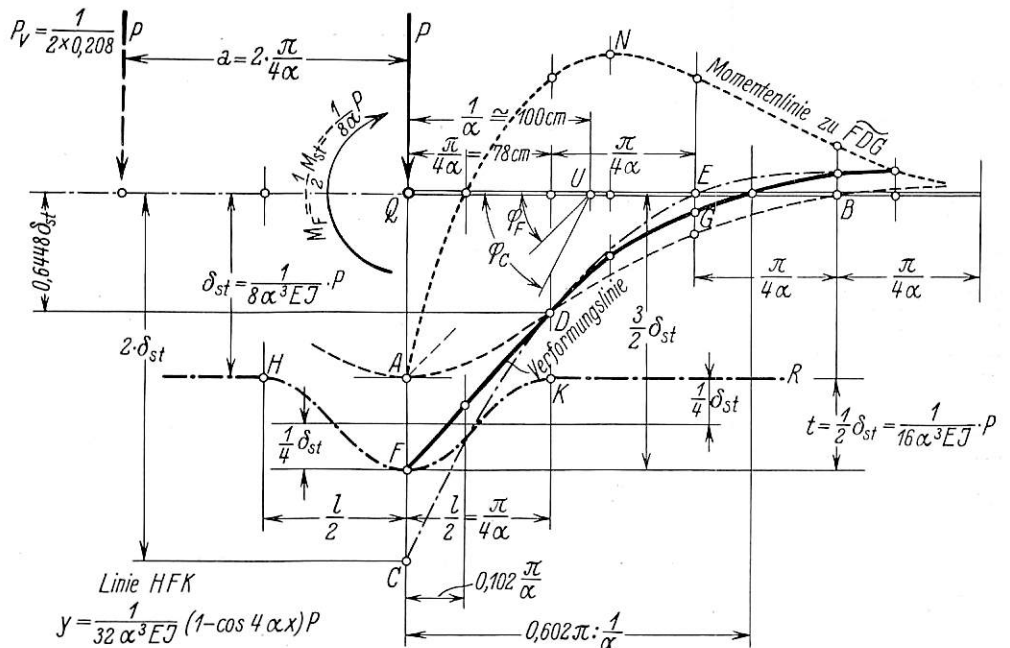


Abb. 14. Verformung am Schienenstoß.

Die analytische Berechnung müßte von der ursprünglichen

Differentialgleichung $\frac{d^4 y}{d x^4} + 4 \alpha^4 y = 0$ ausgehen. Deren allgemeines Integral lautet ja $y = e^{-\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x)$, wobei sich die Konstanten C_1 und C_2 aus den Ortsbedingungen ergeben mit $C_1 = 3 C_2 = \frac{3}{16 \alpha^3 E J} \cdot P$ und die Gl. 33) lauten demnach:

$$y = \frac{1}{16 \alpha^3 E J} P \cdot e^{-\alpha x} (3 \cos \alpha x + \sin \alpha x),$$

$$y' = \frac{-1}{8 \alpha^2 E J} P e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + 2 \sin \alpha x),$$

$$y'' = \frac{-1}{8 \alpha^3 E J} P e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - 3 \sin \alpha x),$$

$$y''' = \frac{1}{4 E J} P e^{-\alpha x} (2 \cos \alpha x - \sin \alpha x).$$

1. $M_F = -\frac{1}{2} M_A = -\frac{1}{8 \alpha} P$ und 2. $Q_F = -\frac{1}{2} P$.

Diese zweite Bedingung besteht auch beim wirklich unbegrenzten Träger. Demnach hätte man, um den fiktiven unbegrenzten Träger einzuführen, nur für die 1. Bedingung zu sorgen und im Abstände $a = 2 \cdot \frac{\pi}{4 \alpha}$ (dieser Abstand wegen Vermeidung einer neuerlichen Querkraft in Q) gemäß Abb. 3 des früheren Aufsatzes die Last $P_v = \frac{1}{2 \cdot 0,208} P$ anzubringen.

Mit Verwendung der Einflußlinien laut Abb. 3 erhält man

Die analytische Berechnung führt natürlich zu den gleichen Ergebnissen wie die graphische. In Punkt D müssen sich, wie auch eine einfache Überlegung ergibt, alle Verformungslinien schneiden.

Innerhalb der Schiene ist die Umhüllungslinie der Verformungskurven für langsam wirkende Lasten eine Parallele im Abstände $\delta_{st} = \frac{1}{8 \alpha^3 E J} P = \frac{P}{c}$ zur Bahnkurve. Am Stoß Q beträgt die Tiefe $\frac{3}{2} \delta_{st}$. (Das ist das Mittel zwischen starrer Verbindung und Gelenk, d. i. zwischen δ_{st} und $2 \delta_{st}$.)

Wir können annehmen, daß die sich abschwächende Vertiefung der Umhüllungslinie bis K (d. i. bis Abst. = $\frac{\pi}{4 \alpha}$), bzw. wegen Spiegelgleichheit bis H reicht. Die Störung der vorgenannten Parallelität wirkt sich in der Bahn so aus, als ob die Umhüllungslinie in Q um $\frac{1}{2} \delta_{st}$ vertieft wäre.

Um die Störungskurve analytisch behandeln zu können, fassen wir sie als Sinuslinie auf. Deren Gleichung lautet demnach, wenn H als Ursprung aufgefaßt wird

$$y = \frac{1}{4} \delta_{st} \left(1 - \cos \frac{2 \pi x}{l} \right), \text{ bzw. mit } l = \frac{\pi}{2 \alpha}, \delta_{st} = \frac{1}{8 \alpha^3 E J} P$$

und $x = v \cdot t$:

$$y = \frac{1}{32 \alpha^3 E J} (1 - \cos 4 \alpha v t) \cdot P \dots \text{ Gl. 34}$$

und

$$\ddot{y} = \frac{d^2 y}{d t^2} = \frac{1}{2 \alpha E J} P v^2 \cos 4 \alpha v t.$$

Zu dieser vertikalen Beschleunigung gehört nicht der ganze Raddruck, z. B. $P = 8000 \text{ kg}$, sondern nur der ungefederte Teil desselben, z. B. $G = 2000 \text{ kg}$. Die Einsenkung des gefederten Teils der Last (des Wagenkastens, dessen Eigenschwingungen $\nu_k = 1$ bis 2 Hz bzw. $\tau_k = 2$ bis 1 Sekunde betragen) beeinflusst den Oberbau nur sehr wenig (hierzu Abb. 13 des früheren Aufsatzes), weil das Verhältnis

$$\frac{\tau_B}{\tau_K} = \frac{1}{\nu} : 1 = \frac{\pi}{2 \alpha v} \left(\text{z. B.} = \frac{1}{54}, \text{ wenn } v = 100 \text{ km/h} \right)$$

sehr klein ist. Der zusätzliche Druck kann also betragen

im Maximum $D = \frac{G}{2 \alpha E J \cdot g} P v^2$. Der Gesamtdruck erreicht

$P_{dyn} = P_{stat} \left(1 + \frac{G}{2 \alpha E J \cdot g} v^2 \right)$. Der dynamische Faktor für verlaschte Schienenstöße ist also

$$\varphi_2 = 1 + \frac{G}{2 \alpha E J \cdot g} v^2 \dots \dots \text{ Gl. 34).$$

Für $v = 100 \text{ km/h}^{-1} = 2780 \text{ cm/sec}^{-1}$ und die bisher angegebenen Werte erhält man z. B. $\varphi_2 = 1,24$. Für Stellen innerhalb des Schienefeldes war der Faktor $\varphi_1 = 1 + \frac{4 \alpha}{\pi \beta_1} \cdot v$,

z. B. $\varphi_1 = 1,09$. Die Gesamtwirkung am Stoß besteht aus dem Produkt der beiden Faktoren, also

$$\varphi_{st} = \left(1 + \frac{4 \alpha}{\pi \beta_1} v \right) \left(1 + \frac{G}{2 \alpha E J \cdot g} v^2 \right) \dots \text{ Gl. 35),}$$

z. B. $\varphi_R = 1,35$. Die Durchbiegung am Stoß wäre dann $\delta_{Stoß}$ für $100 \text{ km/h}^{-1} = 1,35 \frac{3}{2} \delta_{st} \cong 2,0 \delta_{st}$.

2. Flachstellen an Rädern und Gleisstufen (Abb. 15).

Die Achsen der Räder beschreiben normalerweise eine Parallele zur Bahnkurve. Bei unrunder Rädern erfährt diese Parallele eine Störung, deren Größtwert gleichkommt der Pfeilhöhe f der Abflachung. Analog dem vorigen Abschnitt

kann man die Störungskurve darstellen durch die Gleichung $y = \frac{1}{2} f \left(1 - \cos \frac{2 \pi x}{l} \right)$ oder $y = \frac{1}{2} f \left(1 - \cos \frac{2 \pi v t}{l} \right)$.

Hierbei ist S als Achsursprung angenommen. Auch unrunder Räder haben keine scharfen Ecken und so wird die Störungslänge l etwas größer sein als die zu f gehörige Kreissehne. Im Vergleich zum vorigen Fall ist aber die Länge l sehr klein und es liegt also ein Stoßproblem vor. Man hat eine der Fahrgeschwindigkeit angepaßte fiktive Fallhöhe H für das Gewicht G des ungefederten Teiles des Raddruckes so zu bestimmen, daß die Fallwirkung jenes Gewichtes gleichkommt der Wirkung der Flachstelle auf das Gleis. Jedes Element der Störungskurve ds wird mit der Fahrgeschwindigkeit v durchlaufen. Ihre senkrechte Komponente ist $v_v = v \cdot \sin \varphi$. Die Störungskurve ist ja flach und auch bei ihren stärksten Neigungen weichen $\sin \varphi$ und $\tan \varphi$ nur wenig voneinander ab. Daher gilt

$$v_v = v \cdot \tan \varphi = v \cdot \frac{d y}{d x} \quad \text{und daher} \quad v_v = \pi \frac{f}{l} \cdot v \sin \frac{2 \pi x}{l}.$$

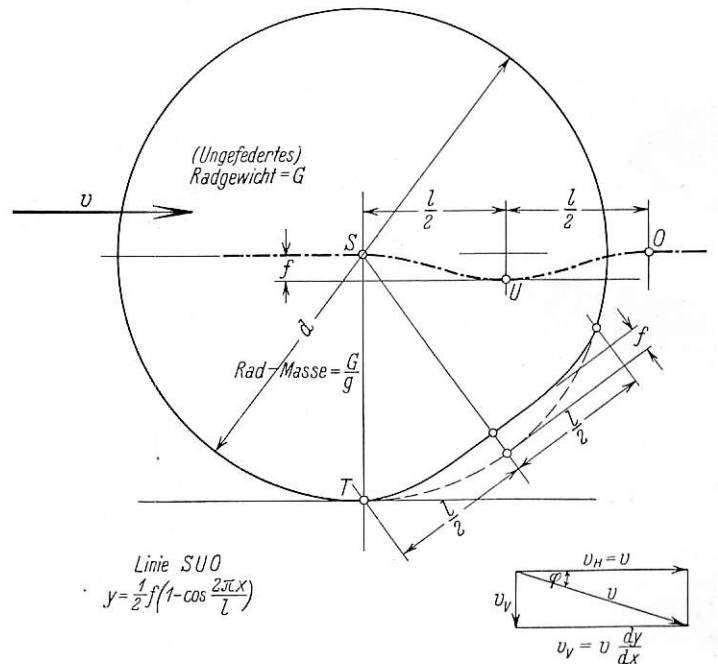


Abb. 15.

Die dem Element ds zugehörige Fallhöhe

$$h = \frac{1}{2 g} v_v^2 = \frac{\pi^2}{2 g} \left(\frac{f}{l} \right)^2 v^2 \sin^2 \frac{2 \pi x}{l}.$$

Sie ändert sich mit x . Die Gesamthöhe H_{fl} ergibt sich mit

$$H_{fl} = \int_0^{l/2} \frac{h}{1/2 l} \cdot dx = \frac{\pi^2}{2 g \cdot l} \left(\frac{f}{l} \right)^2 v^2 \int_0^{l/2} \sin^2 \frac{2 \pi x}{l} \cdot dx = \frac{\pi^2}{4 g} \left(\frac{f}{l} \right)^2 v^2 \dots \dots \text{ Gl. 36)}$$

(z. B. $H \cong 2,0 \text{ cm}$ für $v = 50 \text{ km/h}$) und $\frac{f}{l} = \frac{1}{50}$, bzw. $f \cong 2 \text{ mm}$.

Nun darf man nach Timoshenkos Festigkeitslehre annehmen: 1. daß die dynamische Verformung wohl größere Ordinaten hat als die statische, daß aber die Gestalten der Verformungslinien einander ähnlich sind, und 2. daß die kinetische Energie beim Auffallen gänzlich in Verformungsenergie übergeht. Es besteht also die Gleichung

$$A_K = A_p \text{ oder } G (H + \delta_G) = \frac{1}{2} \delta_G^2 \cdot c \text{ oder } \delta_G^2 - 2 \frac{G}{c} \cdot \delta_G - 2 \frac{G}{c} \cdot H = 0$$

oder $\delta_G^2 - 2 \delta_G \cdot \delta_{Gst} - 2 \cdot \delta_{Gst} \cdot H = 0$.

Daraus:

$$\delta_G = \delta_{Gst} + \sqrt{\delta_{Gst}^2 + 2 \delta_{Gst} H} \dots \dots \text{ Gl. 37).}$$

Da $\delta_{G.st.}^2$ klein ist gegenüber $2 \delta_{G.st.} \cdot H$, so darf der Zuwachs an Durchbiegung durch den ungedehnten Anteil des fallenden Gewichtes angesetzt werden mit $\Delta \delta_G = \sqrt{2 \delta_{G.st.} \cdot H}$.

Setzt man $\delta_{P.st.} = \frac{P}{8 \alpha^3 E J} = \frac{P}{c}$ und außerdem die oben berechneten Werte ein, so lautet die Formel für die dynamische Durchbiegung wegen des fallenden Rades

$$\delta_P = \delta_{P.st.} \left(1 + \pi \frac{f}{l} \frac{v}{P} \sqrt{\frac{c}{2} \frac{G}{g}} \right).$$

Der dynamische Faktor für die Flachstelle drückt sich demnach aus durch

$$\varphi_3 = \left(1 + \pi \frac{f}{l} \frac{v}{P} \sqrt{\frac{c}{2} \frac{G}{g}} \right) \dots \text{Gl. 38).}$$

Durch Zusammenwirken mit der Eigenschwingung des Oberbaues ergibt sich der gesamte Stoßfaktor mit

$$\varphi_{flach} = \left(1 + \frac{4 \alpha}{\pi \beta_1} v \right) \left(1 + \pi \frac{f}{l} \frac{v}{P} \sqrt{\frac{c}{2} \frac{G}{g}} \right).$$

Dieser Faktor beträgt z. B. bei $P=8000$, $G=2000$, $c \approx 30000$, $\frac{f}{l} = \frac{1}{50}$ und $v = 1400 \dots \varphi_{fl} \approx 3,00$. Der Einfluß des gedehnten Teiles des Raddruckes ist wegen der großen Eigenschwingungs-Perioden des Wagenkastens von geringem Einfluß. Bemerkte sei noch, daß die Stoßwirkung erst im aufwärts gerichteten Abschnitt der Störungslinie erfolgt. Bei Stufen kommt nur dieser Ast in Betracht und man erhält für

$$H_{stuf} = \frac{\pi^2}{16 g} \left(\frac{h}{l} \right)^2 v^2 = \frac{1}{4} H_{fl} \dots \text{Gl. 36a)}$$

und

$$\varphi_{stuf} = \left(1 + \frac{4 \alpha}{\pi \beta_1} \right) \left(1 + \frac{\pi}{2} \frac{h}{l} \frac{v}{P} \sqrt{\frac{c}{2} \frac{G}{g}} \right).$$

3. Unausgeglichene Gegengewichte der Lokomotiven (Abb. 16).

Gemäß den T. V. darf der Fliehdruck der Unausgeglichenheit auch bei höchsten Fahrgeschwindigkeiten 15% des Raddruckes nicht übersteigen. Daher darf der größte Fliehdruck auf das Gleis mit $G = 0,15 P$ vorweggenommen werden. Der Fliehdruck ändert sich nach dem Kosinusetz, dessen Periode $\tau = \frac{2 r \cdot \pi}{v}$ ist (Abb. 16). Die Kreisfrequenz γ er-

rechnet sich aus $\gamma \tau = 2 \pi$ mit $\gamma = \frac{2 \pi \cdot v}{2 r \pi} = \frac{v}{r}$ und beträgt z. B. bei $v = 2780 \text{ cm/sec}^{-1}$ und $r = 100 \text{ cm} \dots \gamma = 28$. Die Kreisfrequenz der Eigenschwingung des Oberbaues wurde mit $\beta_1 = 2 \alpha^2 \cdot \sqrt{\frac{E J}{\mu}}$, d. i. z. B. $\beta_1 = 400$ ermittelt.

Demnach ist das Störungsverhältnis gegeben durch $z = \frac{\omega}{\beta} = \frac{\gamma}{\beta_1} = \frac{v}{r \beta_1}$, z. B. $z = 0,07$; es ist also sehr gering.

Der Einfluß der Unausgeglichenheit drückt sich demnach nur durch einen höchstens 15% betragenden Zuschlag zum Raddruck aus. Die bezügliche Stoßziffer ist also $\varphi_4 \leq 1,0 + 0,15 = 1,15$ bzw. $\varphi_u \leq \left(1 + \frac{4 \alpha}{\pi \beta_1} v \right) 1,15$.

Zusammenfassung.

