

Zur Frage der einheitlichen Berechnung des Eisenbahnoberbaues.

Von Dr. Ing. J. Janiesek, Privatdozent an der Technischen Hochschule in Budapest.

I. Einleitung.

Im allgemeinen lassen sich die verschiedenen Bemessungsverfahren des Oberbaues in folgende Gruppen einteilen: 1. Die Schiene wird als ein starr unterstützter kontinuierlicher Träger aufgefaßt. Diese Auffassung (Winkler) vernachlässigt die elastische Zusammendrückbarkeit der Bettung, zieht aber gleichzeitig mehrere aufeinanderfolgende Radlasten in die Rechnung. 2. Berechnungsverfahren von Quer- und Langschwengleisen unter Miteinbeziehung der elastischen Zusammendrückbarkeit der Bettung (Zimmermann, Pihera, Engesser etc.), unter denen die Langschwengellentheorie entschieden die vollkommenere ist, da sie die Berechnung von mehreren, beliebig verteilten Radlasten leicht ermöglicht. 3. Die dynamischen Bemessungsverfahren, welche mit dynamischen Raddrücken arbeiten (Dr. Saller, Prof. Timoschenko, Dr. Dreier). Wegen zu grossen mathematischen Schwierigkeiten sind sie aber noch nicht zum Abschlusse gebracht.

Vom statischen Gesichtspunkte aus bieten heute wohl nur noch jene Rechenverfahren Interesse, die die elastische Senkung der Stützen nicht vernachlässigen. In Europa ist das verbreitetste Verfahren das von Dr. H. Zimmermann*) ausgearbeitete. Bei den amerikanischen Bahnen bemißt man den Querswellenoberbau mit Hinsicht auf die dort angewendeten engen Schwellenteilungen, wie einen Langschwenglenoberbau. Diese Berechnungsart besitzt den großen Vorteil, daß sie mit der tatsächlichen Lastverteilung zu rechnen vermag. Neuerdings ist auch in der deutschen Fachliteratur eine Richtung entstanden, die die Berechnung des Querswellenoberbaues nach dem Verfahren des Langschwenglenoberbaues bestrebt ist. Ing. Nemcssek**) und Dr. Saller***) haben auf die Bedeutung dieser Rechnungsart wiederholt hingewiesen und auch die vereinfachenden Annahmen getroffen, die den fruchtbaren Übergang ermöglichen. Die Russen haben sich schon früher nach den amerikanischen Formeln gerichtet und Prof. Dr. Timoschenko setzt in dem Grundwert des Langschwenglenoberbaues:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{Cb}} \dots \dots \dots 1)$$

für C_b den Ausdruck: $u = \frac{D}{1}$, den Begriff der ein cm des Gleises auf 1 cm tief eindrückenden Kraft. $u =$ ist dabei die Bezeichnung der amerikanischen Railway Engineering Association. Bulletin of the American. . . . Vol. 19. No. 205.

Ing. Nemcssek gibt als Grundwert des von ihm als stellvertretenden Langschwenglenoberbau bezeichneten Gebildes ohne Ableitung:

$$X_0 = 42,2 \sqrt[4]{\frac{J_1 + \lambda J'_s}{D}} \dots \dots \dots 2)$$

*) Dr. H. Zimmermann: Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. 1888.

**) Ing. Nemcssek: Zur Frage der Oberbauberechnung. Organ 1930, H. 5, S. 77.

***) Dr. Saller: Einheitliche Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Organ 1932, H. 1.

Diese Formel liefert aber im Gegensatz zur Formel Timoschenkos den Vorteil, daß sie die entschieden maßgebenden Einflüsse der Querschwelle in Rechnung zieht. J' ist dabei das Trägheitsmoment der Querschwelle, $2s =$ Schwellenlänge, λ ein Festwert. Nemcssek und Dr. Saller geben dann beide Formeln für die Anstrengung der Schiene für allgemeine Lastgruppen, die von ganz demselben Aufbau sind und nur in unbedeutendem Maße Festwertunterschiede aufweisen.

Das ist kurz der Stand der Berechnung nach dem stellvertretenden Langschwenglenbau; übrig bleiben folgende Aufgaben:

a) Beweisführung der Richtigkeit der von Nemcssek ausgedehnten und weiter ausgebauten Annahme Haarmans über das Zusammenwirken der Steifheiten zueinander querliegender Trägereile, die Dr. Saller neuerdings nicht anzuwenden scheint.

b) Einheitliche Entwicklung des Verfahrens des stellvertretenden Langschwenglenbaues und Ausdehnung auf die Berechnung von Einsenkungen und Bettungsdrücken bei Gruppenlasten.

Dies ist deshalb wichtig, weil für die Schienenanstrengung — wie auch Dr. Saller erwähnt — immer die Einzellast maßgebend bleibt, während für die Einsenkung und den Bettungsdruck gerade die Lastgruppen die größeren Werte liefern.

Verfasser versucht somit den Grundwert des stellvertretenden Langschwenglenoberbaues abzuleiten und die Berechnungsart für den gesamten Oberbau durchzubilden.

Es muß vom Querswellenoberbau ausgegangen werden.

II. Ersetzung der Querswellen durch Einzelstützen.

Das Gleis, bestehend aus Schienen, Querswellen und Befestigungsmitteln bildet ebenso wie die beiderseitig aufliegende Platte einen Träger, der nach zwei Richtungen tragfähig ist.

In der Festigkeitslehre bedeutet eine solche Konstruktion ein räumliches Problem, da die Spannungen und Durchbiegungen in allen drei Richtungen (x, y, z) Komponenten besitzen. Will man somit vom räumlichen Problem, der Querschwelle, auf das Langschwenglen system übergehen, so muß ein solcher Längsträger eingeführt werden, der in der Querrichtung (z) gleichbleibende Spannungen und Formänderungen aufweist.

Nach Dr. Zimmermann ist die Druckspannung (p Bettungsdruck) und die Einsenkung y unterhalb der belasteten Querschwelle entlang dieser veränderlich wie es Abb. 1 zeigt, und der Schienendruck ist die halbe Fläche des Druckdiagramms; somit

$$P = \int_{z=0}^{z=s} b p_z dz = b \int_0^s p_z dz \dots \dots \dots 3)$$

Mit Hinsicht auf diesen Bettungsdruck und die Einsenkung kann aber die Querschwelle durch einen Schnitt O—O getrennt gedacht und durch zwei Einzelstützen ($s_1 \times b$) ersetzt

werden, bei denen der Bettungsdruck (p_r) und die Einsenkung (y_r) gleichmäßig sind.

Natürlich darf sich dabei der Schienendruck nicht ändern; daher

$$P = p_r s_1 b \dots \dots \dots 4)$$

wo s_1 die Länge der stellvertretenden Stütze ist.

Da nach Zimmermann der größte Bettungsdruck

$$p_r = \frac{P}{bL} [\eta_e] \dots \dots \dots 5)$$

ist, so haben wir

$$s_1 = \frac{L}{[\eta_e]} \dots \dots \dots 6)$$

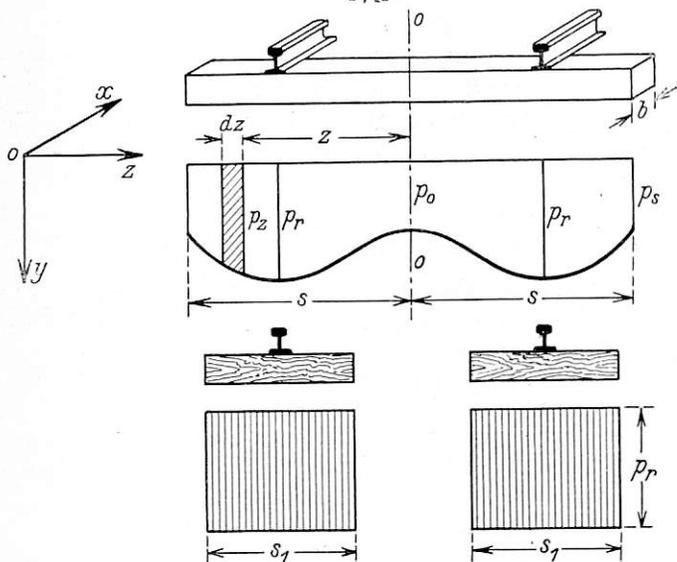


Abb. 1.

Indem wir s_1 mit s in Verbindung bringen durch

$$s_1 = \alpha s \dots \dots \dots 7)$$

bekommen wir mit der Zimmermannschen Bezeichnung

$$\lambda = \frac{s}{L}, \quad \alpha = \frac{s_1}{s} = \frac{1}{\lambda [\eta_e]} \dots \dots \dots 8)$$

Schaubild (Abb. 2) aufträgt, so bemerkt man, daß die zu denselben Werten von ϱ (so z. B. $\varrho = 0,8, 0,9 \dots \dots 1,5$) gehörenden $\lambda [\eta_e]$ als flache Parabelbögen erscheinen, die gut durch waagerechte Gerade ersetzt werden können, die die Bögen in halben Pfeilhöhen schneiden.

Trägt man nun die zu diesen Ausgleichsgeraden gehörenden Werte $\lambda [\eta_e]_m$ in ihrer Abhängigkeit von ϱ in einem zweiten Schaubild auf (Abb. 3) so sieht man, daß diese Punkte fast genau in einer Geraden liegen; so kann als ihre Gleichung geschrieben werden:

$$\lambda [\eta_e] = 0,392 \varrho + 0,723 \dots \dots \dots 9)$$

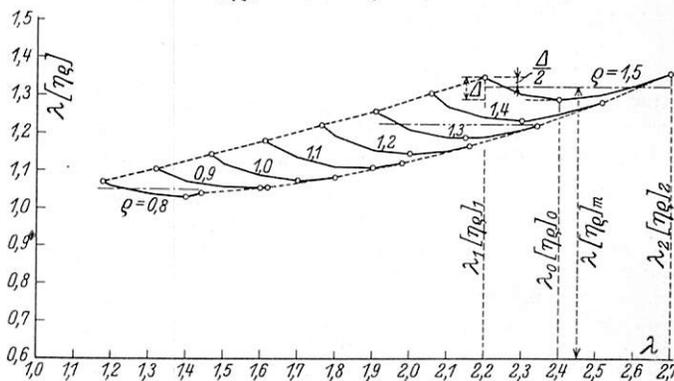


Abb. 2.

Mit $\frac{\varrho}{\lambda} = \frac{75}{s}$ wird dann ebenso:

$$[\eta_e] = \frac{29,4}{s} + \frac{0,723}{\lambda} \dots \dots \dots 10^*)$$

und mit Rücksicht auf die Gl. 8)

$$\alpha = \frac{1}{0,723 + \frac{29,4}{L}} \dots \dots \dots 11^*)$$

Diese Formeln haben die Bestimmung, die Zimmermannsche Oberbauberechnung (σ_{max} , y_r , p_r) bedeutend ab-

Zusammenstellung I.

ϱ	$L = \frac{75}{\varrho}$	Kleinste Querschwellenlänge: $s_{min} = 110 \text{ cm}$			Größte Querschwellenlänge: $s_{max} = 135 \text{ cm}$			Kleinste Wert $\lambda_0 [\eta_e]_0$	$\Delta \lambda [\eta_e] =$ max. — min.	Durchschnittl. $[\eta_e] \lambda_m$	Max. Abweich. in %
		$\lambda_1 = \frac{110\varrho}{75}$	$[\eta_e]_1$	$\lambda_1 [\eta_e]_1$	$\lambda_2 = \frac{135\varrho}{75}$	$[\eta_e]_2$	$\lambda_2 [\eta_e]_2$				
0,8	93,75	1,175	0,9110	1,070	1,440	0,7205	1,037	1,032	0,038	1,051	1,8
0,9	83,33	1,320	0,8349	1,101	1,620	0,6522	1,056	1,052	0,049	1,076	2,3
1,0	75,00	1,467	0,7767	1,140	1,800	0,6014	1,082	1,075	0,065	1,108	2,9
1,1	68,18	1,615	0,7281	1,175	1,980	0,5656	1,119	1,107	0,068	1,141	2,9
1,2	62,50	1,761	0,6926	1,221	2,160	0,5396	1,165	1,145	0,076	1,183	3,1
1,3	57,69	1,908	0,6590	1,257	2,340	0,5215	1,220	1,190	0,067	1,224	2,7
1,4	53,57	2,055	0,6345	1,305	2,520	0,5097	1,285	1,238	0,067	1,272	2,6
1,5	50,00	2,200	0,6105	1,344	2,700	0,5029	1,358	1,290	0,068	1,324	2,5

Die Hilfsgröße $[\eta_e]$ ist bekanntlich durch zweifache lineare Interpolation aus der VI. Tafel Zimmermanns (S. 296) in Abhängigkeit von den Funktionen $\varrho = \frac{75}{L}$ und

$\lambda = \frac{s}{L}$ zu errechnen. Wenn man als Grenzwerte der Querschwellenlänge $2s = 220 \text{ cm}$ und 270 cm festsetzt, die Werte $\lambda [\eta_e]$ zu verschiedenen in Betracht kommenden Werten von λ und ϱ errechnet (s. Zusammenstellung I) und in einem

zukürzen. Mit Rechenschieber nach Gl. 10) berechnet weicht die Hilfsgröße $[\eta_e]$ höchstens 3% vom genauen Werte ab, was bei Oberbauberechnungen nicht unzulässig ist.

Auch ermöglicht Gl. 11) eine rasche und zuverlässige Be-

*) Ing. Nemesek und Dr. Saller berufen sich in ihren Aufsätzen auf diese Formel, die zuerst im Jahre 1924 in einem ungarischen Aufsatz des Verfassers erschienen ist. Die geringe Änderung der Festwerte ist das Ergebnis neuerer, genauerer Berechnungen.

rechnung die Steifigkeitszahl D der stellvertretenden Schwelle:

$$D = \alpha b s C = s_1 b C \quad \dots \quad (12)$$

Es hat schon Ing. Nemcsek darauf hingewiesen, daß α nicht ein allgemeiner Festwert sein kann, vielmehr steht α in Abhängigkeit von den Maßen der Querschwelle, und die Werte von Petrov und Timoschenko ($\alpha = 0,9$, bzw. $0,89$) sind bloß rohe Annäherungen.

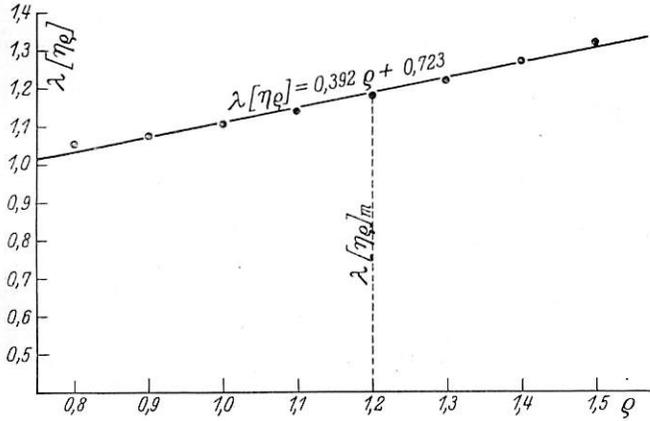


Abb. 3.

Es ist sonach Gl. 14) für $L_{\min} = 50,0$ und $L_{\max} = 93,75$ mit dem Bereich $\alpha = 0,964$, $\alpha = 0,763$ zu rechnen. Das Mittel $0,864$ stimmt gut mit dem russischen $0,89$ überein, aber schon bei Eisenschwellenoberbau (wo $L \sim 50,0$ ist) ist nach Formel 11 $\alpha \approx 0,76$; es scheint somit nicht anständig zu sein, immer mit demselben α zu rechnen.

Die bekannte Diehlsche Rechnungsart:

$$D = 2 C b \ddot{u} \dots \dots \dots (13)$$

ist bei kurzen Schwellen ($2s = 220$ cm) nicht zufriedenstellend und gibt auch sonst nicht so gute Annäherungen wie der Vorschlag des Verfassers [Gl. 14) und 12)]. Zusammenstellung II zeigt für drei Oberbauarten die prozentuellen Abweichungen des Diehlschen verkürzten Verfahrens und des vom Verfasser vorgeschlagenen Verfahrens von der genauen Zimmermannschen Berechnung (Moment, Schienendruck, Bettungsdruck).

Das Zimmermannsche Verfahren soll aber erfahrungsgemäß zu hohe Werte liefern. Die sich mit den Versuchsergebnissen nicht decken können. Wenden wir uns daher dem stellvertretenden Langschwellenoberbau zu, den nur noch

ein Schritt von dem vorstehend behandelten stellvertretenden Oberbau mit Einzelunterstützung trennt (Abb. 4).

III. Die stellvertretende Langschwelle.

Die Aufgabe ist die, daß man von der unterbrochenen d. h. von der unvollkommenen Längschwelle eine solche vollkommene, ununterbrochene Längschwelle herleite, daß die Steifheit dieser stellvertretenden Längschwelle dieselbe bleibe, wie die der unvollkommenen Längschwelle.

1. Die Steifheit wird in erster Linie durch das Trägheitsmoment gekennzeichnet; wir benötigen somit das stellvertretende Trägheitsmoment (J_{01}).

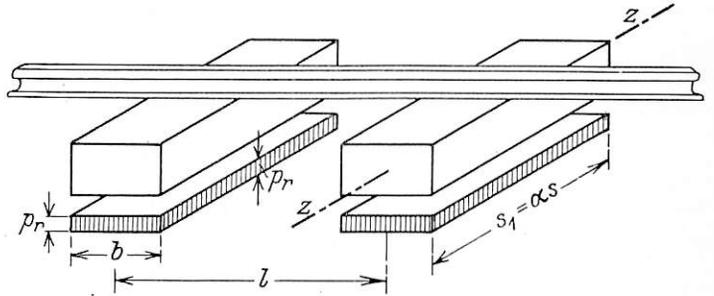


Abb. 4.

Bezeichnen wir das Trägheitsmoment für die maßgebende z-z-Achse im Falle einer Schwelle von viereckigem Querschnitt mit J_1' so ist: $J_1' = \frac{1}{12} s_1 h^3$; das Trägheitsmoment

der unterbrochenen Langschwelle wird bei gleichbleibenden Schwellenquerschnitten durch den gezahnten Linienzug der Abb. 5 dargestellt. Da in der elastischen Gleichung der Langschwelle konstantes Trägheitsmoment berührt wird, so muß die gezahnte Trägheitsmomentenfläche der Abb. 5 in ein inhaltsgleiches Viereck verwandelt werden. Es ist dann

$$J_{01} = \frac{b}{l} J_1' \dots \dots \dots (14)$$

oder

$$J_{01} = \frac{1}{12} s_1 h^3 \frac{b}{l} = \frac{s_1}{l} J_1^{(x)} \dots \dots \dots (15),$$

wenn man das auf die x-x-Achse bezogene Trägheitsmoment in üblicher Weise mit $J_1^{(x)}$ bezeichnet. Formel 15 gibt somit auf einfache Weise in linearer Form das Trägheitsmoment der stellvertretenden Langschwelle an. Es fragt

Zusammenstellung II.

