

ist die Verteilung der an der Schubstange entlang auftretenden Massenkräfte auf die beiden Stangenenden, wobei zu beachten ist, daß die Richtung dieser Trägheitskräfte ebenso wie die der Beschleunigungen in jedem Punkt der Schubstange verschieden ist.

Zur Lösung der Aufgabe sind demnach vorerst die Beschleunigungen p_y der Schubstange zu ermitteln.

Gemäß Abb. 2 kann die Bewegung einer Schubstange des normalen Kurbelgetriebes als Resultierende zweier Bewegungen aufgefaßt werden und zwar betrachten wir die Schubstange vorerst als eine Koppelstange, deren Massenteile die untereinander parallelen Kreisbahnen mit der konstanten Winkelgeschwindigkeit $\omega_a = \omega = \frac{d\alpha}{dt}$ der Kurbelwelle durchlaufen (Abb. 2a). Die sich aus diesem Kreislauf ergebene Zentripetalbeschleunigung:

$$p_t = r \omega^2 \dots \dots \dots 2)$$

ist für jeden Massenpunkt gleich groß.

Außerdem pendelt die Schubstange um den Kurbelzapfen mit einer variablen Winkelgeschwindigkeit:

$$\omega_\beta = \frac{d\beta}{dt};$$

aus dieser Schwingung kann die tangentiale und die normale (zentripetale) Beschleunigung eines jeden Massenpunktes ermittelt werden. Diese Beschleunigungen sind mit der vom „Auhängungspunkt F“ gemessenen Entfernung y des Massenpunktes proportional und ergeben daher der Schubstange entlang eine dreieckförmige Verteilung gemäß Abb. 2 b.

Aus der tangentialen und der normalen Beschleunigung p_t und p_n des in der Entfernung l schwingenden Massenpunktes K, d. h. des Kreuzkopfszapfens kann daher für jeden beliebigen anderen Punkt Y im Abstand: y von der Schwingungsachse F die sich aus der Schwingung ergebende Beschleunigung $p_{\beta y}$ auf folgender Weise errechnet werden:

$$p_{\beta y} = \frac{y}{l} p_\beta \dots \dots \dots 3)$$

wobei

$$p_\beta = p_t + p_n \dots \dots \dots 4)$$

oder

$$p_\beta = \sqrt{p_t^2 + p_n^2} \dots \dots \dots 4a)$$

Die absolute Beschleunigung p_y des Punktes Y ergibt sich aus der vektoriellen Summe der beiden Komponenten: p_f und $p_{\beta y}$

$$p_y = p_f + \frac{y}{l} (p_t + p_n) \dots \dots \dots 5)$$

Hierin sind noch die Werte p_t und p_n unbekannt. Aus dem bekannten geometrischen Zusammenhang:

$$l \sin \beta = r \sin \alpha \dots \dots \dots 6)$$

können die Kreuzkopfbeschleunigungskomponenten wie folgt errechnet werden:

$$p_n = l \omega_\beta^2 \dots \dots \dots 7)$$

worin aus der ersten Ableitung der Gl. 6):

$$\omega_\beta = \frac{d\beta}{dt} = \frac{r \cos \alpha}{l \cos \beta} \omega \dots \dots \dots 8)$$

Nach Einsetzen der Werte wird:

$$p_n = \frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \beta} \lambda r \omega^2 = \frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \beta} \lambda p_t \dots \dots \dots 9)$$

Die aus der Schwingung errechnete Tangentialgeschwindigkeit des Punktes K ist:

$$v_\beta = l \omega_\beta = \frac{\cos \alpha}{\cos \beta} r \omega = \frac{\cos \alpha}{\cos \beta} v_f \dots \dots \dots 10)$$

und die Tangentialbeschleunigung:

$$p_t = \frac{dv_\beta}{dt} = \frac{\sin \alpha \cos \beta \frac{d\alpha}{dt} - \cos \alpha \sin \beta \frac{d\beta}{dt}}{\cos^2 \beta} r \omega \dots \dots \dots 11)$$

und nach Einsetzen des Wertes nach Gl. 8):

$$p_t = \left(\frac{\sin \alpha}{\cos \beta} - \lambda \frac{\cos^2 \alpha \sin \beta}{\cos^3 \beta} \right) r \omega^2 = \left(\frac{\sin \alpha}{\cos \beta} - \lambda \frac{\cos^2 \alpha \sin \beta}{\cos^3 \beta} \right) p_f \dots \dots \dots 12)$$

Die drei Beschleunigungskomponenten des Kreuzkopfszapfens p_f , p_t und p_n können auch auf graphischem Wege ermittelt werden.

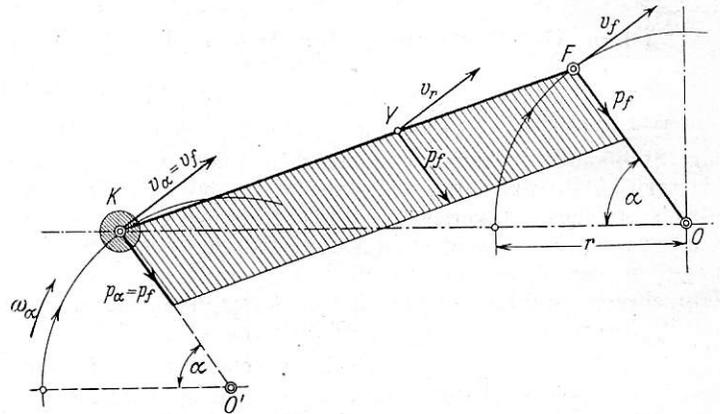


Abb. 2a.

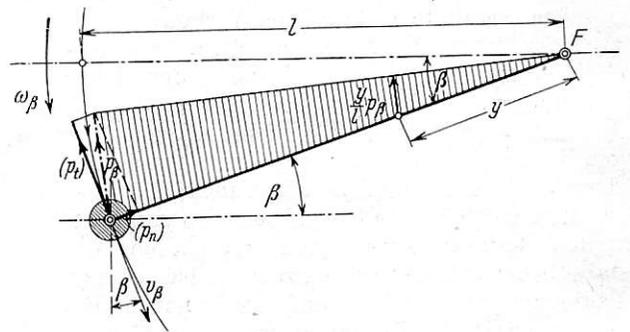


Abb. 2b.

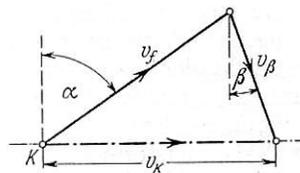


Abb. 2c.

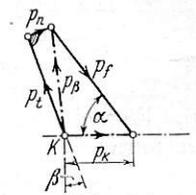


Abb. 2d.

Übersichtlichkeitshalber ergänze ich obige Ausführungen in Abb. 3 und Abb. 4 mit zwei aus der Fachliteratur bekannt gewordenen graphischen Methoden zur Bestimmung der Kreuzkopfgeschwindigkeiten und Kreuzkopfbeschleunigungen.

In Abb. 3 wird das Mohrsche graphische Verfahren für eine beliebige Kurbelstellung α dargestellt.

Die Schubstangenbewegung kann, wie bekannt, als eine Drehbewegung mit der momentanen Winkelgeschwindigkeit ω um den momentanen Pol: \mathfrak{P} aufgefaßt werden, wobei $v_k = \rho_k \cdot \omega$ und $v_f = \rho_f \cdot \omega$ wird.

Zufolge Ähnlichkeit der Dreiecke ($\mathfrak{P}KF$) und (OAF) kann gesetzt werden:

$$\rho_k : \rho_f = \overline{AO} : r.$$

$$\text{es wird hiemit: } v_k = \frac{\rho_k}{\rho_f} v_f = \overline{AO} \frac{v_f}{r} = \overline{AO} \omega.$$

Die Strecke \overline{AO} (abgeschnitten auf der zur Bewegungsrichtung normalen Kurbelstellung durch die Verlängerungslinie der Schubstange) ist mit der Kreuzkopfgeschwindigkeit proportional und kann bei $\omega = 1$ als $v_k = \text{Vektor aufgefäßt}$ werden. Im gleichen Maßstab ist der Kurbelradius $\overline{OF} = r$

als $v_t = \text{Vektor}$ zu betrachten und es ergibt daher die dritte Seite des Dreiecks \overline{AF} die Größe der Tangentialgeschwindigkeit: v_β , der Schubstange ($v_\beta = \overline{AF} \cdot \omega$). Die Geschwindigkeit des Kurbelzapfens wird nämlich $v_t = v_k + \rightarrow v_\beta$, wie auch aus dem Dreieck der ihrer Richtung nach richtig aufgetragenen Geschwindigkeitsvektoren entnommen werden kann.

Die Zentripetalbeschleunigung kann nach Mohr für $\omega^2 = 1$ (d. h. im selben Maßstab wie oben) wie folgt bestimmt werden:

Ziehe $\overline{AB} \parallel \overline{OK}$ bis zum Schnittpunkt B mit dem verlängerten Strahl der Kurbelstellung, sodann aus B den Strahl $\overline{BD} \parallel \overline{AO}$ bis zur Schubstangenlinie FK. — Die Zentripetalbeschleunigung der Schubstange wird sodann:

$$p_n = \overline{DF} \omega^2.$$

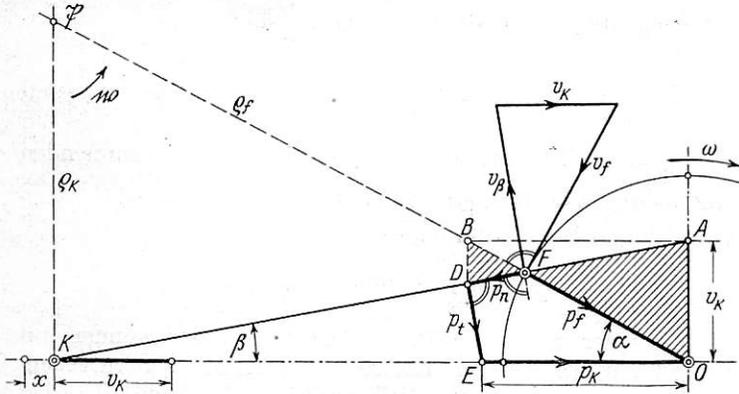


Abb. 3.

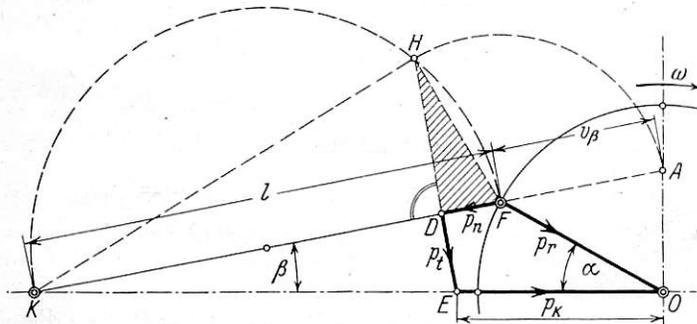


Abb. 4.

Der Beweis hierfür folgt aus den ähnlichen Dreieckspaaren: $BDF \sim OAF$ und $ABF \sim KOF$, da hieraus:

$$\overline{DF} = \frac{AF}{r} BF \text{ und } BF = \frac{r}{l} AF.$$

Nach Einsetzung des Wertes für AF aus $v_\beta = \overline{AF} \omega$ wird:

$$\overline{DF} = \frac{v_\beta^2}{l \omega^2} \text{ für } \omega^2 = 1; \overline{DF} = \frac{v_\beta^2}{l}.$$

Aus Gl. 7) und 10) wird aber:

$$p_n = l \omega^2 = \frac{v_\beta^2}{l} \dots \dots \dots 13)$$

das graphische Verfahren gibt daher den genauen Wert der Zentripetalbeschleunigung.

Die noch unbekannt Beschleunigungen p_t und p_n ergeben sich aus dem Vektorpolygon, das ein geschlossenes Viereck bilden muß. (Die Richtungen der Strahlen $\overline{DE} \perp \overline{DF}$ und $\overline{EO} \perp \overline{AO}$ sind bekannt und geben den Schnittpunkt E, womit die Aufgabe gelöst ist (Abb. 3).

Tolle benützt zur Konstruktion der Strecke \overline{DF} in Abb. 4 einen über die Schubstangenlänge l geschlagenen

Halbkreis und ermittelt das geometrische Mittel gemäß Gl. 13)

$$v_\beta^2 = l \cdot p_n$$

aus den rechtwinkligen Dreiecken $HKF \sim HDF$; wobei

$$\overline{HF} = AF = \frac{v_\beta^2}{\omega^2} \text{ und daher: } \frac{v_\beta^2}{\omega^2} = \overline{DF} \cdot l.$$

Die Konstruktion kann für beliebige Kurbelstellungen wiederholt werden, die auf diese Weise ermittelten Werte der Kreuzkopfgeschwindigkeiten und Kreuzkopfbeschleunigungen sind in Abb. 5 als Funktion der Kreuzkopfwege aufgetragen.

Als große Vorteile gegenüber dem analytischen Verfahren müssen die große Übersichtlichkeit und die exakten Resultate der graphischen Methoden auch hier hervorgehoben werden.

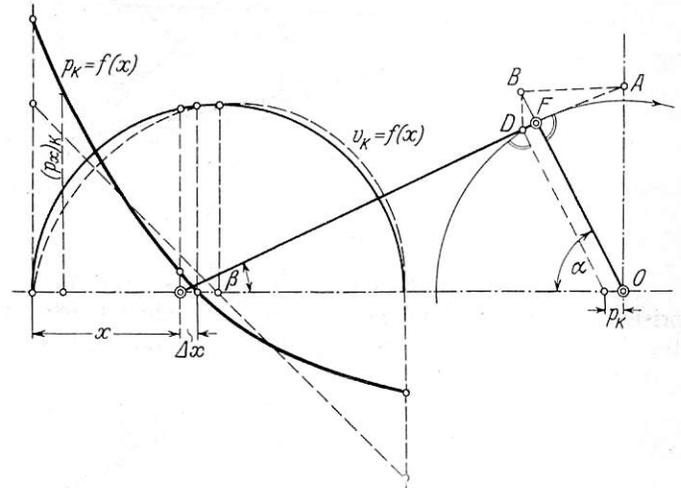


Abb. 5.