In den Fällen 1 und 2 hängt der dynamische Faktor von dem Anteil des ungedehnten Raddruckes G und von der Fahrgeschwindigkeit ab. Durch gute Ausbildung des Schienenstoßes kann die statische Mehrdurchbiegung und

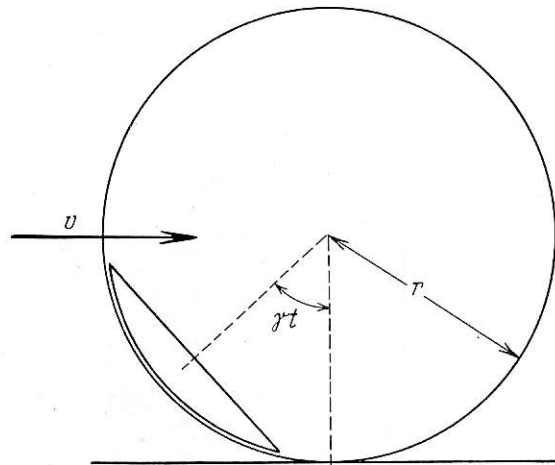


Abb. 16.

damit auch der dynamische Faktor verringert werden. Im Fall 2 kommt noch das Verhältnis der Abflachung $\frac{f}{l}$ hinzu.

Schon bei geringer Abflachung, z. B. $\frac{f}{l} = \frac{1}{50}$, und bei verhältnismäßig geringer Fahrgeschwindigkeit, z. B. $v = 50 \text{ km/h}^{-1}$, ist der Einfluß sehr beträchtlich. Bei $v = 100 \text{ km/h}^{-1}$ würde die Stoßziffer φ_{fl} weit größer als 5,0 sein. Die Schienenspannung überschreite dann das Ausmaß von $\sigma_{dyn} = 5,0 \sigma_{st} = 5,0 \cdot \frac{P}{4 \alpha \cdot W} = \frac{5,0 \cdot 8000}{4 \cdot 0,0105 \cdot 200} \approx 4800 \text{ kg/cm}^2$.

Man erkennt die beträchtliche Gefahr unrunder Räder. Bei Gleisstufen ist sie unter gleichen Ausmaßen wesentlich geringer. Die Einwirkung nach Fall 3 ist wegen der hohen Oberbau-Eigenfrequenzen von verhältnismäßig geringem Belang.

Unstetigkeiten der Krümmung am Laschenstoß.

Von Dr. Ing. Bloss, Dresden.

Hierzu zwei Abbildungen auf Tafel 5.

Der Übergang zu Höchstgeschwindigkeiten im Eisenbahnbetriebe wird dazu nötigen, die Genauigkeit der Gleislage im lotrechten wie im waagerechten Sinne über das Maß hinaus zu steigern, das bis jetzt als angemessen und hinreichend galt. Im Bogengleise haben die Unzulänglichkeiten der Seitenlage jetzt noch eine ergiebige Quelle darin, daß vermöge der Art, wie die Schienen auf dem Bauplatze gebogen werden, die Krümmung nicht bis zu den Enden der Schiene gleichmäßig durchläuft. An den Stoßstellen bilden sich Knicke aus, die auch durch guten Sitz und Schluß der Laschen nicht zum Verschwinden gebracht werden können. Diese Unstetigkeiten am Laschenstoße treten bei den Stichmessungen, die für das Abstecken von Bogen nach dem Winkelbildverfahren oder für die

Bogenberichtigung nach Nalenz-Höfer durchgeführt werden, nicht in Erscheinung. Die für diese Zwecke üblichen Sehnenlängen sind zu groß, um die Unstetigkeiten der Krümmung innerhalb eines Schienefeldes erfassen zu können. Für genauere Stichmessungen muß also zunächst ein besonderes Meßgerät geschaffen werden, das etwa bei 2 m Sehnenlänge den Bogenstich auf 0,1 mm genau abzulesen gestattet. Ein solches Meßgerät ist in Textabb. 1 dargestellt. Es besteht aus einem 2 m langen, eisernen Lineal, das durch eine Dreieckverstrebung versteift ist. Die Meßlänge wird durch zwei Kugelspitzen begrenzt, die an die Fahrkante herangeschoben werden. Der Bogenstich in der Sehnenmitte wird an einem einfachen Schubnonius auf 0,1 mm genau abgelesen. Die Auflegestützen des

Lineals sind so gestaltet, daß der Stich 14 mm unter Schienenoberkante gemessen wird. Eine unter die Mittelstrebe des Lineals gestellte Stütze bewirkt, daß das Meßgerät in der Verbindungsfläche der beiden Schienen liegt. Dieses Gerät kann, da es den Bogenstich mit der Genauigkeit einer Lupe zu messen gestattet, als „Gleiskrümmungslupe“ bezeichnet werden.

Die Ergebnisse einiger mit dieser Gleiskrümmungslupe an Bogen verschiedenen Halbmessers vorgenommenen Messungen sind aus Abb. 1, Taf. 5 ersichtlich.

Teilbild a betrifft ein Gleis von 1092 m Soll-Halbmesser. Der kleinste an einem Laschenstoße festgestellte Halbmesser betrug 300 m, das ist rund 28% des Soll-Halbmessers. Die Krümmung verflachte sich dagegen außerhalb der Stoßstellen nicht nur bis zur Geraden, sondern es traten an einigen Stellen sogar leichte Gegenkrümmungen auf. Diese auffällige Erscheinung dürfte indessen weniger an einer falschen Biegung der ganzen Schiene liegen, als vielmehr an der schon mit freiem Auge oft feststellbaren, wellenförmigen Seitenabnutzung der Führungsfläche, die sich darin kundtut, daß der Abnutzungsspiegel nach der Höhe deutliche Wellenberge und -täler aufweist. Fällt also ein solcher Wellenberg in die Mitte einer Sehnenlänge, so kann sich in der Fahrkante recht wohl

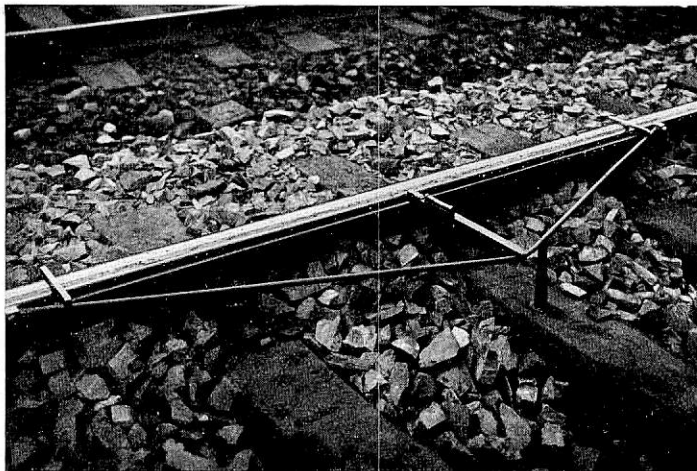


Abb. 1. Gleiskrümmungslupe.

eine falsche Gegenkrümmung zeigen. Bemerkenswert ist das ungleich günstigere Verhalten der geschweißten Stöße, verglichen mit dem der Laschenstöße. Das Gleis bestand an der Meßstelle aus 30 m langen Schienen, die durch Verschweißen zweier 15 m-Schienen gebildet sind. Im Mittel aus je zwölf Stößen lagen die Stoßstellen der Laschenstöße 1,1 mm weiter nach außen als die geschweißten Stellen. Die geschweißten Stöße wiesen im Mittel den Soll-Halbmesser auf, die Laschenstöße zeigten nur einen mittleren, rechnermäßigen Halbmesser von rund 700 m statt 1092 m. Darin liegt ein zahlenmäßiger Ausdruck für die bessere Maßhaltigkeit, die stetigere Krümmung des geschweißten Stoßes gegenüber dem Laschenstoße.

Teilbild b gehört zu einem Bogen von 571 m Soll-Halbmesser. Der kleinste, an einem Laschenstoße gemessene Halbmesser betrug 160 m, wieder 28% des Soll-Halbmessers. Auch an diesem Gleise zeigten sich trotz der verhältnismäßig schon scharfen Krümmung noch einzelne Stellen, die eine leichte Gegenkrümmung bildeten.

Daß die starken Unstetigkeiten an den Laschenstößen nicht etwa eine Folge des Betriebs darstellen, sondern im Keime schon vom Auslegen des Gleises her gegeben sind, geht aus Teilbild c hervor. Dieses Bild ist an einem ziemlich neuen Gleise gewonnen, das bei den Messungen erst acht Monate im Betriebe war. Falsche Gegenkrümmungen traten in dieser Meßstrecke von 300 m Halbmesser nicht mehr auf.

Weiter ergibt sich aus den Teilbildern d und e, daß die Krümmungsunstetigkeiten der Laschenstöße dem Krümmungsmaße nach um so bedenklicher werden, je kleiner der Bogenhalbmesser ist. Bezeichnend ist in dieser Hinsicht Teilbild d, das sich auf ein Gleis von 284 m Soll-Halbmesser bezieht. Der kleinste, aus dem Stichmaße errechnete Krümmungshalbmesser an einem Laschenstoße betrug nur noch rund 100 m! Das Verhältnis zum Soll-Halbmesser betrug wieder 28%. An solchen Stellen — das Gleis liegt im Gefäll 1:100 und wird nur in der Richtung des Gefälls befahren — konnte man schon mit freiem Auge plötzliche, ruckartige Ablenkungen der Lokomotiven beobachten. Diese Rucke wirken selbstverständlich auf eine Verschärfung der Unstetigkeiten wie auch auf die schon erwähnte wellenförmige Seitenabnutzung der Schienen hin.

Noch auffälliger zeigen sich derartige Erscheinungen am Teilbild e. Es handelt sich um ein Gleis von 225 m Soll-Halbmesser, das in Steigung 1:100 liegt und von schweren Zügen mit verhältnismäßig geringer Geschwindigkeit befahren wird. Die Fahrzeuge fahren also die Knicke an den Stoßstellen voll aus und die Schlingerbewegungen der schwer arbeitenden Lokomotiven verstärken die ungünstigen Einflüsse. Es ist daher nicht verwunderlich, daß der kleinste, in diesem Bogen festgestellte Ist-Halbmesser nur rund 63 m betragen hat, wiederum 28% des Soll-Halbmessers.

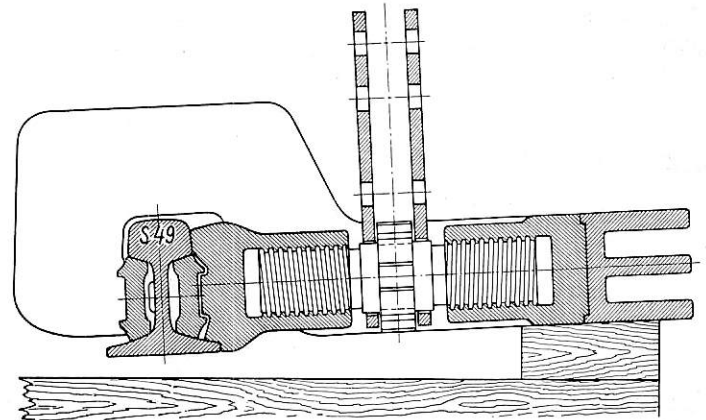


Abb. 2. Schienenbiegepresse.

Die wellenförmige Seitenabnutzung der Schiene ist in Abb. 2, Taf. 5 dargestellt, und zwar 3 m rechts und links vom Laschenstoße. Rechts vom Stoße, in der Fahrtrichtung vor der Stoßstelle, lag die Unterkante des Abnutzungsspiegels rund 30 mm unter der Schienenoberkante. Im Bereiche der Lasche stieg die Abnutzungskante bis zu 25 mm unter der Fahrfläche an, um hinter der Stoßstelle rasch auf 33 mm abzufallen. Offenbar fahren die Räder die Knickstelle am Stoße nicht voll aus, der Führungsdruck an der Stoßstelle wird geringer. Hierzu mag auch beitragen, daß sich die Schienen an der Stoßstelle unter dem Seitenangriff der Räder leichter und weiter nach außen abbiegen, da die seitliche Widerstandskraft der Stoßverbindung kleiner ist als die der durchgehenden Schiene. Der starke Seitenangriff, der sodann hinter der Lasche stoßartig auf die Schiene wirkt, führt aber zu einem beschleunigten Verschleiß.

Es liegt die Frage nahe, ob die einfache und billige Gleiskrümmungslupe nicht als Regelgerät für Gleisbau und Gleispflege Nutzen bringen könnte. Sie würde beim Ausrichten von Bogengleisen dazu helfen, einen sehr gleichmäßigen Verlauf der Krümmung herzustellen, und zwar noch vor dem Verfüllen des Gleises. Für die Abnahme von Unternehmerarbeit beim Gleisbau würde sie es ermöglichen, genaue Vertragsbestimmungen für die zulässigen Abweichungen vom Regelhalbmesser festzulegen. Für die Behebung der Krümmungsfehler am Laschenstoße würde es allerdings notwendig werden,

die Schienen an den Stoß-Enden besser zu biegen als bisher. Eine Vorrichtung dazu ist in Textabb. 2 dargestellt. Sie gleicht einer Biegevorrichtung, die früher auf Straßenbahnen weit verbreitet war. Ein starker Bügel von etwa 1,5 m Spannweite mit E-förmigem Querschnitt wird auf die nachzubiegende Schienenstelle gelegt, der Biegedruck wird durch Schrauben-

spindeln mit Gegenwinde ausgeübt. Ordnet man in dieser Bügelpresse auf die Laschenlänge drei solche Schraubenspindeln an, so muß es möglich sein, im Laschenstoß nicht nur die Schienen-Enden, sondern auch die Laschen auf das vorgeschriebene Krümmungsmaß genau zu biegen oder auch hinterher nachzubiegen.

Abstecken von Kreisbogenweichen jeder Form.

Von Oberlandmesser **Seifert**, Saarbrücken.

Hierzu Tafel 6.

Der Absteckung von Weichen liegt in der Regel ein Entwurfsplan zugrunde, dessen angenäherte oder volle Brauchbarkeit nicht so sehr von seiner Genauigkeit als vielmehr von der Art der abzusteckenden Weiche abhängt. Die Anforderungen sind verschieden für Bogenweichen und gerade Weichen. Während gerade Weichen sich auch nach einem weniger genauen Plan richtig abstecken lassen, kann für das Abstecken von Bogenweichen auch der genaueste Plan nur als Anhalt für die ungefähre Lage dienen, ja es kann vorkommen, daß die darin gezeichnete Weiche sich bei der Berechnung als unmöglich erweist. Deshalb darf eine Bogenweiche nicht nach im Plan abgegriffenen Maßen abgesteckt werden. Eine einwandfreie Weichenlage im Bogen, wobei hier nur an einen Kreis und nicht an eine Parabel gedacht ist, gewährleistet nur eine genaue Berechnung. Wie diese am einfachsten*) durchzuführen ist, soll im folgenden gezeigt werden. Im ersten Teil der Abhandlung werden Bogenweichen an eine Gerade (Weichenstraße und dergl.) angeschlossen, der zweite Teil behandelt Gleisverbindungen mit Bogenweichen.

Anschluß an eine Gerade.

Es sind drei Fälle zu unterscheiden: Anschluß einer

- I. Außenbogenweiche,
- II. Innenbogenweiche mit Innenabzweigung,
- III. Innenbogenweiche mit Außenabzweigung.

In allen drei Fällen haben gleichartige Stücke gleiche Bezeichnungen. Je drei Abbildungen für jeden der drei Fälle verdeutlichen den Rechnungsgang. Die Abb. 1 und 2 dienen zur Ermittlung der Hilfsgrößen, die für die Berechnung der Weichenlage nach den Abb. 3 nötig sind.

Die Abb. 1, Taf. 6 zeigt, wie der für die vorgesehene Weiche berichtigte Gleisbogen gegen die Anschlußgerade AB festgelegt wird. Diese Festlegung erfordert eine sehr genaue Messung, die so gestaltet ist, daß aus ähnlichen Dreiecken die Festlegungsstücke g und h unmittelbar gefunden werden. Zu diesem Zweck mißt man die Entfernung a zweier beliebigen Punkte C und D des berichtigten Gleisbogens in der Nähe der späteren Weichenlage, legt mit dem Lot $o = \frac{a^2}{2R}$ an C (D ist weniger günstig) die Tangente c, fällt die Lote b und d auf die Verlängerung von AB und mißt die Strecken b bis f. Wenn die Proben $a = \sqrt{c^2 + o^2}$ und $c = \sqrt{e^2 + (b + d)^2}$ stimmen, wird nunmehr g und h nach den angegebenen Formeln berechnet. h ist das Lot vom Mittelpunkt des berichtigten Gleisbogens auf die Anschlußgerade AB oder deren Verlängerung, g ist die Entfernung vom Anschlußpunkt A, der als unveränderlich gilt, nach dem Lotfußpunkt von h.

Bei der Abb. 2, Taf. 6 handelt es sich um die Beziehung des Weichengleisbogens zur Abzweiggeraden der Weiche. Hierfür bedarf es keiner Messung, da die Rechengrößen, die sogenannten Weichenmaße, den Zusammenstellungen der geometrischen Maße der Bogenweichen entnommen werden. Hiermit ergeben

sich die gesuchten Stücke i und k ebenfalls auf einfachste Art aus ähnlichen Dreiecken nach den angegebenen Formeln. k ist das Lot vom Mittelpunkt des berichtigten Gleisbogens auf die Abzweiggerade der Weiche oder deren Verlängerung, i ist die Entfernung vom Weichenende nach dem Lotfußpunkt von k. Man sieht, daß zu einer bestimmten Weiche ein ganz bestimmtes i und k gehört, die also auch als Weichenmaße anzusprechen sind und infolgedessen in den genannten Zusammenstellungen nicht fehlen sollten. Ergänzende Angaben des Reichsbahnzentralamts wären sehr zu begrüßen, da dadurch viel Doppelarbeit vermieden und die Berechnung von Bogenweichen erleichtert und beschleunigt würde.