Oberbausystem	Rechnungsart	$[\eta_e]$		Biegemoment $M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \frac{S_1}{4}$ (kg cm)		Schienendruck P kg { Schwedler Hoffmann		Bettungsdruck $p_r \text{ kg/cm}^2 = \frac{P}{asb}$	
		1	%	2	%	3	%	4	%
Königl. Ungar. Staatseisenbahnen Nebenbahn 23,6 kg/m S = 5 t 2s = 220 cm	Zimmermann	0,800	0	1,155 $\frac{S_1}{4}$	0	0,554 S	0	1,425	0
	Diehl	—	—	1,257 „	+ 9	0,531 „	- 4	1,898	+ 33
	Verfasser	0,778	- 2,7	1,146 „	- 0,7	0,558 „	+ 1	1,395	- 2
Hauptbahn II. R. 34,5 kg/m S = 7,0 t 2s = 250 cm	Zimmermann	0,585	0	1,035 $\frac{S_1}{4}$	0	0,624 S	0	1,588	0
	Diehl	—	—	1,057 „	+ 2	0,609 „	- 2	1,705	+ 7
	Verfasser	0,606	+ 3,5	1,040 „	+ 0,5	0,619 „	- 1	1,635	+ 3
Hauptbahn I. R. 42,8 kg/m S = 8,0 t 2s = 270 cm	Zimmermann	0,548	0	1,141 $\frac{S_1}{4}$	0	0,561 S	0	1,531	0
	Diehl	—	—	1,133 „	- 1	0,565 „	+ 1	1,506	- 2
	Verfasser	0,562	+ 2,5	1,146 „	+ 0,5	0,559 „	- 0,4	1,555	+ 1

sich nur, ob das gewonnene Ergebnis auch für allgemeinere Querschnitte, z. B. auf Eisenschwellen Gültigkeit besitzt. Im folgenden führen wir den Beweis auch für diesen Fall.

Das Trägheitsmoment eines durch einen beliebigen Schnitt $z-z$ gewonnenen Parallelogramms ($\Delta y \times s_1$) auf die Gewichtachse $z-z$ ist bei Vernachlässigung von unendlich kleinen Größen dritter Ordnung:

$$\Delta J_1' = \Delta y s_1 y^2.$$

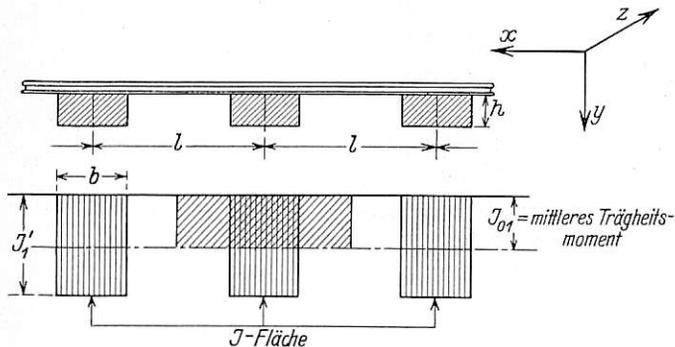


Abb. 5.

Dies sind die Ordinaten der in Abb. 6 vorgeführten J_1' -Fläche, deren Inhalt:

$$F = \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \Delta J_1' db = \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \Delta y s_1 y^2 db = s_1 \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} dF y^2 = s_1 J_1(x)$$

ist. Da im Falle der Eisenschwellen solche immer gleiche

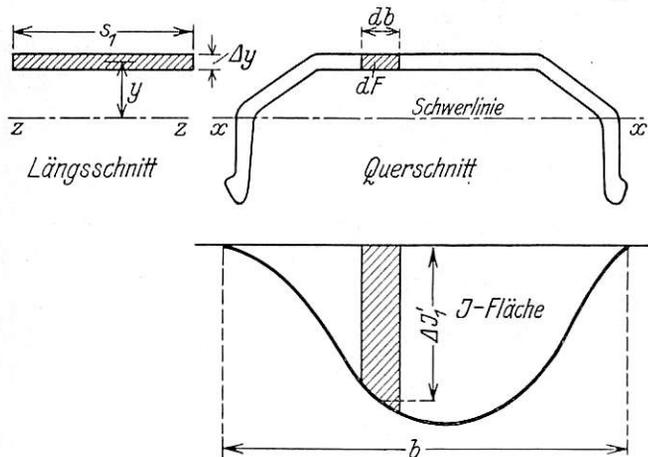


Abb. 6.

F-Flächen aufeinander in gleicher Entfernung l folgen, ist das Trägheitsmoment des stellvertretenden Längsträgers hier ebenfalls: $J_{01} = \frac{s_1}{l} J_1(x)$.

Das gesamte Trägheitsmoment des aus der Schiene zusammen mit der stellvertretenden Langschwelle gebildeten vollkommenen Trägers ist bei gleichem Material somit

$$J_0 = J + \frac{s_1}{l} J_1 \quad \dots \quad (17)$$

Für zwei verschiedene Werkstoffe ist, wie wir noch sehen werden, der Ausdruck $\left(EJ + E_1 \frac{s_1}{l} J_1 \right)$ maßgebend.

2. Bei der unterbrochenen Langschwelle können wir die Linie der Bettungsdrücke durch eine unterbrochene Funktion darstellen, wie es die schraffierten Flächen der Abb. 7 zeigen (Kurve 1). Wenn man auf die kontinuierliche Langschwelle übergeht, so wird aus der unterbrochenen

Funktion eine kontinuierliche Funktion. Selbstredend wird dabei der Bettungsdruck p_r unter der Schwelle geringer, da jetzt eine größere Tragfläche besteht. Seinen neuen Wert bezeichnen wir mit p (siehe Abb. 7) und berechnen ihn aus der Bedingung:

$$ABCD_{\text{area}} = A_1 B_1 C_1 D_1_{\text{area}}$$

was aus der Unveränderlichkeit des Schienendruckes P bei beiden Trägersystemen folgt.

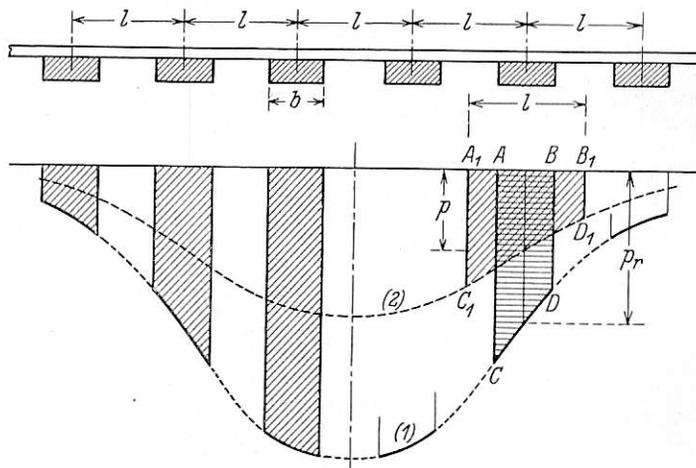


Abb. 7.

Es ist bei guter Annäherung

$$P = p_r b s_1 = p l s_1$$

wovon

$$p = p_r \frac{b}{l} \quad \dots \quad (18)$$

Wir sehen somit, daß die Bettungsdruckordinaten der unterbrochenen Langschwelle mit $\frac{b}{l}$ reduziert die Ordinaten der Bettungsdrucklinie der stellvertretenden Langschwelle ergeben.

3. Der Schienendruck P verteilt sich auf eine Fläche $l s_1$, unter der Querschwelle dagegen nur auf die Fläche $b s_1$.

Das Verhältnis beider Flächen ist: $\frac{l}{b} \sim 2,5$ bis $4,0$, und weicht beträchtlich ab von 1; somit ist der Wert der Bettungsziffer vom Gesichtspunkte der Einsenkungen nach zwei, zueinander senkrecht stehenden Richtungen zu untersuchen.

Der Begriff der Bettungsziffer ist unabhängig von dem Begriffe einer lastübertragenden Fläche und bezeichnet lediglich eine spezifische Kraft, welche die Einsenkung von 1 cm hervorruft. Ist eine solche Begriffsgestaltung richtig?

Engesser*) hat schon im Jahre 1888 die Meinung ausgesprochen, daß die Bettungsziffer auch bei demselben Bettungstoff nicht konstant ist, sondern in Abhängigkeit steht von der Breite der Schwelle und zwar nach dem Gesetz:

$$C = \alpha + \frac{\beta}{b} \quad \dots \quad (19),$$

wo α und β konstant sind. Es wäre somit die Bettungsziffer um so größer, je geringer die Druckfläche ist. Dieses Gesetz Engessers wurde in der Ausübung des Oberbaues in Anbetracht der geringen Abweichungen der üblichen Schwellenbreiten kaum angewandt. Um so mehr wurde es von Wichtigkeit in der Bodenmechanik und bei der Behandlung von Gründungsfragen. Die zahlreichen Versuche der letzten zwei Jahrzehnte (Goldbeck,

*) Engesser: Zur Theorie des Baugrundes. Zbl. Bauverw. 1893, S. 306.

Emperger, Terzaghi, Kögler, Preß) haben den Zusammenhang von Bettungsziffer und Tragfläche genügend festgestellt und bewiesen, daß sowohl bei Böden mit als auch ohne Kohäsion die Bettungsziffer mit dem Anwachsen der Tragfläche abnimmt, und zwar formelmäßig:

$$\frac{C}{C_1} = \frac{d_1}{d} \dots \dots \dots 20)$$

wo d_1 und d die Durchmesser zweier kreisförmigen Druckflächen bedeuten (siehe Dr. Ing. Terzaghi, Erdbaumechanik. 1925, S. 257).

Nach dieser Auffassung wird die Bettungsziffer unter der stellvertretenden Langschwelle (Fläche: Is_1)

$$C_o = C \frac{b}{l} \dots \dots \dots 21)$$

sein, wo C die Bettungsziffer unter der Querschwellen ist.

Es folgt aber dieses Gesetz auch aus der Forderung, daß die Einsenkung unter der stellvertretenden Langschwelle dieselbe sein muß wie unter der Querschwellen, somit

$$y = \frac{p}{C_o} = \frac{p_r}{C}$$

wobei mit $p = p_r \frac{b}{l}$ tatsächlich

$$C_o = C \frac{b}{l}$$

wird.

Nach solcher Klarlegung der Steifigkeitsverhältnisse der stellvertretenden Langschwelle läßt sich nun die Gleichung der elastischen Linie des aus zwei Teilen zusammengesetzten Trägers folgenderweise aufstellen.

Indem man mit J das Trägheitsmoment der Schiene, die Dehnungsziffer mit E , die Entfernung des äußersten Fadens mit e bezeichnet und bei der stellvertretenden Langschwelle dieselben Größen mit dem Zeiger 1 versieht (Breite s_1), wird die Elastizitätsgleichung der Schiene:

$$M_1 = - EJ \frac{d^2 y}{dx^2} \dots \dots \dots 22)$$

Ebenso wird bei dem stellvertretenden Träger:

$$M_2 = - E_1 J_{o1} \frac{d^2 y}{dx^2} \dots \dots \dots 23)$$

Wegen derselben Krümmung wird das Tragmoment des gemeinsamen Systems:

$$M = M_1 + M_2 = - (EJ + E_1 J_{o1}) \frac{d^2 y}{dx^2}.$$

Nach zweimaliger Differentiation:

$$(EJ_1 + E_1 J_{o1}) \frac{d^4 y}{dx^4} = - \frac{d^2 M}{dx^2} = - \frac{dQ}{dx} = - ps_1.$$

Da: $p = C_o y$ ist, wird die Endform der Differentialgleichung lauten:

$$(EJ + E_1 J_{o1}) \frac{d^4 y}{dx^4} = - C_o y s_1 \dots \dots \dots 25)$$

wovon

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = - \frac{4 C_o s_1}{4 (EJ + E_1 J_{o1})} y = - \frac{4}{L_o^4} y$$

und

$$L_o^4 = \frac{4 (EJ + E_1 J_{o1})}{C_o s_1}.$$

Setzen wir die früher abgeleiteten Werte von C_o, J_{o1} ein, so erhalten wir den Grundwert des stellvertretenden Langschwellenoberbaues:

$$L_o = \sqrt[4]{\frac{4 (EJ + E_1 J_1 s_1)}{D}} \dots \dots \dots 26)$$

Diese Formel enthält, wie auch die von Ing. Nemcsek*) die Größen der Querschwellen. Wenn wir diese vernachlässigen, so kommen wir zur Formel: $L_o = \sqrt[4]{\frac{4 EJ_1}{D}}$, die Prof. Timoschenko und Dr. Saller gaben.

Im Gegensatz zu Dr. Saller müssen wir feststellen, daß das Trägheitsmoment der zur Schiene senkrecht stehenden Querschwellen die Steifigkeit des Systems wesentlich erhöht, somit ist die Einbeziehung derselben in die Formel — was Dr. Saller bei Nemcsek beanstandet —, theoretisch durchaus gerechtfertigt.

Wenn wir in Formel 26 die Größe EJ herausheben ($E = 2150 \text{ t/cm}^2$) und die Bezeichnung: $\frac{E_1}{E} \alpha = \lambda$ einführen, so bekommen wir:

$$L_o = 54,2 \sqrt[4]{\frac{J_1 + \lambda J_1 s_1}{D}},$$

welche Formel mit der von Ing. Nemcsek gegebenen vollkommen übereinstimmt. Die Abweichung des Koeffizienten 54,2 gegen 43,4*) rührt davon her, daß Nemcsek das X_o — berechnet, das zu L_o — wie bekannt im Verhältnis $\frac{\pi}{4}$ steht. In der Tat ist: $\frac{43,4}{54,2} = 0,787 = \frac{\pi}{4}$.

Da nun festgestellt ist, daß die von Ing. Nemcsek intuitiv aufgestellte Formel auch theoretisch vollkommen richtig ist, erübrigt noch zu untersuchen, ob vom Standpunkt der Ausübung aus die Miteinbeziehung der Querschnittsgrößen der Querschwellen in die Formel L_o gerechtfertigt ist, oder ob es genügt, die vereinfachte Formel Timoschenko-Dr. Saller anzuwenden.

Wir wollen die Frage zahlenmäßig erörtern und benützen das von Ing. Nemcsek in seinem Aufsätze behandelte amerikanische Beispiel.

Nach Versuchen der amerikanischen „Special Committee on Stresses in Railroad Track“ ist die Langschwellenstefigkeit des 100 Pfund/Yard (49,6 kg):

$$u = \frac{D}{l} = 1570 \text{ Pf}/\square \text{ Zoll} = 110 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Rechnung benötigen wir den Wert der Bettungsziffer. Die gemessene spezifische Kraft: $u = 110 \text{ kg/cm}^2$ ruft auf der Längeneinheit der s_1 breiten Langschwelle die Einsenkung 1 cm hervor, somit: $C_o = \frac{u}{s_1}$.

Nimmt man vorläufig $\alpha = 0,93$ an, so wird $s_1 = \alpha s = 0,93 \frac{243}{2} = 113 \text{ cm}$, somit die Bettungsziffer der Langschwelle:

$$C_o = \frac{110}{113} = 0,97 \text{ kg/cm}^3$$

und:

$$C = C_o \frac{l}{b} = 0,97 \times \frac{56}{20,3} = 2,67 \text{ kg/cm}^3.$$

(Auffallend geringer Wert bei Steinschlagbettung.)

Zur Kontrolle berechnen wir nun den genauen Wert von α . Der Grundwert des Querschwellenoberbaues ist:

*) Ing. Nemcsek gab 42,2 an, doch die genauere Berechnung liefert (mit dem soeben korrigierten α) 43,4.

$$L = \sqrt{\frac{4 E_1 J_1}{C b}} = \sqrt{\frac{4 \times 120\,000 \times 5960}{2,70 \times 20,3}} = 85,2 \text{ cm.}$$

und nach unserer Formel 11

$$\alpha = \frac{1}{0,723 + \frac{29,4}{85,2}} = 0,93,$$

d. h. der beim Ausgang der Rechnung gewählte Wert.

Die für die Steifheit der Querschwellen maßgebliche Kraft ist:

$$D = s_1 b C = 113 \times 20,4 \times 2,67 = 6160 \text{ kg/cm}$$

oder

$$D = u l = 110 \times 56 = 6160 \text{ kg/cm.}$$

Nach der Formel Timoschenko-Dr. Saller ist:

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 E J}{D l}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2150\,000 \times 1828}{6160 \times 56}} = 109,5 \text{ cm,}$$

während nach Formel 26

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4(2150\,000 \times 1828 \times 56 + 120\,000 \times 5960 \times 113)}{6160}} = 118,5 \text{ cm wird.}$$

Zwischen beiden Werten besteht kein großer Unterschied, aber es darf nicht außer Acht gelassen werden, daß es sich in diesem Beispiel um Querschwellen handelt, deren Querschnittsgrößen gering sind (20 × 15 cm). Bei den in Europa gebräuchlichen Querschwellen (26 × 16 cm) und bei den Trogschwellen wird aber der additive Ausdruck des reduzierten Querschwellenträgheitsmomentes ($\lambda \frac{s}{l} J_1$) gleich groß oder sogar größer als das Trägheitsmoment der Schiene. Es wird somit das genauere L_0 oft um $\sim \sqrt[4]{2} = 1,2$ mal größer als es die Formel Timoschenko-Dr. Saller ergibt. Um also einen Fehler, der oft bis 20% steigen kann, zu vermeiden, rät Verfasser, die Formel X_0 von Ing. Nemcssek oder die Formel 26 für L_0 zu benutzen. Die geringe Vermehrung der Rechnung fällt überhaupt nicht in die Waagschale.

IV. Oberbaubemessung für Einzellasten.

1. Bestimmung der Schienenspannung.

Nach der Theorie des Langschwellenoberbaues*) (Dr. Zimmermann) ist das auf den zusammengesetzten stellvertretenden Längsträger fallende größte Biegemoment:

$$M = \frac{P L_0}{4} \dots \dots \dots 27)$$

Dieses Biegemoment verteilt sich auf Schiene und vertretende Längsschwelle, wovon nach dem Prinzip des gleichen

Krümmungskreises der elastischen Linie (Winkler: Vorträge über Eisenbahnbau. 1875)

$$M_1 = M \frac{E J}{E J + E_1 J_{01}} \dots \dots \dots 28)$$

aufnimmt.

Setzen wir hier den Wert J_{01} aus Formel 15 ein, so erhalten wir:

$$M_1 = M \frac{E J}{E J + E_1 \frac{s_1}{l} J_1} = M \frac{J}{J + \frac{E_1}{E} \alpha \frac{s}{l} J_1} = M \frac{J}{J + \lambda \frac{s}{l} J_1} \dots 29)$$

Aus dieser Gleichung erhellt noch auffallender die große Bedeutung der Querschwellen. Die Vernachlässigung ihrer Größen kann fälschlich zu doppelt so hohen Biegemomenten führen!

Die Schienenbeanspruchung kann aus der einfachen Formel:

$$\sigma = \frac{M_1 e}{J} = \frac{M_1}{W} \dots \dots \dots 30)$$

berechnet werden.

Setzt man in diese Gleichung den Wert von M_1 ein, so folgt nach geringer Umformung:

$$\sigma = \frac{M}{W + \lambda \frac{s}{l} W_1 \frac{e_1}{e}} \dots \dots \dots 31)$$

welche Formel mit der Nemcssekschen 3) genau übereinstimmt, wenn man: $e_1 = \frac{h}{2}$ nimmt, wo h die Höhe der Querschwellen bedeutet. Dies ist aber nur für Holzschwellen zutreffend.

2. Der Bettungsdruck.

Der Bettungsdruck unter der stellvertretenden Langschwelle ist:

$$P = \frac{P}{2 s_1 L_0}$$

Da $p_r = p \frac{l}{b}$ ist, wird der Bettungsdruck unter der Querschwellen:

$$p_r = \frac{P}{2 s_1 L_0 \frac{l}{b}} = P \frac{C l}{2 D L_0} \dots \dots \dots 32)$$

3. Die größte Einsenkung.

$$y_r = \frac{P l}{2 D L_0} \dots \dots \dots 33)$$

In Zusammenstellung III haben wir für den als Beispiel gewählten amerikanischen Oberbau den Grundwert, die größte Senkung, das Moment usw. berechnet nach Dr. Saller-

Zusammenstellung III.