Hingewiesen sei noch auf den Umstand, daß sich in der Fachliteratur und in der analytischen Mechanik des Schubstangengetriebes ein Fehlschluß bis heute aufrecht erhalten hat, indem behauptet wird, daß die maximale Kreuzkopfgeschwindigkeit bei jener Kurbelstellung eintreten müsse, wo die Schubstangenachse den Kurbelkreis berührt, d. h. wenn: $\alpha + \beta = 90^\circ$. Sogar Tolle hat diese auf analytischem Wege bewiesene Behauptung nicht der nötigen Revision unterworfen. Ein Blick auf Abb. 5 überzeugt uns davon, daß bei der zur Schubstangenlage normalen Kurbelstellung die Kreuzkopfbeschleunigung noch immer einen positiven Wert besitzt und daher auch die Kreuzkopfgeschwindigkeit ihr Maximum noch nicht erreicht hat! Der Kreuzkopf muß noch um einen weiteren Betrag Δx vorrücken: erst dann wird $p_k = 0$ und $v_k = v_{k \text{ max}}$.

Die Größenordnung des begangenen Fehlers ist zwar ganz unbedeutend, der Dynamiker soll sich aber jederzeit bewußt sein, wie weit er sich auf die Genauigkeit seiner Formeln und Regeln verlassen kann! — Die Erklärung für diesen Fehler ist darin zu suchen, daß der Maximalwert der Kreuzkopfgeschwindigkeit stets auf analytischem Wege errechnet wurde, wobei aber nur die erste und die zweite Harmonische der Kreuzkopfbewegung (Grundwelle mit dem ersten „Fehlerglied“) in Rechnung gesetzt wurde.

Zur Ergänzung des Überblickes über die Bewegungsvorgänge soll noch das von Prof. Pattantyus stammende graphische Verfahren in Abb. 6 angeführt werden, das dann vorteilhaft erscheint, wenn die Beschleunigungen für verschiedene Kurbelstellungen reihenweise ermittelt werden sollen. Die Konstruktion ist dadurch gekennzeichnet, daß die Schubstange als Grundlinie nur in einer einzigen Lage aufgezeichnet wird und dadurch der darüber geschlagene Halbkreis für alle

Kurbellagen derselbe bleibt. Das Verfahren selbst ist aus Abb. 6 ohne weiteres zu ersehen (vergl. dazu auch Abb. 4).

Die in der Schubstange auftretenden Massenkräfte können nunmehr als Produkt der Massen und der für jedes Massenteilchen ermittelten Beschleunigung errechnet werden und bilden für die an beiden Enden aufliegende Schubstange eine verteilte Belastung, aus welcher auch die Auflagerdrücke in bekannter Weise ermittelt werden können.

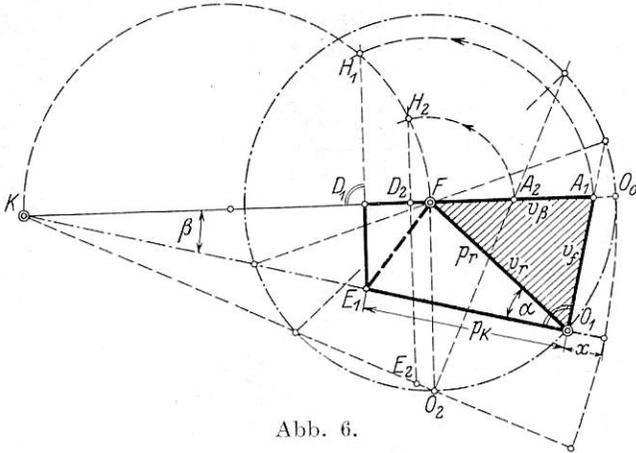


Abb. 6.

Im einfachsten Falle (gleichmäßige Massenverteilung der prismatischen Schubstange) sind die Trägheitskräfte den Beschleunigungen proportional und entgegengerichtet.

Die auf die ganze Schubstange verteilte Belastung kann in diesem Falle bekannterweise nach Abb. 7a in zwei dreieckförmige Flächenbelastungen zerlegt werden. Die eine Dreieckfläche $\overline{W_1FK}$ ergibt sich aus den mit den Kurbelbeschleunigungen proportionalen Massenkräften: q_f , welche der Schubstange entlang linear verlaufen und zwar: vom Kreuzkopfpapfen (Nullwert) bis zum Kurbelzapfen (Vollwert) $q_f = \frac{G_1}{g} p_r$. Die Auflagerdrücke können bei dieser Belastungsverteilung in der Weise ermittelt werden, daß die Flächenbelastung im Schwerpunkt der Dreieckfläche in Form einer konzentrierten Kraft Q_f eingesetzt wird. Diese Massenkraft Q_f ist der Größe nach gleich mit der im Schwerpunkt der Schubstange konzentriert wirkenden Massenkraft aus dem Produkt der ganzen Masse und der Schwerpunktbeschleunigung p_{fs} $Q_f = G p_{fs}$.

Bei der prismatischen Stange wird $p_{fs} = \frac{p_r}{2}$ und $Q_f = \frac{G}{2g} \cdot p_r$. Die aus der Kurbelbeschleunigung stammenden Auflagerdrücke: P_{ff} und P_{kf} sind der Richtung nach zu Q_f parallel und der Größe nach:

$$P_{ff} = \frac{2}{3} Q_f \text{ und } P_{kf} = \frac{1}{3} Q_f.$$

Aus der zweiten Dreieckbelastung \overline{ZKF} können auf ähnliche Weise die der Kreuzkopfbeschleunigung entgegenwirkenden Auflagerdrücke P_{kk} und P_{kf} bestimmt werden, deren Richtung mit der Bewegungsrichtung des Kreuzkopfes parallel ist. Im Schwerpunkt der Dreieckfläche wirkt die konzentriert gedachte Massenkraft:

$$Q_k = \frac{G}{g} p_{ks} = \frac{G}{2g} p_k$$

und somit an den beiden Endpunkten:

$$P_{kf} = \frac{1}{3} Q_k \text{ und } P_{kk} = \frac{2}{3} Q_k.$$

Die gesamten Auflagerdrücke können aus ihren beiden Komponenten errechnet werden und zwar wird:

$P_f = P_{ff} + P_{fk}$ und $P_k = P_{kf} + P_{kk}$ oder nach Einsetzen der Werte:

$$P_f = \frac{G}{2g} \left[\frac{2}{3} p_r + \frac{1}{3} p_k \right] \text{ und}$$

$$P_k = \frac{G}{2g} \left[\frac{1}{3} p_r + \frac{2}{3} p_k \right].$$

Nach Abb. 7a können diese Auflagerkräfte nach einem graphischen Verfahren des Prof. Pattantyús wie folgt ermittelt werden:

Das Beschleunigungs-Vektorpolygon: \overline{OFDEO} in Abb. 2, 3, 4, 5 kann in ein Vektorendreieck \overline{OFE} umgewandelt werden, wenn die aus der Schubstangenpendelung entstehende tangentielle Beschleunigung $p_t = \overline{FD}$ und Normalbeschleunigung $p_n = \overline{DE}$ durch die resultierende Beschleunigung $p_\beta = p_t + p_n = \overline{FE}$ ersetzt wird. Aus diesem Vektorendreieck kann die Beschleunigung eines jeden Schubstangenpunktes gemäß Abb. 6 auf einfache Weise ermittelt werden.

Für den Schwerpunkt der Stange S findet man die Größe und Richtung der Beschleunigung (im Beschleunigungsmaßstab gemessen) in der Strecke \overline{MO} , deren Endpunkt M aus dem Vektorendreieck mit dem Strahl $\overline{SM} \parallel \overline{KO}$ heraus-

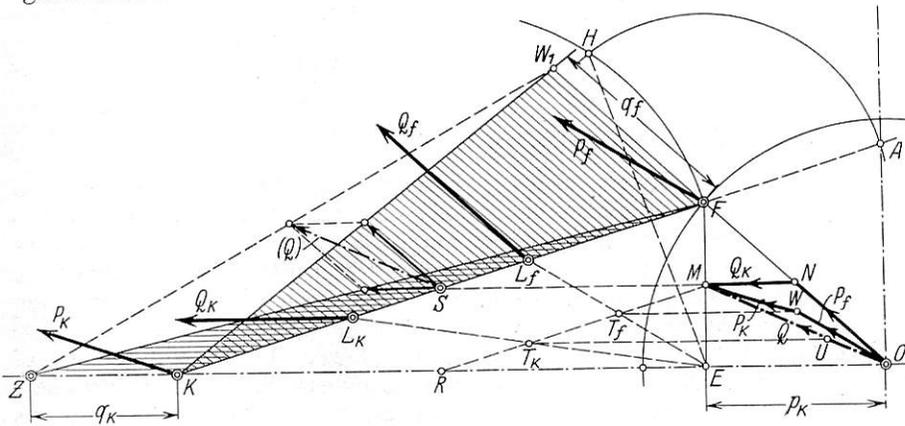


Abb. 7a.

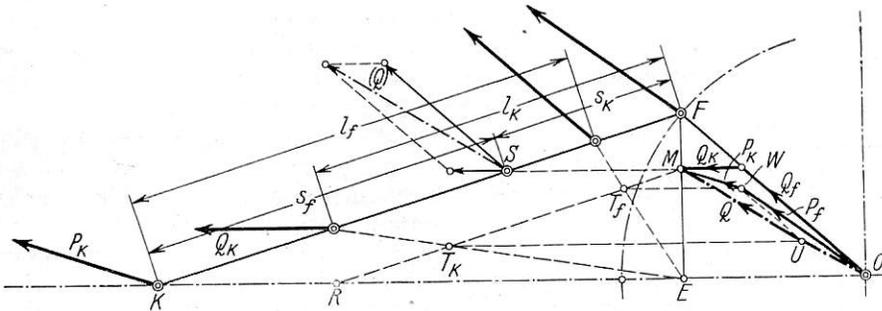


Abb. 7b.

Die Beschleunigung p_y eines beliebigen Punktes Y im Abstand y vom Kurbelzapfen verursacht in diesem Punkte die Trägheitskraft:

$$g_y = \frac{G_1}{g} p_y$$

wo $G_1 = \frac{G}{l}$ das Gewicht pro laufenden Meter der Schubstange bedeutet.

geschnitten wird. Die beiden Komponenten dieser Schwerpunkts-Beschleunigung sind $p_{fs} = \overline{NO}$ und $p_{ks} = \overline{MN}$. Die Beschleunigungsvektoren bilden ein Strahlenbündel mit dem Mittelpunkt O, dessen Endpunkte auf der Strecke \overline{FE} in der Höhe des betrachteten Schubstangenpunktes liegen.

Auch die Massendrucke können aus diesem Diagramm ermittelt werden, wenn der Maßstab mit der Schubstangenmasse $G: g$ vergrößert und die Pfeilrichtung der Vektoren umgekehrt wird. — In Abb. 6 wurde die Trägheitskraft der im Schwerpunkt konzentrierten Schubstangenmasse: $Q = Q_f + \rightarrow Q_k$ ermittelt.

Zur graphischen Bestimmung der Auflagerdrücke müssen die beiden Komponenten der Trägheitskraft Q im umgekehrt proportionalen Verhältnisse geteilt werden, als die Resultierenden der Dreieckbelastungen die Schubstangenlinie teilen. Die proportionale Teilung erfolgt auf der Linie (Abb. 7) $\overline{MR} \parallel \overline{FK}$ gezogen aus Punkt M, mittels des Strahlenbündels aus Punkt E, dessen Strahlen $\overline{L_f T_f E}$ und $\overline{L_k T_k E}$ die gesuchten Teilpunkte T_f und T_k abschneiden, welche zur Bestimmung des Punktes W benützt werden. Die Projektion des Punktes T_k ($\overline{T_k V} \parallel \overline{OK}$) auf Q und des Punktes T_f ($\overline{T_f W} \parallel \overline{OK}$) auf $\overline{VW} \parallel \overline{OF}$ geben in \overline{W} den Schnittpunkt der beiden Auflagerkräfte P_f und P_k , womit die Größe und Richtung der beiden gesuchten Auflagerkräfte $P_f = \overline{OW}$ und $P_k = \overline{MW}$ bestimmt ist. (Der Beweis hierfür kann mittels ähnlicher Dreiecke auf geometrischem Wege leicht gefunden werden.)

Dasselbe Verfahren kann gemäß Abb. 7 b auch für den allgemeinen Fall Anwendung finden, wenn die Massenverteilung der Schubstange beliebig ungleichmäßig ist.