Aus der Abb. 3, Taf. 6 ist zu ersehen, daß es bei der Absteckung einer Bogenweiche in der Regel darauf ankommt, die Anschlußgerade AB durch eine der Abzweigung gleichgerichtete Kurve von mindestens 180 m Halbmesser mit der gewählten Weiche zu verbinden, d. h. r, s und α zu finden. Die Wahl der Weiche richtet sich nach dem vorhandenen Gleisbogen, was so zu verstehen ist, daß der Gleisbogen praktischerweise nach dem nächstpassenden Halbmesser derjenigen Weiche berichtigt wird, für die in den Zusammenstellungen die geometrischen Maße gegeben sind. Dieses läßt sich fast immer ermöglichen, ohne allzugroße seitliche Verschiebungen befürchten zu müssen. Wenn jedoch ausnahmsweise aus einem triftigen Grunde der Gleisbogen nach einem Halbmesser berichtigt ist, der in den Zusammenstellungen fehlt, braucht man trotzdem nicht auf den Vorteil der Zusammenstellungen zu verzichten, da sich alle gewünschten Zwischenwerte leicht, wenn nötig zeichnerisch, durch Zwischenschalten gewinnen lassen. Denn der große Nutzen der Zusammenstellungen besteht in der Übersichtlichkeit, der Vermeidung von Doppelarbeit, der leichten Bestimmung von Zwischenwerten und nicht zuletzt in der Zeitersparnis beim Rechnen und Abstecken.

In der Abb. 3, Taf. 6 finden wir die Bestimmungsstücke der Abb. 1 und 2, Taf. 6, g, h, i, k wieder, mit denen einzig und allein r, s und α berechnet werden, wie die angegebenen Formeln erkennen lassen. Vor der Berechnung von r ist jedoch noch eine sehr wichtige Bedingung zu beachten: $h < k$ im Fall 1 und 2, $h > k$ im Fall 3. Trifft dies nicht zu, so ist die Verbindungskurve nicht gleichgerichtet der Abzweigung, sondern bildet mit ihr einen S-Bogen, der unerwünscht ist. Es hat dann keinen Zweck weiter zu rechnen. In diesem Falle muß entweder eine andere Weiche (z. B. statt 1:9 eine 1:12) oder ein anderes R gewählt werden. Ebenso wird verfahren, wenn sich $r < 180$ m ergibt. Erst nachdem alle genannten Bedingungen erfüllt sind, wird zum Schluß s, α , v und w berechnet.

Wenn in einem seltenen Falle $h = k$ gefunden wird, dann ist damit die Aufgabe gelöst und es erübrigt sich jede weitere Rechnung, da ja dann die Abzweiggerade der Weiche mit der Richtung von AB zusammenfällt, eine Zwischenkurve also nicht vorhanden ist. Nur muß hier $i \geq g$ im Falle 2 und $i \leq g$ in den beiden andern Fällen sein, damit das Weichenende nicht hinter den als unveränderlich angenommenen Anschlußpunkt A fällt. Der Unterschied von g und i ist dann die Entfernung von A bis Weichenende.

*) Vergl. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1930, H. 20; Bahningenieur 1934, Nr. 41/42.

Ist r nur wenig größer (nicht kleiner!) gefunden als der Halbmesser der Abzweigung und will man deshalb beide gleich groß haben, dann läuft die Rechnung darauf hinaus, A nach der Weiche zu z verschieben, d. h. f zu verkleinern. Man setzt in die quadratische Gleichung das gewollte r ein und rechnet $g = \sqrt{\dots}$. Mit diesem g findet man s bis w und f . Der Unterschied zwischen dem gemessenen und dem berechneten f ist das Maß der Verschiebung von A .

Die Berechnungen bezwecken zunächst das Weichenende und die Richtung der Abzweiggeraden der Weiche von A aus festzulegen. Die dann folgende Absteckung bietet dann mit Hilfe der Weichenmasse keine Schwierigkeit mehr. Die Rechenformeln lassen sich sowohl mit Logarithmen (mindestens sechsstellig) als auch mit der Rechenmaschine bequem auswerten. Besonderer Wert ist auf schrittweise und durchgreifende Rechenproben gelegt. Absteckproben sind sämtliche Weichenmaße und das Ergebnis, daß Anfang und Ende der Weiche auf dem berichtigten Gleisbogen liegen. Hervorzuheben ist, daß obiges Rechenverfahren für sämtliche Bogenweichen gilt, also auch für Form 8a.

Beobachtungen und Untersuchungen beim Abbruch des Oberauer Tunnels.

Von Reichsbahnbauführer Dipl.-Ing. Gerhart Potthoff, Dresden.

Der älteste Eisenbahntunnel Deutschlands, der 513 m lange Tunnel bei Oberau (Linie Leipzig—Dresden) wurde 1933/34 abgebrochen. Über den Abbruch selbst hat der Bauleiter, Reichsbahnoberrat Gretzschel, an anderer Stelle berichtet*). Im folgenden sollen einige theoretische Fragen behandelt werden, die bei dem Abbruch auftraten.

Der Tunnel war in den Jahren 1837 bis 1839 erbaut. Freiburger Bergleute hatten das Gewölbe aus sorgfältig behauenen Sandsteinquadern gemauert und einen Mörtel verwendet, der aus sieben Teilen gelöschten und ungelöschten Kalkes, zwei Teilen Steinmehls aus Brennkapseln der Meißner Porzellanmanufaktur und einem Teil stark gebrannten, zerstoßenen Ziegeln hergestellt wurde. Das Gewölbe baute sich auf aus sechs Schichten Widerlagermauerwerk mit großen Quadern, darüber lagen auf jeder Seite 25 Schichten Läufer- und Bindermauerwerk und ein Schlußstein im Scheitel (vergl. Abb. 2). Die Stärke betrug auf $\frac{2}{3}$ der Tunnellänge eine Elle (= 57 cm), stellenweise mit $1\frac{1}{2}$ elligen Verstärkungsrippen, auf größere Länge $1\frac{1}{2}$ Ellen (= 85 cm) und an einigen durch Gebirgsdruck besonders gefährdeten Strecken zwei Ellen (= 113 cm). Der Elbsandstein aus Schandau hat sich in den 95 Jahren des Bestandes gut erhalten, ebenso der Mörtel; beide zeigten beim Abbruch ein frisches Aussehen. Nur an der Innenseite des Mauerwerks haben Rauchgase und Wasser gemeinsam den Sandstein und den Mörtel angegriffen und zerstört. Dort waren mitunter bis 10 cm starke Schalen und Bruchstücke von Quadern herabgefallen, die man durch Klinkerausmauerung ersetzt hat. Es zeigte sich aber, daß diese mit dem alten Mauerwerk nicht so zusammengefügt werden konnten, daß nicht hinter den ausgeflickten Stellen der Schaden weiterfraß und die Verblendung dann herabstürzte.

Auf dem Gewölbe war eine fingerstarke Dichtungs- und Schutzschicht aus Mörtel aufgebracht worden. Diese war noch vorhanden, teilweise aber durchweicht und hat die Dichtigkeit des Gewölbes schon seit langem nicht mehr gewährleisten können. An Stellen, wo das Wasser längere Zeit durchgetropft ist, hatte sich außen und innen am Gewölbe Kalk in dünnen Schichten abgelagert. Die beim Bau angelegte Rückenentwässerung mit zwei Rinnen in Kämpferhöhe und Wasserabführung nach dem Tunnelinneren wurde wiedergefunden, sie

*) Gretzschel: Die Abgrabung des Oberauer Tunnels. Reichsbahn 1935, Heft 4.

Gleisverbindungen.

Selbstverständlich lassen sich auch Gleisverbindungen mit Bogenweichen hiernach unschwer berechnen und abstecken. Wenn nämlich die zu verbindenden Gleisbogen nach den obigen Gesichtspunkten berichtigt sind, wobei es keine Rolle spielt, ob die Gleisbogen parallel oder nicht parallel sind, wird bei zwei Innenbogenweichen zunächst eine — welche, ist gleichgültig — in üblicher Weise nach den Weichenmaßen abgesteckt. Die Abzweiggerade dieser ist dann AB mit A am Weichenende. Ist die eine eine Außenbogenweiche und die andere eine Innenbogenweiche, so wird die erstgenannte zuerst abgesteckt. Die Abzweiggerade dieser ist dann ebenfalls AB , es muß aber A um jene 6 m, die als Zwischengerade des S-Bogens zu erstreben sind, hinter dem Weichenende hinausgeschoben werden. In einem seltenen Fall kann eine Gleisverbindung sogar aus zwei Außenbogenweichen bestehen, dann wird eben so verfahren, mit dem einzigen Unterschied jedoch, daß hierbei die Reihenfolge keine Rolle spielt. Die Lage der anderen Weiche der drei genannten Gleisverbindungen wird dann nach dem oben beschriebenen Verfahren berechnet und von A aus abgesteckt.

war aber verstopft und völlig unwirksam. Das Gewölbe war beim Bau sorgfältig überpackt worden. Unter dem dauernden Wasserangriff sind die verwendeten Massen weich geworden und haben sich zusammengesetzt, so daß an einigen Stellen Hohlräume in Stärken bis zu einer Handbreite zwischen der Überpackung und dem Hangenden des Gebirgsausbruchs vorhanden waren. Die Widerlager waren durchweg sorgfältig an den Felsausbruch angemauert. Verschiedentlich hatten die Bergleute die Auszimmerung des Ausbruchs nicht zurückgewinnen können; die Hölzer wurden teils als schwammige, braune Holzmasse, teils als verkalkte Schicht mit vollkommener Erhaltung der Holzstruktur aufgefunden.

Man hatte schon früher versucht, die Wasserdurchlässigkeit des Gewölbes und die dadurch entstandene Schalenbildung sowie die starke Vereisung im Winter durch sorgfältige Oberflächenentwässerung und durch Mörtelinspritzungen vom Tunnelinneren zu bekämpfen. Eine durchgreifende Hilfe haben diese Verfahren nicht gebracht. In nächster Zeit wäre eine Rückenabdichtung nötig geworden, unter der allerdings der gesunde Kern des Gewölbes noch lange seine Aufgaben hätte erfüllen können. Da die Kosten einer solchen Abdichtung sehr hoch sind und der Tunnel für den Betrieb ein Hindernis darstellte (Lichttraumbeschränkung und deswegen eingleisiger Betrieb), wurde 1933 der Entschluß gefaßt, ihn zu beseitigen.

Der Abbauplan sah als erste Arbeit das Abtragen der über dem Tunnel lagernden Massen vor, dann das Ausheben eines Schlitzes neben dem Tunnel. Hierauf sollte der Eisenbahnbetrieb in den Umfahrungsschlitz gelegt und dann das Gewölbe mit den um ihn herum noch stehengebliebenen Massen gesprengt und abgetragen werden. Zuletzt mußte der Eisenbahnbetrieb wieder zurückverlegt werden, da die endgültige Lage der Gleise von der Lage im Tunnel nicht allzu verschieden ist. Der Plan vermied den Einbau einer inneren Gewölbeabstützung oder eines Schutzgerüsts. Beim Abbau entstanden Schwierigkeiten dadurch, daß der anstehende Pläner, ein Sediment der oberen Kreidezeit, entgegen der ursprünglichen Annahme in großem Umfange gesprengt werden mußte und diese Sprengungen in nächster Nähe des im Betriebe befindlichen Tunnels vor sich gingen. Der Abbauplan ist in seinen Grundgedanken durchgeführt worden, nur mußte die Zahl der Abbaustrossen vermehrt und das Umfahrgleis höher gelegt werden. Abb. 1 zeigt die tatsächliche Ausführung des Abbruchs mit eingeschriebenen Höhen- und Mengenmaßen. Da das Tunnel-

innere während der Bauzeit frei dalag, war eine sorgfältige Beobachtung und Überwachung möglich, aber auch nötig, um unangenehme Überraschungen hintanzuhalten.

Die Beobachtung des Tunnels von innen wurde durch den Einbau einer elektrischen Beleuchtung mit tragbaren Handlampen erleichtert. Die Bauaufsicht mußte täglich Besichtigungsgänge vornehmen, wobei besonderes Augenmerk darauf zu richten war, ob Steinschalen frisch herabgefallen seien, ob die Durchfeuchtung des Mauerwerks sich geändert habe oder sonst sich Schäden am Gewölbe zeigten. Bei den Sprengungen wurde der dem Sprengherd zunächst liegende Teil des Tunnels sorgfältig beobachtet, wobei allerdings ein Verweilen unmittelbar unter oder neben der Sprengstelle wegen der Gefahr des Herabfallens von Steinschalen, Ruß- oder Kalksinterstücken untunlich war. Die während der Sprengung für den Zugverkehr gesperrten Gleise durfte die Bauaufsicht erst wieder freigeben, wenn sie sich überzeugt hatte, daß die Gleise von etwa herabgestürzten Steinen frei und die Standsicherheit des Gewölbes noch gewahrt war.

Der Zustand des Gewölbes an der Außenseite war vor dem Beginne der Abbruchsarbeiten nicht bekannt, und es bestanden Zweifel über die Güte der Hintermauerung und Hinterpackung. Als Stichproben wurden daher einige Schurfächer von der Erdoberfläche und später von der Sohle der Abbaustrossen niedergebracht, die das Bild vom Erhaltungszustand des Mauerwerks gaben, wie es oben geschildert wurde. Für die Beobachtungen am Tunnel von außen und für die Beurteilung der überlagernden Felsmassen erhielt die Bauleitung von dem Sächsischen Geologischen Landesamt in Leipzig wertvolle und eingehende Ratschläge.

Die bloße Beobachtung des Tunnels mit dem Auge konnte nicht ausreichen. Es mußte versucht werden, durch wiederholte Messungen eine möglichst genaue, übersichtliche und weitgehende Überwachung des Tunnels und seiner Bewegungen durchzuführen. Als erstes Verfahren ist die Vermessung eines Querschnittes mit Stichmaßen zu nennen. Im Scheitel an den Kämpfern und am Fuße des Gewölbes wurden kurze Haken eingeschlagen. Mit Hilfe eines Bandmaßes wurden sämtliche möglichen Maße zwischen diesen Punkten bestimmt, außerdem die Abstände der Tunnelwand von den Meßpunkten. Die im Maßstabe 1:25 aufgetragenen Messungen wurden mit der Ausführungszeichnung vom Jahre 1839 verglichen. Dabei zeigte sich, daß der Scheitel sich um 8 cm gesenkt hatte und daß die Kämpfer 3 cm nach außen gewandert waren. Ob diese erheblichen Formänderungen schon beim Ausrüsten des Gewölbes oder im Laufe der Jahre oder durch die beim Aufmessen schon begonnenen Abbruchsarbeiten entstanden waren, konnte nicht aufgeklärt werden. Das Meßverfahren war an sich gut, aber in der Durchführung für eine größere Anzahl von Querschnitten und für eine öftere Wiederholung zu unständlich. Bei dem zweiten Verfahren wurden in Tunnelachse zwischen die Gleise Festpunkte gesetzt (Steine mit einer eingelassenen Schwellenschraube). Die Abstände von diesen Punkten nach Schienennägeln, die an einzelnen Stellen der Tunnelwand eingesetzt waren, sollten mit verschiedenen Meßplatten nachgeprüft werden. Auch dieses Verfahren war nicht bequem und vor allem nicht genau genug. Verwendet wurde schließlich ein von der bauausführenden Firma (Ph. Holzmann A.-G.) angegebenes und gebautes Instrument. In die schon erwähnten Steine in der Tunnelachse wurden am Kopf eiserne Ösen eingelassen. In 4 m Höhe über Schienenoberkante wurden Haken in das Mauerwerk eingeschlagen, die

Der Abstand zwischen Haken und Öse wurde durch ein Meßgerät überbrückt, dessen grundsätzliche Anordnung Abb. 2 zeigt. Die Feder F zog das Meßband B mit der Teilung T straff an, und am Zeiger Z konnte abgelesen werden. Gemessen wurde in der Regel alle 8 bis 14 Tage, an gefährdeten Stellen mitunter täglich. Über einer Zeitachse wurden die Änderungen der Ablesungen aufgetragen, und so entstand ein Bild davon, wie die Meßpunkte nach innen oder außen wanderten (Abb. 3). Die Ablesegenauigkeit war mit 0,5 mm ausreichend. Die Festpunkte zwischen den Gleisen und die Haken an der Wand

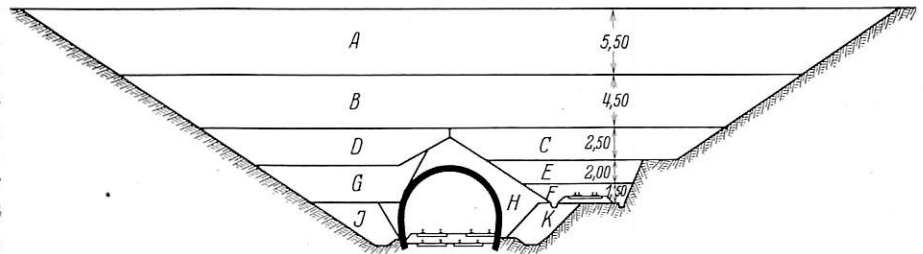


Abb. 1. Abbauplan (1:625).

Strosse A . . .	122 000 m ³	Übertrag . . .	297 000 m ³
„ B . . .	124 000 „	Strosse G . . .	16 000 „
„ C . . .	21 000 „	„ H . . .	27 000 „
„ D . . .	17 000 „	„ J . . .	4 000 „
„ E . . .	8 000 „	„ K . . .	8 000 „
„ F . . .	5 000 „	Voreinschnitte . . .	15 000 „
Zu übertragen . . .	297 000 m ³	Insgesamt . . .	367 000 m ³

waren im Mittel alle 40 m angeordnet und haben sich als zuverlässig erwiesen. Das ganze Gerät hat sich gut bewährt; günstig war bei dem lebhaften Zugverkehr, daß es mit Hilfe einer Gabelstange schnell angebracht und abgenommen werden konnte. Bei einer etwaigen Wiederholung solcher Messungen ist aber eine größere Dichte der Meßquerschnitte (mindestens alle 20 m) und eine Ausdehnung auf Scheitelhöhenmessungen zu empfehlen.