Rechnungsart	Grundwert L_0 cm	Biegemoment M kg/cm	Biegemoment der Schiene M_1 kg/cm	Schienen-spannung σ kg/cm ²	Diff. %	Bettungsdruck p_r kg/cm ²	Diff. %	Einsenkung y_r cm	Diff. %
Timoschenko-Saller	109,5	309 500	309 500	1171	+ 26	1,27	+ 3	0,469	+ 3
Verfasser und Nemcssek	118,5	335 000	245 000	927	0	1,17	- 5	0,433	- 5
Amerikanische Versuchsergebnisse	$\frac{119,0 = 10 \times 56}{2 \times 2,355}$	—	245 000	928	0	1,23	0	0,457	0

*) Dr. H. Zimmermann: Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. 1888.

Timoschenko und nach dem genaueren Verfahren. Angenommen wurde eine Einzellast von 25 000 Pf = 11 300 kg ($\lambda \frac{s}{1} J_1 = 674 \text{ cm}^4$, $W = 264 \text{ cm}^3$).

Die gemessene Biegewelle ($\sim 10 \times 56 \text{ cm}$) und die Schienenspannung ergaben sich aus der genaueren Berechnung voll zutreffend. Da die Biegewelle und die größte Einsenkung durch die Berechnung des stellvertretenden Langschwellenoberbaues genau erfaßt wurde, so folgt daraus ohne besondere Rechnung, daß dieses Verfahren auch die gemessenen überraschend geringen Schienendrucke zu erklären vermag, was für eine Berechnung nach dem Querschwellenoberbau immer unverständlich bleiben wird. Dies ist also wieder ein Beweis für die Richtigkeit des Verfahrens des stellvertretenden Langschwellenoberbaues.

Was den Vergleich der Timoschenko-Sallerschen und der empfohlenen genaueren Rechnungsweise anlangt, sei wieder darauf aufmerksam gemacht, daß bei europäischen Oberbauförmern die Nachteile des vereinfachten Verfahrens bedeutend ansehnlicher ausfallen als bei der dichten amerikanischen Schwellenteilung mit schwachen Schwellen.

V. Bemessung des Oberbaues für Lastgruppen.

1. Biegemoment der Schiene.

Für Lastgruppen haben Ing. Nemecek*) und Dr. Saller**) die maßgebenden Momente abgeleitet. Diese setze ich als bekannt voraus mit der Bemerkung, daß in der Sallerschen Formel für L_0 der Grundwert der zusammengesetzten Langschwelle zu berechnen ist und daß das berechnete Moment M wie gezeigt auf M_1 und M_2 aufzuteilen ist. Über Schienenmoment und Schienenspannung siehe obige Formel 29 und 31. Die Gleichung Dr. Sallers liefert aber nur dann richtige Werte, wenn die Entfernung zweier aufeinander folgenden Achsen: $a > 1,571 L_0$ ist. Diese Voraussetzung ist aber nur selten erfüllt, wenn L_0 gering ist, z. B. 80 bis 90 cm. So trifft sie auch in Dr. Sallers Beispiel (Württ. K. Lok.) nicht zu. Verfasser empfiehlt vielmehr, die negative Momentfläche mit zwei Geraden zu umgrenzen.

2. Bettungsdruck und Einsenkung.

Die bekannte Einflußlinie: $\eta = e^{-\xi} (\cos \xi + \sin \xi)$ ist (siehe Abb. 8) für Gruppenlasten günstiger auszuwerten.

Der Nullpunkt dieser Linie ist bei

$$x = 2,355 L_0 = 2,355 \frac{4}{\pi} X_0 = 3,0 X_0 \quad \dots \quad 35)$$

und die negativen Ordinaten sind in der Ausübung als gering (höchstens 4% $[+]$ η_{\max}) leicht zu vernachlässigen.

Da meist $a < 2,355 L_0$ ist, so ist es offenbar, daß hier nicht die Einzellast maßgebend sein wird. Für den Fall von drei Achsen (Entfernung = a) haben wir die Senkungs-

*) Ing. Nemecek: Zur Frage der Oberbauberechnung. Organ 1930, H. 5, S. 77.

**) Dr. Saller: Einheitliche Berechnung des Eisenbahnoberbaues. Organ 1932, H. 1.

linie in Abb. 8 gezeichnet. Die Vergrößerung von η_{\max} (Senkung unter der mittleren Achse) wird bei gleichen Lasten, $a_1 = a_2 = 1,5 \text{ m}$ und $L_0 = 120 \text{ cm}$, 75% ausmachen.

Die η Linie kann in der Umgebung, wohin die Nachbarlasten einer Mittelachse fallen, gut durch eine Gerade AB ersetzt werden (s. Abb. 8). Die Ordinate (z) dieser ist:

$$z = \frac{2 L_0 - a}{2 L_0} = 1 - \frac{a}{2 L_0} \quad \dots \quad 36)$$

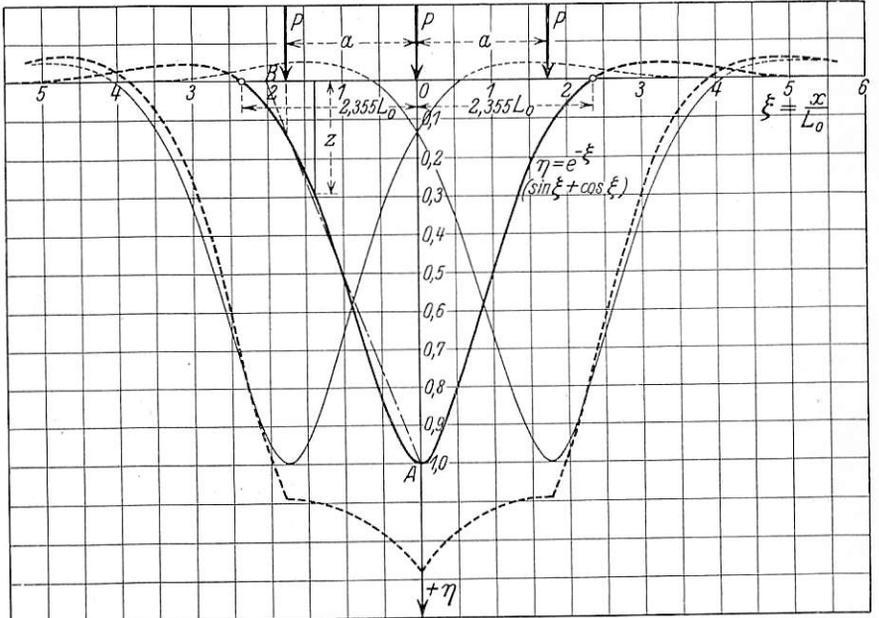


Abb. 8. Einflußlinie des Bettungsdruckes für Lastgruppe.

Die P_1 „Nachbarlast“ wird somit den Bettungsdruck um $\frac{P_1}{2 s_1 L_0}$ erhöhen. Im maßgebenden Fall, wo noch zwei Lasten auf die Senkungswelle der mittleren Last fallen (die eine in a_1 und die andere in a_2 Entfernung von der Mittelachse), ist der Bettungsdruck unter der stellvertretenden Langschwelle:

$$p = \frac{1}{2 s_1 L_0} \left\{ P_0 + P_1 + P_2 - \frac{1}{2 L_0} [P_1 a_1 + P_2 a_2] \right\}$$

und unter der Querschwelle:

$$p_r = \frac{C I}{2 D L_0} \left\{ P_0 + P_1 + P_2 - \frac{1}{2 L_0} [P_1 a_1 + P_2 a_2] \right\} \dots \quad 37)$$

Die Senkung ist endlich:

$$y_r = \frac{1}{2 \frac{D}{I} L_0} \left\{ P_0 + P_1 + P_2 - \frac{1}{2 L_0} [P_1 a_1 + P_2 a_2] \right\} \dots \quad 38)$$

Das Berechnungsverfahren des stellvertretenden Langschwellenoberbaues erklärt die bisher rätselhaften Ergebnisse der Versuche (geringe Schienenspannung, größere Durchbiegungswelle) in einfacher Weise. Mit diesem Rechnungsverfahren sind die Widersprüche zwischen Theorie und Versuch abgeschafft. Verfasser hält es aber für wichtig, auch den Begriff der Bettungsziffer und dessen versuchsmäßige Bestimmung einer Nachprüfung zu unterziehen, da die amerikanischen Versuche auf bedeutend geringere Bettungsziffern hinweisen, als sie heute angenommen werden.

Einheitliche Berechnung des Eisenbahnoberbaues.

Von Dr. Saller, Regensburg.

Hierzu Tafel 16.

Im Heft 1 des Jahrgangs 1932 des Organs wurden neue Versuche mit elektrischen Meßgeräten unter bewegten Zügen zur Feststellung der in den Schienen auftretenden Spannungen

erwähnt. Die Versuche bedienten sich des Thomaschen Kondensatorverfahrens, das dem vorliegenden Zweck besonders angepaßt wurde. Sie bezogen sich auf den Schienen-

fuß. Die Vorrichtung mißt in der Höhe der äußersten gespannten Faser des Schienenfußes in einem Parallelabstand von etwa 50 mm. Durch einfache geradlinige Umrechnung läßt sich die Beanspruchung in der äußersten Fußkante feststellen. Die Längenänderung einer 10 cm langen Meßstrecke am Schienenfuß wird auf eine Abstandsänderung zweier, sich in ganz geringem Abstand gegenüberliegender Kondensatorplatten von 50 mm Durchmesser übertragen. Die eine der Kondensatorplatten ist mit der festen, die andere mit der beweglichen Meßspitze verbunden. Die Abstandsänderung dieser Meßplatten, die in einen, durch eine Elektronenröhre zu hochfrequenten Schwingungen angeregten Stromkreis eingeschaltet sind, ruft Kapazitätsänderungen hervor. Hierdurch werden in einem zweiten, in Resonanz gekoppelten Schwingungskreis Änderungen der Stromstärke erzeugt, die durch eine weitere Röhre gleichgerichtet und erheblich verstärkt werden. Die Ströme werden einem Oszillographen zugeleitet. Dieser zeichnet die Stromschwingungen auf und aus diesen kann wieder auf die Spannungen in der Schiene geschlossen werden. Das Verfahren ist seit mehreren Jahren

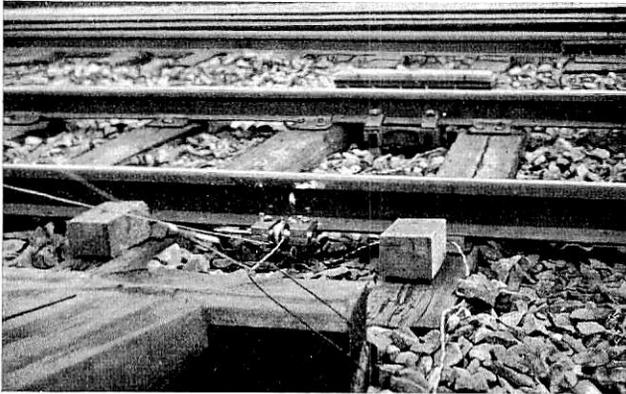


Abb. 1.

bei der Messung schneller Formänderungen und Erschütterungen an Kraftwerkmaschinen und Fahrzeugen erprobt. Eine genaue Beschreibung der Messungen in Zeitschrift des V. d. I. ist Herrn Prof. Dr. Ing. Thoma von der technischen Hochschule Karlsruhe vorbehalten. Die bei den jetzt weitgehend vervollkommenen Vorrichtungen wenig veränderliche Eichung geschieht durch willkürliche Verschiebung der Meßplatten mittels Mikrometer. Ein Lichtbild der an der Schiene angebrachten Vorrichtung ist beigegeben (Textabb. 1).

Die ersten Versuche am Gleis, bei denen natürlich erst Erfahrungen gesammelt werden mußten, bezogen sich lediglich auf die Außenseite des Schienenfußes, maßen also nicht in der neutralen Faser, weil die Vorrichtung hier nicht angebracht werden kann. Die erzielten Spannungsergebnisse scheiden nicht aus, wie weit sich die Spannungen auf die lotrechten und wie weit auf die waagerechten Beanspruchungen der Schiene beziehen, sondern sie liefern einfach die absolute Spannung. Was hier zunächst von Belang ist, ist die von der lotrechten Belastung herrührende Spannung. Die von der waagerechten Beanspruchung herrührende Spannung schwingt wesentlich mit dem Bewegungszustand der Fahrzeuge (Schlingern) und kann sich offenbar zwischen + und - (Zug und Druck) bewegen. Sie entzieht sich einer Berechnung und muß für eine Oberbauberechnung mehr oder weniger ausscheiden. Um die gesuchten Spannungen durch lotrechte Belastung herauszugreifen, wurden daher die zweiten Versuche — weitere haben noch nicht stattgefunden — dahin verbessert, daß die Vorrichtung doppelt, außen und innen am Schienenfuß angebracht und daß also außen und innen gleichzeitig

gemessen wurde. Das arithmetische Mittel beider Messungen gibt die gesuchte Spannung in der neutralen Faser des Schienenfußes durch lotrechte Belastung. Die halbe Differenz beider Messungen gibt die hier nicht weiter zu verfolgende Seitenspannung.

Das Verfahren, das vorderhand nur mit behelfsmäßigen Einrichtungen einfachster Form arbeitet, stellt an die Meßstelle, Witterung usw. große Anforderungen und ist in seiner Anwendung empfindlich und nicht einfach. Wenn in den sehr kleinen Abstand zwischen den Kondensatorplatten etwas Feuchtigkeit (Regentropfen u. dergl.) kommt, so versagt das Verfahren. Es ist daher die Frage noch umstritten, ob nicht auch das ungleich einfacher anzuwendende Kohle-Druckverfahren auch genügt (Kohlenfernmesser, Kohlenplattenmesser nach Bernhard. Siehe 1. Kongreßbericht der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Paris 1932, S. 470). Dieses Verfahren ist in der Anwendung völlig unempfindlich, gestattet Messungen auf große Entfernungen mittels Kabel und Messung in der neutralen Faser des Schienenfußes unmittelbar. Doch wird ihm bisher von manchen Seiten die Eignung für Messung größerer Erschütterungen, wie solche am Eisenbahnoberbau zweifellos vorliegen, abgesprochen. Das Kondensatorverfahren wurde bisher allgemein von verschiedenen Forschern bevorzugt, die sich mit der Aufzeichnung schneller Schwingungen befaßten. Die umstrittene Frage ist, ob das Kohlenmeßverfahren auch bei großen Erschütterungen und schnellen Schwingungen zahlenmäßig richtige Ergebnisse liefert. Es wäre sehr zu begrüßen, wenn es, was bisher nicht der Fall war, zu einem einwandfreien Vergleich beider Verfahren käme*).

Es steht nicht ohne weiteres fest, ob die größten Spannungen am Schienenfuß und nicht etwa in der äußersten Faser des Schienenkopfes stattfinden. Bei nicht wenigen Schienen liegt die neutrale Faser vom Schienenkopf weiter entfernt als vom Schienenfuß. Insbesondere ist anzunehmen, daß sich im Schienenkopf die Seitenspannungen stärker geltend machen als in dem eingespannten Schienenfuß. Eine Vorrichtung, die gestattet, die Spannung im Schienenkopf außen 8 mm unterhalb der SO. zu messen, wurde entworfen und hergestellt. Allein der Schienenkopf ist wegen der Störung durch die Verkehrslasten weder zur Vornahme der erforderlichen zweiseitigen Messungen noch auch für Messung in der neutralen Faser geeignet. Für die rechnerische Verwertung der Meßergebnisse begnügte man sich daher diesmal mit den Messungen im Schienenfuß und man wird sich dabei wohl auch weiter genügen lassen müssen. Man könnte aber gegebenenfalls einem größeren Kopfabstand entsprechend die für den Schienenfuß gefundenen Spannungen umrechnen.

Die Oszillogramme, von denen einige beigegeben sind (Textabb. 2) zeigen, daß sich der bei langsamer Geschwindigkeit auftretenden, sozusagen statischen Beanspruchung eine gewisse Menge zusätzlicher, mit der Geschwindigkeit veränderlicher und schnell vorübergehender Schwingungen in der Beanspruchung überlagert. Diese Schwingungen zeigen grundsätzlich die schon früher vermutete Häufigkeit von 20 bis 30000 in der Minute**). Die hierdurch hervorgerufenen Mehr-

*) Ein Vergleichsversuch ist neuerdings in Aussicht. Nach Einreichung des Aufsatzes hatte ich Gelegenheit, mit einem in der Schwingungsmessertechnik bekannten Geophysiker zu sprechen. Er stellte sich ebenfalls zweifelnd zu den Ergebnissen des Kohlemessers bei Oberbaumessungen. Dem an sich einwandfreien Kapazitätsverfahren nach Prof. Thoma könne der Vorteil der Fernmessung und der größeren Unempfindlichkeit leicht verschafft werden. Der Verf.

**) Vergl. des Verfassers Buch „Der Eisenbahnoberbau im Deutschen Reich“ S. 251.

beanspruchungen sind nicht sehr wesentlich*). Sie werden nur bei leichter belasteten Achsen maßgeblicher.

Wie in der eingangs erwähnten Veröffentlichung schon betont wurde, sind die Messungsversuche hier nicht Selbstzweck. Sie haben nur so weit Wert, als es gelingt, eine Berechnungsart zu finden, die alle in der Veröffentlichung geforderten Eigenschaften besitzt und genügende Übereinstimmung mit den Versuchen ausweist oder herbeizuführen gestattet. In der früheren Veröffentlichung wurde eine Berechnungsart, die den Querschwellenoberbau durch einen stellvertretenden Langschwellenoberbau ersetzt, vorgeschlagen. Es ergibt sich mit den in der Anm. Seite 18 vorgesehenen Verbesserungen die ganz einfache Formel

$$M = 1,09 \left[\frac{P_0 L}{4} - \frac{P_1 (3,62 L - a) + P_2 (3,62 L - b) + \dots}{35} \right]$$

Die Spannung ist dann $\sigma = \frac{M}{W}$. Dabei ist M das gesuchte Moment im Lastpunkt P_0, P_1, P_2, P_3 in den Abständen a, b, c

wiesen werden, besonders auch auf das erwähnte Bedürfnis, die vom Reichsbahn-Zentralamt nach Diehl eingeführte Vereinfachung $D = 2 C b_1 \ddot{u}$ auf ihre Gültigkeit oder Verbesserungsmöglichkeit zu untersuchen.