Die Flächenbelastung der verteilten Massenkräfte braucht hierbei nicht aufgezeichnet werden, es genügt die Lage des Schwerpunktes S und die Angriffspunkte L_f und L_k der beiden die Flächenbelastungen ersetzenden konzentrierten Massenkräfte Q_f und Q_k zu bestimmen. Letztere können in bekannter Weise als reduzierte Länge der als Pendel betrachteten

Schubstange errechnet werden, wenn die Masse $m = \frac{G}{g}$ und das Trägheitsmoment Θ_o (bezogen auf den Schwerpunkt der Stange) gegeben ist. Für Schwingungen um den Kreuzkopfpapfen (Trägheitskräfte aus der Kurbelbeschleunigung) ist die reduzierte Länge und somit der Abstand des Angriffspunktes der Trägheitskraft Q_f :

$$\overline{KL_f} = l_f = \frac{\Theta_o + m \cdot s_f^2}{m \cdot s_f} = \frac{\Theta_o}{m \cdot s_f} + s_f$$

für Schwingungen um den Kurbelzapfen (Trägheitskräfte aus der Kreuzkopfbeschleunigung) ist die reduzierte Länge:

$$\overline{FL_k} = l_k = \frac{\Theta_o + m \cdot s_k^2}{m \cdot s_k} = \frac{\Theta_o}{m \cdot s_k} + s_k$$

worin $s_f = \overline{KS}$ und $s_k = \overline{FS}$ die Abstände des Schubstangenschwerpunktes vom Kreuzkopfpapfen bzw. vom Kurbelzapfen bedeutet ($s_f + s_k = l$).

Nach Eintragen der auf diese Weise ermittelten Angriffspunkte der Kräfte Q_f und Q_k werden die Auflagerkräfte genau wie zuvor graphisch bestimmt (Abb. 6 b).

Die Komponenten der Auflagerkräfte können selbstverständlich auch auf analytischem Wege errechnet werden und zwar ist es dann zweckmäßig, die beiden Koordinaten X, Z in der Bewegungsrichtung des Kreuzkopfs und auf diese lotrecht zu wählen.

Es wird sodann

$$P_f = P_{fx} + \rightarrow P_{fz}; \text{ oder } \begin{cases} P_{fx} = P_f \cos \alpha \\ P_{fz} = P_f \sin \alpha \end{cases}$$

und $P_k = P_{kx}, P_{kz} = 0$.

$$\text{Es wird ferner: } Q_f = \frac{s_f G}{l g} P_f$$

$$\text{und } Q_k = \frac{s_k G}{l g} P_k$$

$$\text{hieraus: } P_{ff} = \frac{l_f}{l} Q_f \text{ und } P_{kf} = \frac{l - l_f}{l_f} Q_f$$

$$\text{sowie } P_{fk} = \frac{l - l_k}{l} Q_k \text{ und } P_{kk} = \frac{l_k}{l} Q_k.$$

Nach Einsetzen der Werte und Zerlegung der Kräfte erhalten wir folgende Komponenten:

Für den Kurbelzapfen:

$$P_f = P_{fx} + \rightarrow P_{fz} \text{ oder } P_f = \sqrt{P_{fx}^2 + P_{fz}^2}$$

$$\text{worin: } P_{fx} = \frac{G}{g} \left[\frac{l_f s_f}{l^2} P_f \cos \alpha + \frac{(l - l_k) s_k}{l^2} P_x \right]$$

$$P_{fz} = \frac{G}{g} \frac{l_f s_f}{l^2} P_f \sin \alpha$$

und für den Kreuzkopfpapfen:

$$P_k = P_{kx} + \rightarrow P_{kz} \text{ oder } P_k = \sqrt{P_{kx}^2 + P_{kz}^2}$$

$$\text{worin: } P_{kx} = \frac{G}{g} \left[\frac{(l - l_f) s_f}{l^2} P_f \cos \alpha + \frac{l_k s_k}{l^2} P_x \right]$$

$$P_{kz} = \frac{G}{g} \left[\frac{(l - l_f) s_f}{l^2} P_f \sin \alpha \right].$$

Die Beschleunigungswerte können aus den vorherigen Gleichungen für jede Kurbelstellung ausgerechnet und in obige Gleichungen eingesetzt werden.

Zum Schluß gebe ich noch ein Zahlenbeispiel, in welchem ich die von Kisfaludy gewählten Gewichts- und Längemaße benütze.

Länge der Schubstange: $l = 3,20$ m, Schwerpunktabstand $s_k = 1,18$ m und $s_f = l - s_k = 2,02$ m. — Masse: $m = G: g = = 35,89$ kg/m sec⁻² und Trägheitsmoment $\Theta_o = 47,1$ kgm² sec⁻².

Aus diesen Angaben ergibt sich:

$$l_k = \frac{\Theta_o}{m s_k} + s_k = \frac{47,1}{35,89 \cdot 1,18} + 1,18 = 2,29 \text{ m}; \quad l - l_k = 0,91 \text{ m}$$

$$\text{und } l_f = \frac{\Theta_o}{m s_f} + s_f = \frac{47,1}{35,89 \cdot 2,02} + 2,02 = 2,67 \text{ m}; \quad l - l_f = 0,53 \text{ m}.$$

Mit Einführung der Verhältniszerte:

$$\mu_f = \frac{l_f s_f}{l^2} = \frac{2,67 \cdot 2,02}{(3,2)^2} = 0,525$$

$$\mu_k = \frac{l_k s_k}{l^2} = \frac{2,29 \cdot 1,18}{(3,2)^2} = 0,266$$

$$\nu_f = \frac{(l - l_f) s_f}{l^2} = \frac{0,53 \cdot 2,02}{(3,2)^2} = 0,104.$$

$$\nu_k = \frac{(l - l_k) s_k}{l^2} = \frac{0,91 \cdot 1,18}{(3,2)^2} = 0,105$$

— (deren Summe immer mit der Einheit gleich wird) — können die oben errechneten Gleichungen auf die folgende einfache Form gebracht werden, wenn wir die Massenkräfte im Verhältnis zu der als Einheit betrachteten Zentrifugalkraft

$$P_c = \frac{G}{g} r \omega^2$$

ausdrücken (jene Trägheitskraft, welche entsteht, wenn die ganze Schubstangenmasse im Kurbelzapfen konzentriert gedacht wird).

Es wird sodann die Trägheitskraft der am Kreuzkopfpapfen konzentrierten Schubstangenmasse:

$$P_x = \frac{G}{g} p_k = \xi P_c$$

wenn $\xi = p_k : p_f = p_k : r \omega^2$ gesetzt wird,

und somit:

$$P_f = \mu_f P_c + \rightarrow \nu_k P_x = (\mu_f + \rightarrow \xi \cdot \nu_k) P_c$$

und

$$P_k = \nu_f \cdot P_c + \nu_k \cdot P_k = (\nu_f + \xi \mu_k) P_c$$

oder im rechtwinkligen Koordinatensystem:

$$P_{fx} = (\mu_f \cos \alpha + \xi \nu_k) P_c; P_{fz} = \mu_f \sin \alpha P_c$$

und

$$P_{kx} = (\nu_f \cos \alpha + \xi \mu_k) P_c; P_{kz} = \nu_f \cos \alpha P_c.$$

Ein einheitliches Verschiebe- und Ablaufweichensystem.

Von Friedrich Overbeck, München.

Hierzu Tafel 16 bis 19.

In seinem Aufsatz „Die Weichenentwicklung an Ablaufbergen“ im Heft 16 vom 30. August 1927 dieser Zeitschrift hat Dr. Bäseler geometrisch festgestellt, wo günstigstenfalls die Merkpfaahlgrenze zu liegen habe. Er führt als Beispiel einen Ablaufkopf von 45 Gleisen an und sagt: „45 Gleise haben 44 Zwischenräume. Der Gleisabstand am Merkpfaahl ist 3,5 m; 44 · 3,5 m sind 154 m. An der Stelle, wo quer über die Gruppe und etwas im Bogen gemessen, eine Breite von 154 m vorhanden ist, können also alle Gleise frei entwickelt sein; weiter hinab darf kein Merkpfaahl liegen.“

Der Verfasser, dem es als Mitarbeiter Dr. Bäseler oblag, die Gleisentwicklungen für diesen Aufsatz auszubilden, hatte sich daraufhin zum Ziel gesetzt, vorstehender Überlegung Rechnung tragend, die günstigste, d. h. kürzeste Weichenentwicklung ausfindig zu machen.

Ende 1928 kam dem Verfasser ein neuer Weichenentwurf der Firma Vögele, Mannheim, zur Kenntnis, der eine Vereinigung zweier einseitiger Doppelweichen darstellte und der als „Sechswegeweiche“ bezeichnet war. Diese Weiche hatte aber unter anderem besondere Zungen wie auch besondere Herzstücke, so daß sie daher der für die Reichsbahnweichen erwünschten Bedingung möglicher Einfachheit und Gleichheit aller Einzelteile nicht genügte. In Anlehnung an diese Weiche entwarf der Verfasser die „Vielwegeweiche“ oder wie sie nach einem Vorschlag von Prof. Dr. Bloss bezeichnet werden soll, die „Fächerweiche“.

Vorweg sei bemerkt, daß es mit den Reichsbahnweichen einschließlich der Steilweichen nicht möglich ist, die geometrisch kürzeste Gleisentwicklung herzustellen, wenn man die beiden äußersten Gleise in einer einzigen S-Kurve von 190 m und die Sperrzeichengrenzlinie in einem ununterbrochenen Gleisabstand von 3,50 m verlaufen läßt.

Hält man Talbremsen für nötig, die also auch in die äußerste Umgrenzungslinie fallen, so ändert sich das Bild sofort, da es zur Zeit noch keine schweren Bremsen gibt, die in einem Bogen von 190 m gelegt werden können. Die Bremsen Bauart Thyssen und Jordan verlangen in einer mittleren Anlage mit kürzester Entwicklung ein gerades Gleisstück von mindestens 22,5 bis 25 m, das den Abstand des Merkzeichenkreises vom Berggipfel um rund 10 m verlängert. Nimmt man Wirbelstrombremsen, die wenigstens schon in einem Bogen von 400 m verlegt werden können, so wird die rechnerische Länge der Gleisentwicklung um rund 4 m vergrößert. Die um diese kurzen Entfernungen verlängerten Gleisentwicklungen lassen eine Herstellung der Gleislage mit Steilweichen noch nicht zu.

Bei Betrachtung der in den folgenden Bildern mit je 3,50 m eingezeichneter Gleisentfernung dargestellten Sperrzeichengrenze ist nun nicht zu verkennen, daß bei nicht vollständig mechanisierten Bahnhofanlagen die Situation für einen Hemmschuhleger unter der Voraussetzung, daß einzelne Richtungsgleise bis nahe an die Merkzeichen mit Wagen gefüllt sind und er deshalb gezwungen ist, neu ablaufende Wagen in der Nähe, also kurz vor oder hinter den Polizeipfählen, aufzufangen, insofern kritisch werden kann, als er in den meisten Fällen keinen eigentlichen Zufluchtsort hat.

Die Tabellen von Kisfaludy können, wenn auch sein Verfahren der Massenverteilung nicht als gangbarer Weg betrachtet werden kann, immerhin entsprechend ergänzt und u. a. dazu benützt werden, die Werte:

$$\xi = p_k : p_f = \cos \alpha + \lambda \left(\frac{\cos^2 \alpha}{\cos^3 \beta} - \frac{\sin^2 \alpha}{\cos \beta} \right)$$

für jede Kurbelstellung zu entnehmen.

Um diesem Übelstande abzuweichen, wären in der Merkpfaahlgrenze etwa nach jedem vierten Gleis die Gleisabstände von 3,50 auf 4,50 zu erhöhen, so daß dadurch für die Sicherheit der Hemmschuhleger genügend Vorsorge getroffen sein dürfte. Bei z. B. 31 Gleisen würde sich die Länge der Sperrzeichengrenze um $1 \cdot \left(\frac{31}{4} - 1 \right) = \text{rund } 7 \text{ m}$ vergrößern, was einer weiteren Verlängerung der Gefahrzone um rund 10 m entspricht.

Unter diesen Voraussetzungen, daß also die kürzeste geometrische Entwicklung durch Einschaltung von etwa notwendig befundenen Starkbremsen innerhalb der Anlage und einer verbreiterten Merkzeichengrenze die Gefahrzone bei mittleren Anlagen von z. B. 30 bis 40 Gleisen um etwa 15 bis 25 m verlängert und ferner, daß als erste Verteilungsweiche der Anlage die Spitzenweiche der Fächerweiche als Zweibogenweiche mit 190 m Halbmesser ausgeführt wird, ist es möglich, die Gleisentwicklung mit Steilweichen 1:6,5 bzw. 1:7,5 und 1:9 herzustellen, wobei allerdings auch noch die Weiche 1:6,5 gemäß Vorschlag Dr. Vogels als Zweibogenweiche mit einer Gesamtlänge von rund 19,5 m gestaltet werden muß, wodurch gegenüber der einfachen Steilweiche 1:6,5 ein Längengewinn von 10 m erzielt wird.

Die einzelnen Gleisstränge erhalten dann allerdings durch das Aneinanderreihen der einzelnen Weichen ziemlich viele S-Kurven von 190 m Halbmesser. Bei vorgenannter Anzahl von Richtungsgleisen, also bei etwa 30 bis 40 Stück, deren kürzeste Entwicklungslängen von 145 m resp. 170 m auf 160 m bzw. 195 m bei Verwendung von vorstehenden Steilweichen anwachsen, werden die zu durchlaufenden S-Bogen noch kein wesentliches Hindernis bilden, da einerseits die Innengleise dadurch den Außengleisen mehr angeglichen werden, andererseits die Gesamtlänge an und für sich verhältnismäßig noch kurz bleibt; natürlich gehen dann im Mittel:

$$\frac{30 + 40}{2} \cdot \frac{(160 - 145) + (195 - 170)}{2} = 700 \text{ m}$$

nutzbare Gleislänge verloren gegenüber kürzester Längsentwicklung mit Fächerweichen.

Führt man dagegen solche Gleisentwicklungen, also bis 40 auch 45 Richtungsgleisen mit Fächerweichen aus, d. h. auf kürzest mögliche Entfernung, so wird es oft zweckmäßig sein, um zwischen den fast geraden oder doch erheblich weniger gebogenen Mittelgleisen und den in starker S-Kurve von 190 m Halbmesser liegenden Randgleisen einen Ausgleich zu schaffen, die letzteren mit einem Zusatzgefälle zu versehen oder den Mittelgleisen eine kleine Gegenneigung zu geben.