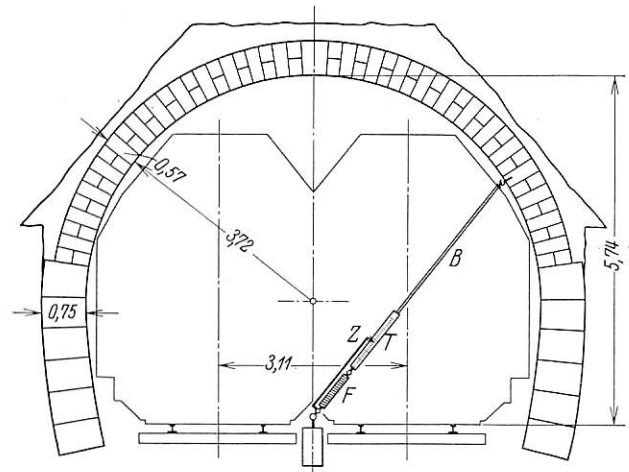


Abb. 2. Tunnelquerschnitt mit Meßinstrument (1:125).

Mit dem beschriebenen Instrument konnten Formänderungen verfolgt werden, die sich im Laufe einer längeren Zeit einstellten. Versuche, auch die beim Sprengen auftretenden schnellen, größtenteils wieder zurückgehenden Formänderungen damit zu messen, scheiterten an der immerhin begrenzten Ablesegenauigkeit und an der Gefahr, die der Aufenthalt unmittelbar unter der Sprengstelle gebracht hätte. Solange die Abbauarbeiten sich in größerem Abstand von der Tunnelröhre abspielten (Strossen A und B), wurden mit Erfolg Köpckesche Feinlibellen verwendet. In das Seiten- und Firstmauerwerk wurden eiserne Haken eingeschlagen, die

Libellen darauf befestigt und während der Bagger- und Sprengarbeiten beobachtet. Auch wenn der über 100 t schwere Steinbruchbagger 3 m über dem Gewölbe in grobem Fels arbeitete, waren Bewegungen der äußerst empfindlichen Luftblase nicht wahrzunehmen. Bei Sprengungen in Strosse B unmittelbar über dem Tunnel wurde eine deutliche Schwankung des Gewölbes in seinem Querschnitt festgestellt; in der Richtung der Tunnelachse war aber keine Bewegung zu beobachten. Die Luftblase bekam dabei durch den Sprengschlag einen geringen

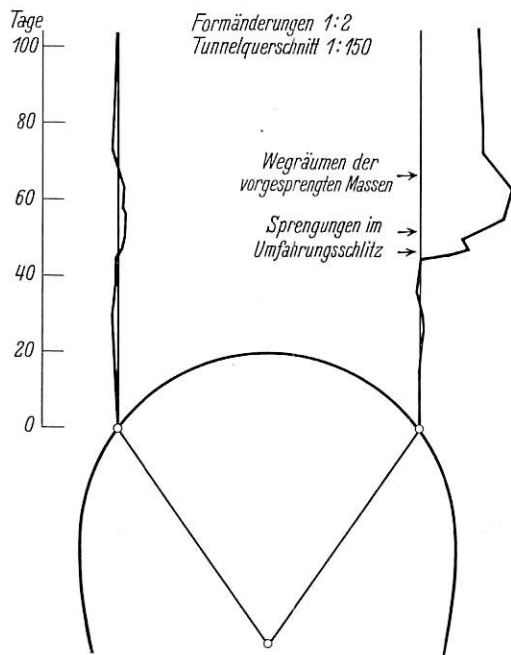


Abb. 3. Bild der Formänderungen.

Stoß, wanderte aus und kam bald wieder zur Ruhe. Die Libellenversuche fanden ihr Ende, als die Sprengstöße der Tunnelröhre heftiger zusetzten, einzelne locker sitzende Steine lösten und damit eine unmittelbare Beobachtung unter der Sprengstelle unmöglich machten.

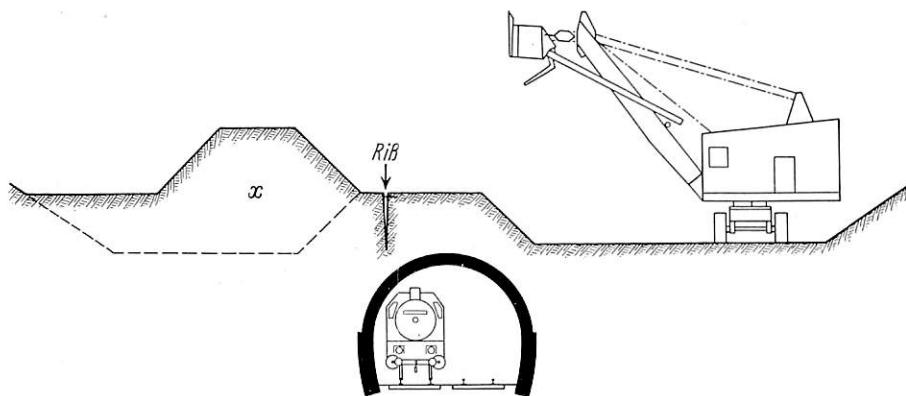


Abb. 4. Riß in der Schutzschicht (1:375).

Das Brückenbüro der RBD Dresden stellte nun aus seinen Beständen zwei Durchbiegungsschreiber und einen älteren Pendelschwinger zur Verfügung. Die Durchbiegungsschreiber wurden zwischen den Gleisen an eingeschlagenen eisernen Pfählen befestigt und durch Drähte mit Punkten des Tunnels in verschiedener Höhe verbunden. Die von einer Feder gestraffte Drahtverbindung zwischen Gewölbe und Instrument setzte durch eine einfache Übersetzung einen Schreibstift in Bewegung, der auf einem mit 1,5 mm/sec ablaufenden Papierband die Bewegung des Gewölbes gegen die Tunnelachse aufzeichnete (Abb. 6). Der Meßstreifen zeigte die Schüsse sauber auf; oft konnten auf ihm zwei dicht zusammen-

liegende Schüsse festgestellt werden, wo das Ohr nur einen einzigen Knall gehört hatte. Das Bild eines Schusses ließ eine kräftige Bewegung des Gewölbes nach innen erkennen; die folgende Schwingung wurde wegen der Dämpfung des Instrumentes nur unvollkommen aufgezeichnet (aperiodische Schwingung), bis ein Ruhezustand eintrat. Die durch den Schuß entstandene bleibende Formänderung konnte als Unterschied der Ordinaten vor und nach dem Schuß abgemessen werden. Der kleinste, mit der Lupe noch meßbare Ausschlag war 0,05 mm. Über die Schwingungen des Gewölbes, die dieses nach Anstoß durch den Sprengschuß ausführte, gaben die Aufzeichnungen des Pendelschwingers einen Anhalt. Dieser besaß ein Horizontalpendel, wurde etwa 1 m über Schienenoberkante am Widerlagermauerwerk angebracht und konnte die waagerechte Komponente einer Gewölbeschwingung in der Querschnittsebene aufzeichnen. Der Meßstreifen lief mit 3 mm/sec Geschwindigkeit ab und gestattete das Ablesen von Ausschlägen, die größer als 0,1 mm, und von Zeiteilchen, die größer als 0,03 sek. waren. Die Schreibinstrumente boten den Vorteil, daß sie, einmal aufgezogen, während der Sprengung keiner Wartung und unmittelbaren Beobachtung bedurften, wodurch die Gefahren für die Bedienenden wegfielen. Über die Ergebnisse der Messungen wird in den folgenden Abschnitten berichtet. Dabei werden zunächst die Wirkungen statischer Belastungsänderungen und dann die Wirkungen der Sprengungen (dynamische Wirkungen) behandelt.

Der oben geschilderte Abbauplan brachte für das Gewölbe Belastungszustände verschiedenster Art mit sich. Der erste war die Ruhelage, die vom Tunnelbau her bestand, mit voller Überlagerung (8,90 bis 13,20 m, im Mittel 10,70 m). Von einer statischen Berechnung im Jahre 1837 war nichts bekannt; verschiedene Umstände konnten aber einen Anhalt für die Belastungsannahmen geben. So berichtet der leitende Obersteiger Schneider von erheblichen Seitendrücken an einzelnen Stellen und von einem Tagebruch. Die schon erwähnten Schurflöcher ließen erkennen, daß sich das Gebirge zum größten Teil selbst trug, und zwar durch Gewölbewirkung im Fels. Für die ersten Strossen A und B konnte demnach kaum eine Gefahr für den Tunnel bestehen, solange einigermaßen sym-

metrisch abgebaut wurde. Tatsächlich wurden auch keine Veränderungen am Mauerwerk beobachtet, und die 3 m starke, über dem Tunnel liegende Schutzschicht blieb in sich geschlossen. Als aber im Januar 1934 mit der Herstellung des Schlitzes begonnen wurde (Strosse C), ergab sich ein anderes Bild. Die nahezu waagrecht liegenden Plänerschichten der Schutzschicht wurden seitlich durchgeschnitten, konnten sich nicht mehr selbst tragen und setzten sich auf das Gewölbe auf. Dabei zerbrachen die Schichten und es öffnete sich ein Riß, der sich fortlaufend mit dem Ausheben des Umfahrungsschlitzes verlängerte (Abb. 4). (Die mit X bezeichneten Massen sind ein Rest der Strosse B und wurden kurz nach Ausheben des Schlitzes von einem zweiten Bagger abgebaut.) Das Tunnelgewölbe hat die Belastung gut aufgenommen, der Scheitel senkte sich, die Kämpfer gingen nach außen. Solange diese Bewegung mit dem Ausheben des Schlitzes ihr Ende fand, bestand keine Gefahr. Bei einigen Querschnitten war dies aber nicht der Fall, besonders dort, wo beim Tunnelbau ein von der Seite des Schlitzes her wirkender, einseitiger Druck aufgetreten war. Als nun der Umfahrungsschlitz ausgehoben und damit die diesen Druck hervorrufenden Massen beseitigt wurden, zeigte der Tunnel ein Ausweichen nach rechts (Aufatmen). Die Bewegung des Kämpfers ging dabei rechts nach außen bis 21,5 mm, links nach innen bis 6 mm. Die statische Untersuchung

wurde mit Stützlinien zeichnerisch durchgeführt. Dabei zeigte sich, daß auch bei den beschriebenen, recht ungünstigen Bauzuständen mit stark unsymmetrischer Belastung eine Stützlinie in das Gewölbe zwischen den Kämpfern eingezeichnet werden konnte, die allerdings erhebliche seitliche Ausschläge innerhalb des Querschnittes aufwies. Die unter der Annahme einer gerissenen Zugzone nachgewiesenen Randspannungen konnten für den, ohnehin dem Abbruch geweihten Tunnel als erträglich gelten. Nach Annahme einer Elastizitätsziffer und der mitwirkenden Querschnittsbreiten wurden Verschiebungspläne gezeichnet, um ein Bild über die Formänderungen zu gewinnen. Es ergab sich dabei, daß sich das Gewölbe wie ein Vielgelenkbogen verhielt: an überbeanspruchten Stellen öffneten sich die Fugen und es traten erhebliche gegenseitige Verdrehungen der Querschnitte ein. Die Größenordnung der errechneten und der beobachteten Formänderungen stimmten recht gut überein. Es war nötig, der Bewegung Einhalt zu gebieten. Die linke Tunnelseite wurde entlastet, die rechte belastet. Gleichzeitig wurde links im noch zusammenhängenden Gebirge ein 2 m tiefer, 50 cm breiter Graben ausgehoben, um die Möglichkeit auszuschließen, daß ein Druck von den weiter abliegenden Gesteinsmassen auf die dem Tunnel benachbarten ausgeübt würde oder daß etwa die schwach geneigten Schichten nach dem Tunnel zu rutschen könnten. Die Bewegungen des Gewölbes kamen daraufhin zur Ruhe, teilweise bildeten sie sich sogar zurück.

Die Empfindlichkeit und Beweglichkeit des Gewölbes bei Belastungsänderungen zeigte sich noch einmal an einer anderen Stelle. In einer Nachtschicht hatte der Bagger dort trotz aller Aufsicht die seitlich neben dem Tunnel verbleibende Schutzschicht von etwa 2 m Stärke angegriffen und das Mauerwerk von außen freigelegt. Die links vom Tunnel anstehenden Massen drückten nun stark einseitig auf das Gewölbe, eine sofort angestellte Messung ergab eine Bewegung rechts nach außen 8,5 mm, links nach innen 1,5 mm, während bei allen vorhergehenden Arbeiten der Querschnitt sehr ruhig geblieben war. Die Bewegung konnte aber sofort beendet, teilweise sogar rückgängig gemacht werden, und zwar dadurch, daß die Baufirma die links anstehenden Massen wegnehmen und auf die rechte Seite einbringen mußte.

Die gezeichnete Stützlinie trat regelmäßig in Kämpferhöhe aus dem Mauerwerk heraus. Offenbar bildeten dort die angrenzenden Massen entweder ein Widerlager, und das gemauerte Tunnelwiderlager war von den senkrechten Gewölbelasten entlastet, oder die angrenzenden Massen übten einen so kräftigen Widerstand als passiven Erddruck aus, daß die Stützlinie weiterhin im Mauerwerk verlaufen konnte.

Die geschilderten Beobachtungen und Erwägungen gaben Veranlassung, den ursprünglichen Abbauplan in einigen Punkten zu ändern: Die Tiefe des Umfahrungsschlitzes wurde verringert, außerdem wurde ein Entlastungsschlitz (Strosse D auf Abb. 1) angeordnet. Beim Abbau war man bestrebt, möglichst symmetrische Belastungszustände herzustellen (vergl. die Buchstabenfolge in Abb. 1). Außer den statischen Einflüssen der Belastungsänderungen wirkten noch die Stoßkräfte der Sprengungen auf den Tunnel. Diese verliefen etwa folgendermaßen: Vor der Sprengung war im Gewölbe und in den angrenzenden Gesteinsschichten ein Ruhezustand vorhanden. Die Stützlinie verlief irgendwie im Mauerwerk und trat am Kämpfer in das anliegende Gestein über. Für die Sprengungen im Umfahrungsschlitz wurden die Bohrlöcher in schachbrettartiger Anordnung mit etwa 2 m Abstand gebohrt. Sie mußten für eine in 3 m Stärke abzubauen Schicht mindestens 3,50 m tief sein. Besetzt wurden sie je mit etwa 20 Patronen Sicherheitssprengstoff. Gezündet wurde einzeln mit Zündschnur, und zwar so, daß die am weitesten vom Tunnel abgelegenen Schüsse zuerst gelöst wurden, die nächsten

zuletzt. Diese waren teilweise von der Tunnelwand nur 3 m entfernt. Bei einer Sprengung wurden in der Regel 15 bis 20 Löcher abgeschossen. Nach Sperrung der Gleise und Räumung der Sprengstellenumgebung konnte die Sprengung beginnen. Die ersten, entfernteren Schüsse waren im Tunnel mit dumpfem Knall zu hören und an einem Schlag des Erdbodens zu spüren. Am Gewölbe lösten sich kleine Rußteile oder sehr locker sitzende Schalen, die oft auch auf der Rückseite schwarz waren, los und fielen herab. Bei den am nächsten liegenden Schüssen zeigten die Instrumente zunächst den Stoß an und dabei ein Ausweichen der getroffenen Stelle bis zu 0,55 mm nach innen (Abb. 6b). Ein Unterschied in der Größe dieses Ausweichens an Punkten verschiedener Höhe am Gewölbe wurde nicht beobachtet, eine Bewegung der vom Schuß nicht getroffenen Gewölbeseite konnte nicht festgestellt werden. Die Lastverteilung in Richtung der Tunnelachse schien nicht erheblich zu sein, wie man aus den Aufschreibungen zweier Instrumente sah, die in 5 m Abstand aufgestellt waren. Durch den Stoß wurde der Stützlinie eine plötzliche Änderung aufgezwungen. Alle Massenteilchen der getroffenen Wand erhielten plötzlich eine waagerechte Beschleunigung, deren Größenordnung zu mindestens $\frac{1}{3}$ bis $\frac{2}{3}$ der Erdbeschleunigung bestimmt wurde. Die Stützlinie schlug weit aus und es kamen örtliche Überlastungen des Mauerwerks namentlich in halber Höhe des Gewölbes und am Fuß des Widerlagers vor. Beobachtet wurde an diesen Stellen das Wegbrechen von Kanten an den Fugen. Durch den Stoß wurden bei zu starken Ladungen in einzelnen Fällen auch die untersten Gewölbesteinschichten aus ihrem Verbände gerissen; sie standen dann bis zu 8 cm über die Wandflucht vor und saßen lose. An diesen Stellen trug das Widerlager keine Belastung durch das Gewölbe mehr, dieses stützte sich vielmehr in Kämpferhöhe auf das anstehende Gestein ab.

Unmittelbar nach dem Stoß führte das Gewölbe eine Schwingung aus; beobachtet wurden Ausschläge von 0,4 mm bei Schwingungszahlen von 15 bis 20 Hertz. Die Schwingung verlief stark gedämpft und war nach 0,5 Sek. schon wieder abgeklungen. Während dieser Zeit war der neue Gleichgewichtszustand in der Regel wieder erreicht. Die durch einen Schuß hervorgerufene, bleibende Formänderung einer im Verband gebliebenen Wand war höchstens 0,45 mm nach innen. Vereinzelt kam es auch vor, daß nach dem Abklingen der Schwingung ein Ausweichen der Meßpunkte nach außen aufgezeichnet wurde, das keine unmittelbare Wirkung des Schusses sein konnte. Das Widerlager war in solchen Fällen wahrscheinlich derart zerstört worden, daß erst nach einem Setzen oder Zusammenbrechen stark überbeanspruchter Teile sich der neue Gleichgewichtszustand ausbilden konnte.

Dieser Zustand hielt nun an, bis etwa die nächste Sprengung eine Änderung brachte (Abb. 6c) oder bis die vorgesprenkten Massen vom Bagger abgebaut wurden und dadurch statische Gleichgewichtsänderungen eintraten.