Wie schon oben erwähnt, wurde nach dem ersten unvollkommenen Vorversuch bisher nur ein einziger (aus zwei Reihen bestehender) Versuch durchgeführt, der an einer geraden Stelle eines Gleises bayerischer Form X in Fahrrichtung 4,65 m vom Anfang einer 12 m-Schiene entfernt in der Mitte zwischen zwei Schwellen unter einem elektrisch betriebenen Zuge die Spannungen im Schienenfuß maß und der einem Vergleich mit obiger Formelaufstellung unterworfen werden kann. Bei den Messungen fuhr der Versuchszug stets in einer Richtung mit der Maschine vorn. Bei der Rückwärtsfahrt wurden keine Messungen vorgenommen. Der Versuchszug bestand aus einer elektrischen Lokomotive E 1614 mit vier Einzelantriebachsen ohne wesentliche Gegengewichte und je einer Laufachse hinten und vorn. Die beiden Laufachsen sind ± 85 mm, die vier Triebachsen ± 15 mm seitenverschieblich. Es ergaben sich

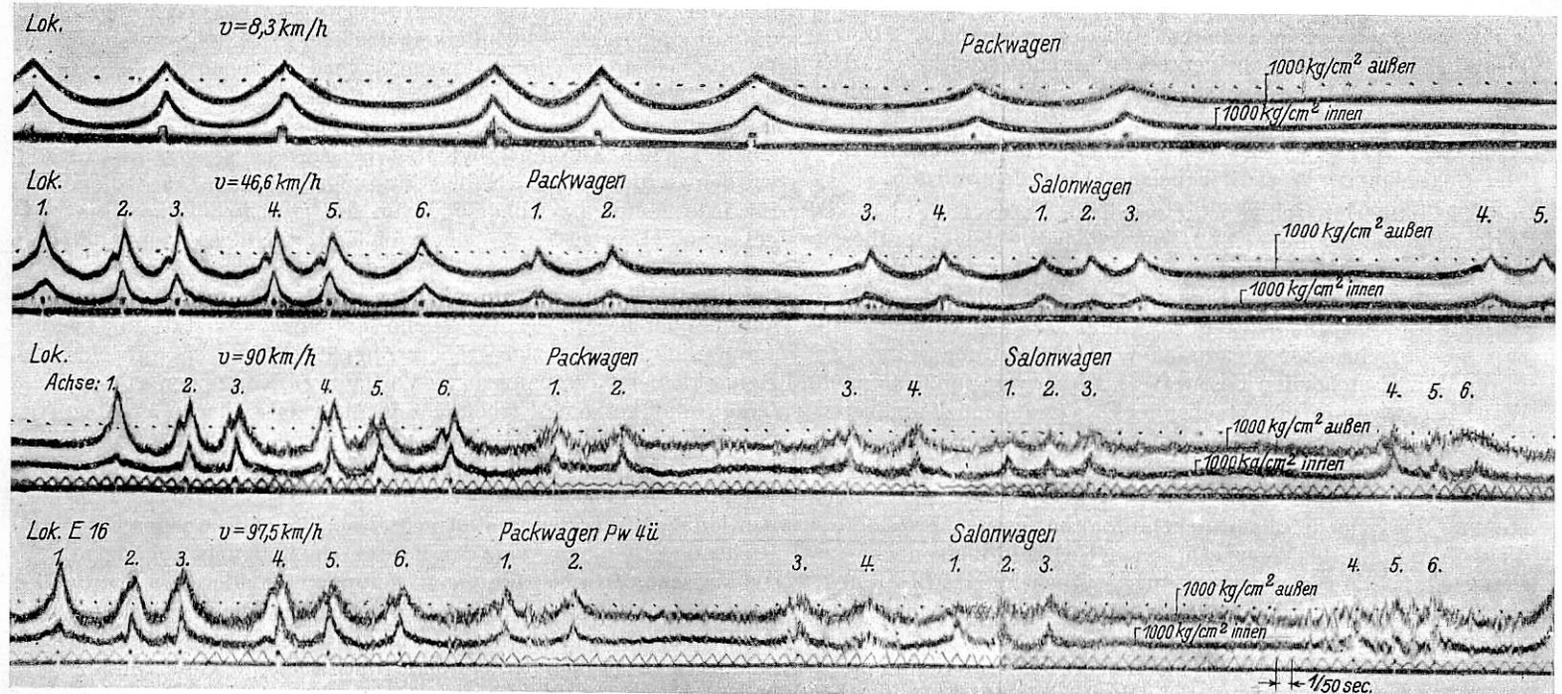


Abb. 2. Oszillogramm der Spannungen im Schienenfuß.

von P_0 sind die Nachbarlasten im Einflußbereich $3,62 L$ beiderseits des Lastpunktes P_0 . $L = \sqrt[4]{\frac{2EJ_1}{C b_1 \ddot{u}}}$ **) ist die Wertziffer, mit der der betreffende Oberbau in die Formel eingeführt wird. Wegen der Entstehung dieser Wertziffer und der Bedeutung der Buchstaben darf auf die frühere Veröffentlichung hinge-

*) Koch, Organ 1932, Heft 21 findet ebenso wie schon früher Bernhard u. a., daß die infolge dieser hohen Frequenzen auftretenden zusätzlichen Beanspruchungen der Schienen nicht bedeutend sind. Sie sind tatsächlich bedeutungslos.

**) In Organ 1932, Heft 1 ist hier eine kleine Unstimmigkeit unterlaufen, die in unserem Schrifttum auch sonst fast zur Regel geworden zu sein scheint, nämlich die Nichtunterscheidung der (gedachten) Langschwellenbreite b und der tatsächlich greifbaren Querschwellenbreite b_1 . Man hätte im Heft in Gl. 1) das b ausdrücklich als gedachte Langschwellenbreite zu bezeichnen gehabt und alle auf dieser Seite 16 noch folgenden b in b_1 ändern müssen (wobei in der Gl. für L_1 gleichzeitig der Druckfehler unter der Wurzel L_1 in J_1 zu berichtigen wäre), also auch in Gl. 2), 3) und 4) und wieder im Beispiel S. 18, wo ja tatsächlich die Querschwellenbreite 26 cm eingesetzt ist. Am Ergebnis ändert sich infolge Verwendung der Diehlschen Vereinfachung $D = 2 C b_1 \ddot{u}$ gar nichts.

daraus Unregelmäßigkeiten des Laufes, die auch in den Schaubildern zum Ausdruck kamen. Weiterhin enthielt der Versuchszug einen vierachsigen Packwagen, einen sechsachsigen Salonwagen und schließlich einen zweiachsigen Güterwagen verhältnismäßig großen Radstandes. Mit dem Güterwagen sollten die für die Oberbauberechnung bekanntlich sehr maßgebenden Verhältnisse einer Einzellast zur Darstellung gebracht werden. Die Zusammensetzung des Lastenzuges geht aus Abb. 1, Taf. 16 näher hervor. Die Fahrgeschwindigkeit konnte aus der in den Oszillogrammen mit aufgenommenen Zeitmarkierung (Stimmgabelschwingung) mit großer Genauigkeit berechnet werden.

Ein nur einmaliger Versuch in einer Sache, auf die die Amerikaner*) m. W. eine lange Reihe von Jahren und unbeschränkte Mittel aufwendeten, ist natürlich ungemein bescheiden. Unter heutigen Verhältnissen werden wir es den Amerikanern nie auch nur entfernt nachmachen können. Aber die Versuche, die sich, und zwar in doppelter Ausführung zwischen Schrittgeschwindigkeit (8,3 bis 8,5 km/Std.) und größt-

*) von Gruenewaldt: Amerikanische Oberbauuntersuchungen. Organ 1929, S. 89 und 105.

zulässiger Geschwindigkeit (von 97,5 km/Std.) bewegten, geben bei bescheidenen Ansprüchen doch immerhin schon die Möglichkeit, einen Vergleich zwischen diesen Spannungsmessungen und den Ergebnissen der obigen Formelaufstellung zu machen und in einem ersten groben Versuch festzustellen, ob die obige Formel bei geeigneter Wahl etwaiger Festwerte Ergebnisse zu liefern imstande ist, die sich den Messungen anpassen, und ob sie überhaupt Anspruch erheben kann, einer einheitlichen Berechnung des Oberbaues zugrunde gelegt zu werden.

Eine wesentliche Rolle bei einer derartigen Berechnung spielen offenbar die Eigenschaften der Bettung, ausgedrückt in der bekannten Bettungsziffer. Nach dieser Richtung Erhebungen anzustellen, die bei der Natur der Sache nicht einfach sein können, lag nicht im Bereich der mit den vorliegenden Messungen befaßten Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus Prof. Dr. Thoma und dem Verfasser. Die die Bettung betreffende Seite der Angelegenheit nachzuholen und insbesondere nachzuprüfen, inwieweit die dieser Formelaufstellung zugrundegelegte Zimmermannsche Annahme $P = Cy$ und die Diehlsche Vereinfachung $D = 2 Cb_1$ zutrifft oder verbessert werden kann, ist Sache einer anderen Arbeitsgemeinschaft. Deren bisherige Erhebungen scheinen schon erkennen zu lassen, daß an Stelle der Zimmermannschen Annahme eine andere gesetzt werden sollte, die der Wirklichkeit besser gerecht wird. Auch der Diehlschen Vereinfachung wird vielleicht eine von C abhängige Wertziffer beigefügt werden müssen.

Die immerhin schon jetzt mögliche Verwertung der bisherigen, an Zahl geringen Meßergebnisse bezog sich unter diesen Umständen darauf, bei verschieden angenommenen Werten der Bettungsziffer C die Eignung der obigen Formel festzustellen. Eine Möglichkeit, Formel und Messung einander anzupassen, lag in einer geeigneten Wahl des an der Spitze der Formel für M stehenden Festwertes. Dieser war zunächst nach Winkler, wie unter entsprechender Begründung in der früheren Veröffentlichung ausgeführt wurde, zu 1,09 angenommen, unter der Annahme, daß die Verbindung zwischen Schiene und Schwelle (durch Schraube oder Nagel) in Wirklichkeit eine Hebung der Schiene allein nicht aufhalten könne. Zweifel, ob diese Annahme bei neuzeitlichen Oberbauformen noch am Platze ist, wurden schon damals ausgesprochen. Das Bestreben, eine bestmögliche Übereinstimmung zwischen Formelergebnissen und Messungen herbeizuführen, hat denn auch herausgestellt, daß für den vorliegenden Versuch und damit wohl auch für andere neuzeitliche Oberbauten nicht nur der Winklersche 9%ige Zuschlag zum Momentwert nicht nötig ist, sondern daß die Übereinstimmung am besten wird, wenn man diesen von den inneren Eigenschaften des gemessenen Gleises völlig unabhängigen Festwert, der nur eine verhältnismäßige Hebung oder Senkung der ganzen Rechnungsergebnisse zur Folge hat, noch kleiner annimmt als 1. Bei versuchsweiser Einführung von Werten für diesen Festwert und für die Bettungsziffer C wurde die beste Übereinstimmung zwischen den vorliegenden Messungen und der vorgeschlagenen Berechnung für den Festwert 0,88 und die Bettungsziffer 6 gefunden. Man kann also wohl annehmen, daß die Beschaffenheit der Bettung an der Meßstelle etwa dieser Bettungsziffer entsprach. In Abb. 1, Taf. 16 ist die Berechnung für diese Ziffer ausgezogen in Vergleich gestellt zu den erwähnten zwei Reihenversuchen (punktiert und strichpunktiert). Die Schrittversuche 8,3 bis 8,5 km/Std. wurden als ruhender Belastung etwa gleichwertig angenommen. Wie man aus der Abbildung erkennt, ergibt sich also eine tatsächlich wohl genügende Übereinstimmung. Durch höhere Annahme des an der Spitze der Formel stehenden Festwertes kann man in einfacher Weise sicher gehen und die Berechnung unter allen Umständen über den Werten der tatsächlich beobachteten Spannungen halten. Im allgemeinen gibt die Formel die Beanspruchungen unter Einzellasten etwas

zu niedrig, die unter Gruppenlast zu hoch. Durch Anfügung von Wertziffern zu den beiden Ausdrücken in der Klammer der Formel könnte eine Besserung erzielt werden. Dabei müßte die Wertziffer für den ersten Ausdruck niedriger angesetzt werden als für den zweiten. Vorderhand ist diese Anfügung, die sich wohl besser noch auf weitere Versuche zu stützen hätte, noch nicht erfolgt.

Die Spannungen durch die seitlichen Kräfte (Abb. 1, Taf. 16), die natürlich nicht als ruhend, sondern als Schlingererscheinung, hervorgerufen durch die vorhandene Schrittgeschwindigkeit, aufgefaßt werden müssen, zeigen die zu erwartende Regellosigkeit. Bei den Einzellasten am Schluß des Zuges tritt eine (von vornherein zu erwartende) Erhöhung der seitlichen Spannungen hervor. Man wird dieser Erhöhungsmöglichkeit in der Berechnung durch Hinzufügung einer nicht geringen Wertziffer Rechnung zu tragen haben.

Von der bekannten landläufigen Annahme ausgehend, daß mit der Erhöhung der Geschwindigkeit die Beanspruchungen des Gleises wachsen, wäre es nun weiter erwünscht, der Berechnungsformel eine Geschwindigkeitsziffer anzufügen, die mit höherer Geschwindigkeit größere Spannungen ergäbe. Da die beiden erwähnten Versuchsreihen zwischen 8,3 bis 8,5 und 97,5 km/Std. Geschwindigkeit abstufen, so wären damit ja eigentlich alle Grundlagen für Aufstellung einer Formel für einen solchen Geschwindigkeitswert gegeben gewesen. Es wurden zu diesem Zwecke die Spannungsergebnisse der Schiene für jede Achse als Abhängige von der Geschwindigkeit aufgetragen. Hierbei zeigte sich zunächst erfreulicherweise, daß fast sämtliche Meßpunkte der beiden Messungen sehr genau beieinanderliegen, obwohl die Messungen z. T. zeitlich weit auseinander liegen. Die Versuche fanden nachts statt und es stand nicht eine einzige größere Zugpause, sondern nur eine Reihe kleinerer Zugpausen zur Verfügung. Messungen, die zufällig genau bei den gleichen Geschwindigkeiten liegen, ergaben sogar innerhalb der Ablesegenauigkeit von etwa 5% genau übereinstimmende Werte. Aber die Ergebnisse der Schaubilder entsprachen den landläufigen Erwartungen keineswegs. Es wurden nicht nur weder in lotrechter noch auch in waagerechter Richtung erhebliche, von der Fahrgeschwindigkeit abhängige, dynamische Zusatzspannungen gefunden, sondern es wurde auch allgemein nicht das erwartete verhältnisgleiche Anwachsen der Beanspruchungen mit der Geschwindigkeit festgestellt. Nur an manchen Stellen traten ohne nachweisbare Gesetzmäßigkeit stärkere Zusatzspannungen auf. Man könnte in diesem Zusammenhange etwa auf den vielerörterten Begriff der kritischen Geschwindigkeiten, die von Lastfolge und Lastbeschaffenheit abhängen, hinweisen. Sowohl bei den Wagenachsen als noch deutlicher bei den Lokomotivachsen zeigte sich eine gewisse periodische Abhängigkeit der Beanspruchungen von der Zuggeschwindigkeit. In der Abb. 2, Taf. 16 ist für die sechs Achsen der elektrischen Lokomotive und in Abb. 3 für den am Schluß laufenden Salon- und Güterwagen der Zusammenhang zwischen der Spannung durch die lotrechte und durch die waagerechte Kraft und der Zuggeschwindigkeit dargestellt. Irgendeine greifbare Regelmäßigkeit ist daraus nicht abzuleiten, wenn auch im allgemeinen um 70 km/Std. herum ein durchgängiges, aber nicht wesentliches Ansteigen der lotrechten dynamischen Beanspruchungen angenommen werden könnte. Von Bedeutung ist auch die von vornherein zu erwartende Feststellung, daß die erste Zugachse ebenso wie die Schlußachsen (Einzellasten) lotrecht sowohl wie seitlich im Verhältnis zu ihrer geringeren Belastung große Spannungen hervorrufen. Wenigstens an Hand der bisher vorliegenden, wenigen Versuchsreihen läßt sich die Natur der von der Zuggeschwindigkeit herrührenden Zusatzspannungen also noch nicht genügend erklären. Es ist anzunehmen, daß diese Zusatzbeanspruchungen in Gleiskrümmungen für die

äußeren Schienen stärker sein werden *). Es müßten noch mehr Messungen an der gleichen oder einer ähnlichen Strecke und mit verschiedenen geeigenschafteten Fahrzeugen und Tragfedern vorgenommen werden. Aus den bisherigen Erhebungen könnte man für weitere Versuche zum Zwecke der Formelaufstellung für die lotrechten Belastungen den nicht erwarteten, aber natürlich nicht unangenehmen Schluß ziehen, daß man auf Schnellfahrversuche überhaupt verzichten und die Lasten nur Schritt für Schritt über die Meßstelle schieben könnte. Unter Umständen könnte man dabei sogar auf dynamische Messung überhaupt verzichten und auf die viel einfacheren statischen Meßwerkzeuge zurückgreifen.

Von Bedeutung, aber für den vorliegenden Zweck der Aufstellung einer Berechnung für lotrechte Beanspruchung nicht weiter verwertbar, war auch die Feststellung, daß in ungünstigen Fällen, z. B. unter der letzten (Güterwagen-)Achse des Zuges große seitliche Beanspruchungen bei großen Geschwindigkeiten von ähnlicher Größe wie die lotrechten Beanspruchungen auftreten können. Es scheint sich um Schleuderschwingungen (Schlingern) dieser letzten Achse zu handeln. Daß an solchen letzten Achsen Schlingererscheinungen besonders stark auftreten, ist ja an sich bekannt. Gesetzmäßigkeiten konnten bei der kleinen Versuchszahl nicht festgestellt werden. Bei der Natur der Schlingerbeanspruchungen können die in Abb. 3, Tafel 16 für die letzten Achsen festgestellten großen seitlichen Beanspruchungen nur als Zufallswerte angesprochen werden. Jedenfalls sind große seitliche Beanspruchungen möglich. Es ist keineswegs ausgeschlossen, daß diese seitlichen Beanspruchungen noch höhere Werte annehmen können, als die sind, auf die die vorliegenden Versuche zufällig gestoßen sind.

Die Versuche lieferten sonach nicht die gewünschte Grundlage für eine der Berechnung anzufügende Geschwindigkeitsziffer**). Sie bezogen sich auf die heile Schiene. Dabei taucht ja wohl die Grundfrage auf, ob eine Messung an einer heilen Schiene überhaupt geeignet ist, Grundlagen für eine Formel zu liefern, nach der der Oberbau im technischen Sinn einwandfrei berechnet werden kann. Der Ingenieur wird einen durchlaufenden Träger immer für die Stelle der größten Beanspruchung bemessen müssen. Das ist für den Oberbau zweifellos nicht die heile Schiene, sondern der Schienenstoß. Wie im Organ 1926, Heft 8 ausgeführt wurde, muß bei völlig regelmäßigem, unberührtem, von allen Nebeneinflüssen befreitem Gleis die Geschwindigkeit offenbar eher schonend wirken. Es müßten eigentlich bei praktisch völlig einwandfreiem, stoßfreiem Gleis und gleich geeigenschafteter Last mit zunehmender Geschwindigkeit der Züge die Spannungen im Oberbau für Einzellasten abnehmen. Allein zweifellos bestehen in Wirklichkeit immer Einflüsse am Gleis, die die Wirkungen der Geschwindigkeit erhöhen. Hierher gehören alle Unregelmäßigkeiten der Fahrbahn wie der Fahrzeuge und ihrer Bewegung. Weil solche Unregelmäßigkeiten und Unvollkommenheiten bei allen menschlichen Einrichtungen nie fehlen und im menschlichen Empfinden eine große Rolle spielen, so besteht in der Wirklichkeit die Gewöhnung, die Geschwindigkeit der Lastbewegung als einen schädlichen Einfluß zu behandeln. Das ist wenigstens theoretisch nicht richtig und auch die Wirklichkeit braucht, wie die Abbildungen der Spannungen in der heilen Schienenmitte zeigen, nicht unbedingt der üblichen Auffassung und Erwartung zu entsprechen. Es kann und wird bestimmt im Gleis an der heilen Schiene stellenweise die Wirkung der Ge-

*) Dafür nehmen hier infolge der Überhöhung die lotrechten Kräfte ab.