Wenn schließlich bei den nachfolgenden Abbildungen, die durchweg 31 oder 32 Gleise haben, die Merkpfaahlgrenze durchgängig in Gleisabständen von nur 3,50 m ausgeführt wurde, so waren folgende Gesichtspunkte dafür maßgebend. Es sollte das geometrisch kürzest mögliche Maß einer im hohen Maße mechanisierten Anlage nutzbar gemacht werden, mit anderen Worten, es sollten nicht nur innerhalb der Gefahrzone, sondern auch noch rund 50 m dahinter, wo alle Gleise den Abstand von 4,0 bis 4,25 m besitzen, während des Betriebes

Weichenentwicklung an Ablaufbergen angesehen werden kann, da von deren Kürze die Größe der Zeitfehler abhängt.

Wenn man einen Halbmesser von 190 m als kleinst zulässigen Bogen innerhalb einer Ablaufanlage zugrunde legt, so ist der unmittelbare Übergang von der Fächerweiche zu der Gleisgruppe gemäß Textabbildung nur bis zur Weiche 8 möglich. Für größere Gleisgruppen verzweigt man die von der Fächerweiche ausstrahlenden Stammgleise, wobei man zweckmäßig für ganz große Gleisgruppen auch entsprechend höhere Formen der Fächerweiche wählt, etwa 10, 12, 14 usw. Diese Abzweigungen von den Stammgleisen, die wir als Verteilungs-, Trennungs- oder Zerlegungsweichen bezeichnen wollen, können mit den bestehenden Normalweichen hergestellt werden, besser erscheint dem Verfasser jedoch folgende Lösung.

Gehen wir von dem Grundsatz aus, die vom Berg ablaufenden Gleise und deren Abzweigungen mit Ausnahme der beiden Randgleise, die naturnotwendig im Bogen liegen müssen, möglichst geradlinig verlaufen zu lassen, um die Energieverluste der ablaufenden Wagen durch die zu durchfahrenden Kurven auf ein Mindestmaß zu bringen, so müssen Weichen mit möglichst flachen Neigungsverhältnissen gewählt werden; wir erreichen aber andererseits noch den Vorteil, daß die Weichenspitzen, wenn wir die Gleisstränge solcher spitzen Verteilungsweichen auf die Lücken zwischen den Polzeipfählen in der Merkpfehlengrenze zielen lassen, recht erheblich an die Bergspitze heranrücken, das macht z. B. zwischen einer Doppelweiche 1:15,0664/1:15,0664 und einer jetzigen bestehenden Doppelweiche 1:9/1:9 nicht weniger als 19 m aus. Es lag also nahe, die Einzelteile der Fächerweichen, da diese solche spitzen Herzstücke enthalten, auch gleichzeitig als Verteilungsweichen zu benutzen, mit dem weiteren Vorteil der Vorhaltung einheitlicher Ersatzstücke. Wo es die Verhältnisse erforderlich machen, können naturgemäß auch Doppelweichen 1:15,0664/1:9 oder 1:15,0664/1:7,5 usw. mit den Normalien der Reichsbahnweichen zusammengestellt werden. In Abb. 2, Taf. 16 ist eine einseitige oder zweiseitige Doppelweiche 1:15,0664/1:15,0664 abgebildet, wobei je nach Ausbildung der Spitze der Weiche die einseitige oder zweiseitige Doppelweiche entsteht. Die Weiche 1:15,0664 hat die 6,200 m langen Normalzungen und ist in ihrem ersten Teil, d. h. solange sie im Bogen liegt, vollkommen der einfachen Weiche 1:9 oder 1:7,5 gleich. Die Bogenlänge beträgt nur rund 12,5 m gegenüber 21 m bei 1:9, 25 m bei 1:7,5 und 29 m bei 1:6,5, das macht bei Hintereinanderschaltung mehrerer dieser Weichen in der Zeitdifferenz zweier ablaufender Wagen mit verschiedener Lauffähigkeit schon recht viel aus.

In Abb. 3, Taf. 16 ist als Verteilungsweiche eine flache Fächerweiche 2, 4, 6 dargestellt. Der Unterschied zwischen einer gewöhnlichen Fächerweiche und einer flachen Fächerweiche besteht darin, daß bei der gewöhnlichen Fächerweiche die äußeren beiden Gleise bis zum Ende im Bogen von 190 m Halbmesser verlaufen, da die Endweiche eine normale Steilweiche 1:7,5 ist, während sie bei der flachen Fächerweiche analog der einseitigen oder zweiseitigen Doppelweiche in der Herzstückneigung 1:15,0664 endigen. Der Nutzen der flachen Fächerweiche gegenüber der ein- oder zweiseitigen Doppelweiche ist recht erheblich. Vergleichen wir z. B. die ein- oder zweiseitige Doppelweiche 1:15,0664 mit der flachen Fächerweiche 4, so sehen wir, daß die letztgenannte 6,0 m kürzer ist als die erste; die Weichenspitzen dieser liegen für das 3. und 4. Gleis in rund 8,0 m Entfernung, dagegen jener für das 2. und 3. Gleis erst in rund 14,0 m Entfernung vom Anfang der Weichen. Der Nutzen dieser Flachweiche 4 geht aber auch aus einem Vergleich mit gewöhnlichen Steil-Doppelweichen hervor, denn sie ist ebenso lang wie eine Doppelweiche 1:9 bei fast gleicher Breitenausdehnung am Ende der Weiche und sogar kürzer und schmaler als eine Doppelweiche 1:6,5.

Auch hier liegen die hinteren Zungenspitzen immer noch um 4 m näher dem Weichenanfang zu, als bei den Doppelsteilweichen. Zieht man noch die geringen Bogenlängen der Flachweichen in Betracht, so sind die Vorteile dieser Weichenkonstruktion als Verteilungsweichen in Ablauf- und Verschiebeanlagen offensichtlich, zumal ihre Endneigung 1:7,5 beträgt, also einer steilen Weichenstraße entspricht. Konstruktiv unterscheidet sich die flache Fächerweiche in nichts von der gewöhnlichen Fächerweiche oder von der ein- oder zweiseitigen Doppelweiche 1:15,0664/1:15,0664.

Nehmen wir weiter die Fächerweichen, halbieren sie und lassen die Spitzen weg, dann erhalten wir die einseitigen Fächerweichen. Auch mit diesen sind sehr günstige, d. h. kürzeste und doch zügige Gleisentwicklungen zu erzielen und die Merkpfehle liegen ebenfalls alle gleich weit ab.

Da sich jede Fächerweiche als Grundweiche eines Ablaufkopfes sowohl für freien wie auch schon am Anfang bemerkt — bei entsprechenden Neigungsverhältnissen — zwangsläufigen Ablauf eignet, liegt es nahe, die von Dr. Bäseler für den zwangsläufigen Ablauf entwickelte Weichenreihe ebenfalls in allen ihren Variationen mit den gleichen Einzelteilen der Fächerweichen zu versehen, dies um so mehr, da die Weichenreihen bisher mit Herzstücken entworfen waren, die von den genormten abwichen.

Da man unzweifelhaft andererseits die Auslaufköpfe der Richtungsgleise oder doch wenigstens bestimmte Gleisgruppen oft ebenfalls mit Fächerweichen wird zusammenfassen können, so hätten wir für den Ablauf- und Verschiebedienst ein einheitliches Weichensystem, das sich erstreckt auf:

1. symmetrische und unsymmetrische Fächerweichen,
2. einseitige Fächerweichen,
3. Verteilungsweichen:
 - a) einfache Weichen,
 - b) einseitige Doppelweichen,
 - c) zweiseitige Doppelweichen,
 - d) flache Fächerweichen.
4. Weichenreihen:
 - a) einseitig gerade Weichenreihen,
 - b) zweiseitig gerade Weichenreihen,
 - c) einseitig gebogene Weichenreihen,
 - d) kombinierte Weichenreihen
mit einheitlichen Zungen, Herzstücken usw.

Wir wollen nun an einigen Beispielen sehen, welchen praktischen Nutzen die Fächerweichen bieten. In den Abb. 1, 2 und 3, Taf. 17 ist der Ablaufkopf eines großen deutschen Verschiebebahnhofs dargestellt. Abb. 1, Taf. 17 zeigt den jetzigen Zustand, Abb. 2, Taf. 17 einen Entwurf nach dem Muster von Hamm und Abb. 3, Taf. 17 schließlich einen Vorschlag in kürzest möglicher Gleisentwicklung mit dem vom Verfasser vorgeschlagenen Weichen, d. h. mit einer Fächerweiche 8 an der Spitze und flachen Fächerweichen 4 als Trennungsweichen. Es wäre natürlich auch folgende Lösung möglich gewesen: Am Anfang eine Fächerweiche 4 und im Anschluß hieran als erste Serie von Verteilungsweichen vier einfache Steilweichen. Es seien nun in folgender Tabelle nur die wichtigsten Maße und Zahlen zusammengestellt.

In Worten heißt das, daß die an und für sich schon erhebliche Verbesserung durch den Entwurf nach Muster Hamm mit 34,5% vermittelst der Fächerweichen nochmals um mehr als das 2,5 fache auf 88,1% verbessert werden kann.

Die übrigen Vorteile sind ebenfalls in die Augen fallend: wir gewinnen in den Einfahrgleisen rund 1 km und in den Richtungsgleisen 3 km an nutzbaren Gleislängen, die Weichenentwicklung ist so kurz wie nur möglich und denkbar übersichtlich, alle Merkpfehle liegen gleich weit vom Berge ab, alle Gleise sind zügig und besitzen mit Ausnahme der Randgleise nur sehr flache Krümmungsverhältnisse. Das Stellwerk

Längen	A Jetziger Zustand	B Projekt nach Muster Hamm	C Projekt mit Fächerweichen	Verbesserung in %		
				von B gegenüber A	von C	
					gegenüber A	gegenüber B
der Beifahrzonen bei 2 Berggleisen	190 m 6 Gleise	—	70 m 6 Gleise	—	171,4%	—
der Beifahrzonen bei 4 Berggleisen	—	0 m 4 Gleise	0 m 4 Gleise	—	—	0,0%
der Gefahrzonen	379,5 m	283 m	183,5 m	34,1%	106,8%	54,2%
von der Bergspitze bis zur 1. Verteilweiche bei 2 Berggleisen	68,5 m	—	36,75 m	—	86,4%	—
desgl. bei 4 Berggleisen	—	42 m	bei Verwendung einer Fächerweiche 42 m	—	—	0,0%
von der 1. Verteilweiche bis zur hintersten Weichenspitze	278 m	199 m	92 m	39,7%	202,2%	116,3%
der mittleren Weichenspitzen- entfernung von 1. Verteilweiche	138 m	144,5 m	74,6 m	4,7% Ver- schlechterung	85,0%	93,7%
Verbesserung im Mittel				34,5%	131,3%	88,1%

kann seitlich oder als Reiterstellwerk so gelegt werden, daß die Weichen fast zu Füßen des Stellwerkswärters zu liegen kommen, die Stelleitungen selbst werden kurz und daher leichter zu handhaben sein. In allen Fällen wird überhaupt ein Stellwerk genügen, dem die weitesten Weichen näher liegen, als unter den heutigen Verhältnissen dies bei zwei Stellwerken der Fall sein wird. Die beste Raumaussnutzung ist gegeben.

Ohne auf den ablaufdynamischen Teil näher eingehen zu wollen, kann gesagt werden, daß die Berge mäßig hoch und die Geschwindigkeiten selbst in den geraden Gleisen nicht sehr groß werden. Bei der Kürze der Entwicklung werden die Bremsleistungen nicht groß, man kommt für viele Zwecke mit einer Gleisbremse vor der ersten Weichenspitze oder, soweit die Leistung allein in Frage kommt, ganz ohne Gleisbremsen aus.

In Abb. 1, Taf. 18 ist mittels einseitiger Fächerweichen ein Vorschlag für sehr gedrängte Verhältnisse bei einem großen Abstellbahnhof dargestellt. Man sieht auch hier trotz kürzest möglicher Gleisentwicklung zügige Gleise, wie sie mit den vorhandenen Weichen niemals hergestellt werden könnten. Die Merkpfähle sind vom Ausgangspunkt der Gleisentwicklung nur 84,315 m entfernt, während bei einer Entwicklung mit einseitigen Steildoppelweichen 1:9 die mittlere Merkpfaahlentfernung 93,0 m und die weiteste sogar 112 m beträgt bei durchgängiger Verwendung von 190 m als Halbmesser, während diese starke Krümmung bei Ausführung mit Fächerweichen nur einmal vorkommt.

Ähnlich günstige Verhältnisse liegen übrigens auch bei der Textabbildung vor. Das kürzest mögliche Maß für eine Gleisentwicklung bei acht Gleisen mit einem Gleisabstand von 4,75 m beträgt 71,4055 m. Die Innehaltung dieses Abstandes ist bei Verwendung der Fächerweiche 8 mühelos zu erreichen, nimmt man einfache und doppelte Steilweichen, so steigt die mittlere Entfernung auf 84 m und die weiteste auf 107 m. Ähnlich liegen die Verhältnisse bei Entwicklungen mit 2, 3, 4, 5, 6 und 7 Gleisen. Die erforderlichen Längen betragen von der ersten Weichenspitze bis zur Merkzeichengrenze entsprechend abgerundet: 27,0 m, 38,0 m, 47,0 m, 54,0 m, 60,0 m und 66,0 m, also alles sehr kurze Entfernungen.