Kurz nach den Sprengungen war im Tunnel der eigentümliche Sprengeruch wahrzunehmen, in einzelnen Fällen konnte man sogar Schwaden von Pulvergasen aus den Fugen des Mauerwerks abziehen sehen. Öfters war unmittelbar nach dem Schuß ein Pfeifen hörbar, das von Luftmassen herrührte, die durch die Sprengung verdrängt wurden und in den Tunnel austraten.

Die Beobachtungen und Messungen ließen es angezeigt erscheinen, bei den Sprengungen die äußerste Vorsicht zu üben. Besonders die dem Tunnel zunächst liegenden Schüsse mußten in ihrer Wirkung geschwächt werden, was durch Verringerung der Bohrlochtiefe und der Besetzung leicht zu erreichen war. Dabei konnte der Fels natürlich nicht mehr in der vorgesehenen Tiefe aufgelockert werden, und es ergab sich die Notwendigkeit, die Strossen E und F nacheinander durchzuführen. Ferner

mußte unbedingt vermieden werden, daß zwei Schüsse gleichzeitig losgingen und die Wirkungen sich addierten. Es wurden deshalb verschieden lange Züandschnüre verwendet, von denen die kürzesten zuerst angebrannt wurden. Gut bewährt hat sich das Verfahren des Kesselsprengens: in ein Bohrloch wurde eine einzelne Patrone mit brennender Züandschnur versenkt, ohne daß das Loch verdämmt wurde, die Patrone sprengte am

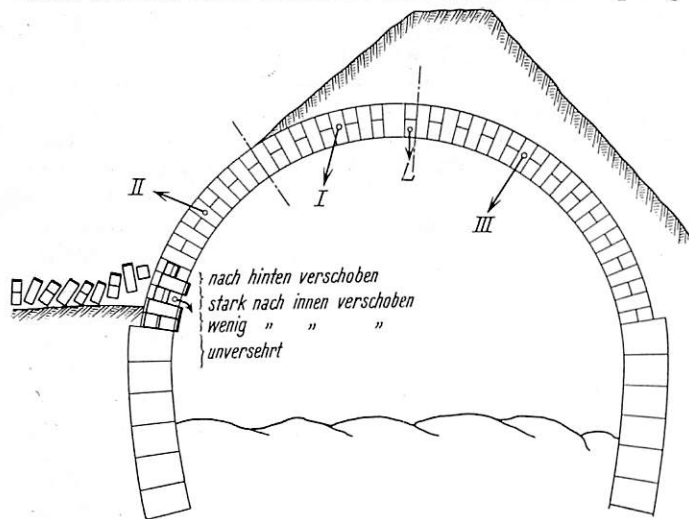


Abb. 5. Einsturz am 26. Mai 1934 (1:125).

Fuß des Loches lediglich einen Kessel, in den dann die eigentliche Sprengladung versenkt wurde. Bei der folgenden Hauptsprengung wurde der umliegende Fels genügend zerkleinert, die Fernwirkung auf das Gewölbe war schwächer als bei der Ladung, die auf die Länge des Bohrloches verteilt war. Die Erscheinung ist wohl eine Folge der im ersten Falle größeren Zerknallgeschwindigkeit.

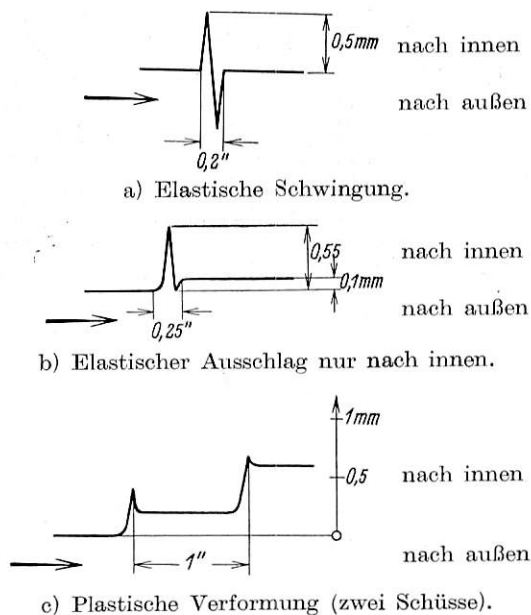


Abb. 6. Aufzeichnungen der Durchbiegungsschreiber.

Nach Herstellung des Umfahrungsschlitzes und Ausführung der Oberbauarbeiten wurde im Mai 1934 der Eisenbahnbetrieb aus dem Tunnel genommen. Die Gleise führten durch die Umfahrung mit Hilfe einer Gleisverschlingung. Sofort nachdem der letzte Zug den Tunnel durchfahren hatte, begannen die Abbruchsarbeiten der Tunnelgleise, und ein Bagger machte sich daran, die Strosse G (Abb. 1) abzugraben. Das nach Leipzig zu gelegene Tunnelportal wurde drei Tage nach der Betriebsumlegung gesprengt. Dabei wie überhaupt

für die Sprengungen des Gewölbes bediente sich die Firma mit Vorteil der elektrischen Zündung. Wegen der unmittelbaren Nähe der Betriebsgleise war bei der Portalsprengung besondere Vorsicht geboten. In der zur Verfügung stehenden Zugpause von 50 Min. auf beiden Gleisen wurde die Sprengung einschließlich vorübergehender Abdeckung der Gleise und Räumung der auf diese Schutzdecke gefallenen Steine glatt erledigt. Für die nun folgende Tunnelabtragung wurden die Bohrlöcher von der Sohle der Strosse G aus angesetzt. Alles Arbeiten vom Tunnelinnern aus mußte wegen der dauernden Einsturzgefahr unterbleiben. Die Bohrlöcher saßen dabei sehr dicht, um einen wirklichen Einsturz zu erreichen. Anfänglich wurden nur Löcher in die Tunnelwand geschossen, und es war erstaunlich zu sehen, daß das Gewölbe noch standhielt, selbst wenn von dem Widerlager schon mehr als die Hälfte herausgeschossen war. Als Abschluß einer zerschossenen Tunnelstrecke nach dem noch stehenden Gewölbe hin stellte sich meist keine gerade Linie ein, sondern an der nicht zerschossenen Seite blieben 5 bis 10 m mehr stehen, und nach dem Gewölbscheitel bildeten sich nach dem Fugenschnitt gezahnte Stufen aus. Dabei hingen mitunter große Teile des Mauerwerks weit über (Abb. 10). Peinlich mußte vermieden werden, den Tunnel nach dem Umfahrungsschlitz zu einfallen zu lassen.

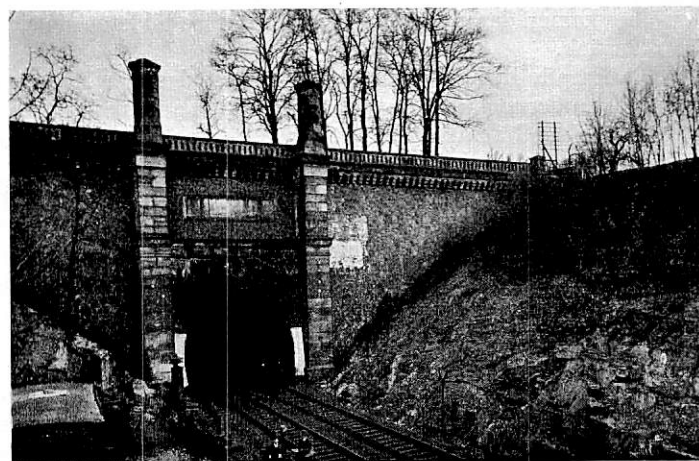


Abb. 7. Das Leipziger (westliche) Tunnelportal.

Bemerkenswert ist ein Tunneleinsturz vom 26. Mai 1934. Wie Abb. 5 zeigt, hatte der Bagger an der linken Seite das Gewölbe freigelegt. Bei den dafür nötigen Sprengarbeiten hatte das Mauerwerk stark gelitten. Besonders gefährlich war das Herausfallen der mit L bezeichneten Läuferschicht auf eine Länge von mehreren Metern. In die entstandene Lücke drang seitlich gedämpftes Tageslicht. Die Beschädigungen waren bedeutend schwerer als je bei den Sprengungen, solange der Betrieb durch den Tunnel ging. Am 26. Mai lösten sich im Laufe des Vormittags immer noch einzelne Steine ohne erkennbare Ursache. Eine halbe Stunde nach der Sprengung des Leipziger Portals ging ein Arbeiter unerlaubterweise mit einer schweren Kiste über den Kamm des Tunnels. Plötzlich brach der in Abb. 5 mit „I“ bezeichnete Teil nach innen durch und drückte Teil „II“ nach außen weg. Die von außen freigelegte linke Tunnelwand kam auf 50 m Länge geschlossen in Bewegung, verschob sich etwas nach außen und kippte schließlich um, so daß die rußigen Innenwände nach oben zu liegen kamen. Dabei zerbrach das Mauerwerk in einzelne waagerechte Streifen. Wenige Sekunden nach dem ersten Fall brach die rechte Tunnelwand („III“) nach und fiel ins Innere der Röhre. Der Arbeiter, der vermutlich die Bewegung ausgelöst hatte, konnte sich noch retten. In Abb. 5 ist die Lage der Steinschichten nach dem Einsturz eingezeichnet. Das Ge-

wölbe war an der eingebrochenen Stelle eine Elle stark. Vom Tunnelbau her war bekannt, daß an dieser Stelle von links einseitiger Druck aufgetreten war.

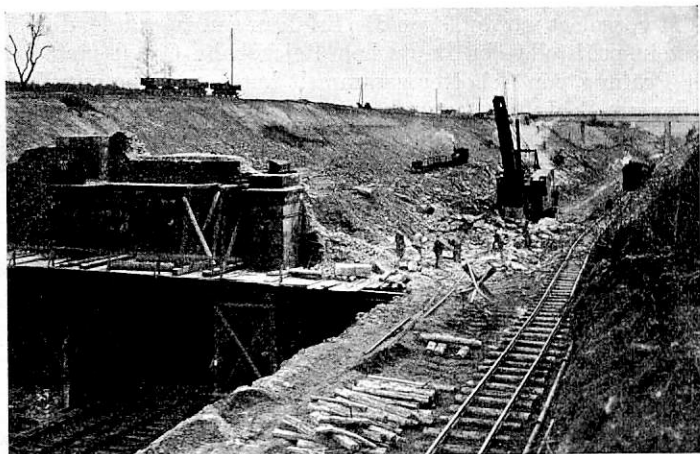


Abb. 8. Die Abbruchsarbeiten am Leipziger Portal. Die Gleise führen noch durch den Tunnel. Der elektrische Löfflbagger arbeitet im Umfahrungsschlitz. Im Hintergrund die neue über den Einschnitt führende Straßenbrücke.

Der Abbruch der 513 m langen Tunnelröhre war binnen vier Wochen beendet. Überraschungen, wie der erwähnte



Abb. 9. Die Betriebsgleise sind aus dem Tunnel in den Umfahrungsschlitz gelegt. Das Leipziger Portal ist zur Sprengung vorbereitet.

Einsturz, stellten sich nicht weiter ein. Die Abb. 7 bis 11 zeigen einige Lichtbildaufnahmen vom Abbruch des Tunnels.

Wenn im Vorhergehenden die Untersuchungen geschildert worden sind, mit deren Hilfe man es wagen konnte, den

Tunnel ohne Schutzgerüst abbrechen, und wenn das eingeschlagene Verfahren sich in Oberau bewährt hat, so ergibt sich daraus, daß bei derartigen Arbeiten die schärfste Auf-



Abb. 10. Die Tunnelröhre wird gesprengt. Im Hintergrund das Umfahrgleis.

merksamkeit auf die Formänderungen des Bauwerks zu richten ist. Die guten Erfahrungen beim Oberauer Tunnel sollen aber nicht dazu verleiten, sie zu verallgemeinern. Die

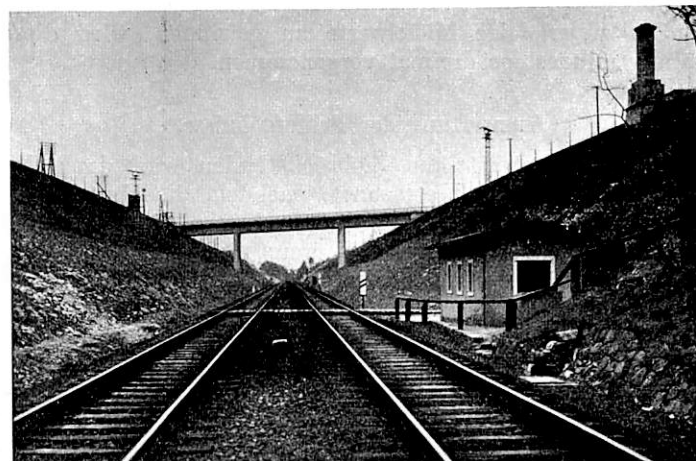


Abb. 11. Der neue Einschnitt ist fertig. Im Hintergrund die Straßenbrücke. Rechts oben ein Denkmal zur Erinnerung an den ältesten deutschen Eisenbahntunnel.

Bauart und der Erhaltungszustand des Mauerwerks, vor allem die Verbindung mit dem anstehenden Gestein und das Gestein selbst sind von Fall zu Fall zu verschieden, als daß sich aus dem Einzelfall allgemeine Richtlinien ableiten ließen.

Prüfung von Gleisschotter auf Widerstandsfähigkeit gegen Schlagbeanspruchung.

Von Reichsbahnoberrat Stübel, Kassel.

Durch die Steigerung der Fahrgeschwindigkeit der Züge werden auch an die Gleisbettung immer höhere Anforderungen gestellt, da diese ja den Druck der Verkehrslasten unter sicherer Erhaltung der Gleislage und unter tunlichster Schonung des Oberbaus auf die Bahnkrone übertragen soll. Man ist deshalb bestrebt, die Bettung diesen erhöhten Anforderungen durch eine genügend große Bettungshöhe sowie durch bessere Auswahl der Bettungstoffe anzupassen. Hierbei wird seit einiger Zeit auf die Schlagfestigkeit der zur Gleisbettung verwendeten Gesteine der größte Wert gelegt, weil die

Bettungstoffe in der Hauptsache den zerstörenden Schlagwirkungen beim Stopfen ausgesetzt sind (vergl. den unten angegebenen Aufsatz Nr. 1)*). Um den Grad der Schlagfestigkeit verschiedenartiger Bettungstoffe beurteilen zu können, hat die Reichsbahndirektion Kassel schon vor Jahren ein neues Prüfverfahren entwickelt, das in den Aufsätzen Nr. 1 bis 4 näher beschrieben ist. In Anlehnung an dieses Prüfverfahren ist nunmehr von dem Deutschen Verbands für die Materialprüfungen der Technik (DVM) in dem DIN-Blatt

*) Schriftenverzeichnis (s. S. 185).

DVM 2109 ein einheitliches Verfahren zur Prüfung von Schotter auf Widerstandsfähigkeit gegen Schlagbeanspruchung festgelegt worden. Dieses Prüfverfahren soll im folgenden näher erläutert werden.

Prüfgerät.

Als Prüfgerät dient ein Fallwerk mit einem 50 kg schweren Fallbären. Dieser fällt aus bestimmter Höhe auf das Prüfgut, das sich in einem zylindrischen Mörser befindet und mit einem Stempel abgedeckt ist. Der Mörser ist aus Stahl und hat eine lichte Höhe von 15 cm und eine lichte Weite von 17 cm Durchmesser. In ihn paßt zwanglos der Stempel, der aus einem zylindrischen Stahlstück von 16,8 cm Durchmesser besteht. Der Mörser sitzt auf einem schweren Amboß aus Gußeisen oder Stahlguß, der auf einem Fundament aus Beton oder Mauerwerk befestigt ist.

Prüfverfahren.

Das in den Mörser eingefüllte und mit dem Stempel abgedeckte Prüfgut wird mit 20 Schlägen des Fallbären aus 50 cm Fallhöhe zertrümmert und dann auf einem Maschensieb von 0,2 mm und vier Rundlochsieben von 1, 3, 10 und 30 mm Durchmesser abgesiebt. Aus dem Siebergebnis wird dann der Rückstand auf den einzelnen Sieben ermittelt, indem die größte Kornklasse zuerst gewogen und jede weitere Kornklasse dann einzeln zugeschüttet wird. Dabei bleibt die feinste Kornklasse unter 0,2 mm außer Betracht, da diese ja auf keinem Siebe liegen bleibt.

Um zuverlässige Mittelwerte zu gewinnen, wird diese Prüfung mindestens dreimal vorgenommen.

Auswertung der Prüfergebnisse.

Aus den festgestellten Siebrückständen wird dann der Zertrümmerungsgrad Z errechnet, nachdem die Feinheitszahl F für das Prüfgut vor und nach der Beanspruchung ermittelt worden ist. F ergibt sich, wenn man die Gewichte der Rückstände auf den einzelnen Sieben addiert und die Summe durch das Gewicht der gesamten Prüfgutmenge teilt, wie das Beispiel in Tabelle 1 zeigt. Man kommt natürlich zu dem gleichen Ergebnis, wenn man die Siebrückstände in Gew.-% durch 100 teilt (vergl. Aufsatz Nr. 8 und 9).

Tabelle 1.

Berechnung des Zertrümmerungsgrades einer geprüften Schotterprobe.

Raummetergewicht des Schotters $R = 1,40 \text{ t/m}^3$.

Prüfgutmenge $2,1 \text{ l} = 2,1 \cdot 1,40 = 2,940 \text{ kg}$.

Lochweite der Siebe	Rückstand auf den Sieben			
	vor der Prüfung		nach der Prüfung	
	g	Gew.-%	g	Gew.-%
30 mm \varnothing	2940	100	665	22,5
10 mm \varnothing	2940	100	1684	57,3
3 mm \varnothing	2940	100	2286	77,7
1 mm \varnothing	2940	100	2418	82,2
0,2 mm \square	2940	100	2697	91,8
Summe	14700	500	9750	331,5
Feinheits- zahl F	$F_1 = \frac{14700}{2940} = 5,00$	$F_1 = \frac{500}{100} = 5,00$	$F_2 = \frac{9750}{2940} = 3,32$	$F_2 = \frac{331,5}{100} = 3,32$
Zertrümme- rungsgrad Z	$Z = 5,00 - 3,32 = 1,68$			

Erläuterungen.