**) Auch die Schwingungsfrequenzen und die Höchstwerte der Schwingungsbeschleunigungen am Oberbau scheinen durch die Fahrgeschwindigkeit nicht beeinflußt zu werden. Vergl. Koch, Organ 1932, S. 396.

schwindigkeit sich nicht oder nur unbedeutend im Sinne einer Hebung der Beanspruchung des Gleises geltend machen, so lange keine besonderen Unregelmäßigkeiten vorliegen.

Die Stelle am Oberbau, auf die sich alle erwähnten Unregelmäßigkeiten wie auf einen Punkt vereinigen und wo an sich mit oder ohne Geschwindigkeit die größten Spannungen zu erwarten sind, ist der Schienenstoß. Für ihn müßte der Ingenieur den Oberbau berechnen. Aber damit ist praktisch eine einheitliche Oberbauberechnung ausgeschlossen, weil jeder Oberbau wieder eine andere Stoßanordnung besitzt und weil bei der Schwierigkeit der Berechnung am Oberbau an sich Spannungsberechnungen sich nur auf ganz einfache Verhältnisse beziehen können. Eine innerhalb der Verwaltung eines Vereins mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen einheitliche Oberbauberechnung ist bei Zurückgehen auf den Schienenstoß ausgeschlossen.

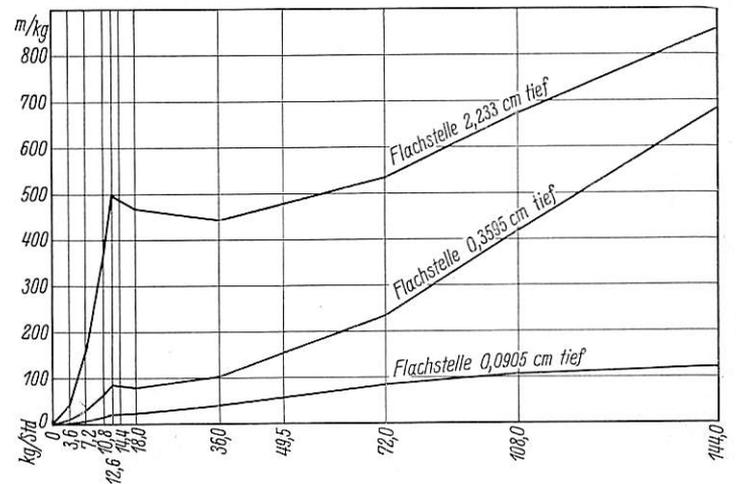


Abb. 3.

Stoßenergie bei Flachstellen an einem Rad von 1 m Durchmesser und 8 t Radlast in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit.

Mit dem weiteren Vordringen der Schienenschweißung werden sich die Grundlagen einer Oberbauberechnung wesentlich verschieben. Längsspannungen werden sich den Biegungsspannungen überlagern. Die absolute Höhe der Beanspruchung wird sich erhöhen oder abmindern.

Theoretisch voraussehend, praktisch gleichwohl überraschend lassen die Versuche sonach das Ergebnis von Grundlagen zur Aufstellung von Geschwindigkeitsfestwerten nicht erwarten. Man wird diesen Festwert daher wohl nach reinen Sicherheits Gesichtspunkten greifen und anderswoher nehmen müssen. Man wird sich bei Aufstellung einer einheitlichen Berechnung für Oberbauberechnung dementsprechend innerhalb der Verwaltungen einigen müssen. Hierzu könnte sich der feststellbare Einfluß eignen, den Flachstellen an Rädern in Form von Stößen bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten ausüben. Solche Flachstellen werden im Betrieb immer wieder vorkommen. Mit einem zweiachsigen Güterwagen von 4,5 m Achsstand und je 15,4 t Achslast wurden mit Geschwindigkeiten von 0 bis zu etwa 62 km/Std. bei Tiefen der Schliffstelle von 2,5 und 5 mm Pfeil Schlagversuche gemacht. Der Rad Durchmesser war 1,0 m. Das in Bewegungsrichtung vordere Rad wurde heil belassen, das hintere wurde durch längeres Fahren in gebremstem Zustand auf den gewünschten Pfeil unrund gemacht. Das unrunde Rad wurde zunächst mit der Mitte der Schliffstelle genau auf die Meßstelle gestellt. Der Wagen wurde sodann vorsichtig auf den zur Erzielung der gewünschten Geschwindigkeit erforderlichen Abstand abgezogen. Mit Anlauf wurde die Schliffstelle mit gewünschter Geschwindigkeit zum Aufschlag an der Meßstelle gebracht. Über Erwarten wurde bei den angewendeten Geschwindigkeiten ein

recht genaues Auftreffen auf die Meßstelle erzielt. Freilich war damals erst die Meßeinrichtung vorhanden, die am Schienenfuß einseitig maß. Die Ergebnisse, die die Seitenbeanspruchungen mit in sich begreifen und sich nicht auf die neutrale Achse beziehen, sind daher nicht voll einwandfrei. Immerhin läßt sich in Abb. 4, Taf. 16 ein ungefähres Bild des Zusammenhangs zwischen Schliffstelle, Geschwindigkeit und Spannung im Schienenfuß geben. Die Verhältnisse dieser Schläge unrunder Räder sind ja schon theoretisch nicht ganz einfach. Dem Schlag geht unter Umständen bei Freischweben des unrunder Rades eine Entlastung des Gleises voraus. Die Theorie wurde im Zentralblatt der Bauverwaltung 1921, Nr. 19/21 eingehend

erörtert. Die vorliegenden, bis jetzt sehr lückenhaften Messungen scheinen die Theorie, insbesondere die hier in Textabb. 3. aus dem Zentralblatt für ein Beispiel wiederholte Abhängigkeit zwischen Flachstellentiefe, Geschwindigkeit und Stoßenergie zu bestätigen. Es könnte also aus diesen Stoßversuchen mit unrunder Bremsrädern eine weitere, einigermaßen wissenschaftlich begründete Möglichkeit einer Formelaufstellung für einen Geschwindigkeitsfestwert abgeleitet werden. Diese Formelaufstellung könnte den vielen, in der Niederschrift Nr. 5 des Fachausschusses für Oberbau, Sitzung Haag am 24./25. April 1928 in Anregung gebrachten Erfahrungsformeln zur Seite gestellt werden.

Ist die Bettung elastisch?

Von Dr. Ing. J. Janicsek, Privatdozent an der Technischen Hochschule in Budapest.

Dr. Ing. Faatz kommt in seiner, in Heft 14 (1930) des „Organs“ veröffentlichten Abhandlung: „Ist die Bettung elastisch?“ zu dem Ergebnis, daß die beobachtete Elastizität der Bettung durch die Korngröße und das Porenvolumen bestimmt wird.

Nach seiner Ansicht ist jene Bettung die beste, die bei entsprechender Korngröße nach der Verdichtung das größte Porenvolumen aufweist, denn in diesem Falle ist sowohl die elastische Keilwirkung, als auch die Biegung der porenbildenden Körner am größten. Nach seiner Berechnung ist die durch Druck herbeigeführte Zusammendrückung des Bettungsmaterials so gering, daß dessen Einfluß vernachlässigt werden kann.

Dr. Saller hat in Heft 1 (1933) des „Organs“ auf Grund der Forschungen des russischen Ingenieurs B. H. Sergejew nachgewiesen, daß die Übertragung des Druckes von Korn zu Korn erfolgt. Die kraftübertragende Fläche (a) und die im Berührungspunkte auftretende Kraft (P) müssen mit Hilfe der Hertzschen Formel berechnet werden, wobei wir bedeutend höhere Werte für die elastischen Zusammendrückungen erhalten, doch selbst dann nur den Bruchteil des unter der Schwelle tatsächlich meßbaren Wertes. Nach seiner Ansicht ist die Elastizität der Bettung nicht von dem Ausmaß der Teilchen (Sandbettung und Schotterbettung haben fast die gleiche Zusammensetzung) sondern von seiner Form, seiner Lagerung und dem Elastizitätsmodul abhängig.

In seiner an derselben Stelle gegebenen Antwort äußert Dr. Ing. Faatz die Ansicht, daß diese Frage nur durch Versuche entschieden werden kann und empfiehlt eine Versuchsanordnung, bei welcher die den verschiedenen Drücken entsprechende elastische Zusammendrückung des in ein geschlossenes Gefäß eingebrachten, körnigen Materials gemessen werden kann.

Da diese Frage in der Bodenmechanik durch die grundlegende Arbeit von Prof. Dr. Ing. Terzaghi im allgemeinen schon entschieden wurde und ein derartiger Versuchsapparat bereits vorhanden ist, soll diese Frage in gedrängter Form betrachtet werden.

Zusammendrückung.

Auf das (lose oder eingestampft) in den Stahlring eingesetzte Kornmaterial wird durch den Kolben der Druckmaschine oben ein Druck ausgeübt und die dem jeweiligen Druck entsprechende Zusammendrückung durch einen Deflectometer mit einer Genauigkeit von 0,001 mm angezeigt. Die koordinatenmäßige Darstellung des Druckes (p) und der zugehörigen Zusammendrückung ist aus Abb. 1 ersichtlich, die das sogenannte Druck-Porenzifferdiagramm darstellt.

Es sei aber bemerkt, daß Prof. Terzaghi an Stelle der Zusammendrückung die sogenannte Porenziffer auf die vertikale Achse aufträgt.

Zwischen der Porenziffer (ϵ) und dem Porenvolumen (n) besteht folgende einfache Beziehung (s. Abb. 2):

Die Kornmasse besteht aus einem festen Teil und Poren. Das Volumen der porenlosen festen Teilchen sei = 1 und das summierte Volumen der Poren = ϵ , dann ist

$$\text{das Porenvolumen: } n = \frac{\epsilon}{1 + \epsilon} \dots \dots \dots 1),$$

$$\text{die Porenziffer: } \epsilon = \frac{n}{1 - n} \dots \dots \dots 2).$$

Bei einem Porenvolumen von $n = 40\%$ wird z. B. die Porenziffer

$$\epsilon = \frac{0,40}{1 - 0,40} = 0,667$$

betragen.

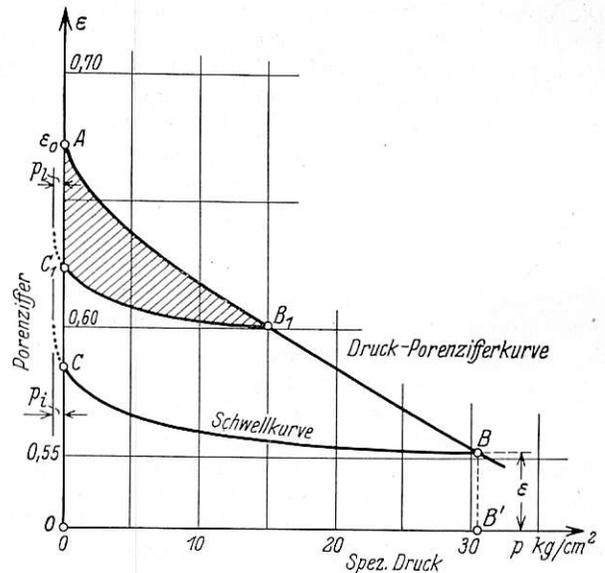


Abb. 1.

Mit der Erhöhung des Druckes sinkt das Porenvolumen und damit die Porenziffer von dem ursprünglichen Wert ϵ_0 (A) auf den Wert ϵ (B).

Die empirische Gleichung der Druck-Porenzifferkurve lautet nach Prof. Terzaghi*):

$$\epsilon = c_1 - \alpha \ln(p + p_c) - \beta(p + p_c) - \gamma p \dots 3)$$

Die Werte α , β und γ der Gleichung sind bei demselben Material konstant und nur von den Eigenschaften des körnigen Materials (Sand, Schotter) abhängig, überdies ist γ so gering,

*) Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik. Bd. IV, 2. Hälfte. Prof. Dr. Ing. Terzaghi, Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele. S. 526.

daß es bei kleinen Drücken vernachlässigt werden kann, wegen die Werte c_1 und p_c von dem Anfangsporenvolumen und von der Anfangsporenziffer ϵ_0 , d. h. von jenem Zustand der Kornmasse abhängig sind, der bei Versuchsbeginn vorhanden war.

Dasselbe Material (Sand) in lockerem Zustand gedrückt, gibt die Kurve A_1 bzw. in verdichtetem Zustand gedrückt die Kurve A_2 der Abb. 3. In lockerem Zustand ($\epsilon_0 = 1, n_0 = 50\%$) ist $p_c = 2,0 \text{ kg/cm}^2$, in gestampftem Zustand ($\epsilon_0 = 0,67, n_0 = 40\%$) ist $p_c = 70 \text{ kg/cm}^2$. „Die durch Druck bewirkte Zusammendrückung ist auf drei Ursachen zurückzuführen: Auf gegenseitige Verschiebung der Körner, auf die durch Zerbrechen einzelner Körner herbeigeführte Strukturveränderung und auf die elastische Formveränderung der Körner.“

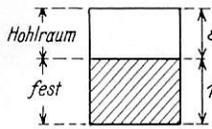


Abb. 2.

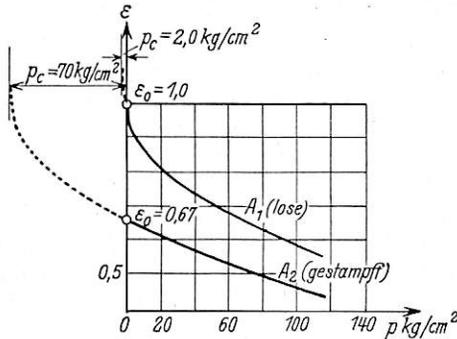


Abb. 3.

Entlastung.

Wenn der Druck auf das bis zu $p \text{ kg/qcm}$ belastete Material aufhört, also sich auf $p = 0$ vermindert, dann erhöht sich wieder die Porenziffer ϵ und damit das Porenvolumen. Der Verlauf der mit sinkendem Druck p sich erhöhenden sogenannten Schwellkurve (BC auf Abb. 1) ist nach Prof. Terzaghi, ähnlich der Zusammendrückungskurve, eine logarithmische Kurve mit folgender Gleichung:

$$\epsilon = c_2 - \frac{1}{A} \ln(p + p_i) \quad \dots \dots \dots 4)$$

c_2, A und p_i sind Konstante, von denen c_2 durch jenen Druck bestimmt wird, bis zu dem die Zusammendrückung erfolgt ist (Punkt B); A ist von den physikalischen Eigenschaften des Materials abhängig, p_i hängt in geringem Maße von der Anfangsporenziffer ϵ_0 ab, bei der die Zusammendrückung begann. So ist z. B. bei Sand in lockerem Zustand ($\epsilon_0 = 1,00$) $p_i = 1,3 \text{ kg/cm}^2$, in gestampftem Zustand ($\epsilon_0 = 0,67$) ist $p_i = 1,6 \text{ kg/cm}^2$. Die Kurven der Entlastung sind im allgemeinen unabhängig von dem Wert p der Zusammendrückung, z. B. sind BC und B_1C_1 fast identisch (s. Abb. 1).

In einem aus Zusammendrückung und Entlastung bestehenden Zyklus (ABC) bedeutet die Ordinate AB die volle Volumveränderung. Davon bedeutet aber der der Ordinate BC entsprechende Teil eine neuerliche Volumenerhöhung, das ist der elastische Teil, und nur die restliche Ordinate AC bedeutet die bleibende Formveränderung. Bei geringem Druck p fallen die Zusammendrückungskurve AB und die Entlastungskurve BC nahe aneinander, so daß der Wert der bleibenden Formveränderung (AC) sehr gering ist.

Die elastische Formveränderung der Einphasensysteme wird also durch die Schwellkurve dargestellt. Diese elastische Formveränderung ist auf zwei Umstände zurückzuführen: 1. auf die elastische Formveränderung der Körner und 2. auf die elastische Formveränderung der Kornstruktur.

Prof. Terzaghi hat aus der Hertzischen Gleichung den Einfluß von 1. ziffermäßig festgestellt und fand*) — wie das auch Dr. Saller und Dr. Faatz nachgewiesen haben —, daß die elastische Formveränderung der Einphasensysteme fast ausschließlich auf die äußerst feine elastische Verschiebung der Körner untereinander zurückzuführen ist.

Die unter der Zusammendrückungskurve AB liegende Fläche area ABOB' entspricht jener Arbeit (Kraft \times Verschiebung) die die innere Reibung bei der Bildung der neuen Kornstruktur entgegen der Zusammendrückung leistet, wogegen area BCOB' die Arbeit der inneren Reibung während der bei der Entlastung entstehenden neuen Kornlagerung darstellt. Die Differenz der beiden Flächen, d. h. area ABC, ist daher der der bleibenden Formveränderung entsprechende Arbeitsverlust (schraffierte Fläche), der sich in Wärme umsetzt.

Hätte die Kornstruktur keine Poren, d. h. könnten sich die Körner nicht gegeneinander verschieben, dann könnte keine innere Reibung entstehen, d. h. es würde area ABC = 0 sein und es würde die Zusammendrückungskurve mit der Entlastungskurve zusammenfallen und nur eine elastische Formveränderung entstehen. Ein solches Material unter den Gelen ist die Gelatine, deren Kornstruktur aus Abb. 4 ersichtlich ist. Die Gelatine weist nach dem Zusammendrückungszyklus tatsächlich keine bleibende Formveränderung auf, denn die

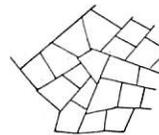


Abb. 4.

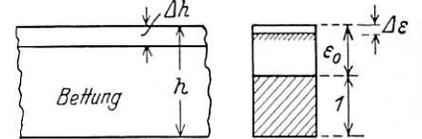


Abb. 5.

Kurven AB und BC fallen zusammen (s. Terzaghi: Abb. 487, S. 532).

Es soll nun das Zahlenbeispiel von Dr. Faatz näher betrachtet werden.

Wenn wir übereinstimmend mit Dr. Saller voraussetzen, daß der Korndurchmesser auf die elastische Formveränderung nicht von Einfluß ist, dann können wir unserer Betrachtung an Stelle von Schotter auch grobkörnigen Sand zugrunde legen.

Es sollen nun die elastische und bleibende Formveränderung eines aus Milchquarz gemahlene Quarzsandes (von 1,0 bis 0,25 mm Korndurchmesser) geprüft werden.

Die Gleichung der Druck-Porenzifferkurve des zu Staub gemahlene Quarzes lautet nach Prof. Terzaghi:

$$\epsilon = 0,9765 - 0,0457 \ln(p + p_c) - 0,00165(p + p_c) \dots 5),$$

wo nach Versuchen für den Sand im verdichteten Zustand $p_c = 70 \text{ kg/cm}^2$ ist.

Wenn wir diesen Wert in die Gleichung 5) einsetzen, dann ist im Anfangszustand $p = 0$

$$\epsilon_0 = 0,666 \sim 0,67,$$

was ein Porenvolumen von $n_0 = 40\%$ bedeutet und auch nach Dr. Faatz dem durchschnittlichen Porenvolumen der Bettung gut entspricht.