In den Abb. 2 und 3, Taf. 18 sowie Abb. 1, Taf. 19 sind Gleisentwicklungen aus einer Fächerweiche 2, 4 und 6 dargestellt. Abb. 2, Taf. 18 ist ebenfalls ein Vorschlag für

den schon vorher erwähnten Ablaufkopf eines großen Verschiebebahnhofs bei Verwendung zweier Fächerweichen 8 und der Fächerweiche 2 als Spitzenweiche. Wie man sieht, sind hier die Gleise unter sich mehr ausgeglichen, d. h. die Gleise in der Mitte der Anlage haben so ziemlich die gleichen Krümmungsverhältnisse wie die Außengleise und die zügigsten Gleise — also Stränge 4 und 5 der beiden Fächerweichen 8 — liegen am Anfang auf ca. 50 m ebenfalls im Halbmesser von 190 m, was in der Abb. 3, Taf. 17 bei den kurvenfreiesten Gleisen nicht der Fall ist. Die Geschwindigkeiten ablaufender Wagen gleicher Art werden also sicher im besten und ungünstigsten Gleise einander annähern. Das Stellwerk kann mittig gelegt werden, wodurch ihm die handbedienten Weichen denkbar nahe gebracht würden.

Abb. 3, Taf. 18 und Abb. 1, Taf. 19 sind symmetrisch und für 32 Gleise entworfen. Bei Abb. 3, Taf. 18 liegt eine Fächerweiche 4, bei Abb. 1, Taf. 19 eine Fächerweiche 6 an der Spitze der Entwicklung. Man sieht auch hier das gleiche schöne Bild. Alles in kürzester Entfernung bei denkbar bester Übersichtlichkeit. Während in Abb. 3, Taf. 18 an den beiden Außengruppen Zusammenstellungen von Fächerweichen 8 mit flachen Fächerweichen 6 und in den Mittelgruppen zwei flache Fächerweichen 6 mit je zwei anschließenden Außenbogenweichen verwendet wurden, ist in Abb. 1, Taf. 19 die Gleisentwicklung mit vier Fächerweichen 6 als Mittelgruppen und die Außengruppen durch eine Kombination einer flachen Fächerweiche 4 mit einer Fächerweiche 4 gestaltet worden.

Aus den bisherigen Beispielen ist folgendes zu ersehen. Bei Gleisgruppen bis zu acht Gleisen ist die kürzest mögliche Entwicklung lediglich durch die Fächerweiche allein zu erzielen, da die notwendigen Trennungen schon innerhalb dieser vorgenommen werden und die abzweigenden Strahlgleise unschwer durch flache Bögen mit den Gruppengleisen verbunden werden können. Hat man jedoch Gleisgruppen von neun Gleisen bis zu jeder beliebig hohen Zahl, so ist die kürzest mögliche Entwicklung mit gleich weit abliegenden Merkpfählen von der Spitze aus ebenfalls nur bei Mitverwendung von Fächerweichen ausführbar, sei es an der Spitze oder als Trennungsweiche oder beides zusammen.

In Abb. 2, Taf. 19 schließlich ist eine Entwicklung aus einer doppelten Gleisverbindung dargestellt, die für 31 Gleise ebenfalls denkbar kurz gestaltet ist. Einen guten Vergleich der letzten vier Abbildungen ergibt folgende Zusammenstellung.

Längen	Abb. 2, Taf. 18 31 Gleise m	Abb. 3, Taf. 18 32 Gleise m	Abb. 1, Taf. 19 32 Gleise m	Abb. 2, Taf. 19 31 Gleise m
von der 1. Verteilweiche bis zur hintersten Weichenspitze	102,5	99,5	100,5	133,0
der mittleren Weichen- spitzenentfernung von der 1. Verteilweiche	71,5	73,0	78,2	103,7

Man sieht, daß die Entfernungen in den Gleisentwicklungen der Abb. 3, Taf. 17, Abb. 2 und 3, Taf. 18 und Abb. 1, Taf. 19 annähernd gleich bleiben, bei Abb. 2, Taf. 19 ändert sich das Bild sofort erheblich um rund 30 m, obwohl auch hier die kürzest mögliche Entfernung erreicht ist. Abgesehen von der doppelten Gleisverbindung an der Spitze und der geringen Verwendung von Fächerweichen als Trennungsweichen besteht der Unterschied darin: Nimmt man an die Spitze der Ablaufanlage oder doch wenigstens in deren Nähe eine Fächerweiche höherer Zahl, so erreicht man durch die Zusammenziehung einer größeren Anzahl von Weichen gleich oben in der Nähe des Berges die kürzeste Entfernung aller Weichen von der Bergspitze, denn die Trennungsweichen können dann ebenfalls näher zum Berg heran verlegt und mit der spitzen Neigung 1:15,0664 versehen werden, wodurch man wiederum schlanke Fahrstraßen erzielen kann. Wird dagegen an die Spitze keine Fächerweiche angesetzt, so ist es klar, daß, da zwischen der eigentlichen Ablaufweiche und den Spaltungsweichen noch eine Serie von Weichen eingeschaltet werden muß, um die nötige Anzahl von Trennungen zu erhalten, nicht nur die Entfernungen der Weichenspitzen von dem Berg erheblich größer werden, sondern auch infolge der kleineren Entfernung der Trennungsweichen von der Merkpflanzgrenze größere Neigungen als 1:9 und 1:7,5 gewählt werden müssen, was zu längeren scharfen S-Kurven von 190 m Halbmesser führt, und zwar für den ablaufenden Schwerläufer gerade in dem Augenblick, wo seine lebendige Kraft an und für sich schon anfängt, erheblich zu sinken. Vergleichen wir z. B. die letzte Weichenspitze in den Außengruppen in Abb. 2, Taf. 19, selbst wenn man statt der längeren doppelten Gleisverbindung zwei aneinandergeschobene Fächerweichen 4 nimmt, mit der letzten Außenweiche in Abb. 3, Taf. 17, so liegt die letztgenannte volle 18,5 m näher zum Berge, als die erste.

Ein weiterer Vorteil der Entwicklungen in den Abb. 3, Taf. 17, Abb. 2 und 3, Taf. 18 und Abb. 1, Taf. 19, also den Anlagen mit Fächerweichen an der Spitze gegenüber Abb. 2, Taf. 19 und erst recht gegenüber den Abb. 1 und 2, Taf. 17 besteht offensichtlich darin, daß wir schon innerhalb kurzer Entfernungen von der ersten Verteilweiche über die vier- bis achtfache Anzahl an freien Gleissträngen verfügen, so daß also in diesen Entwicklungen die Wahrscheinlichkeit, daß Schlechtläufer und Gutläufer den gleichen Weg nehmen, am geringsten wird.

Zum Schlusse sei noch folgender Tatsache Erwähnung getan. Der Verfasser hat für den vorstehend angeführten Ablaufkopf auch Pläne für den Umbau während des Betriebes entworfen und dabei festgestellt, daß der Betrieb ohne jede nennenswerte Einschränkung — es braucht immer nur

eines der Richtungsgleise dem Betriebe entzogen zu werden — aufrecht erhalten werden könnte und daß nur ganz unerhebliche einseitige Gleisarbeiten erforderlich würden, ein Vorteil, der bei einem Umbau mit längeren Gleisentwicklungen gänzlich ausgeschlossen wäre. Dieser Vorteil wird bei einem Umbau immer gegeben sein, wo die Möglichkeit besteht, d. h. genügender Platz vorhanden ist, um vom Berge aus auf dem kürzesten Wege zu der ganzen Breite der Richtungsgruppe gelangen zu können und nur bei Verwendung von Fächerweichen.

Wenn schließlich Prof. Dr. Ammann in seinem Aufsatz „Rangiertechnik“ (vgl. Organ, Heft 12 vom 15. Juni d. J.) den Vorteilen der Fächerweichen im Gegensatz zu Normalweichen hinsichtlich der Verkürzung der Weglängen als Nachteile die Verwendung „komplizierter Sonderweichenkonstruktionen“ gegenüberstellt, so darf dazu gesagt werden, daß die Kompliziertheit der Fächerweichen nicht größer ist, als die der allgemein üblichen doppelten Kreuzungsweichen und daß die „Sonderweichenkonstruktion“ nichts anderes ist, als mehrfach wiederholt, zwei ineinandergeschobene Normalweichen. Im übrigen empfiehlt Ammann neben der Büschelung auch kurze Weichenreihen, um zügige Gleise zu erhalten. Der Unterschied aber zwischen einer Weichenreihe und der Fächerweiche, die letzten Endes nichts anderes ist, als zwei mit einer symmetrischen Weiche verbundene Weichenreihen, besteht lediglich darin, daß bei der Weichenreihe die abzweigenden Gleise im Bogen liegen, während sie bei der Fächerweiche, um eben zügige Gleise zu erhalten, tangential abzweigen. Im Lebensmittelbahnhof zu München liegt seit rund vier Jahren eine Weichenreihe, die bisher zu Beanstandungen keinen Anlaß gab, es ist daher nicht einzusehen, welche Bedenken gegen die Fächerweichen angeführt werden könnten.

Es kann also festgestellt werden, daß gerade alle jene Punkte, die man als Grundbedingung für die Gestaltung der Gleisentwicklung für die Ordnungsgleise aufstellen muß, nämlich

- a) kürzester Weg,
- b) frühe Trennung der Gleise,
- c) Vermeidung starker und langer Krümmungen,
- d) niedriger Berg,
- e) keine überflüssige Laufenergie der Wagen, die nutzlos vernichtet werden muß,

so gut wie restlos bei Verwendung von Fächerweichen in kürzest möglicher Gleisentwicklung erfüllt werden.

Jedenfalls erscheint dem Verfasser der Nutzen einer um 100 % verkürzten Gleisentwicklung, der Gewinn an recht beträchtlichen Gleislängen sowohl in den Einfahr- als auch in den Richtungsgleisen im Ausmaß von mehreren Kilometern, ferner die Möglichkeit, bei gewissen Betriebsweisen Gleisbremsen wegzulassen oder zu mindest in der Zahl zu beschränken, die dadurch erreichbare Verminderung der Kosten, die denkbar günstigste und übersichtlichste Gleislage verbunden mit einem Stellwerk kürzester und daher bester Sicht, schließlich die in jeder Beziehung bestmögliche Raumausnutzung, die unter den heutigen Verhältnissen bei Neuanlagen wegen der Grunderwerbskosten recht erstrebenswert sein wird, wie auch die bei eventuellem Umbau bestehender Anlagen den Betrieb in keiner Weise einschränkende Arbeiten immerhin so groß zu sein, daß er wohl den Versuch einer Ausführung lohnen würde.

Übergangsbogen und Sinuslinie.

Von Dr. Ing. Bloss, Dresden.

Die neuen Oberbauvorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft schreiben sehr flache Überhöhungsrampen vor. Dadurch erhalten die Übergangsbogen Längen, die über die

früher üblichen Maße weit hinausgehen. Beibehalten ist aber die vereinfachende Annäherung, daß der Übergangsbogen mit seinem Grundrißschatten gleichgesetzt wird. Bekanntlich

beruht diese Vereinfachung darauf, daß man in der grundlegenden Differentialgleichung nicht den vollständigen Ausdruck für den Krümmungshalbmesser verwendet, sondern daß man vereinfachend setzt

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2 y}{dx^2} = c x.$$

Diese Gleichung führt dann durch zweimaliges Integrieren auf die bekannte kubische Parabel als Übergangsbogen.

Aus erkenntnismäßigen wie aus praktischen Gründen erscheint nun eine Untersuchung erwünscht, ob die genannte Vereinfachung für die verlängerten Übergangsbogen noch zulässig ist. Diese Frage läuft auf eine Fehleruntersuchung hinaus. Man muß sich nämlich darüber klar sein, daß infolge der geometrischen Vereinfachung zwei Fehler auftreten: entweder hat der Übergangsbogen mit dem Kreisbogen an der Anschlußstelle keine gemeinschaftliche Tangente, sondern es tritt dort ein Knick auf; oder die Ordinaten beider Bogenlinien sind an der Anschlußstelle nicht gleich, d. h. es tritt ein Sprung auf.

Rechnet man die bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vorgeschriebenen Formen von Übergangsbogen daraufhin durch, so ergibt sich, daß an der Anschlußstelle zwischen Übergangsbogen und Kreisbogen die Richtungen beider Linien sehr gut übereinstimmen. Die Abweichungen gehen nicht über 9 Winkelsekunden hinaus, die Fehler betragen also nur einen Bruchteil der bei Winkelabsteckungen erreichbaren Genauigkeitsgrenze.

Geometrisch weniger befriedigend ist die Übereinstimmung der beiden Ordinaten im Anschlußpunkte. Es ergibt sich, daß der Unterschied beider Ordinaten in der flachsten Krümmung ($r = 4000$ m) nur 1 mm beträgt, dann aber allmählich ansteigt, um beim Bogen von 300 m seinen Größtwert mit 19 mm zu erreichen. Von $r = 250$ m bis $r = 100$ m fällt dann der Unterschied von 19 mm wieder bis auf Null ab. Bei der Mehrzahl der Werte ist die Kreisordinate etwas größer als die Endordinate des Übergangsbogens, der Kreis ist also um ein geringes Maß nach innen verschoben. Der Fehler ist immerhin erwähnenswert, aber nicht von großem praktischen Belang. Er ist zwar größer als die erreichbare Genauigkeit der Absteckung, liegt aber jedenfalls innerhalb der Genauigkeit der Gleisverlegung.

Will man die Länge des Übergangsbogens genau berechnen, so ist eine umfangreichere Rechnung nötig. Schreibt man die Gleichung des Übergangsbogens in der Form

$$y = a x^3,$$

so erhält man

$$\frac{dy}{dx} = 3 a x^2,$$

Die Länge des Übergangsbogens wird dann

$$L = \int_0^l dx \sqrt{1 + 9 a^2 x^4},$$

wobei l die Länge des Grundrißschattens ist.