Bei der Normung des vorstehend beschriebenen Verfahrens hat die Reichsbahndirektion Kassel maßgebend mitgewirkt. Ihrem Normenvorschlag, der bereits im September 1931 dem DVM vorgelegt wurde, lagen die Erfahrungen zugrunde, die die Gesteinsprüfstelle der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bei der Prüfung von Schotter gesammelt hatte, und die zum Teil in den am Schluß dieses Aufsatzes aufgeführten Abhandlungen Nr. 1 bis 6 niedergelegt sind. Nach diesen Erfahrungen sind bei Schotterprüfungen zuverlässige Prüfergebnisse und damit einwandfreie Vergleichswerte für die Widerstandsfähigkeit verschiedener Schottersorten nur zu gewinnen, wenn bei der Prüfung und bei der Auswertung der Prüfergebnisse namentlich folgende Gesichtspunkte beachtet werden:

1. Das Prüfgut muß bei jeder Prüfung in der gleichen Kornzusammensetzung verwendet werden. Wie wichtig dies ist, geht daraus hervor, daß zum Beispiel ein gröberer Schotter (60 bis 70 mm Durchmesser) um 40% schlagfester ist als ein feinerer Schotter (30 bis 40 mm Durchmesser) aus dem gleichen Gestein (vergl. die Versuchsergebnisse im Aufsatz Nr. 4). Es können daher die Prüfergebnisse allein durch unterschiedliche Körnung der Proben schon so erheblich beeinflußt werden, daß keine zuverlässigen Vergleichswerte für die Widerstandsfähigkeit verschiedener Schottersorten zu gewinnen sind.

2. Die Prüfgutmenge muß nach Raumteilen (l) bemessen werden, da das Raummetergewicht verschiedenartigen Schotters in ziemlich weiten Grenzen (1,12 bis 1,75 t/m³) schwankt. Die bisher meist übliche Prüfung gleicher Gewichtsmengen Schotter ist nicht einwandfrei, da jeweils ungleiche Raumengen Schotter einer gleichgroßen Beanspruchung ausgesetzt werden. Die Prüfergebnisse werden daher zugunsten eines spezifisch leichteren Schotters, der den Prüfgutbehälter höher anfüllt und infolgedessen die Druck- oder Schlagbeanspruchung elastischer aufnimmt, erheblich beeinflußt, wie in den Aufsätzen Nr. 5 und 6 nachgewiesen worden ist.

3. Bei der Auswertung der Prüfergebnisse muß der Mengenanteil aller Kornklassen, die bei der Zertrümmerung des Schotters anfallen, in Betracht gezogen werden. Zu diesem Zweck hat die Reichsbahndirektion Kassel bereits 1927 bei der Entwicklung ihres Prüfverfahrens ein ganz neuartiges Berechnungsverfahren eingeführt. Es wurde nämlich mit Hilfe von Entwertungsfaktoren, die für die einzelnen Kornklassen durch Versuche ermittelt worden waren, aus dem Mengenanteil aller Kornklassen der Zertrümmerungsgrad oder die Entwertung des geprüften Schotters errechnet (vergl. die Aufsätze Nr. 1 bis 4). Später wurde diese Berechnungsart noch dadurch vereinfacht, daß der Feinheitsmodul (Feinheitszahl oder Körnungsziffer) zu Hilfe genommen wurde (vergl. Aufsatz Nr. 4).

Die Auswertung der Prüfergebnisse nach diesem Verfahren stellt im Vergleich zu den sonst üblichen Verfahren einen wesentlichen Fortschritt dar. Die Verfahren von Prof. Rudloff, Prof. Ammann, Dipl.-Ing. Saenger u. a. haben sich nämlich darauf beschränkt, beim Vergleich der Prüfergebnisse entweder die Menge der anfallenden Trümmer unter einer bestimmten Siebgrenze, z. B. unter 10 mm Durchmesser, oder darauf, die übrig gebliebene Schottermenge über 30 mm Durchmesser in Betracht zu ziehen. In beiden Fällen ergeben sich aber keine zuverlässigen Vergleichswerte für die Widerstandsfähigkeit verschiedener Schottersorten, wie in den Aufsätzen Nr. 1 und 6 nachgewiesen worden ist.

In der Erkenntnis, daß die vorstehend dargelegten Gesichtspunkte für die Zuverlässigkeit der Prüfergebnisse von wesentlicher Bedeutung sind, hat der Normenausschuß auf Vorschlag der Reichsbahndirektion Kassel diese Gesichts-

punkte bei der Aufstellung des Normblattes DVM 2109 zugrunde gelegt. Infolgedessen lehnt sich das genormte Verfahren weitgehend an das Prüfverfahren der Reichsbahn an. Ein Unterschied besteht lediglich in der Art des Prüfgeräts. Statt des im Normblatt vorgesehenen einfachen Fallwerks (Bauart Föppl) benutzt nämlich die Gesteinsprüfstelle der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft schon seit 1927 ein besonders konstruiertes Schlagwerk mit elektrischem Antrieb und selbsttätiger Auslösevorrichtung, das in den Aufsätzen Nr. 1 bis 3 näher beschrieben und abgebildet ist.

Vergleich der Prüfergebnisse.

Um die Widerstandsfähigkeit verschiedener Schotterarten gegen Schlagbeanspruchung nach den Prüfergebnissen beurteilen zu können, muß man von der Überlegung ausgehen, daß die Widerstandsfähigkeit um so größer ist, je kleiner der Zertrümmerungsgrad Z der geprüften Schotterprobe ist. Beträgt zum Beispiel der Zertrümmerungsgrad

bei einem Schotter x $Z_x = 1,68$

„ „ „ n $Z_n = 0,84$,

so ist die Widerstandsfähigkeit des Schotters n doppelt so groß wie die Widerstandsfähigkeit des Schotters x , weil Z_n halb so groß ist wie Z_x .

In einer Gleichung ausgedrückt ist also

$$\frac{W_x}{W_n} = \frac{Z_n}{Z_x}$$

Setzt man die Widerstandsfähigkeit des Schotters $n = 100$, so ist die Widerstandsfähigkeit des Schotters x

$$W_x = \frac{Z_n}{Z_x} \cdot 100 = \frac{0,84}{1,68} \cdot 100 = 50.$$

Um einen einheitlichen Maßstab für die Widerstandsfähigkeit der verschiedenartigen Schotterarten zu gewinnen, werden bei der Gesteinsprüfstelle der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft alle Prüfergebnisse immer mit einem ganz bestimmten

Verhältnis der Schlagfestigkeit von Schotter aus verschiedenartigem Gestein (Mittelwerte).

Zertrümmerungsgrad verglichen, der sich bei der Prüfung eines Basaltschotters aus einem ganz bestimmten Steinbruch ergeben hat. Die Widerstandsfähigkeit dieses Basaltschotters, der als Normschotter bezeichnet wird, ist in jedem Falle gleich 100 gesetzt. Nach der obigen Formel ergeben sich daher für alle anderen Schotterarten Verhältniszahlen, die einen Maßstab für ihre Widerstandsfähigkeit gegen Schlagbeanspruchung, also für ihre Schlagfestigkeit, darstellen.

Eine Übersicht über die auf diese Weise für Schotter aus verschiedenartigen Gesteinen errechneten Verhältniszahlen zeigt Tabelle 2.

Tabelle 2.
Verhältnis der Schlagfestigkeit von Schotter aus verschiedenartigem Gestein.

Gesteinsart	Zahl der Proben	Zahl der Steinbrüche	Verhältnis der Schlagfestigkeit	
			Grenzwerte	Mittelwert
Normenschotter aus Feldspatbasalt				100
Basalt	805	188	66 bis 124	96
Diabas	282	53	53 „ 130	94
Grauwacke	224	42	54 „ 109	84
Quarzporphyr	217	44	56 „ 94	72
Granulit	52	10	59 „ 79	69
Basaltlava	29	8	53 „ 75	63
Granit	214	57	45 „ 88	63
Findlinge	50	24	45 „ 80	60
Kalkstein	179	51	39 „ 62	47

Es sei dazu folgendes bemerkt:

Der Übersicht liegen mehrere Tausend Prüfergebnisse von Schotterproben aus etwa 500 Steinbrüchen, die für die Deutsche Reichsbahn regelmäßig Gleisschotter liefern, zugrunde. Wie aus Spalte 5 dieser Tabelle ersichtlich ist, bestehen zwischen der Festigkeit des Schotters aus verschiedenartigem Gestein sehr wesentliche Unterschiede. Aber auch innerhalb einer Gesteinsart schwankt die Festigkeit erheblich, wie die in Spalte 4 angegebenen Grenzwerte erkennen lassen. Es ist daher nicht angängig, bei der Beurteilung der Güte von Bettungstoffen irgendwelche Durchschnittswerte zugrunde zu legen. Es muß vielmehr jedes Gestein besonders geprüft und bewertet werden. Es ist sogar erforderlich, diese Prüfung von Zeit zu Zeit zu wiederholen, weil die Beschaffenheit eines Gesteins in demselben Steinbruch erfahrungsgemäß stark wechseln kann. Deshalb werden von der Gesteinsprüfstelle der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft jährlich zwei bis drei Schotterproben aus jedem Steinbruch, der für die Reichsbahn liefert, geprüft. Die in Tabelle 2 angegebenen und in der Abbildung veranschaulichten Mittelwerte für die Schlagfestigkeit verschiedener Schotterarten können und sollen daher nur einen ungefähren Überblick geben.

Schriftenverzeichnis.

1. Stübel: „Prüfung und Bewertung von Gleisbettungstoffen“. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1930, H. 19.
2. Stübel: „Einrichtung einer bahneigenen Gesteinsprüfstelle und Prüfung von Gleisbettungstoffen“. Reichsbahn 1931, H. 25.
3. Stübel: „Prüfung und Bewertung von Gleisbettungstoffen bei der Gesteinsprüfstelle der Reichsbahn“. Bahnbau 1931, H. 21, S. 346.
4. Rothfuchs: „Voraussetzungen zur Erzielung einwandfreier Ergebnisse bei der Schlagprüfung von Schotter“. Bahnbau 1931, H. 40 und 41.
5. Rothfuchs: „Prüfutmenge bei Schotterprüfungen“. Steinindustrie 1931, H. 14.
6. Rothfuchs: „Beitrag zur Prüfung von Gleis- und Straßenschotter“. Bahnbau 1932, H. 16.
7. Burchartz und Saenger: „Verfahren zur Prüfung von Schotter auf Widerstandsfähigkeit gegen Schlagbeanspruchungen“. Straßenbau 1931, H. 2.
8. Hummel: „Die Auswertung von Siebanalysen und der Abramssche Feinheitmodul“. Zement 1930, H. 15.
9. Rothfuchs: „Wie ist die Körnungszahl (Feinheitmodul) am einfachsten zu ermitteln und auszuwerten?“. Zement 1934, H. 46.

Das neue Signalbuch der Deutschen Reichsbahn.

Von Reichsbahndirektor Freyss, Berlin.

Das neue Signalbuch der Deutschen Reichsbahn, das vom 1. April 1935 an als erstes Signalbuch einheitlich für den ganzen Reichsbahnbereich gültig ist, ist an die Stelle der verschiedenen Signalbücher getreten, die für die einzelnen Teile der Reichsbahn, die sich mit dem Bereich der früheren Länderbahnen decken, bestanden. Voraussetzung für die Schaffung des neuen Signalbuches war eine neue Eisenbahn-Signalordnung, die ebenfalls am 1. April 1935 in Kraft getreten ist. Während früher die Eisenbahn-Signalordnung nur einen Teil der bei den Deutschen Eisenbahnen vorhandenen Signale umfaßte, enthält sie nunmehr sämtliche Signale der Deutschen Reichsbahn.

Mit der neuen Signalordnung und dem neuen Signalbuch wird die Grundlage geschaffen für eine künftige Einheitlichkeit des Signalwesens der Deutschen Reichsbahn. Früher war eine solche Einheitlichkeit nicht vorhanden. Eine größere Zahl von Signalen, die demselben Zweck dienen, hatten im Bereich der früheren Länderbahnen teilweise abgewandelte Bedeutung, andere wieder waren in Form, Bedeutung und Art der Anwendung eine Besonderheit der betreffenden Länderbahn.

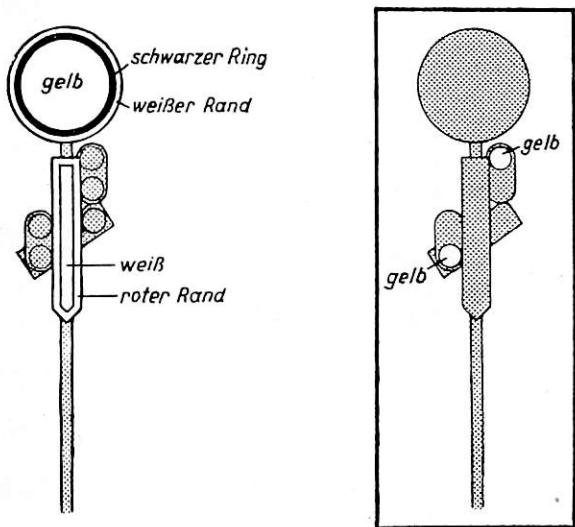


Abb. 1.

Schon durch die äußere Einteilung der Signalordnung in zwei Abschnitte wird der künftigen Einheitlichkeit der Weg gewiesen. Den Hauptabschnitt bildet die eigentliche Eisenbahn-Signalordnung (ESO), die alle Signale und Kennzeichen umfaßt, die in späteren Jahren allein im ganzen Reichsbahngelände gesetzlich zugelassen sind. Im zweiten Abschnitt, dem Anhang zur Eisenbahn-Signalordnung (AzSO), sind die Signale und Kennzeichen der Eisenbahn-Signalordnung abweichend und solche, die in der Eisenbahn-Signalordnung nicht enthalten sind. Alle diese Zeichen des Anhangs zur Eisenbahn-Signalordnung haben nur noch befristete Gültigkeit. Für jedes dieser Zeichen setzt der Reichsverkehrsminister eine besondere Frist fest, nach deren Ablauf das Zeichen nicht mehr zugelassen ist. Erst wenn nach Jahren alle Zeichen, die im AzSO enthalten sind, beseitigt sind, wird die vollständige Einheitlichkeit des Signalwesens der Deutschen Reichsbahn erreicht sein.

Die äußere Form des Signalbuches entspricht der bisherigen. Auf den linken Seiten steht der Eisenbahn-Signalordnung und des Anhangs zur Eisenbahn-Signalordnung; auf den rechten Seiten stehen die Ausführungsbestimmungen der Reichsbahn zur ESO und zum AzSO. In der Eisenbahn-Signalordnung sind die einzelnen Zeichen be-

schrieben, und ihre Bedeutung wird festgelegt. Wann, wo und wie die Zeichen angewandt werden, bestimmen die Ausführungsbestimmungen. Das Signalbuch enthält noch keine Bestimmungen darüber, bei welchen privaten Eisenbahnen Deutschlands es ebenfalls anzuwenden ist. Hierzu ist noch eine besondere Entscheidung des Reichsverkehrsministers erforderlich.

Neu ist die Einteilung des Signalbuches in Signale und Kennzeichen. Im allgemeinen gehören zu den Signalen alle beweglichen Zeichen, sowohl die in sich beweglichen wie die, die örtlich verändert werden können, während zu den Kennzeichen die ortsfesten und nicht verstellbaren Zeichen zählen. Welche Zeichen zu den Signalen und welche zu den Kennzeichen zu rechnen sind, entscheidet im Einzelfall der Reichsverkehrsminister.

Auch die Unterteilung der Signale in XV Gruppen und der Kennzeichen in VII Gruppen sowie die Nummerierung der Signale innerhalb der Signalgruppen und der Kennzeichen innerhalb dieses Begriffs, ist neu. Jedes Zeichen führt jetzt ein Gruppenzeichen und eine Nummer. Die Gründe, die zu dieser Neuordnung Anlaß gaben, waren verschiedener Art. Ein Grund von besonderer Bedeutung für die neue Art der Nummerierung ist der, daß die Gefahr der Verwechslung von neuer und alter Signalnummer ausgeschlossen werden mußte. Soweit möglich haben die einzelnen Zeichen auch einen besonderen Namen erhalten. Solche Namen sind beim Personal besonders beliebt. Es hat sich in der Vergangenheit solche Namen vielfach selbst geschaffen. Die Namen nehmen teilweise Bezug auf die Bedeutung des Signals, teilweise beziehen sie sich auf die Form oder äußere Gestalt des Zeichens.

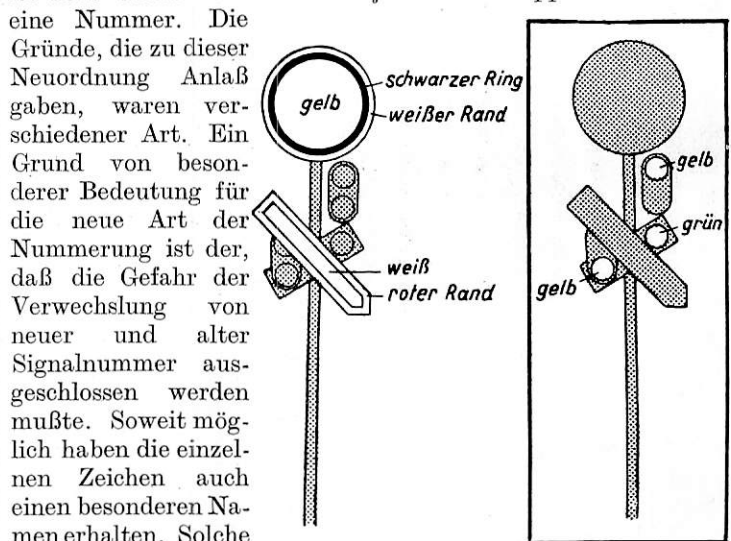


Abb. 2.