Es soll nun eine Bettung derartiger Porosität belastet werden. Wenn wir auf Grund des Beispiels von Dr. Faatz einen größten Bettungsdruck von $p = 4 \text{ kg/cm}^2$ annehmen, dann ist nach Gleichung 5) die Porenziffer der durch die Belastung zusammengedrückten Bettung:

$$\epsilon_0 = 0,9765 - 0,0457 \ln(4 + 70) - 0,00165(4 + 70) = 0,658.$$

Die Veränderung der Porenziffer infolge der Zusammendrückung ist

$$\Delta \epsilon = \epsilon_0 - \epsilon_B = 0,666 - 0,658 = 0,008.$$

*) Dr. Ing. Karl v. Terzaghi, Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Fr. Deuticke Verlag 1925, S. 102.

Aus diesem Wert kann die Zusammendrückung Δh der $h = 40$ cm hohen Bettung auf Grund der Abb. 5 folgenderweise berechnet werden:

$$\Delta h = \frac{\Delta \varepsilon}{1 + \varepsilon_0} h = \frac{0,008}{1 + 0,666} 40 \text{ cm} = 1,93 \text{ mm} \dots 6).$$

Wir haben also nicht nur in der Größenordnung, sondern fast ziffernmäßig genau jenen Wert der Zusammendrückung erhalten, mit dem beim Eisenbahnoberbau gerechnet werden muß. Dazu tritt ja dann noch die elastische Formänderung des Untergrundes.

Es fragt sich nun, wie groß die bleibende und wie groß die elastische Formveränderung dieser Zusammendrückung Δh nach der Entlastung sein werden.

Für denselben Quarzsand (im verdichteten Zustand) wird nach Prof. Ing. Terzaghi die Gleichung der Schwellkurve folgenderweise lauten (Tab. 24, S. 93):

$$\varepsilon = c_2 - \frac{1}{100} \ln(p + 1,6) \dots 7),$$

in welcher die Konstante c_2 , durch Einsetzen der Werte $p = 4 \text{ kg/cm}^2$ und $\varepsilon_B = 0,658$ bestimmt werden kann und zwar:

$$c_2 = 0,676,$$

woraus sich die Gleichung der Schwellkurve zu

$$\varepsilon = 0,676 - 0,01 \ln(p + 1,6) \dots 8)$$

errechnet.

Nach der Entlastung wird $p = 0$. Setzen wir diesen Wert in die Gleichung 8) ein, so erhalten wir:

$$\varepsilon_c = 0,671.$$

Da nun die Porenziffer der Bettung vor der Radbelastung $\varepsilon_0 = 0,67$ betrug, so wird nach der Vorüberfahrt des Rades die Porenziffer auf denselben Wert sinken, woraus nun folgt, daß keine bleibende Formveränderung eintrat, d. h. daß die Schotterbettung nur eine elastische Formveränderung erlitten hat.

Obwohl die oben durchgeführte Berechnung sehr zutreffend ist, wird sie wahrscheinlich nur ein Zufallsergebnis sein, das nicht verallgemeinert werden kann, denn es wird jedenfalls eine geringe bleibende Formveränderung vorhanden sein. Es ist jedoch zweifellos, daß bei der geringen Belastung von $p = 2 - 4 \text{ kg/cm}^2$ der Bettung die Zusammendrückung und die Schwellkurve fast zusammenfallen. Damit ist es zu erklären, daß die Bettung auch nach der Belastung durch Millionen Räder elastisch bleibt.

Die Resultate der hier durchgeführten Berechnung wie auch die bodenmechanische Erklärung der Elastizität der Bettung haben die praktische Bedeutung dieser neuen Wissenschaft abermals bestätigt und es wäre erwünscht, wenn die Eisenbahnfachleute, der Aufforderung Reichsbahnrat Backofens Folge leistend, sich ausführlicher mit den Forschungen der Bodenmechanik befassen würden. Zu den wichtigsten Fragen des Eisenbahnoberbaus sollen die Fragen der Bettungsziffer und der Belastungsverteilung Erwähnung finden, mit denen sich die Bodenmechanik sehr ausführlich befaßt.

Federoberbau auf Brücken?

Versuchsweise Erprobung der neuen Oberbauform auf einer Brücke der Deutschen Reichsbahn.

Von Reichsbahnrat Rosteck, Berlin.

Im Org. Fortschr. Eisenbahnwes., Heft 10 und 11, Jahrg. 1929, erschien von dem inzwischen verstorbenen Direktor Dr. techn. Alfred Wirth der Österreichischen Bundesbahnen eine Abhandlung über einen neuartigen Oberbau auf Federn, überschrieben „Der Oberbau der großen Geschwindigkeiten und großen Achsdrücke: Das Gleis auf Federn und festen Stützen“.

In seinen Ausführungen geht Wirth von dem Gedanken aus, daß der an Schärfe und Umfang ständig zunehmende Wettbewerb der Verkehrsmittel untereinander von der Eisenbahn auf die Dauer erfolgreich nur durch weitere Erhöhung der Fahrgeschwindigkeiten bestanden werden kann. Der Geschwindigkeitserhöhung sind aber Grenzen im Gleiskörper gesetzt, da die Sicherheit oberstes Gesetz bleiben muß. Alle Bestrebungen, die als Endziel die weitere Erhöhung der Fahrgeschwindigkeiten verfolgen, müssen daher, wenn sie Aussicht auf Erfolg haben wollen, mit entsprechender Verstärkung und Verbesserung des Gleiskörpers beginnen.

Die heute im Oberbau vorherrschende Schienenauflagerung auf Schwellen setzt aber ihrerseits ein Schotterbett voraus, durch das sich zwangsläufig andere Nachteile, wie z. B. verschieden hohe Lagen der Schienenstützpunkte einstellen, dazu noch Seitenverlagerungen im Gleisgestänge usw. Es darf außerdem nicht übersehen werden, daß eine weitere Leistungssteigerung durch entsprechende Oberbauverstärkung heute weniger eine Frage der Schienenherstellung als vielmehr der gleichzeitig vorzunehmenden Bettungsdurchbildung geworden ist; denn eine wirksame Verbesserung der Widerstandsfähigkeit der Schiene allein ist ohne entsprechende Berücksichtigung der Bettungsfrage wirkungslos. In richtiger Erkenntnis dieser untrennbaren Zusammenhänge ist es so im Laufe der Zeit zwangsläufig dahin gekommen, daß der Schwellenabstand nur noch eben Raum für den unbedingt notwendigen Stopf- und Unterhaltungsbetrieb bietet. Damit ist aber gleich-

zeitig auch die Grenze in der Unterschwellung des Gleises erreicht, ohne daß hiervon die Weiterentwicklung der Schiene unmittelbar berührt zu werden braucht, zumal wenn es gelingt, entweder die etwa gewünschte Elastizität des Bettungskörpers in irgend einer geeigneten anderen Form zu erhalten, oder neue Wege zu finden. Hier setzt nun die Erfindung Wirths ein, das Gleis auf Federn zu verlegen. Wirth schlägt nämlich vor, auf das Schotterbett ganz zu verzichten, dafür die Schienen auf wirklichen Federn aufzulagern, um so ein starkes und leistungsfähiges, zugleich aber auch elastisches Gleis zu schaffen, durch das sowohl der ruhige Gang der Fahrzeuge, insbesondere bei hohen Geschwindigkeiten, weitestgehend gewährleistet, als auch der Verschleiß an Kleineisenzeug usw. möglichst eingeschränkt werden soll.

Die Entscheidung darüber, inwieweit die Entwicklung eines Oberbaus für hohe Geschwindigkeiten und große Achsdrücke von seinem elastischen Verhalten im Betriebe abhängt, bleibt dabei einer weiteren praktischen Erprobung vorbehalten. Es sei hier nur kurz gestreift, daß u. a. die französische Nordbahn einen möglichst unelastischen VersuchsOberbau bevorzugt, wobei das Gleis auf starrer Betonunterlage ruht; man benutzt dabei das Vorbild der rollenden Kugel, die auf möglichst glatter und unelastischer Fläche vollkommen ruhig und leicht bewegbar ist.

Soweit ein Abfedern des Oberbaues an sich notwendig erscheint, ist wahrscheinlich weniger der Grad als vielmehr die Gleichmäßigkeit der Federwirkung von Bedeutung. Theorie und Praxis stimmen jedenfalls darin überein, daß ein stärkeres Einsinken der Achsen infolge leicht nachgiebiger Federung des Oberbaues auch einen größeren Fahrwiderstand bedingen muß; denn die Räder haben bei elastischer wellenförmiger Schienenverformung unter den einzelnen Radlasten noch einen ständigen zusätzlichen Anlaufwiderstand zu überwinden. In bezug auf Elastizität und Fahrwiderstand werden heute Radein-

senkungen von etwa 4 bis 5 mm am günstigsten empfunden, während Einsenkungen von nur 1 bis 2 mm noch als unelastisch gelten. Durch die Verwendung von Stahlfedern im Oberbau hat man es aber in der Hand, das Maß der Einsenkung beliebig groß zu wählen. Die erste versuchsweise Erprobung der neuen Oberbauform mit Federn im praktischen Betriebe fand nun auf einem rund 100 m langen Abschnitt der D Zugstrecke Absdorf-Hippersdorf—Wien-Staatsgrenze Gemünd in Österreich statt. (Vergl. Org. Fortschr. Eisenbahnwes., Heft 21 vom 1. November 1929.) Die Federn ruhen dort auf Betonfundamenten auf, die in den Bahnkörper eingebaut wurden. Diese Art der Ausführung bedingt allerdings die Senkrechtheit der Schienen. Die verwendeten Federn sind vor ihrem Einbau einzeln genau untersucht worden, wobei sich jedoch Unterschiede in der Federung bis zu 40% ergaben. Während ferner die größte unter der Radlast von 8,3 bis 8,5 t festgestellte Einsenkung der Schienen den Betrag von etwa 4 mm ergab, betrug das Maß, um das sich die Schienen vor der ersten und hinter der letzten Radlast aufbogen, nur $\sim 0,5$ mm. Es zeigte sich weiter, daß die Größe der Schienendurchbiegung von der eingehaltenen Fahrgeschwindigkeit nur unmerkbar beeinflußt wird. Wenngleich auch die Herstellungskosten für den Federoberbau sich gegenwärtig noch wesentlich höher stellen als bei einem gewöhnlichen Oberbau, so werden doch, nach den Ausführungen von Wirth zu urteilen, diese zusätzlichen Beträge durch andere Vorteile bis zu einem bestimmten Grade wieder ausgeglichen. Zum Beispiel sind die Unterhaltungsarbeiten am gewöhnlichen Oberbau weit kostspieliger und in der Hauptsache an die günstigere Jahreszeit gebunden, während der Federoberbau, der nur mehr eine überwachende Beaufsichtigung, besonders bezüglich der Federn, beansprucht, in dieser Beziehung keiner Beschränkung unterliegt. Die Federn lassen sich zwecks Untersuchung in einfacher Weise auch einzeln herausnehmen. Gewährleistung größter Betriebssicherheit, selbst bei wesentlicher Steigerung der Geschwindigkeiten, weitgehende Schonung und geräuschloser Lauf der Betriebsmittel als unmittelbare Folge der guten Federwirkung des Gleises sowie Vermeidung des harten Auffahrens der Fahrzeuge besonders auf stählerne Brücken beim Übergang von der freien Strecke sind neben der Ersparnis an Unterhaltungskosten weitere augenfällige Vorzüge der neuen Oberbauform. Selbst wenn man in Betracht zieht, daß stählerne Eisenbahnbrücken auch ohne Kopplungserscheinungen schwingen können, so besteht doch bei geeigneter Auswahl der Federn nach der jeweiligen Brückenstützweite die Möglichkeit, diese Kopplungsschwingungen merklich herabzusetzen und so die Stoßbeanspruchung, besonders der Fahrbahn, wirksam abzuschwächen. Durch Verwendung verschieden hoher Federn ist man außerdem noch in der Lage, eine von der Größe der Last fast unabhängige, gleichbleibende Federwirkung zu erzielen.

Zur näheren Klärung dieser Angelegenheit hat die Deutsche Reichsbahn zunächst ein Gleis einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Dortmund-Emskanal mit einem, gegenüber der Wirthschen Ausbildung allerdings in wesentlichen Teilen abgeänderten Federoberbau ausrüsten lassen (s. Abb. 4). Während bei der österreichischen Ausführung die Schiene senkrecht steht und unmittelbar auf den Stahlfedern aufruhrt, sind bei der deutschen Anordnung T-Eisen zwischen Schiene und Feder geschaltet, wodurch neben besserer Querversteifung über jeder Schwelle die Schrägstellung der Schiene und zwar unter Verwendung gewöhnlicher Unterlegplatten erreicht wird. Bei der Versuchsausführung mußten die vorhandenen hölzernen Brückenbalken beibehalten werden. Die Lagerstühle mit den Federn sitzen daher nicht unmittelbar auf den Längsträgern, sondern auf den vorhandenen Querbalken auf. Dadurch läßt sich allerdings auch die Frage der

Stoßbeaufschlagung nicht mehr so einwandfrei klären. Gliederung und Zusammenbau des Federoberbaus zeigen im einzelnen die Abb. 2 bis 4.

Die Versuche bestanden im wesentlichen darin, einerseits in geeigneter Weise festzustellen, ob ein gefederter Oberbau mit höheren Geschwindigkeiten überhaupt befahrbar ist und in welcher Weise sich sein Einfluß auf den ruhigen Gang der Fahrzeuge bemerkbar macht, andererseits aber durch Messungen an Brückengliedern zu untersuchen, wie sich die Brücke dynamisch unter dem Federoberbau verhält.

Mit Absicht ist das eine Gleis einer zweigleisigen Brücke mit Federoberbau ausgerüstet worden, um alle hiermit geplanten

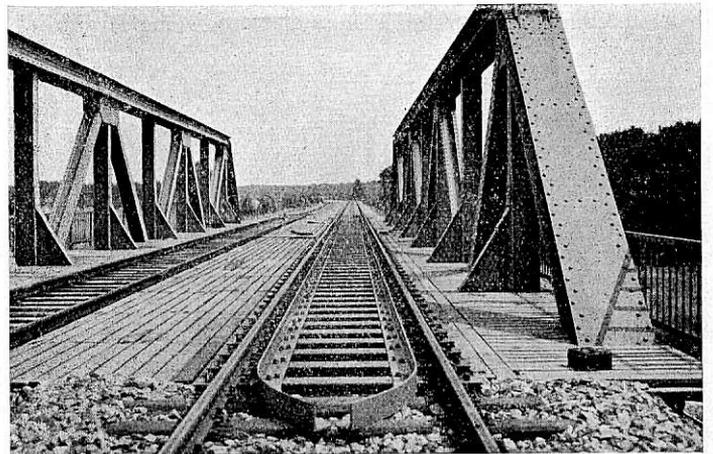


Abb. 1. Ansicht der Brücke mit fertig verlegtem Federoberbau.

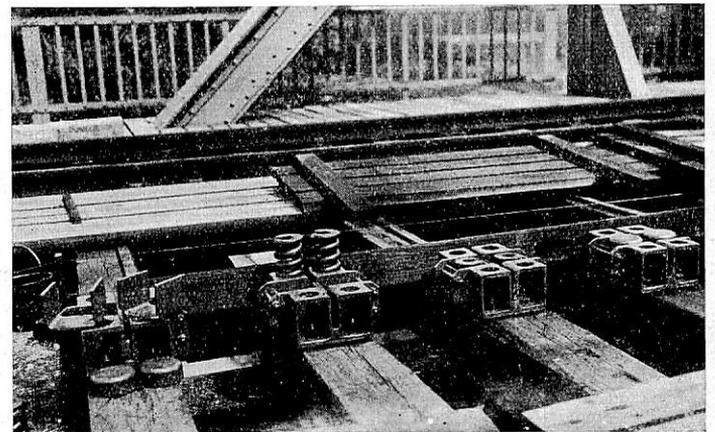


Abb. 2. Federhalter und Federn werden eingebaut.

Versuche unter den gleichen Versuchsbedingungen auch wahlweise an einem Gleis mit gewöhnlichem Oberbau wiederholen zu können. Da das Nachbargleis mit normalem Oberbau aus Mangel an Mitteln nicht rechtzeitig fertiggestellt werden konnte, mußten die Vergleichsversuche zwar an einer anderen zweigleisigen Brücke, aber von der gleichen Bauart und Stützweite vorgenommen werden. Um unmittelbare Vergleichswerte zu erhalten, soll jetzt noch das zweite Gleis der mit dem Federoberbau ausgerüsteten Brücke mit neuem Reichsoberbau versehen werden.

Die Vergleichsversuche erstreckten sich auf folgende Messungen und Untersuchungen:

- a) Versuchsfahrten mit dem Oberbaumeßwagen unter Anwendung von Fahrgeschwindigkeiten bis zu 80 km/h,
- b) Aufnahme von Frequenz-Leistungsdiagrammen unter Verwendung einer Schwingmaschine,
- c) Untersuchung der Schienendurchbiegungen (jedoch nur am Federoberbau),

d) Bestimmung von Stoßzahlen in Fachwerkstäben und in der Fahrbahn.

Die Versuche unter d) sind unter Verwendung von Kohlenmessern und mit Fahrgeschwindigkeiten bis zu $v = 80 \text{ km/h}$ durchgeführt worden.

Bevor mit der Aufstellung des neuen Entwurfs für den Federoberbau begonnen wurde, sind vom Reichsbahnzentralamt für Bau- und Betriebstechnik zunächst mit einigen österreichischen Federn eingehende statische und dynamische Versuche durchgeführt worden, um sowohl den Grad der Federung als auch ihre Bruch- und Dauerfestigkeit zu erforschen.

Die Federn bestanden aus ölgehärtetem Siliziumfederstahl „Böhler 2 Si“ der Stahlwerke Gebr. Böhler A. G. und besaßen einen äußeren Federdurchmesser von 90 und eine Drahtdicke

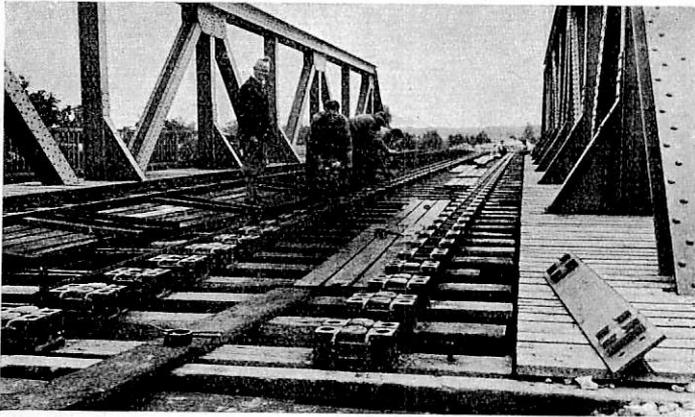


Abb. 3. Einbau der Federhalter. Rechts eine Querschwelle.