Setzt man zur Abkürzung $9 a^2 = k$ und entwickelt den Wurzelausdruck als binomische Reihe, so erhält man nach einigen Zwischenrechnungen

$$L = l \left(1 + \frac{1}{10} k l^4 - \frac{1}{72} k^2 l^8 + \frac{1}{208} k^3 l^{12} - \frac{5}{2176} k^4 l^{16} + \dots \right)$$

Die Reihe ist stark konvergent, so daß man neben der einfachsten Annäherung $s=1$ nur noch das folgende Glied zu berücksichtigen braucht.

Die Zahlenrechnung ergibt beispielsweise für

$$r = 300 \text{ m } (l = 90 \text{ m}) \quad L = 90,203 \text{ m,}$$

$$r = 500 \text{ m } (l = 120 \text{ m}) \quad L = 120,173 \text{ m,}$$

$$r = 1000 \text{ m } (l = 140 \text{ m}) \quad L = 140,069 \text{ m.}$$

Man könnte dieses Ergebnis dahin verwerthen, daß in den Zahlentafeln der Übergangsbogen deren genaue Längen und die Winkel der Endtangente mit angegeben werden. Die Länge einer Gleiskrümmung würde sich dann aus dem Doppelten des Übergangsbogens und der Kreisbogenlänge zwischen den Anschlußpunkten des Übergangsbogens zusammensetzen.

An sich stellt sich die Zusammensetzung einer Gleiskrümmung aus zwei nicht ganz fehlerfreien Übergangsbogen und einem Kreisbogen als ein geometrisch nicht recht befriedigendes Flickwerk dar. Es hat daher nicht an Vorschlägen gefehlt, Gleiskrümmungen aus geometrisch einheitlichen Linien zu bilden, die an den Bogenanfängen unendlich große Krümmungshalbmesser haben und im Scheitel einen bestimmten Kleinsthalbmesser einhalten. Die Auswahl unter solchen Linien ist nicht einmal klein. Oostinjer hat dafür die Lemniskate vorgeschlagen (Organ 1897, S. 178), A. Francke die Sinuslinie, eine Parabel 4. Grades und eine 6. Grades, endlich noch „durch Strahlen festgelegte Bogen“ (Organ 1899, S. 265). Will man unter diesen Formen eine bestimmte wählen, so wird man aus praktischen Gründen fordern, daß sie sinnfölig sein soll und leicht absteckbar. Ferner soll sie eine günstige Gestalt der Überhöhungsrampen ergeben, desgleichen einen ruhigen Krümmungslauf der Fahrzeuge.

Die Forderung der Einfachheit wird am ehesten von der Sinuslinie erfüllt. Es dürfte daher eine Untersuchung, ob man mit der Sinuslinie anstatt des Kreisbogens Vorteile erzielen kann, nicht ohne Wert sein.

Die Gleichung der Sinuslinie lautet in allgemeiner Form

$$y = a \sin bx \dots \dots \dots 1)$$

Hierin ist a der Halbmesser des Erzeugerkreises; $\frac{\pi}{b}$ ist die Wellenweite oder in der vorliegenden Verwendung die Länge der Verbindungslinie zwischen Bogenanfang und -ende (Standlinie).

Der Krümmungshalbmesser ρ an einem beliebigen Punkte ist gegeben durch die Beziehung

$$\frac{1}{\rho} = \frac{a b^2 \sin bx}{(1 + a^2 b^2 \cos^2 bx)^{3/2}} \dots \dots \dots 2)$$

Für den Scheitelpunkt ergibt sich daraus, wenn man $x = \frac{\pi}{2b}$ setzt, der einfache Ausdruck

$$\frac{1}{r} = \frac{a b^2 \sin \frac{\pi}{2}}{\left(1 + a^2 b^2 \cos^2 \frac{\pi}{2}\right)^{3/2}} = - a b^2 \text{ oder } r = - \frac{1}{a b^2} \dots 3)$$

Das Minuszeichen zeigt lediglich die Richtung der Krümmung an.

Eine Beziehung zwischen dem halben Tangentenwinkel α und den beiden Konstanten, die in der Gleichung der Sinuslinie vorkommen, ergibt sich aus der Gleichung

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx_{x=0}}$$

Da $\frac{dy}{dx} = a b \cos (bx)$ ist, wird

$$\operatorname{tg} \alpha = a b \dots \dots \dots 4)$$

Nun wird die Berechnung des Hauptgerüsts der ganzen Bogenabsteckung außerordentlich einfach. Aus den Gleichungen

$$a b = \operatorname{tg} \alpha \text{ und}$$

$$a b^2 = \frac{1}{r}$$

gewinnt man zunächst den Wert für b

$$b = \frac{1}{r \operatorname{tg} \alpha} \dots \dots \dots 5)$$

und daraus die Standlinie

$$\frac{\pi}{b} = \pi r \operatorname{tg} \alpha.$$

Aus den Gleichungen 4) und 5) erhält man den Halbmesser des Erzeugerkreises

$$a = r \operatorname{tg}^2 \alpha \dots \dots \dots 6)$$

Damit sind zunächst die Konstanten in der Gleichung der Sinuslinie durch den gemessenen Winkelwert α und den gewünschten kleinsten Krümmungshalbmesser festgelegt.

Die Tangentenlänge, d. h. der Abstand des Bogenanfangs vom Winkelpunkte wird, wie man ohne weiteres aus Abb. 1 ablesen kann,

$$t = \frac{\pi}{2 b \cos \alpha} \dots \dots \dots 7)$$

Die Scheitelhöhe des Bogens über der Standlinie ist einfach gleich dem Halbmesser des Erzeugerkreises (a). Der sogenannte Scheitelabstand, d. h. die Entfernung vom Winkelpunkte W bis zum Scheitelpunkte S wird

$$s = \frac{\pi \operatorname{tg} \alpha}{2 b} - a \dots \dots \dots 8)$$

Wie man sieht, wird die Absteckung des Bogengerüsts sehr einfach, beinahe einfacher als beim Kreisbogen mit Übergangsbogen.

Etwas sperrig wird dagegen die Berechnung der Länge des gesamten Sinusbogens. Aus dem bekannten allgemeinen Integral für eine Bogenlänge erhält man für die mit der Sinus-

kann man in der Form

$$h = \frac{n}{r} \dots \dots \dots 10)$$

schreiben, wobei n eine Konstante ist.

Es handelt sich nun darum, für jeden Punkt der Sinuslinie die Überhöhung so zu bestimmen, daß sie dem dort vorhandenen Krümmungshalbmesser entspricht.

Der genaue Wert der Überhöhung in jedem Bogenpunkte der Sinuslinie ist nach Formel 2) in Verbindung mit 10)

$$h = \frac{n a b^2 \sin b x}{(1 + a^2 b^2 \cos^2 b x)^{3/2}} \dots \dots \dots 11)$$

Hiernach ist der Aufriß der Überhöhung einer reinen Sinuslinie ganz ähnlich. Man erkennt dies insbesondere daraus, daß man für flache Bogen in Formel 11) den Nenner vernachlässigen kann. Die Steigung der Überhöhungskurve hat also im Bogenanfang den größten Wert, nimmt dann gegen Bogenmitte stetig ab und wird im Bogenscheitel Null. Von da fällt sie spiegelgleich wieder ab. Maßgebend ist der größte Wert im Bogenanfang. Man könnte diesen Wert aus Gleichung 11) leicht errechnen, indem man den Differentialquotienten

$$\frac{dh}{dx(x=0)} = \frac{n a b^3}{(1 + a^2 b^4)^{3/2}} \dots \dots \dots 12)$$

bildet, doch hat diese Formel keine praktische Bedeutung. Zur Sicherung der richtigen Überhöhung im Sinusbogen müßte

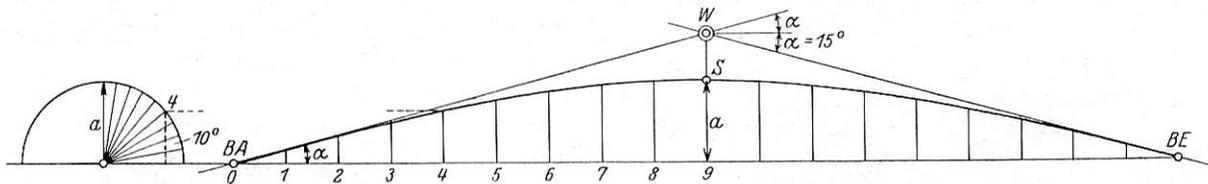


Abb. 1.

linie wesensgleiche Cosinuslinie zwischen den Integrationsgrenzen 0 und π

$$L = \int_0^\pi dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} = \int_0^\pi dx \sqrt{1 + a^2 b^2 \sin^2 b x} \dots 9)$$

Dieses Integral ist durch Reihenentwicklung des Wurzelausdruckes auswertbar. Man erhält

$$L = \int_0^\pi dx \left(1 + \frac{1}{2} a^2 b^2 \sin^2 b x - \frac{1}{8} a^4 b^4 \sin^4 b x + \frac{1}{16} a^6 b^6 \sin^6 b x - \dots \right)$$

Dieser Ausdruck unterscheidet sich von dem bekannten elliptischen Integral 2. Ordnung nur durch den Wechsel der Vorzeichen, die Glieder selbst sind gleich. Während es aber für das elliptische Integral 2. Ordnung Tabellen gibt, müßten diese für das „Sinusbogen-Integral“ erst berechnet werden. Zur Not könnte dies auch gespart werden, denn die Absteckung selbst ist ja eine ausgezeichnete graphische Integrierung, und auch beim Kreisbogen gewinnt man schließlich die genauen Bogenlängen erst bei der Absteckung. Wohl aber müßte man, wenn sich die Linienführung mit Sinusbogen überhaupt einbürgern soll, für die Zwecke der Vorarbeiten Schablonensätze im Maßstabe der Grundrißpläne schaffen. Eine sorgfältige Vermarkung der Sinusbogen für die Zwecke der Gleisunterhaltung würde nötig sein, aber nicht mehr Mühe und Kosten verursachen als beim Kreisbogen.

Der Verlauf der Überhöhung im Sinusbogen ist gleichfalls einfach zu berechnen. Die Überhöhungsformel der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft

$$h = 8 \frac{v^2}{r}$$

übrigens ihr örtlicher Wert an jedem Bogenmarksteine angeschrieben werden.

Der Verlauf der Überhöhungskurve gestattet es auch, etwas über den Verlauf der Krümmungsbewegung auszusagen, wenigstens in allgemeinen Umrissen. Am Bogenanfang, wo die Überhöhungsrampe fast geradlinig ansteigt, ist die Winkelbeschleunigung annähernd gleichmäßig; das entspricht anfangs der kubischen Parabel. Die Winkelbeschleunigung nimmt dann stetig bis zur Bogenmitte ab. Die Winkelgeschwindigkeit ist im Bogenanfang Null und erreicht einen größten Augenblickswert im Scheitel.

Ein durchgerechnetes Beispiel ist aus Abb. 1 ersichtlich (Bogenwinkel = 30° , $\alpha = 15^\circ$). Der kleinste Bogenhalbmesser ist dabei zu 300 m angenommen. Die Standlinie $\frac{\pi}{b}$ berechnet sich zu 252,53 m, die Tangentenlänge t zu 103,69 m, die Scheitelhöhe a des Sinusbogens zu 21,54 m, der Scheitelabstand zu 12,29 m. Die Zwischenwerte des Sinusbogens sind in folgender Zahlentafel zusammengestellt.

Wie man sieht, liegt nur rund $\frac{1}{4}$ des Bogens im Halbmesser unter 350 m. Die Überhöhung ist einmal für den vollen Endwert von 150 mm und für den verminderten Endwert von 110 mm berechnet. Die Anlaufsteigung beträgt im Bogenanfang, wenn man die 23 oder 17 mm auf die zugehörige Bogenlänge umlegt, 1:630 oder 1:850.

Wenn man neben die in Abb. 1 dargestellte Sinuslinie den entsprechenden Kreisbogen mit Übergangsbogen stellt, so ergibt sich, daß sich die beiden weder in der Tangentenlänge noch im Scheitelabstand erheblich unterscheiden. Deutlicher wird der Unterschied zwischen den beiden Krümmungslinien bei größeren Scheitelwinkeln. Deshalb ist in Abb. 2 für einen Scheitelwinkel von 60° ein Vergleich gegeben ($r=300$ m).

Winkel im Erzeugerkreis	Teilstrecken auf der Standlinie	Ordinaten des Sinusbogens	Krümmungshalbmesser örtlich	Überhöhung $h = \frac{8v^2}{r}$	Verringerte Überhöhung (Endwert = 110 mm)
		m	m	mm	mm
10°	$\pi/18 b$	3,740	1911,2	23	17
20°	$2\pi/18 b$	7,367	961,9	47	34
30°	$3\pi/18 b$	10,769	649,1	69	51
40°	$4\pi/18 b$	13,845	496,5	91	67
50°	$5\pi/18 b$	16,500	409,2	110	81
60°	$6\pi/18 b$	18,653	355,8	127	93
70°	$7\pi/18 b$	20,640	323,3	139	102
80°	$8\pi/18 b$	21,212	305,6	147	108
90°	$\pi/2 b$	21,539	300,0	150	110

Wie man leicht erkennt, wird die Sinuslinie schon erheblich länger als der Kreisbogen, für die Linienführung also sperriger, da Gegenbogen einen größeren Abstand erhalten müßten als beim Kreisbogen. Trotzdem könnte die Sinuslinie für Bahnstrecken in offenem Gelände gelegentlich in Frage kommen. Denn die Überhöhung im Sinusbogen wird wesentlich sanfter, das Befahren also vielleicht weicher. Das beruht darauf, daß sozusagen der ganze Sinusbogen zwei zusammenstoßende, lange Übergangsbogen darstellt. In wirtschaftlicher Hinsicht läßt sich zugunsten der Sinuslinie anführen, daß der am schärfsten gekrümmte Bogenteil, in dem sich der Halbmesser an 300 m annähert, kürzer wird als der Kreisbogen, der auf eine erhebliche Länge den Halbmesser von 300 m hat. Die Schienenabnutzung wird also vermutlich etwas geringer werden. Für Scheitelwinkel, die größer sind als etwa 75°, würde man übrigens zweckmäßig doch wieder ein Kreisbogenstück von dem gewünschten Kleinthalbmesser zwischen die Sinusbogen einschalten.