Der Grundgedanke der neuen Signalordnung war, den bestehenden Zustand ordnungsmäßig festzulegen. Der größte Teil der Zeichen ist daher in der Form und mit der Bedeutung in das neue Signalbuch aufgenommen worden, wie sie bisher bestanden haben. Von den Zeichen, die zum erstenmal in einem Signalbuch erscheinen, seien erwähnt das Vorsignal mit Zusatzflügel, die K-Scheibe und die L-Scheibe als Fahrtreglung-

Das Diagramm zeigt zwei Ansichten eines Signals. Die linke Ansicht zeigt ein Signal mit einem gelben Kreis, einem schwarzen Ring und einem weißen Rand. Darunter befinden sich zwei weiße Lichter und ein roter Rand. Die rechte Ansicht zeigt ein Signal mit einem gelben Kreis und einem grünen Lichter darunter.

Abb. 3.

signale, das Vorrücksignal, die Zusatzsignale für den elektrischen Betrieb mit Fahrleitung und das Wartezeichen. Auch diese Zeichen sind bereits seit längerer Zeit in Gebrauch. Das Vorsignal mit Zusatzflügel ist wohl schon allgemein bekannt, gleichwohl sei es durch die Abb. 1 bis 3 nochmals erläutert.

Die K-Scheibe und die L-Scheibe (Abb. 4 und 5) sind Fahrtreglungssignale, die sich auf Strecken mit Zugüberwachung als notwendig und zweckmäßig erwiesen haben. Auf solchen Strecken wird bekanntlich vom Zugüberwacher der Lauf jedes einzelnen Zuges in der Form eines Bildfahrplans aufgezeichnet und verfolgt. Um alle Möglichkeiten zur Flüssighaltung des Zuglaufs auszunutzen, ist es dabei oft notwendig, dem Lokomotivführer eines zu überholenden Zuges den Auftrag zur möglichsten Beschleunigung der Fahrt zu erteilen, damit der Zug die weiter vorwärts gelegene Überholungstelle noch erreicht, und umgekehrt ist es notwendig, den nachfolgenden Zug zu benachrichtigen, daß er seine Fahrt in gewissem Umfange verlangsamen soll, um den Halt vor einem Signal zu vermeiden. Ein solcher Halt ist ja immer, besonders bei schweren Zügen, mit einem nennenswerten Zeitverlust verbunden und muß daher möglichst vermieden werden. Diese Fahrtreglungssignale werden nur Güterzügen gegeben.

Die Zusatzsignale für den elektrischen Betrieb mit Fahrleitung sind keine Signale zur Sicherung der Zugfahrt. Sie sind Signale, die Weisungen für die Bedienung des Fahr Schalters erteilen, damit an Stellen, wo die Fahrleitung unterbrochen oder nicht vorhanden ist, keine Störungen herbeigeführt werden. Vorrücksignal und Wartezeichen sind Zeichen, die die ordnungsmäßige Durchführung von Rangierfahrten erleichtern sollen.

Von den Signalen, die durch das neue Signalbuch geändert worden sind, seien die Signale genannt, die zur Kennzeichnung von vorübergehenden Langsamfahrstellen dienen, die Signale „Vorziehen“ und „Zurückdrücken“, die in Zukunft „Ziehen“ und „Schieben“ heißen und die Signale an Zügen. Die Kennzeichnung von Langsamfahrstellen durch Langsamfahrsignale war in den letzten Jahren dadurch weiter entwickelt worden, daß zu der Langsamfahr Scheibe noch eine dreieckige, weiß geränderte, gelbe Tafel mit einer schwarzen Geschwindigkeitszahl (Signal 38a) hinzutrat, und daß außerdem der Anfang des langsam zu befahrenden Gleisabschnitts durch eine Tafel gekennzeichnet wurde. Dieser Übergangszustand wird durch das neue Signalbuch beseitigt. Früherer und neuer Zustand sind in Abb. 6 gegenübergestellt. In Zukunft steht im Vorsignalabstand vor dem Anfang des langsam zu befahrenden Gleisabschnitts die neue Langsamfahr Scheibe (Signal Lf 1) — Abb. 7 —, am Anfang des Gleisabschnitts die Anfangs Scheibe (Signal Lf 2) — Abb. 8 —, und am Ende des Gleisabschnitts die Endscheibe (Signal Lf 3), — Abb. 9 —. Die Langsamfahr Scheibe trägt eine Kennziffer. Die Kennziffer gibt die für den durch Lf 2 und Lf 3 bezeichneten Gleisabschnitt zugelassene Geschwindigkeit an und zwar bedeutet die Ziffer 1 10 km/h, Ziffer 3 30 km/h, Ziffer 4 40 km/h usw. bis Ziffer 7 70 km/h. Ziffer 2 = 20 km/h ist also nicht zugelassen. Der Bauzustand muß im allgemeinen so sein, daß Geschwindigkeitsermäßigungen auf 30 km/h ausreichend sind. Ziffer 1 = 10 km/h kommt nur in besonderen Fällen

— bei besonders schwierigen Bauwerksumbauten und besonders erschwerter Abstützung — in Frage. Andererseits sind die Kennziffern 4 und 6 nur zugelassen bei der Anwendung der Langsamfahr Scheibe in Verbindung mit dem bei Bau-

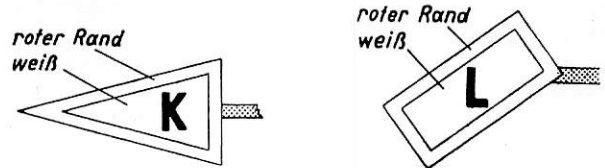


Abb. 4.

Abb. 5.

zuständen in Warnstellung festgelegten Vorsignal für die Ankündigung entsprechender Geschwindigkeitsermäßigung in Fahrstraßen. Sie scheiden also für die Verwendung an

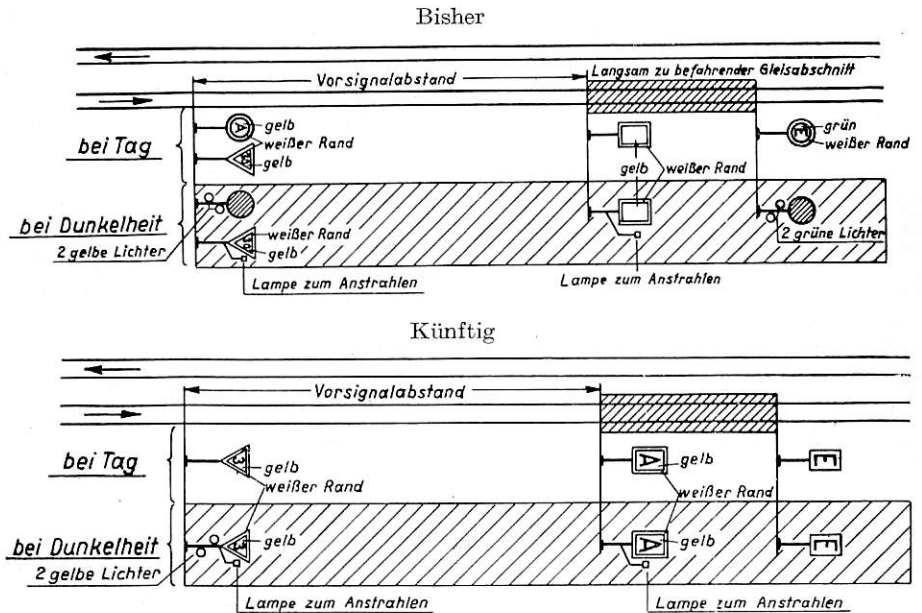


Abb. 6. Kennzeichnung von Langsamfahrstellen auf zweigleisiger Bahn.

sonstigen Langsamfahrstellen aus. Das Nachtsignal der Langsamfahr Scheibe besteht aus zwei gelben Lichtern schräg übereinander nach links steigend.

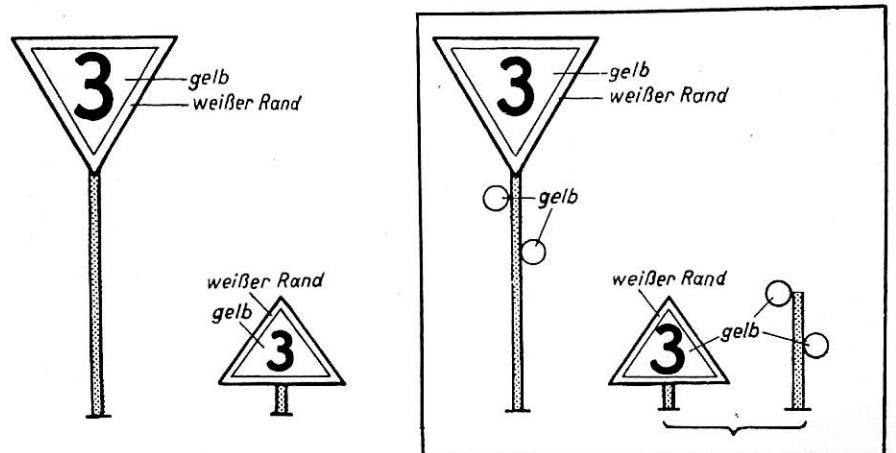


Abb. 7.

Die Beibehaltung der bisherigen Signale „Vorziehen“ und „Zurückdrücken“ stieß mit dem Auftreten der Triebwagen, denen der kennzeichnende Schornstein für die Art der Bewegung fehlt, auf immer größere Schwierigkeiten. Die neuen Signale „Ziehen“ und „Schieben“, die an Stelle der

bisherigen Signale „Vorziehen“ und „Zurückdrücken“ getreten sind, nehmen keine Rücksicht mehr auf die Stellung des Schornsteins der Lokomotive. Das Signal sagt: „Die Lokomotive soll die Wagen ziehen oder schieben“. Es ist gleichgültig, ob sie selbst vor- oder rückwärts fährt. Maßgebend für einzelfahrende Lokomotiven und Triebwagen und für Lokomotiven, die Fahrzeuge vor und hinter sich haben, ist der Standort des Signalgebers.

Das Signal „Ziehen“ bedeutet: die Lokomotive oder der Triebwagen soll in der Richtung von dem Signalgeber weg fahren, das Signal „Schieben“: die Lokomotive oder der Triebwagen soll in der Richtung auf den Signalgeber zu fahren.



Abb. 8.

Wichtig sind auch die Änderungen der Signale an den Zügen. Bei dem Zug-schluß-Signal ist die Schlußscheibe oder die Schlußlaterne fortgefallen. Das Regel-Schlußsignal besteht nur noch aus den beiden Oberwagenscheiben oder Oberwagenlaternen. Die Oberwagenlaternen zeigen nach vorwärts nicht mehr grünes Licht wie bisher, sondern weißes Licht. Außerdem war darauf Rücksicht zu nehmen, daß der neue Zugschluß bei Ausbildung des Fahrzeug-Endes in Stromlinienform nicht mehr in Form von Oberwagenlaternen angebracht werden kann, die nach vorwärts weißes Licht zeigen. Für diese Fälle ist vorgesehen, daß bei Zügen mit durchgehender Bremse und mit einer Wagenzuglänge von nicht mehr als 200 m zwei in gleicher Höhe nur nach hinten rot leuchtende Laternen (Signal Zg 3b) verwandt werden dürfen. Bei dem Maß von 200 m ging man von dem Gedanken aus, daß ein Zug von

200 m Länge bei Tage als Ganzes vom Auge erfaßt und übersehen und infolgedessen der Standort des Zuges auch schräg von vorn und von der Seite erkannt werden kann. Bei Nacht mußte jedoch Ersatz für das fehlende Rücklicht geschaffen werden. Damit der letzte Wagen des Zuges auch in diesem Falle von jedem Standort aus erkannt werden kann, muß er bei Dunkelheit beleuchtet sein, sofern der Wagen ein Personen-, Gepäck-, Post- oder Bahndienstwagen ist. Bei Güterwagen wird immer das Regel-Schlußsignal geführt werden können. Grundsatz ist, daß in allen Fällen, wo es irgend möglich ist, das Regel-Schlußsignal geführt wird, und daß nur in den Fällen, wo die Fahrzeugbauart die Anbringung des Regel-Schlußsignals nicht zuläßt oder die Führung des Regel Zugschlusses wegen fehlender Zugbegleiter auf Schwierigkeiten stößt, das Signal Zg 3b oder das vereinfachte Zugschluß-Signal, das auch bereits schon bestand, angebracht werden darf.



Dadurch, daß das bisherige Signal 19 fortgefallen ist, stand die runde gelbe Scheibe dieses Signals zu anderen Zwecken zur Verfügung. Sie wird nunmehr verwandt zur Herstellung des Falschfahrt-Schlußsignals. Eine nach vorn weiße, nach hinten gelbe Scheibe mit schwarzem Rand oder eine nach vorn weiß, nach hinten gelb leuchtende Laterne tritt an die Stelle der rechten Oberwagenscheibe oder der Oberwagenlaterne, wenn der Zug das falsche Gleis befährt.

Mit den vorstehend geschilderten Unterschieden zwischen altem und neuem Signalbuch ist die Zahl der Änderungen keineswegs erschöpfend dargestellt. Es konnten hier nur einige Hinweise gegeben werden, die von allgemeinem Interesse sind. Eine genaue und erschöpfende Unterrichtung kann nur durch das Signalbuch selbst gegeben werden.

Rundschau.

Allgemeines.

Untersuchungsabteilung bei einer englischen Eisenbahn.

Daß auch im Ausland planmäßig an der Klärung der im Eisenbahnwesen auftretenden Probleme gearbeitet wird, zeigt das Beispiel einer der vier großen englischen Eisenbahnen, der London Midland and Scottish Railway, die neuerdings für derartige Forschungsarbeiten eine Abteilung mit neun Laboratorien gebildet hat. Die in der Zeitschrift „Modern Transport“ enthaltene Schilderung bietet auch für andere Eisenbahnen mancherlei Bemerkenswertes.

Die neugebildete Abteilung steht in dauernder Verbindung mit außerhalb der Eisenbahn bestehenden Untersuchungsausschüssen, z. B. für Wasserreinigung, Nahrungsmittelkonservierung usw. und wird außerdem durch einen Stab hervorragender Fachleute auf dem betreffenden Gebiete ständig beraten. Fünf der erwähnten Laboratorien sind mit chemischen Untersuchungen befaßt, die übrigen vier mit Metallkunde, Webstoffen, Farben und Baukonstruktion.

Unter den Gegenständen, mit denen die Untersuchungsabteilung augenblicklich beschäftigt ist, wird zunächst die Herabminderung des Geräusches in den Zügen genannt. Hierbei wirkt ein außerhalb der Eisenbahn bestehender Untersuchungsausschuß mit, der sich mit Fragen der Akustik befaßt. Zunächst werden hierbei Messungen darüber ausgeführt, wie stark das Geräusch im Wagen ist, wodurch es hervorgerufen wird und wie es das Ohr des Reisenden erreicht. Nach Beantwortung dieser Fragen werden nach Möglichkeit Versuche zur Abhilfe gemacht, wie Abdeckung der Drehgestelle, um das Geräusch abzufangen, verschiedene Konstruktionen des Fußbodens usw.

Ein anderes Problem ist der Oberbau. In Tunneln leiden die Schienen stark unter Verrostung; die Untersuchungsabteilung ist

vor die Aufgabe gestellt, einen widerstandsfähigen nicht übermäßig teuren Stahl in Vorschlag zu bringen. Hier müssen wieder Messungen vorgenommen werden über die Beschaffenheit der Luft in bestimmten Tunneln nach Temperatur, Feuchtigkeitsgehalt und sonstiger Zusammensetzung. Gleichartiger Luft sollen dann im Laboratorium verschiedene Stahlsorten ausgesetzt werden, bevor praktische Versuche in den Tunneln unternommen werden.

Materialfehler rufen oft weitreichende und schwierige Untersuchungen wach. Der beschädigte Teil wird eingehend geprüft und nach wissenschaftlicher Untersuchung werden Vorschläge zur Abänderung der Form oder Zusammensetzung des Materials gemacht, um dem gefundenen Fehler in Zukunft vorzubeugen. Die Radreifenfrage wird — wie im Gebiet des VMEV auf lange Beobachtungszeiträume ausgedehnt.

Ein weites Gebiet für die Untersuchung bietet die Annehmlichkeit des Reisens. Eine Prüfung über die Entstehung und Verteilung von Staub in den Zügen ist beendet und ergibt, daß etwa die Hälfte des Staubes aus der Bettung aufgewirbelt wird, die andere Hälfte vom Lokomotivquarm herrührt. Bestimmte Stellen im Zuge, nämlich der zweite Wagen und der Schlußwagen, sind auffallend schmutziger, als die übrigen Teile des Zuges.

Schließlich wird noch die Beförderung leicht verderblicher Lebensmittel, wie Fisch, Fleisch usw. in niedriger Temperatur behandelt, ein Problem, das ja auch z. B. bei anderen Bahnverwaltungen in Behandlung ist. Die Herstellung eines Güterwagens oder Behälters für diesen Verkehr bedingt Kenntnis der Wärmeübertragung und des Verhaltens der in Frage kommenden Lebensmittel. Hier ist mit großem Erfolg die Mitwirkung der staatlichen Untersuchungsstelle eingetreten.

Bahnunterbau, Brücken und Tunnel; Bahnoberbau.

Entwicklung und Stand der Riffelforschung.

Versuche von 1909 bis 1920.

Einer dankenswerten Aufgabe hat sich Dipl. Ing. H. O. Lange unterzogen, indem er für Zwecke der Hamburger Hochbahn die gesamten Forschungsergebnisse auf dem Gebiet der Riffelbildung in einem in der „Verkehrstechnik“*) erschienenen Überblick zusammenfaßte. Wenn die Riffelbildung vorwiegend auch bei Straßenbahnschienen auftritt, so ist diese Erscheinung doch auch dem Eisenbahnfachmann nicht fremd. Wir geben daher nachstehenden kurzen Auszug.