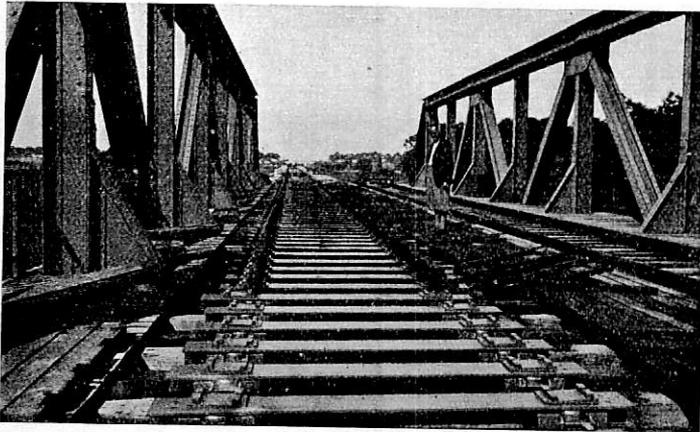


Abb. 4. Verlegen der Schienen.

von 30 mm. Die freie Federhöhe wechselte zwischen 109,1 und 110,8 mm. Die Untersuchungen ergaben, daß die Senkungen der Federn in geradem Verhältnis mit der Last wachsen. Die Federkonstante betrug $10,9 \text{ t/cm}$ im Mittel. Bei Annahme einer Achslast von 25 t (Lastenzug N) und einem Stoßzuschlag von 1,5 würde sich demnach bei Verwendung von Doppelfedern ein mittlerer Einsenkungswert von

$$f = \frac{25}{2} \cdot \frac{1,5}{2 \cdot 10,9} = 8,6 \text{ mm}$$

ergeben. Nach besonders angestellten Ermittlungen beträgt der auf die Einzelschwelle tatsächlich entfallende Schwellendruck aber nur etwa $0,54 P$; infolgedessen wird auch die wirkliche Durchbiegung nur den Wert von $0,54 \cdot 8,6 = 4,65 \text{ mm}$ ergeben. Da ferner erst bei einer Belastung von $13,5 \text{ t}$ je Feder die einzelnen Federwindungen zum Aufsitzen kamen, kann man sich mit dem erreichten Ergebnis zufrieden geben, zumal mit einer derartig hohen Belastung im praktischen Betriebe wohl kaum zu rechnen sein wird.

Die dynamischen Versuche wurden in Form von Dauerbeanspruchungen der Federn auf einem $\sim 35 \text{ m}^3$ großen Betonblock vorgenommen, um eine möglichst starre Lagerung zu erhalten; sodann wurden sie mit einem Schienenstapel entsprechend der Betriebslast (Achsdruk) vorbelastet. Auf dem Schienenstapel wurde eine große Schwingmaschine (Arbeitsmaschine) zur Erzeugung von sinusförmigen Dauerlastwechseln befestigt.

Die ganze Versuchseinrichtung war damit der Wirklichkeit möglichst angepaßt. Außerdem wurde noch ein kleiner Schwinger (Eichmaschine) zur Messung der im Laufe des Dauerversuchs eintretenden Veränderungen benutzt. Aus Abb. 5 ist die gesamte Versuchsanordnung zu ersehen. Mit den vorhandenen Federn wurden zwei Versuchsreihen

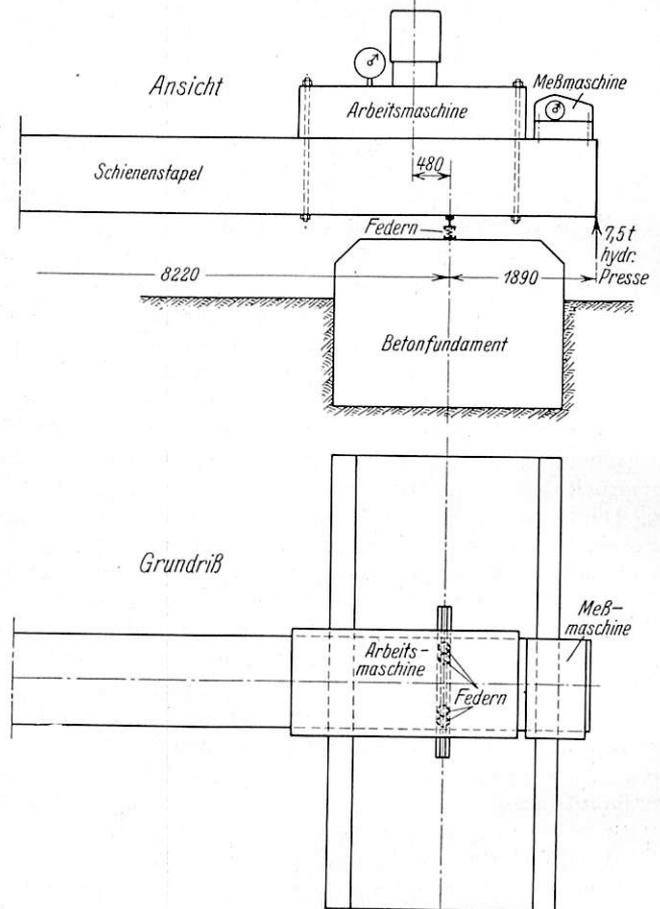


Abb. 5. Dauerversuch an den Oberbaufedern.

durchgeführt, und zwar eine Versuchsreihe mit zwei und eine weitere mit vier Federn. Bei dem Versuch mit zwei Federn betrug die Vorbelastung infolge der statischen Auflast $9,2 \text{ t}$, also $4,6 \text{ t}$ je Feder. Die Belastung war also etwas größer als die wirklich auftretenden Stützendrucke, die sich theoretisch nach Schwedler unter Zugrundelegung eines der Wirklichkeit angepaßten Achsdruckes von 20 t zu $\frac{20}{4} \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 3,7 \text{ t}$ errechnen würden. Die dynamische zusätzliche Wechselbelastung betrug entsprechend der Schwingungsamplitude anfangs $\pm 2,5 \text{ t}$. Nach 92000 Impulsen brach eine Feder an.

Bei den Versuchen mit vier Federn wurden je zwei Federpaare in einem Abstand von rund $0,7 \text{ m}$ angeordnet. Dieser Abstand entsprach etwa der Schienenstapelbreite und dem Schwellenabstand. Hier trat nach etwa 208000 Impulsen bei einer der Federn der erste Bruch ein. Vor dem Eintritt des Bruchs betrug die zusätzliche Belastung etwa $\pm 3 \text{ t}$ je Feder. Bei der gewählten Vorbelastung für diese Versuche lag die Resonanz bei 8 bzw. 5,8 Hertz.

Die Federn wurden während der Dauerbeanspruchung teilweise handwarm, was auf eine Überbeanspruchung schließen läßt. Im normalen Betrieb werden aber derartige Erwärmungen wohl kaum vorkommen. Die Dauerfestigkeit ließ sich allerdings aus den wenigen Versuchen nicht unbedingt genau ermitteln. Man kann jedoch mit genügender Sicherheit annehmen, daß bei der aufgebrachten Vorbelastung von 4,6 t je Feder die Dauerfestigkeit bei etwa $\pm 1,0$ t für die einzelne Feder liegt. Setzt man ferner voraus, daß jedes Rad durch unausgeglichene Massen usw. (zulässige Erhöhung für unausgeglichene Massen hin- und hergehender Dampflokomotivtriebwerksteile) die Feder nur einmal erregt, und daß es zu keiner Aufschaukelung durch die Stoßfolge kommt, daß weiter dieser Stoß gleich 15% des Raddrucks ist, also z. B. $= 0,15 \cdot 12,5 = 1,8$ t für beide Federn, so dürften die Federn gerade unterhalb ihrer Dauerfestigkeitsgrenze beansprucht werden.

Die untersuchten Bruchstellen zeigen die charakteristische Erscheinung von Ermüdungsbrüchen, die aber anscheinend noch durch Materialfehler begünstigt worden sind. Für völlig fehlerfreie Federn wird die Ermüdungsgrenze voraussichtlich höher liegen, was das Verhalten der nicht gebrochenen Federn bestätigt, bei denen trotz des Bruches der benachbarten Federn nicht einmal eine bleibende Verformung festgestellt werden konnte.

Für den endgültigen Einbau wurden jedoch Chromstahlfedern der Firma Friedrich Beyersmann in Hagen/Westf. verwendet, nachdem vorher auch noch Federn aus Autofederstahl statisch untersucht worden waren. Von einer dynamischen Untersuchung hat man hierbei allerdings abgesehen.

Die acht untersuchten Federn, die eine Dicke des Rundstahls von 28,2 bis 28,5 mm, einen Durchmesser von 88,6 bis 91 mm und eine Höhe von 112 bis 113 mm besaßen, sind einzeln mit 10 t belastet worden. Aus der gleichzeitig gemessenen Zusammendrückung ergab sich eine mittlere Federkonstante von 10,85 t/cm, wobei der tatsächliche Wert nur zwischen 10,3 und 11,3 t schwankte.

Da die Federn immer paarweise verwendet werden, wäre demnach eine Last (Raddruck) von $2 \cdot 10,85 = 21,70$ t erforderlich, um die Federn um 1 cm zusammenzudrücken.

Bei einem wirklichen Schwellendruck

$$P_n = a \cdot P = 0,54 P \text{ (s. oben)}$$

ergibt sich für den Lastenzug N mit $P = \frac{25}{2}$ t Raddruck eine Federzusammendrückung oder Einsenkung der Schiene von

$$\delta = \frac{P_n}{c} = \frac{0,54 \cdot 25}{2 \cdot 21,7} = 0,314 \text{ cm.}$$

Die am fertigen Federoberbau mit dem „Bloßschen Durchbiegungsmesser“ nach dem photographischen Verfahren unter einer fahrenden Lokomotive vorgenommenen Durchbiegungsmessungen hatten das in der folgenden Übersicht 1 zusammengestellte Ergebnis.

Hieraus ergibt sich, daß die Federn mit nur etwa dem 0,6fachen Betrage des Achsdruckes im ungünstigsten Fall beansprucht werden. Der von Wirth angegebene Faktor von $a = 0,54$ stimmt für die Lokomotive fast genau, nur unter entsprechender Mitberücksichtigung des Tenders, der allerdings nicht volles Dienstgewicht hatte, wurde er etwas kleiner. Bei höheren Geschwindigkeiten wird die Einsenkung der Triebachsen noch von der Fliehkraft der unausgeglichene Massen der Lokomotivtriebwerksteile beeinflusst.

Der Verminderungsfaktor a besagt, daß immer mehrere Federn bzw. Schienenstützpunkte an der Aufnahme der Raddrücke gleichzeitig beteiligt sind. Wie die Verteilung der Last

Übersicht 1.

Nachgiebigkeit des Federoberbaues.

Achse	Achsdruck t	Rechnerische Durchbiegung $\delta = \frac{P}{2} \cdot \frac{0,54}{21,7}$	Gemessene Einsenkung		Wirklicher Faktor a	
			v=30km/h cm	v=60km/h cm	v=30km/h	v=60km/h
1	12,9	0,161	0,14	0,12	0,47	0,40
2	13,4	0,167	0,16	0,18	0,52	0,58
3	16,8	0,209	0,22	0,23	0,57	0,59
4	17,5	0,218	0,21	0,22	0,52	0,57
5	16,6	0,207	0,20	0,21	0,52	0,55
			Mittel (Lok. allein)		0,52	0,54
6	16,1	0,200	0,19	0,18	0,51	0,49
7	16,0	0,199	0,19	0,18	0,51	0,49
8	16,5	0,206	0,15	0,17	0,39	0,45
9	16,5	0,206	0,15	0,17	0,39	0,45
			Mittel zusammen		0,49	0,51

sich dabei in den Federn äußert, ist in Abb. 6 dargestellt worden.

Niemals wird eine Feder vollkommen entlastet, solange noch zu beiden Seiten Achsen stehen. Bei dem größten Achs-

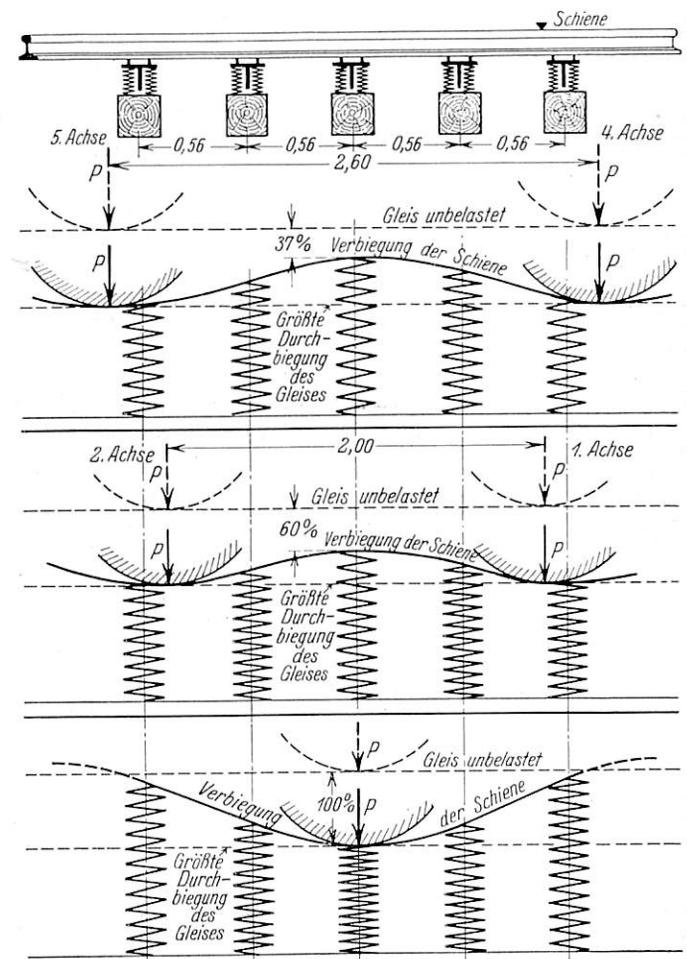


Abb. 6. Federoberbau der Kanalbrücke in Münster (Westf.).

abstand der Versuchslokomotive von 2,60 m sinkt der Auflagerdruck nicht unter 37%.

Bei kleineren Achsständen — etwa 2,0 m — wird der Schwellen- oder Federdruck nur um 40% verringert.

Bei dem Federoberbau liegen also genau die gleichen Verhältnisse wie beim normalen Oberbau auf freier Strecke vor.

Allgemein kann aus diesen Messungen bereits gefolgert werden, daß sich der Federoberbau wie ein neues Gleis auf sehr guter Bettung verhalten wird.

Vor Durchführung der dynamischen Versuche ist der Federoberbau mit dem Oberbaumeßwagen befahren worden, um sein Verhalten bei verschiedenen Geschwindigkeiten zu beobachten. Diese Versuchsfahrten konnten unbedenklich bis zu der auf der Versuchsstrecke höchstmöglichen Geschwindigkeit $v = 80 \text{ km/h}$ vorgenommen werden.

Aus den aufgenommenen Diagrammstreifen ist zu ersehen, daß der Federoberbau sich aus dem Rahmen der freien Strecke nicht ungünstig abhebt. Die Verhältnisse liegen in mancher Hinsicht sogar noch günstiger. Besonders gleichmäßig ist das Bild der Spurweite.

Mit der Federkonstanten und der Last läßt sich die Eigenfrequenz der belasteten Feder bestimmen.

Die bei größter Last auftretende langsamste Schwingungsfrequenz errechnet sich unter Vernachlässigung des Eigengewichts aus der einfachen Gleichung:

$$n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{c}{m}} = \frac{1}{2 \cdot 3,14} \sqrt{\frac{21,7 \cdot g}{0,54 P}} = \frac{31,6}{\sqrt{P}}$$

mit $P = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ t}$ (Raddruck) wird dann:

$$n = \frac{31,6}{\sqrt{12,5}} = 9 \text{ Hertz.}$$

Da die Versuchsbrücke mit einer Stützweite von 45,0 m eine Eigenfrequenz von 5,0 Hertz hat, die sich bei Belastung durch die Lokomotive noch bis auf 3,0 Hertz verkleinert, können gegenseitige Beeinflussungen nicht eintreten.

Allgemein kann eine gegenseitige Aufschaukelung von Feder und Brücke nur bei sehr großen Achsdrücken und kleiner Stützweite vorkommen.

Unter Verwendung der kleinen Schwingmaschine sind Frequenz-Leistungsschaulinien aufgenommen worden. Die Maschine wurde nacheinander, und zwar jeweils in Brückenmitte,

1. in der Gleisachse des Federoberbaus,
2. auf den Fahrbahnträgern in der Brückenachse und
3. in der Mitte des mit normalem Oberbau ausgerüsteten Gleises aufgebaut.

Nennenswerte Unterschiede in der Resonanzfrequenz, Dämpfung und Federkonstante lassen sich jedoch nicht feststellen, da die Art der Schienenbefestigung auf der Brücke gegen den Einfluß des ganzen Unterbaues zurücktritt.

Die Erregerfrequenz der Maschine hätte schon bis auf 25 Hertz gesteigert werden müssen, um die Eigenfrequenz der Federn zu erhalten. Von dieser Untersuchung ist jedoch abgesehen worden.

Die Versuche zur Bestimmung von Stoßzahlen wurden zwar an zwei benachbarten Überbauten, jedoch unter denselben Bedingungen, d. h. mit der gleichen Lokomotive, den gleichen Meßgeräten und an den entsprechenden vergleichbaren Meßstellen vorgenommen. Untersucht wurde je ein Ober- und Untergurtstab, sowie eine Schräge, ein Pfosten, ein Quer- und ein Längsträger.

Die Versuchsergebnisse sind auszugsweise in der folgenden Übersicht 2 dargestellt worden. Sie können allerdings nur einen ungefähren Anhalt über den Einfluß des auf der Brücke befindlichen Oberbaues geben.

Es zeigt sich, daß durch den Federoberbau die Stoßzahlen besonders an der Fahrbahn durchschnittlich 30% geringer werden.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß der Federoberbau an Güte in betrieblicher und fahrtechnischer Hinsicht einem neuen Oberbau auf sehr guter Bettung gleichkommt. Um nach den Versuchsergebnissen zu urteilen, können die Fahrgeschwindigkeiten bis zu 120 km/h und darüber noch unbedenklich gesteigert werden, ohne daß sich bei den Betriebsmitteln ein unruhiger Lauf einstellen wird. Wengleich auch bei den bisherigen Schnellfahrversuchen entsprechend hohe Geschwindigkeiten nicht angewendet werden konnten, so waren die Gründe hierfür doch nur rein äußerer Natur; einerseits standen keine geeigneten Lokomotiven für so hohe Geschwindigkeiten zur Verfügung und andererseits fehlte es auch an der dazu erforderlichen Bremsweglänge, auf deren Ausbau der Kosten wegen bislang verzichtet werden mußte.

In dem gleichen Maß, wie der Lauf der Fahrzeuge, besonders bei großen Geschwindigkeiten, durch den Federoberbau im günstigen Sinne beeinflusst wird, werden sich auch entsprechend die dynamischen Zusatzbeanspruchungen vor allem bezüglich der Fahrbahn längs- und -querträger, da sie den dynamischen Wirkungen der Betriebslasten unmittelbar ausgesetzt sind, wesentlich herabsetzen lassen.

Nach den bisher vom Reichsbahnzentralamt für Bau- und Betriebstechnik angestellten Versuchen zur Ermittlung von Stoßwerten an der Fahrbahn, bei denen bereits Geschwindigkeiten bis zu 100 km/h erreicht wurden, läßt sich annehmen, daß das Ansteigen der Stoßzahlen an diesen Teilen der Brücke durch sogenannte kritische Geschwindigkeiten nicht beeinflusst wird. Der Schluß liegt daher nahe, daß für die Fahrbahn derartige Erscheinungen überhaupt nicht in dem Sinne bestehen, wie sie z. B. hinsichtlich der Beanspruchung der Hauptträgerteile bei Geschwindigkeiten von etwa 40 bis 70 km/h, je nach Größe der Stützweite, einwandfrei festgestellt worden sind.

Entscheidende Bedeutung gewinnt die Frage der Anwendung von Federoberbau auf Brücken aber in dem Augenblick, wo einwandfrei feststeht, daß die Stoßbeanspruchungen der Fahrbahnträger auch bei Geschwindigkeiten, die oberhalb 80 km/h liegen, noch weiterhin zunehmen.