Man erhält demnach für den Vergleich zwischen Sinusbogen und Kreisbogen folgendes Bild: Für größere Scheitelwinkel wird der Sinusbogen länger und sperriger. Für einen mittleren Winkel werden beide gleich lang, für kleinere Winkel wird der Sinusbogen kürzer, also wendiger und schmiegsamer. Es fragt sich nur, wie weit man mit der Verkürzung der Bogen gehen kann. Für die geringste Länge eines Bogens fehlt es wohl überhaupt noch an festen Regeln oder bestimmten Vorschriften. Die Oberbauvorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft sagen allgemein, daß „kurze Bogen möglichst vermieden werden sollen, weil sie den ruhigen Lauf der schnellfahrenden Züge stören“. Diese Andeutung ist dann

in der anschließenden Regel ausgewertet, daß in jedem Bogen zwischen den Enden der Überhöhungsrampen eine vollüberhöhte Strecke mindestens von der Länge der angrenzenden Überhöhungsrampe vorhanden sein muß. Im allgemeinen müßte also das Mittelstück eines Bogens, nämlich der Kreisbogen, dieselbe Länge haben wie ein Übergangsbogen. Für $r=300$ m (Übergangsbogen = 90 m) käme man damit auf einen Scheitelwinkel von 34° 15' als Kleinstwert. Die deutschen Oberbauvorschriften lassen zwar nach, unter diesen Wert herabzugehen, so zwar, daß die Überhöhung im Kreisbogen verkleinert wird und die gleichmäßig überhöhte Strecke in den Übergangsbogen hinübergezogen wird. Eine untere Grenze ist aber dafür nicht festgesetzt. Beim Sinusbogen ergäbe sich eine solche untere Grenze von selbst dadurch, daß für die

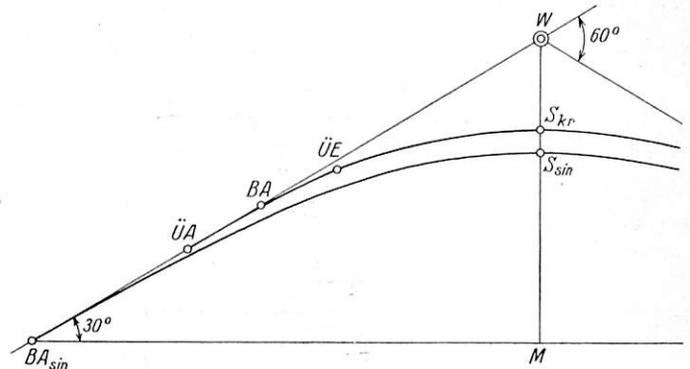


Abb. 2.

Anlaufsteigung der Überhöhungsrampe, die ja am Bogenanfang am größten ist, schon nach allgemeinen Vorschriften nicht über ein genau festgesetztes Verhältnis steigen darf. Vielleicht würde es dem angestrebten Zwecke am besten entsprechen, wenn die Bestimmung für den kürzesten Bogen folgende Form erhielte: „Kurze Bogen in durchgehenden Hauptgleisen, namentlich Gegenkrümmungen, sind durch geeignete Wahl des Halbmessers so zu bemessen, daß ein Zug, der mit der größten, auf der betreffenden Strecke zugelassenen Geschwindigkeit fährt, mindestens 10 Sekunden zum Befahren des Gleisbogens (einschließlich der Übergangsbogen) braucht.“ Die 10 Sekunden sind dabei aus den oben angegebenen Maßen des kürzesten Bogens von 300 m Halbmesser abgeleitet. Es würde aber nicht schwer sein, den günstigsten Zeitwert zu finden, etwa aus Probefahrten und Beobachtungen mit dem Oberbaumeßwagen. Solche Untersuchungen seien hiermit ausdrücklich angeregt.

Gefahren des Hochstopfens von Gleisen.

Von Reichsbahnrat Dr. Ing. Faatz, Regensburg.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß bei größeren Hebungen sich die Gleise immer etwas verfahren, trotz vielleicht bester Stopfarbeit. Deshalb erfordern ja auch die neu umgebauten Gleise im Anfang ständig der Unterhaltung, bis sie sich, wie der Fachausdruck lautet, eingefahren haben. Dieses Einfahren entspringt aus der nachträglichen Weiterverdichtung des Schotterbettes.

Ist nun die anfängliche Verdichtung des Schotters z. B. bei Umbauten durch Walzen oder Stampfen, also möglichst gleichmäßig, erfolgt, so wird auch ein möglichst gleichmäßiges Einsinken des Gleises in Erscheinung treten.

Anders ist dies der Fall, wenn z. B. alte Gleise gehoben werden müssen und diese unterstopft werden, sei es von Hand, sei es mit Maschinen. Hier findet meist ein unruhigeres Setzen des Gleises statt als bei gleichmäßig vorbehandelter Bettung.

Dies rührt einerseits davon her, daß die Stopfarbeit doch nicht so gleichmäßig ist wie bei Neuumbaugleisen, zum andern folgt es aus der im nachfolgenden dargestellten Tatsache der neuen Druckverteilung.

An und für sich sollte man meinen, daß bei einer Hebung des Gleises eine bessere Druckverteilung eintreten müßte, wie Abb. 1 zeigt, da ja eine größere Druckverteilungsfläche g_1 gegenüber g zur Verfügung steht. Dies ist richtig für den Endzustand der Dauerbelastung, aber nicht, solange bis das Einfahren stattgefunden hat. Es spielt daher auch die Zeit eine wesentliche Rolle.

Wir nehmen an, daß ein Gleis mit guter Schotterbettung, das bereits geraume Zeit liegt, gemäß Abb. 2 um ein Maß a gehoben werden soll. Vorausgesetzt sei vorerst, daß der Boden sehr fest gelagert sei, so daß ein Eindringen des Schotters in

den Boden nicht oder fast nicht in Frage kommt und weiterhin, daß der Bettungsstoff nach der Seite hin nicht ausweichen kann. Die Druckverteilung sei zu 60° angenommen, was ungefähr der Wirklichkeit entsprechen dürfte; denn denkt man sich den Schotter aus lauter Kugeln oder Walzen bestehend, so findet die Druckverteilung wie bekannt nach Abb. 3 statt.

Wird nun das Gleis um a gehoben, so bildet der Schotterkörper F_1 (mit Tiefe 1 gerechnet), der entsprechend der Verkehrslast verdichtet ist, den widerstehenden Teil oder das Fundament, gegen das sich beim Stopfen der Schotterteil F

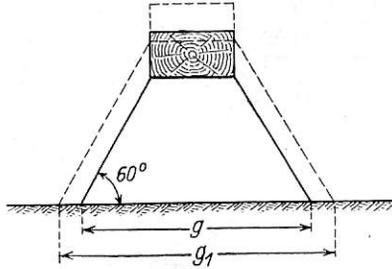


Abb. 1.

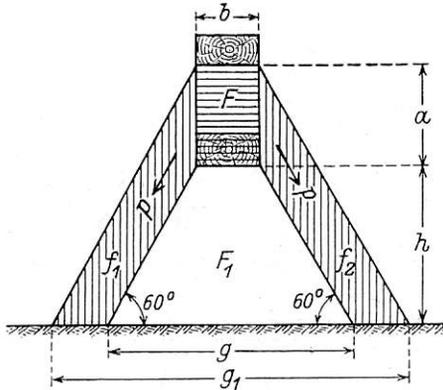


Abb. 2.

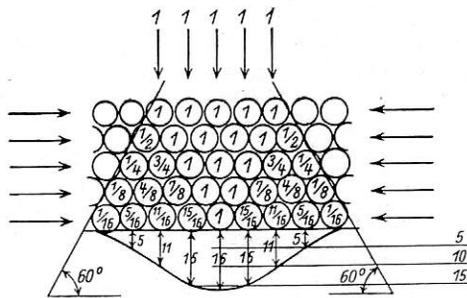


Abb. 3.

(wagrecht schraffiert) stemmt und gegen das er sich verkeilt. Eine Wirkung in Richtung der Seitenpfeile p wird beim Stopfen nur in geringerem Umfange eintreten, oder fast überhaupt nicht, bei Maschinenstopfung noch weniger als bei Handstopfung. Wenn also die Verkehrslasten über das neu gestopfte Gleis fahren, wird die bisher nicht vorhandene neue Druckverteilung unter 60° eintreten und die Schwelle wird einsinken, da der noch nicht verdichtete Schotter in Richtung der Pfeile p ausweicht. Nun fragt es sich, wie groß dieses Einsenkmaß in Bezug auf die Hebung a ist. Dieses Maß läßt sich berechnen, wenn man die Fläche oder den Körper F in Beziehung setzt zu der senkrecht schraffierten Fläche $f_1 + f_2$.

Es ist $F = a \times b$; $f = f_1 + f_2 = \frac{a}{\sqrt{3}} (2h + a)$, wie sich aus

Abb. 2 ergibt (b = Schwellenbreite).

— Lockerer Schotter verdichtet sich nach früheren Versuchen zu ungefähr 20% (s. Organ 1925, H. 22, S. 491).

Nachdem F_1 bereits verdichtet ist, kann nur noch eine Verdichtung von f auf Kosten von F eintreten.

F verkleinert sich also bis zum Endzustand infolge Verdichtung durch die Verkehrslasten um $0,20 \cdot f = 0,20 \cdot \frac{a}{\sqrt{3}} (2h + a)$

oder die Endeinsenkung $c = \frac{\text{Verkleinerung von } F}{b} = \frac{0,20f}{b} =$

$$= \frac{0,20 \frac{a}{\sqrt{3}} (2h + a)}{b}$$

Beispiel: Die Hebung des Gleises betrage 10 cm; die alte Schotterhöhe h ab Schwellenunterkante sei 30 cm, so ist:

$F = ab = 10 \times 25 \times 1$ (b = Schwellenbreite) = $250 \times 1 = 250$ ccm

$$f = \frac{a}{\sqrt{3}} (2h + a) \times 1 = \frac{10}{1,73} (2 \times 30 + 10) \times 1 = \frac{700}{1,73} = 405 \text{ ccm}$$

$$0,20 f = 0,20 \times 405 = 81 \text{ ccm.}$$

Einsenkung $c = \frac{81}{b} = \frac{81}{25} = \frac{81}{25} = 3,2$ cm; dies ist also verhältnismäßig sehr viel (s. folgende Zahlentafel).

Zusammenstellung der Höchsteinsenkungen bei verschiedenen Schotterhöhen h und Hebungen a . (Unter der Voraussetzung einer nicht von vornherein gleichmäßig verdichteten Bettung.)

Hebung a cm	$F = a \cdot b \cdot 1$ ccm	$f = \frac{a}{\sqrt{3}} (2h + a)$	$0,20 f$	Einsenkung $c = \frac{0,20 f}{b}$ cm
$h = 10$ cm				
2	50	25,4	5	0,20
4	100	55,5	11	0,44
6	150	90	18	0,72
8	200	129,5	26	1,04
10	250	173	34,6	1,38
12	300	222	44,4	1,77
14	350	280	56	2,24
$h = 20$ cm				
2	50	48,6	9,7	0,40
4	100	102	20	0,80
6	150	159	32	1,28
8	200	222	44,4	1,76
10	250	288	57	2,28
12	300	361	72	2,88
14	350	437	87	3,48
$h = 30$ cm				
2	50	71,6	14,3	0,57
4	100	148	29,6	1,18
6	150	228	45,6	1,82
8	200	314	62,8	2,51
10	250	405	81	3,24
12	300	500	100	4,00
14	350	598	119,6	4,78

c ist die maximale Einsenkung nach der Zeit $t = \infty$.

Da im Anfange die Einsenkungen sehr rasch eintreten und nachher immer langsamer, dürfte die Zeitsetzungskurve

wohl eine parabolische Gestalt haben bei Voraussetzung gleichmäßiger Verkehrsbelastung.

Fallen ungünstige Umstände zusammen, so können Unregelmäßigkeiten im Gleis in kurzer Zeit auftreten, die bei größeren Geschwindigkeiten der Züge zu starken Schwingungen und unter Umständen auch zu Entgleisungen führen können. (S. auch Dr. Saller Zentralblatt der Bauverwaltung 1929, H. 52, S. 851). So sollen verschiedene Entgleisungen in den letzten Jahren an Stellen stattgefunden haben, wo Bettungsarbeiten vorher im Gange gewesen sind.

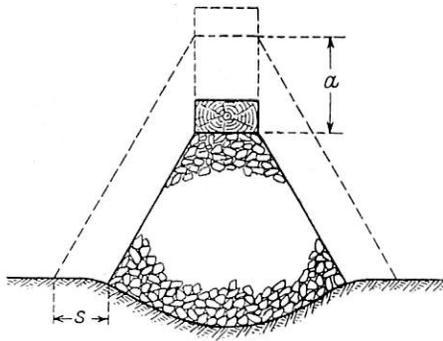


Abb. 4.