Die auf dem internationalen Kongreß zu München 1908 besonders von Busse vertretene Auffassung, daß die Entstehung der Riffeln auf den Fahrflächen von Schienen auf die Beschaffenheit des Schienenwerkstoffes und auf chemische Unterschiede in diesem zurückzuführen sei, führte zu einer Anzahl von Versuchen.

Puppe bestätigt diese Meinung nicht. Puppe sagt, gestützt auf metallographische Aufnahmen, daß die befahrene Fahrfläche der Schiene eine Kalthärtung erleidet. Bei rollender Reibung wird die Fahrfläche von dieser Kaltwalzung gleichmäßig betroffen. Bei gleitender Reibung wird der Werkstoff bei hohem spezifischem Flächendruck in der Längsrichtung verschoben, so zwar, daß die Rollbewegung der Verschiebung nicht schnell genug folgen kann. Das Rad springt über die Werkstoffanhäufung mit Wiederholung hinweg, es bilden sich Berg und Tal. Die Abhängigkeit von Riffellänge und Geschwindigkeit und das Wandern der Riffeln läßt sich damit erklären. Verschleißmessungen bestätigen die Schlüsse insofern, als Aufrauung der Schienenoberfläche bei geriffelten Schienen festgestellt werden kann. Die Vorgänge konnten mit Hilfe von Versuchen auf der Verschleißmaschine sehr deutlich dargestellt werden.

Märtens erhärtet die Feststellungen Puppes durch Versuche.

Goerens stellt durch metallographische Aufnahmen fest, daß das Riffeltal weniger bleibende Verformungen zeigt, als der Riffelberg. Daher der Schluß: Ausbildung des Tals durch Abnutzung der Schiene infolge Gleiten unter geringerem Druck und des Berges durch Abrollen des Rades unter hohem spezifischen Druck.

Oberhoffer bestätigt im wesentlichen die Versuchsergebnisse von Puppe und Goerens. Er ist aber auch der Überzeugung, daß die chemische Zusammensetzung und die Festigkeitseigenschaften eines Werkstoffes von Bedeutung für die Entstehung der Riffeln sind. Gleichwohl werden diese Eigenschaften durch den „Charakter“ einer Strecke überdeckt.

Die Ursache der Riffelbildung ist durch Versuche nicht geklärt worden. Immerhin steht fest, daß die dynamischen Verhältnisse des Fahrzeuges und der Schienen nicht unberücksichtigt bleiben dürfen.

Theorien über die Ursachen der Riffelbildung.

Sieber geht davon aus, daß Unebenheiten oder Riffeln von vorneherein vorhanden sind. Das Aufschlagen der Räder sorgt für ihre weitere Ausbildung. Das Hüpfen der Räder wird begünstigt durch hohe Geschwindigkeit, hohe Stoßziffer der Schiene (schwere Schwingung, harte Unterlage, harter Schienenstoff) und durch Resonanzschwingungen (z. B. erzeugt durch kegelige Form der Lauf radflächen). Die Schrägstellung der Achsen zur Bewegungsrichtung ist von besonderem Einfluß auf die Entstehung der Riffeln.

Résal sagt, daß die verschiedensten Ursachen ungleiche Wege beim Abrollen der Räder, also Torsionsschwingungen in den Achsen, bedingen. Amplituden und Frequenzen der Schwingungen sind von Geschwindigkeit und Fahrzeug abhängig. Gleiten der Räder ist daher die Ursache für die Verschiebung und für die ungleichmäßige Verdichtung des Werkstoffes mit der Riffelbildung als Folge. Die Schlagwirkung der Räder vertieft die Täler. Harte Reifen und harter Schienenstoff begünstigt die Schlagwirkung. Die Riffelbildung kann unter Umständen bei stärkerer Beanspruchung der Riffelberge wieder verschwinden. Die Schwingungen sind bei kleinen Geschwindigkeiten nur sehr klein, also für Riffel-

bildung nicht gefährlich, jedoch können Riffeln trotz geringer Geschwindigkeit beim Anfahren und bei ruckweiser Bremsung eintreten. Verdrehung der Achsen begünstigt die Bildung von Riffeln.

Wichert sieht die Ursache im wesentlichen so wie Résal. Im übrigen: Riffeln entstehen immer, wo Räder absatzweise gleiten, also auch beim Anfahren und Bremsen. Je höher die Geschwindigkeit, desto größer die Wellenlängen der Riffeln. Wird das periodisch auftretende Gleiten durch Schwingungen der Schienen gedämpft, was bei sehr hohen Geschwindigkeiten der Fall sein kann, so tritt Riffelung nicht so leicht auf. Bei kleinen Geschwindigkeiten ist Riffelung noch nicht möglich, weil die Veränderung des Reibungsbeiwertes nicht erregend, sondern dämpfend auf die Schwingungen wirkt. Bei niedriger Geschwindigkeit ist der Reibungsbeiwert sehr klein, steigt aber abhängig von den berührenden Flächen, vom Anpressungsdruck und von der Härte des Werkstoffes, sehr rasch an. Abhilfe: Veränderung der Torsionsschwingungen der Räder durch Verstärkung der Achsen (unschädliche kleine Wellenlängen) oder durch Verringerung der Stärke der Achsen (unschädliche lange Wellen). Straßenbahngleise mit verhältnismäßig starken Achsen im Vergleich zum Fahrzeuggewicht zeigen nach Zusammenstellungen von Wichert weniger Riffeln als andere. Wichert hat die Untersuchungen von Résal insofern vervollständigt, als er als Ursache der schädlichen Schwingungen eindeutig die Änderung des Reibungsbeiwertes erkannte und auch nachwies, während Résal diese nur auf Gleitbewegung zurückführte. Wichert hat seine Theorie auch durch Laboratoriumsversuche bestätigt.

Geiger hat die Erkenntnisse Wicherts durch Versuche an Straßenbahnwagen erhärtet, indem er mit dem Torsiographen sowohl im geraden Gleis mit Riffeln wie in Kurven Drehschwingungen nachwies. Er hat durch Berechnung der Schwingungsgrößen und deren Zusammenhalt mit den gemessenen Riffellängen seine eigene Theorie, wie die Wicherts bestätigt. Er wies auch die Abhängigkeit der Riffellängen von der Geschwindigkeit nach, wie sie Siebert für ein bestimmtes Profil festgestellt hat.

Steller führt die Entstehung der Riffeln auf eine Relativbewegung zwischen Rad und Schiene zurück. Wegen der Winkelstellung der Radachse zur Fahrachse klettert das Rad an dieser hoch und fällt wieder ab. Das Wechselspiel dieses Vorganges führt zur Riffelbildung an der Schienenkante und auf der Fahrfläche. Die Rundungshalbmesser des Spurkranzes und der Schiene beeinflussen im Zusammenhang mit der Geschwindigkeit die Länge der Riffeln.

Meyer geht bei seinen Überlegungen davon aus, daß die Schiene infolge der wechselnden Belastung lotrechte Schwingungen ausführt. Seine Beobachtungen stützen sich im wesentlichen auf das Straßenbahngleis. Nach Meyer ist die Schiene ein zweifach eingespannter Stab mit bestimmten Schwingungsvermögen, das durch die Radlast noch erheblich verstärkt wird. Die Radlasten treffen auf die Ausschwingungen der Schiene und wandeln die Schwingungen in solche von kleinerer Wellenlänge um. Die stoßweise Be- und Entlastung der Schiene hat den wellenförmigen Verschleiß zur Folge. Abhilfe ist möglich durch Vergrößerung der Schwingungsdauer, also durch Verminderung der Schienenhöhe und Herabsetzung der Eigenspannung der Schiene bzw. Erhöhung der Elastizität. Da nicht nur die Schiene, sondern auch die Bettung mitschwingt, ist außerdem eine die Schiene stark einspannende Bauweise zu vermeiden (z. B. Schienen in Beton).

Saller und Dreyer versuchten dem Problem von der Seite der Berechnung her näher zu kommen. Sie haben in ihren Untersuchungen die Schwingungen der Schienen und des Oberbaues zu erfassen versucht. Aber schon die einfachsten Belastungsfälle führen wegen der Verschiedenheit im Untergrund und Schwellenabstand, in Bettung und Geschwindigkeit sowie in der Belastung zu so umständlichen Berechnungen, daß Messungen an der Schiene bis jetzt immer noch einfacher und zuverlässiger sind.

Thomas sagt, daß die Schienen unter der Last eine Durchbiegung erleiden, deren Größe von der Unterbettung bestimmt wird. Die Ungleichheit der Unterbettung, auch auf kürzeste Längen, die ungleiche Stopfarbeit und die ungleiche Entwässerung des Unterbaues bedingt eine ständige Änderung der Schienendurchbiegung. Gegen die Unebenheiten läuft das Rad an, was

*) August 1934.

von gewisser Geschwindigkeit ab zur Riffelbildung führt. Die Erreichung einer überall gleichen Bettungsziffer muß also das Ziel des Oberbaufachmannes sein.

Laboratoriumsversuche.

Die Vielseitigkeit der Umstände, welche die Riffelbildung beeinflussen und verursachen können, und die teuren und langwierigen Betriebsversuche ließen Laboratoriumsversuche angezeigt erscheinen. Sie bezweckten gleichzeitig, einen Werkstoff zu ermitteln, der der Riffelbildung gewachsen ist.

Robin stellte fest, daß die Fähigkeit oder Härte eines Werkstoffes nicht allein seinen Widerstand gegen Abnutzung bestimmt. Dieser hängt auch mit der Dehnung des Werkstoffes und mit anderen „unbekannten Eigenschaften“ des Werkstoffes zusammen.

Brinell bestätigt diese Versuchsergebnisse. Dudley gleichfalls und findet außerdem, daß bei gleicher Dehnung der Abnutzungswiderstand mit der Druckfestigkeit zunimmt. Stadeler findet ferner, daß der Verschleiß um so geringer ist, je höher die Brinellhärte und je größer die Rollgeschwindigkeit ist.

Von den Ergebnissen mit den in Deutschland besonders entwickelten Verschleißprüfmaschinen der Bauart Mohr und Federhaff (Füchsel), Amsler und MAN (Spindel) weiß man etwa folgendes:

Die Umstände, welche die mechanische Abtrennung von Baustoffteilchen beeinflussen, sind für die Riffelbildung wenig ausschlaggebend; der Verschleiß wächst mit zunehmendem Schlupf (besonders bei rein gleitender Reibung). In gewissen Grenzen nimmt er mit wachsendem spezifischen Flächendruck und mit wachsender Dehnung zu, aber mit wachsender Rollgeschwindigkeit und mit zunehmender Zugfestigkeit, Streckgrenze und Kugeldruckhärte ab.

Von überragender Bedeutung für die Riffelbildung sind dagegen die Eigenschaften, die die Kaltverformung und die Kaltverhärtung beeinflussen.

Meyer und Nehl stellten fest, daß zwei zwangsläufig angetriebene, unter Druck aufeinander abrollende Scheiben eine bleibende Verformung erfahren, deren Ausmaß vom Druck und von der Härte des Stoffes abhängt. Zwischen den kaltgehärteten und nichtverformten Teilchen treten Spannungen auf mit der Wirkung, daß bei fortschreitender Kaltverhärtung die Dehnung nicht mehr ausreicht, um die inneren Spannungen auszugleichen; Teilchen der verfestigten Oberfläche lösen sich ab. Bei weichem Werkstoff tritt dieser Vorgang anfangs sehr stark auf, wird dann aber schnell geringer, weil sofort weitere Schichten der Kaltverhärtung unterliegen, die jedoch wegen der dazwischen liegenden, noch nicht gehärteten Teilchen langsamer vor sich geht. Die anfängliche Lösung von Werkstoffteilchen hat also die Wirkung, als

ob ein härterer Werkstoff vorläge. Bei Scheiben mit verschiedenem Werkstoff ist die Riffelbildung auf der weicheren Scheibe größer. Meyer erklärt die Riffelbildung damit, daß der Anpressungsdruck der Scheiben schwankt und, daß diese Schwankungen durch die Schwingungen in den Anpressungsfedern begünstigt werden.

Stadeler stellt wachsende Riffelbildung mit wachsendem Schlupf fest.

Fremont benützt eine kleine und eine große Scheibe, welche letztere durch Federdruck in der Gleichgewichtslage gehalten wird. Die Drehschwankungen zeichnet er auf und schließt daraus, daß Reibungsschwankungen die Ursachen der Riffeln sind. Nach seinen Gefügeaufnahmen sind die Täler stark, die Berge kaum verformt, was er auf Belastungsschwankungen zurückführt.

Schulz fand den Verschleißstaub bei der Prüfung mit der Maschine von Mohr & Federhaff oxydiert, bei der Maschine von Spindel dagegen unverändert, wobei zu bemerken ist, daß die letztere nur mit gleitender Reibung arbeitet.

Fink hat daher, weil der Verschleißstaub nur bei rollender Reibung oxydiert auftritt, untersucht, was für ein Abfallprodukt bei inerten Gasen auftritt und zwar mit der Amslermaschine. Einen Verschleiß stellte er dabei überhaupt nicht fest, obwohl mit 1 v. H. Schlupf gearbeitet wurde. Fink erklärte daher die Erscheinung des oxydierten Abfallstaubes bei rollender Reibung mit Reiboxydation infolge Absorption von Luft. Diese wird beim Abrollen in die Berührungsfäche hineingepreßt. Der Druck der Luft steigt dadurch und es bildet sich beim Ausgleich des chemischen Gleichgewichtes Eisenoxydol so lange, bis der ursprüngliche Druck wieder erreicht ist. Die Riffeln erklärt Fink aus den Reibungsschwankungen, wie sie Geiger und Wichert feststellten oder aus Gleitschwankungen, wie Résal sie annimmt, also in Schwankungen der Belastung und des Schlupfes. Der Verschleiß wächst mit dem Schlupf in einer höheren als linearen Beziehung mit dem Druck. Auf den Riffelbergen daher wesentliche geringere Abnutzung, als in den Tälern, wegen der rollenden Reibung, aber doch feine Oxydhäutchen auf den Bergen und dadurch Hochglanz der Schiene, wegen der durch die Häutchen vor Oxydation geschützten unteren Schichten. Treffen Schlupf und Druckschwankungen an verschiedenen Stellen auf, so wandern die Riffeln.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Verschleißprüfungen neue Erkenntnisse gezeitigt haben, welche die Hoffnung berechtigen, daß bald eine befriedigende Erklärung der Riffelbildung gefunden wird. Demgegenüber haben die Versuche zur Messung von Oberbauschwingungen, wie sie von Ast, Wasjutinski, Okhuizen, Geiger und Faatz angestellt wurden, im Hinblick auf eine Erklärung für die Riffelbildung keinerlei Ausbeute ergeben. Lr.

Bücherschau.

VDI-Jahrbuch 1935. Die Chronik der Technik. Format DIN A 5, XII/183 Seiten. Berlin 1935, VDI-Verlag G. m. b. H. Broschiert 3,50 *R.M.* (VDI-Mitglieder 3,15 *R.M.*).

Von den Jahrbüchern des Vereines deutscher Ingenieure, ist Anfang des Jahres die Ausgabe 1935 erschienen; sie berichtet über die technischen Fortschritte des Jahres 1934. Anerkannte Fachleute haben für 68 Einzelgebiete Übersichtsberichte verfaßt und darin den gegenwärtigen Entwicklungsstand umrissen; die Ausführungen sind durch Schrifttumshinweise in Randnoten ergänzt. In etwa 2000 Randnoten werden rund 5000 Zeitschriften- und Buchveröffentlichungen erschlossen, die ein vertieftes Studium von Einzelfragen ermöglichen.

Gegenüber dem VDI-Jahrbuch 1934 sind zwei Neuerungen des VDI-Jahrbuches 1935 hervorzuheben. Ein einleitender Beitrag zeigt, wie man nun wirklich zu dem so zahlreich nachgewiesenen Schrifttum gelangen kann. Nicht jeder Ingenieur besitzt die Sicherheit im Suchen und Beschaffen des Schrifttums; aus einer gewissen Scheu heraus unterbleibt dann meistens die Nachforschung ganz. Der ausgezeichnet gewiesene „Weg zum Schrifttum“ hilft alle Schwierigkeiten beseitigen.

Bei der gegenseitigen Durchdringung der Einzelgebiete der Technik ist eine solche Jahresschau nur durch ein gutes Sachwortverzeichnis wirkungsvoll zu erschließen. Das VDI-Jahrbuch 1935 enthält ein solches Verzeichnis mit rund 2000 Wort-

stellen; damit wird die Jahreschronik zu einem Jahreslexikon der Technik.

Das neue Signalbuch. Von Geh. Baurat F. Besser, Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium. Sonderdruck aus der „Zeitschrift für das gesamte Eisenbahnsicherungs Wesen“, Verlag Dr. Arthur Tetzlaff, Berlin-Friedenau, Wielandstr. 8. Preis 2,70 *R.M.*

Das am 1. April d. J. in Kraft getretene neue Signalbuch wird in der vorliegenden Arbeit einer eingehenden Beschreibung und kritischen Würdigung unterzogen. Geh. Baurat Besser — in allen Fachkreisen bekannt als Verfasser des Kommentars zur Eisenbahnbau- und Betriebsordnung (Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft in Berlin) — hat darin als einer der Mitarbeiter der neuen Eisenbahnsignalordnung vom 28. Dezember 1934 und der dazugehörigen Ausführungsbestimmungen in ausgezeichneter Weise die Zusammenhänge und Gründe für die Vereinheitlichung des deutschen Signalwesens dargelegt, eine klare und leicht verständliche Beschreibung aller „Zeichen“ gegeben und auch die im Anhang zur E.S.O. enthaltenen Übergangsbestimmungen erörtert. Jedem Eisenbahner, der sich mit dem neuen Signalbuch im allgemeinen oder für seinen besonderen Wirkungskreis vertraut machen muß, wird die Abhandlung ein willkommener Führer sein und ihm das Studium der neuen Bestimmungen wesentlich erleichtern.