Übersicht 2.
Gemessene Stoßwerte.

Geschwindigkeit $v \text{ km/h}$	Obergurtstab			Untergurtstab			Schräge						Querträger			Längsträger					
							Druckgebiet			Zuggebiet						oberer Gurt			unterer Gurt		
	N	F	$\Delta \varphi$	N	F	$\Delta \varphi$	N	F	$\Delta \varphi$	N	F	$\Delta \varphi$	N	F	$\Delta \varphi$	N	F	$\Delta \varphi$	N	F	$\Delta \varphi$
40	1,04	1,04	± 0	1,10	1,10	± 0	1,16	1,03	-0,13	1,36	1,20	-0,16	1,53	1,26	-0,27	1,64	1,53	-0,11	1,73	1,46	-0,27
60	1,06	1,06	± 0	1,13	1,15	+0,02	1,22	1,06	-0,16	1,50	1,22	-0,28	1,67	1,27	-0,30	1,91	1,69	-0,22	1,92	1,60	-0,32
80	1,14	1,07	-0,07	1,34	1,15	-0,19	1,30	1,06	-0,24	1,64	1,28	-0,36	1,85	1,55	-0,30	2,13	1,65	-0,48	—	1,67	—
Stoßzahl nach der BE*) . .	1,41			1,41			1,45			1,44			1,47			1,48					

N = Brücke mit normalem Oberbau. F = Brücke mit Federoberbau.

*) nach Belastungslänge der Einflußlinie ermittelt.

Wenn auch bei der gegenwärtigen, gespannten Wirtschaftslage praktisch an eine Einführung des Federoberbaues in größerem Maße nicht gedacht werden kann, so ist es doch bei dem heutigen Streben nach weiterer Steigerung der Fahrgeschwindigkeiten durchaus der Mühe wert, seine Bewährung im Betrieb noch näher zu erforschen. Gedacht ist z. B. zunächst an den Einbau von Federn an den Übergangsstellen vom Damm zur Brücke bei einigen im Betrieb befindlichen stählernen Eisenbahnbrücken, um so z. B. das harte Aufahren der Betriebsmittel zu vermeiden und damit zugleich

zur Schonung von Widerlager und Fahrzeugen beizutragen. Mit Dauerbrüchen in den Federn ist als eine Folge des Betriebs wohl kaum noch zu rechnen, besonders wenn der Federoberbau in der ersten Zeit seiner Benutzung noch scharf überwacht wird und die Federn in regelmäßigen Abständen auf etwaige Anrisse untersucht werden. Ob der Federoberbau aber einmal der Oberbau der Zukunft werden wird, läßt sich mit Sicherheit erst beurteilen, wenn einwandfrei feststeht, inwieweit er in betrieblicher, technischer und wirtschaftlicher Beziehung der Entwicklung des Schienenverkehrs sich anpassen wird.

Persönliches.

Dr. Julius von Geduly†.

Julius v. Geduly, Ministerialrat und Direktor der Königlich Ungarischen Staatsbahnen ist am 30. März im Alter von 82 Jahren aus dem Leben geschieden. Der Name Geduly ist ein im Verein Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen altbekannter und hochangesehener, dessen Ruf und Hochschätzung die 17 Jahre, die seit dem Ausscheiden seines Trägers aus dem aktiven Dienst vergangen sind, nicht zu schmälern vermochten. Führt doch Geduly über ein Jahrzehnt von 1903 bis 1914 den Vorsitz im T.A. des Vereins und leitete dabei 21 Sitzungen des Ausschusses und vier Sitzungen der Technikerversammlung. Die Techniker des Vereins, die unter seiner Leitung an den großen vom Verein gestellten Aufgaben mitzuwirken hatten, fanden immer wieder Gelegenheit, seine umfassende Fähigkeit und Erfahrungen kennen und schätzen zu lernen und erkannten gerne seine zielbewußte und verbindliche Geschäftsführung an. In Wertschätzung seiner Persönlichkeit berief ihn der Verein als Mitglied in den Preisausschuß. Auch die Ehrung lebenslängliches Mitglied des Vorstandsrates des Deutschen Museums in München zu sein, wurde ihm zuteil.

Selbstverständlich sind im Leben und Wirken einer solchen Persönlichkeit auch eine lange Kette von Erfolgen auf dem Gebiet der engeren beruflichen Tätigkeit, dem Gebiet des Bahnbauwesens und der Bahnerhaltung im Eisenbahnbauwesen seines Heimatlandes enthalten. Das Organ hat sie bei dem Ausscheiden Gedulys aus dem aktiven Dienst im Jahrgange 1915 ausführlich gewürdigt.

Nach seiner Versetzung in den Ruhestand wurde er zum Direktor des ungarischen Verkehrsmuseums ernannt, welchen Posten er mit nie erlahmender Energie und unermüdlicher Arbeitskraft bis zu seinem Tode versah.

Es sei noch erwähnt, daß die technische Hochschule zu Wien in Anerkennung seiner vielseitigen fachwissenschaftlichen Verdienste ihm das Diplom eines Ehrendoktors verlieh.

So ist mit Geduly ein langes und reiches Leben unermüdlicher und rastloser Tätigkeit dahingegangen. Nicht erlöschen aber wird sein Name, der in der Geschichte des Vereins ein dauerndes ehrenvolles Gedächtnis finden wird.
Ue.

Rundschau.

Unterhaltung des Oberbaus in Amerika.

Bis vor wenigen Jahren legten die amerikanischen Eisenbahnen wenig Wert auf die Erhaltung ihres Oberbaus. Die Betriebssicherheit wurde zwar gewahrt, aber im übrigen sparte man an Unterhaltungskosten und nahm dafür in Kauf, daß der Oberbau viel eher erneuert werden mußte, als wenn er sorgfältig gepflegt worden wäre. Ob ein derartiges Verfahren oder die lange Erhaltung des Oberbaus durch Unterhaltungsarbeiten richtig ist, ist eine wirtschaftliche Frage, deren Beantwortung vom Preis der menschlichen Arbeit und der Bestandteile des Oberbaus abhängt. Neuerdings müssen sich die Verhältnisse in dieser Beziehung geändert haben, und man hat unter dem Druck der wirtschaftlichen Not scharf rechnen gelernt; man legt deshalb größeren Wert auf die Unterhaltung des Oberbaus, um seine Lebensdauer zu verlängern, und wendet dabei besondere Verfahren an. Große Sorgfalt läßt man namentlich dem Schmerzenskind des Oberbaufachmanns, dem Stoß, angedeihen.

Bei der Chicago, Milwaukee, St. Paul & Pacific-Eisenbahn werden seit 1926 die ausgefahrenen Schienenenden durch Aufschweißen einer Stahlschicht wieder auf die richtige Höhe gebracht. Für diese Arbeit ist ein besonderer Dienst geschaffen worden, und man hat es soweit gebracht, daß ein Schweißtrupp von 80 Mann, unter denen 35 Schweißer sind, an einem Tage bis 1200, im Durchschnitt 1000 Schienenstöße bearbeitet. Schon vorher hatte man das Schweißverfahren bei der Instandsetzung von Herz- und Kreuzungsstücken angewendet, es ergaben sich aber bei den Arbeiten an den Gleisen Gesichtspunkte, die es ratsam erscheinen ließen, diese Arbeiten von denen an Weichen und Kreuzungen zu trennen.

Für den Schweißtrupp stehen drei Triebwagen und sieben Anhänger, sowie zwölf Kleinwagen besonderer Bauart zur Verfügung. Ein Triebwagenzug verteilt am Tage vor Beginn der Arbeit die Gasflaschen und Wasserfässer auf der Strecke und

sammelt sie nach der Beendigung wieder ein. Einer der Vorarbeiter bezeichnet die zu bearbeitenden Stöße, und ein Triebwagen setzt an jedem solchen Stoß einen Schweißer mit den nötigen Hilfskräften ab. Dieser stellt zunächst mit einem Lineal fest, um wieviel die Schienenenden aufgehöhrt werden müssen; er öffnet, wenn nötig, die Stoßlücke mit einem Meißel, erhitzt die Schienenenden mit einer Sauerstoff-Azetylen-Flamme und bringt die Verstärkung in wahren Schichten auf, die er einzeln mit einem 2 kg schweren Hammer zurecht schmiedet. Auf den Schweißer folgt ein Mann mit einer Schleifmaschine, der die richtige Form des Schienenkopfes herstellt.

Ein anderes in den Vereinigten Staaten ausgeübtes Verfahren zur Verlängerung der Lebensdauer der Schienen besteht im Härten der Schienenenden. Zu diesem Zweck ist ein fahrbares Gerät entwickelt worden, das die Schienenenden zunächst auf etwa 30 cm Länge zu beiden Seiten des Stoßes mit Hilfe von Gasflammen vorwärmt und sie dann mit Hilfe eines Stroms von 250 Ampere und 500 Volt erhitzt. Der Lichtbogen wird dabei innerhalb eines Zeitraums von etwa 3 1/2 Minuten 800mal quer über die Schiene und 50mal in der Längsrichtung bewegt. Wenn die richtige Hitze erreicht ist, wird der Strom selbsttätig abgeschaltet. Sodann wird das Schienenende mit Öl gehärtet. Zu diesem Zweck wird eine Art Haube, die an einem ebenfalls fahrbaren Gerät angebracht ist, öldicht auf die Schiene aufgesetzt und das vorgewärmte Öl über das Schienenende geleitet. Die Wärme des Öls wird durch einen Thermostaten selbsttätig geregelt. Aus dem Ölbehälter fließt das Öl selbsttätig aus, eine Pumpe bringt es in den Behälter zurück. Der ganze Vorgang spielt sich selbsttätig ab und dauert etwa 1 1/4 Minute. Dann wird der Schienenstoß noch mit einem Stück Asbestpappe abgedeckt, damit die Abkühlung nicht zu schnell vor sich geht. Die Asbestpappe bleibt 4 bis 8 Minuten liegen.

Den Härten der Schiene am Stoß hat ein Abhobeln voraus-

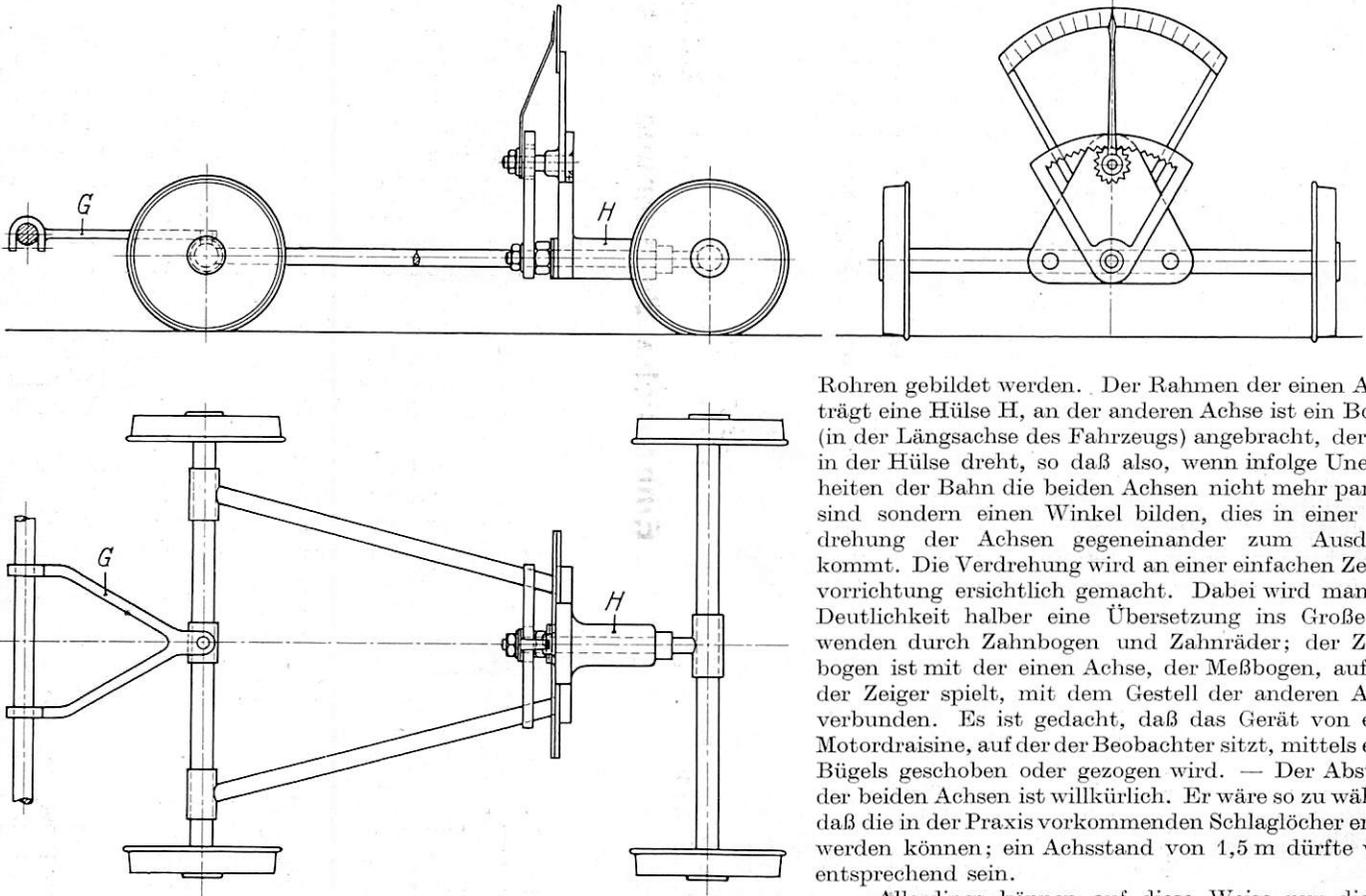
zugehen, damit beide Enden der aneinander stoßenden Schienen in gleiche Flucht zu liegen kommen. Hierzu bedient man sich einer besonderen Vorrichtung, die in keinem Zusammenhang mit dem Gerät zum Härten steht. Bei der Union Pacific-Eisenbahn sind zunächst etwa 3 km Gleis mit dem beschriebenen Gerät bearbeitet worden. Dabei angestellte Brinnell-Proben haben befriedigende Ergebnisse nachgewiesen. Wernekke.

Gerät zur Messung windschiefer Gleislage.

In den Aufsätzen „Über die Anpassung von Lokomotiven und Tendern an Gleisunebenheiten“ im Jahrgang 1926, Seite 497 und 1928, Seite 427 ist auf die Wirkung hingewiesen, die eine windschiefe Lage der beiden Schienenstränge eines Gleises auf die Belastung der Räder eines Eisenbahnfahrzeugs ausübt. Solche

treten können. Windschiefe Lagen treten aber auch auf, wenn z. B. während des Umbaus von Gleisen ausgerichtete Strecken an noch nicht ausgerichtete angeschlossen werden, ferner durch einseitige Senkungen des einen Schienenstrangs infolge Nachgiebigkeit des Untergrundes. In diesem Falle können erheblich größere Winkel zwischen den beiden Schienensträngen und viel stärker geneigte Rampen vorkommen, die weitgehende Änderungen in den Radbelastungen und damit, wenn es sich um Entlastungen eines führenden Rades handelt, Entgleisungen herbeiführen können.

Zur Auffindung und Messung solcher Stellen schlägt Verfasser der Aufsätze ein einfaches Gerät vor. Es besteht aus zwei Räderpaaren, deren Achsen gegeneinander verdrehbar sind (s. Abb.). Das Gestell kann, ähnlich wie bei Motordraisinen, aus



Rohren gebildet werden. Der Rahmen der einen Achse trägt eine Hülse H, an der anderen Achse ist ein Bolzen (in der Längsachse des Fahrzeugs) angebracht, der sich in der Hülse dreht, so daß also, wenn infolge Unebenheiten der Bahn die beiden Achsen nicht mehr parallel sind sondern einen Winkel bilden, dies in einer Verdrehung der Achsen gegeneinander zum Ausdruck kommt. Die Verdrehung wird an einer einfachen Zeigervorrichtung ersichtlich gemacht. Dabei wird man der Deutlichkeit halber eine Übersetzung ins Große anwenden durch Zahnbogen und Zahnräder; der Zahnbogen ist mit der einen Achse, der Meßbogen, auf der der Zeiger spielt, mit dem Gestell der anderen Achse verbunden. Es ist gedacht, daß das Gerät von einer Motordraisine, auf der der Beobachter sitzt, mittels eines Bügels geschoben oder gezogen wird. — Der Abstand der beiden Achsen ist willkürlich. Er wäre so zu wählen, daß die in der Praxis vorkommenden Schlaglöcher erfaßt werden können; ein Achsstand von 1,5 m dürfte wohl entsprechend sein.

Allerdings können auf diese Weise nur die im unbelasteten Zustande vorhandenen Senkungen beobachtet werden. Manche Senkungen zeigen sich erst oder nehmen an Größe zu, wenn ein belastetes Rad auf der betreffenden Stelle steht. Zur Auffindung solcher Stellen müßten belastete Radsätze, also Eisenbahnfahrzeuge verwendet werden, bei denen eine Achse in ähnlicher Weise wie bei dem Gerät in der Mitte belastet ist. Die Einrichtung könnte natürlich auch mit dem Oberbaumwagen verbunden werden. Dr. Uebelacker.

windschiefe Flächen müssen notwendiger Weise auftreten, wenn zur Erzielung einer Überhöhung in Gleisbögen der eine der beiden normal parallel liegenden Stränge aus der Ebene herausgehoben werden muß. Für den Winkel der beiden Stränge gegeneinander in den Überhöhungsrampen sind bestimmte Grenzen vorgeschrieben, die diesen Winkel auf ein so geringes Maß beschränken, daß nennenswerte Änderungen der Radbelastungen nicht ein-

Bücherschau.

Schaper, Grundlagen des Stahlbaues. Sechste Auflage, Berlin 1933. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis: geb. 23,50 *R.M.*, geh. 22,00 *R.M.*

Das vorliegende Werk ist der erste Teil einer Neuauflage des bekannten Buches „Eiserne Brücken“ des gleichen Verfassers, das in der Zeit von Mai 1908 bis Mai 1922 fünf Auflagen erlebt und damit seinen Wert bereits voll erwiesen hat. Dieser erste Teil erscheint nun in vollständiger Neubearbeitung und in wesentlich erweiterter Form und ist als erster Band eines groß angelegten Sammelwerkes „Das Bauen in Stahl“ gedacht. Der Band enthält die Grundlagen über den Baustoff und seine Verarbeitung, die Ausbildung der Vollwandträger, der Fachwerkträger und der Lager und Gelenke, wobei allenthalben der Anwendung des

Schweißverfahrens weitgehend Rechnung getragen worden ist. Von diesem in zwölf Kapitel geteilten Stoff sind das zweite und das vierte Kapitel über den Baustoff und über die Verbindungsmittel von Prof. Dr. Ing. Gehler-Dresden, das dritte Kapitel über die Formen des gewalzten Stahles von Prof. Dr. Ing. e. h. Kapsch-München und die Kapitel 10 bis 12 über Herstellung, Aufstellung und Kosten der Stahlbauten von Direktor Dr. Ing. e. h. Schellewald-Dortmund verfaßt. Die übrigen Kapitel entstammen der Feder Schapers, der übrigens vor wenigen Wochen seinen sechzigsten Geburtstag feiern konnte. Möge seinem neuen Werke der gleiche Erfolg beschieden sein, wie den bisherigen Auflagen. Einer Empfehlung bedarf der Name Schaper längst nicht mehr. Karig.