Noch ungünstiger wirkt der geschilderte Vorgang, wenn schlechter oder wechselnder Untergrund vorhanden ist. In erstgenanntem Falle hat sich der Schotter des alten Gleises teils stark in den Boden eingedrückt, soweit Druckbeanspruchung in Frage kommt (s. Abb. 4).

Es wird sich also nach der Hebung der veränderten Druckverteilung entsprechend der neu zur Druckübertragung in Anspruch genommene Schotter ebenfalls in den Boden eindrücken und die Setzung des Gleises weiterhin erhöhen, trotz besserer Druckverteilung im Endzustand. Nimmt man in unserem vorhin genannten Beispiel (bei $a = 10 \text{ cm}$ und $s = \frac{a}{\sqrt{3}} =$

$$= \frac{10}{1,73} = 6 \text{ cm}) \text{ die Einsinktiefen auf die Länge } s \text{ durchschnittlich nur zu } 2 \text{ cm an, was nicht zu hoch gegriffen ist, so beträgt die Schotterminderung } F' \text{ des Körpers } F \text{ infolge des schlechten Bodens: } F' = 2 s \times 2 \text{ cm} = 2 \times 6 \times 2 = 24 \text{ cm}^3 \text{ und die Zusatzeinsinktiefen infolge des nachgiebigen Untergrundes } \frac{F 1}{b} = \frac{24}{25} \sim 1 \text{ cm.}$$

Man sieht also an dem Beispiel ohne weiteres, auf welche Umstände man besonderen Wert bei Gleishebungen legen muß, um dem Verfahren des Gleises soweit als möglich vorzubeugen. Man darf sich demnach bei etwas größeren Hebungen (etwa von 6 cm an) nicht nur mit einer guten und gleichmäßigen Unterstopfung der Schwelle begnügen, sondern man sollte auch seitlich der Schwelle senkrecht nach abwärts stampfen, nachdem die Schwelle gestopft ist, um die neue Druckverteilung möglichst von Anfang an zu erzwingen (s. Abb. 5). Dies schon bei gutem, noch viel mehr bei schlechtem Untergrund; wenn man nicht von vornherein bei schlechtem Untergrund vorzieht, zur Verbesserung der Untergrundverhältnisse eine Bitumen- decke einzuziehen, um ein Ausweichen des Schotters zu verhindern. Den Wert dieser bituminösen Abdichtung erkennt man ja daran, daß Gleise, die auf solchen Decken verlegt werden, sich viel besser der Höhe nach halten als solche, die wieder auf alten schlechten Untergrund zu liegen kommen.

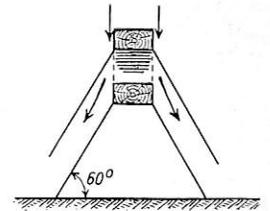


Abb. 5.

Manche ungeklärte Entgleisung mag also auf das anfangs rasch erfolgende Verfahren neu gehobener und unterstopfter Gleise zurückzuführen sein. Die Ursache liegt nach dem Vorhergesagten wohl in den erwähnten Umständen begründet.

Die Sichtbarkeit von Lichttagessignalen.

Von Dr. Ing. L. Bloch, Berlin.

Der Ersatz der älteren Formsignale durch Lichttagessignale ist im Laufe der letzten Jahre nicht nur bei den Hochbahnen des Stadtschnellverkehrs, sondern auch bei den Vollbahnen über die technische Erörterung hinaus zur praktischen Durchführung gekommen. Die Anforderungen an die Sichtbarkeit der Signale sind bei den Vollbahnen erheblich schärfer als bei den Stadtschnellbahnen. Eine nähere Aufklärung über die Reichweiten, die bei Tage mit Lichtsignalen von verschiedener Stärke erzielt werden können, war für die praktische Ausgestaltung der Signalsysteme recht wünschenswert. Bis vor wenigen Jahren lagen aber nur sehr spärliche Erfahrungsstatsachen hierüber vor. Die viel reichhaltigeren Erfahrungen, die bezüglich der Reichweite der Lichtsignale während der Nachtstunden besonders im Seeverkehr gesammelt wurden, lassen sich für die Lichttagessignale nicht heranziehen. Es genügt auch nicht allein eine Kenntnis der Reichweite von Signalen verschiedener Stärke bei klarem, gut sichtbarem Wetter. Es ist vielmehr viel wichtiger zu wissen, in welchem Grade die Reichweite bei trübem, nebligem Wetter herabgesetzt wird. Andererseits wird man niemals verlangen können, daß die Lichttagessignale auch bei dem stärksten Nebel bis auf die im normalen Bahnbetrieb erforderlichen Entfernungen hin sichtbar bleiben.

Denn man würde dann wegen eines nur sehr selten vorkommenden Falles zu ganz unwirtschaftlich hohen Lichtstärken kommen.

Um über diese Verhältnisse zahlenmäßigen Aufschluß zu erhalten und dadurch die praktische Einführung der Lichttagessignale weiter zu fördern, wurde von der Beleuchtungstechnischen Abteilung der Osram G. m. b. H. seit dem Jahre 1926 im Einvernehmen mit dem Reichsbahnzentralamt eine größere Reihe von Versuchen durchgeführt. Über ihre Ergebnisse soll hier zusammenfassend berichtet werden. Das Ziel der Versuche war die Beantwortung folgender Frage: „In welcher Weise hängt die Sichtbarkeit von Lichtsignalen bei klarem und bei nebligem Wetter von Lichtstärke und Lichtfarbe der benutzten Lichtquelle ab?“ Der erste Teil der Versuche wurde nur bei klarem Wetter ausgeführt. Über diese Ergebnisse wurde bereits in der Zeitschrift „Licht und Lampe“, Jahrg. 1927, S. 289 ausführlich berichtet.

Neuerdings wurden die Versuche auch auf nebligem Wetter ausgedehnt. Als Aufstellungsort für die Lichtsignale diente hierbei das Dach eines Fabrikgebäudes von 25 m Höhe in der Helmholtzstraße in Berlin-Charlottenburg. Die Beobachtung der Signale erfolgte von verschiedenen benachbarten

Dächern aus, die in südlicher Richtung 100 bis 1000 m von dem Aufstellungsort der Signale entfernt waren. Als Lichtquellen dienten gasgefüllte Metalldrahtlampen für 3 Watt bis 5000 Watt. Die Lampen unter 150 Watt wurden nur bei klarem Wetter, die über 750 Watt nur bei nebligem Wetter benutzt. Die für den Lichtsignaldienst in Frage kommenden Farben Rot, Grün, Gelb und Weiß wurden durch Vorsetzen von Farbglasseiben vor die Lampen erhalten. Die Lichtstärken der Lampen in der Beobachtungsrichtung wurden mit dem Photometer gemessen, ebenso auch die Durchlässigkeit der benutzten Farbglasseiben. Sie betrug für die roten Gläser 7%, für die grünen Gläser 12% und für die gelben Gläser 30%. Mit diesen Durchlässigkeiten mußten die Lichtstärken der benutzten Lampen multipliziert werden, um die für die Auswertung der Versuche maßgebenden Lichtstärken der farbigen Lichtsignale zu erhalten. Bei den Versuchen wurden der Reihe nach Lichtsignale von verschiedener Lichtstärke und Lichtfarbe gegeben, und die auf den verschiedenen Beobachtungsposten verteilten Beobachter hatten jeweils aufzuschreiben, ob das gegebene Lichtsignal leicht, schwer oder gar nicht erkennbar war. Die einzelnen Beobachter behielten nicht ständig denselben Platz, sondern wechselten ab, um auf diese Weise eine Beeinflussung der Ergebnisse durch verschiedene Sehtüchtigkeit der Beobachter zu vermeiden. Als Reichweite der Signale wurde diejenige Entfernung angesehen, bei der die Mehrzahl der Beobachter sich für Schwererkenntbarkeit aussprach.

Die Versuche bei klarem Wetter wurden an verschiedenen Tagen wiederholt vorgenommen und die erhaltenen Ergebnisse stellen Mittelwerte aus allen Einzelversuchen dar. Hauptsächlich ergab sich hierbei, daß bei klarem Wetter die erforderliche Lichtstärke dem Quadrat der verlangten Reichweite proportional ist. Wenn die Reichweite in Kilometern angegeben wird, ist die Lichtstärke, bei der Schwererkenntbarkeit auftritt, das 20fache des Quadrats der Reichweite für rotes Licht und das 80fache des Quadrats der Reichweite für grünes Licht. Für weißes und gelbes Licht sind die erforderlichen Lichtstärken ungefähr ebensogroß wie für grünes Licht. Ein rotes Licht erfordert hiernach nur etwa $\frac{1}{4}$ der Lichtstärke eines grünen, gelben oder weißen Lichts, damit es bei klarem Wetter ebensoweit sichtbar ist. Andererseits ist ein rotes Licht bei klarem Wetter ungefähr doppelt so weit sichtbar wie ein grünes, weißes oder gelbes Licht von gleicher Lichtstärke. Dieser Einfluß der Lichtfarbe auf die Sichtbarkeit bei Tage äußert sich bei nebligem Wetter ebenfalls, aber zahlenmäßig in geringerem Grade. Kleine Unterschiede im Farbton der Signalgläser üben keinen nennenswerten Einfluß auf die Sichtbarkeit aus, wie Versuche mit je drei roten und drei grünen Gläsern von verschiedenem Farbton ergaben. Dagegen ist die Sichtbarkeit um so besser, je reiner die Farbe der benutzten Farbgläser ist. Einen erheblichen Einfluß auf die Sichtbarkeit der Lichttagessignale übt ferner der Hintergrund aus, von dem sie sich abheben. Je dunkler der Hintergrund ist, desto größer ist die Reichweite.

Auch die Leuchtdichte der Lichtsignale, d. h. die Höhe der Lichtstärke im Vergleich zur Größe der lichtausstrahlenden Fläche übt einen gewissen Einfluß auf die Sichtbarkeit aus. Jedoch äußert er sich bei den zur Feststellung dieser Verhältnisse angestellten Versuchen nur bei hellem und nicht bei dem nach Möglichkeit für Lichttagessignale angewandten dunklen Hintergrund. Auch bei hellem Hintergrund war ein wesentlicher Einfluß nur bei weißem Licht festzustellen, in erheblich geringerem Maße dagegen bei rotem und grünem Licht. Bei hellem Hintergrund und weißem Licht waren die Signale mit großer Leuchtdichte weiter sichtbar als die mit gleicher Lichtstärke, aber kleinerer Leuchtdichte.

Die für die Bemessung der Stärke der Lichttagessignale wichtigsten Versuche waren die bei nebligem Wetter ausgeführten. Sie konnten im Winter 1929/30 an sechs nebligen Vormittagen bei Nebel von verschiedener Stärke ausgeführt werden. In erster Reihe war es hierbei notwendig, den Nebel nach seiner Stärke zu beurteilen. Es wurde zuerst versucht, die Stärke des Nebels mit photometrischen Methoden festzustellen. Es ergab sich hierbei aber keine größere Genauigkeit in der Beurteilung als bei der Beobachtung mit bloßem Auge. Als recht geeignet erwies sich die Beobachtung der Sichtbarkeit von Flaggen- und Leitungsmasten in kleineren Entfernungen bis zu 1 km, sowie von Fabrikschornsteinen und Kirchtürmen in größeren Entfernungen. Die Entfernung dieser Beobachtungsgegenstände vom Aufstellungsplatz der Signallampen wurde aus einem Meßtischblatt entnommen. Sie soll weiterhin als Sichtweite bezeichnet werden und die Stärke des Nebels kennzeichnen. Die Beobachtung der Sichtweite kann mit einer Genauigkeit von ungefähr 50 m erfolgen. Die Nebelversuche, über die nachstehend berichtet wird, wurden bei Nebel von 200 bis 1400 m Sichtweite vorgenommen. Während der Versuche wurde die Sichtweite des Nebels ständig beobachtet.

Im Gegensatz zur Sichtweite, die bei jedem Nebel einen bestimmten Wert besitzt, ist die Reichweite der Lichtsignale bei Nebel ebenso wie bei klarem Wetter von der Lichtstärke und Lichtfarbe abhängig. Bei den Nebelversuchen wurde die Reichweite der Lichtsignale von verschiedener Stärke und Farbe jeweils durch mehrere Beobachter festgestellt. Naturgemäß waren bei den Nebelversuchen ganz erheblich höhere Lichtstärken erforderlich als bei klarem Wetter. Es wurden deshalb hierbei Lampen bis zu 5000 Watt mit Lichtstärken bis zu nahezu 10000 HK angewendet. Auch hier wurden nur Lampen ohne Reflektor benutzt, um nicht durch die Verschiedenheit in der Lichtausstrahlung nach verschiedenen Raumrichtungen Unsicherheit in die Beobachtungen hineinzubringen.

Aus den erhaltenen Beobachtungsergebnissen wurde abzuleiten versucht, in welcher Weise die erforderliche Lichtstärke einerseits von der verlangten Reichweite und andererseits von der die Stärke des Nebels kennzeichnenden Sichtweite abhängig ist. Für Sichtweiten von 200 bis 1000 m und Reichweiten von 100 bis 2000 m ergab sich der in Abb. 1 eingezeichnete Verlauf. Die Reichweiten sind hier auf der Abszissenachse und die hierfür erforderlichen Lichtstärken auf der Ordinatenachse jeweils in logarithmischem Maßstab aufgetragen. Die Abhängigkeit der erforderlichen Lichtstärke von der verlangten Reichweite stellt sich hierbei als gerade Linie für jeweils eine der in Betracht gezogenen Sichtweiten dar. Für rotes Licht gelten die links von der Ordinatenachse angegebenen Lichtstärken, für grünes, gelbes und weißes Licht sind nach dem Ergebnis der bei Nebel ausgeführten Versuche ungefähr jeweils doppelt so hohe Lichtstärken wie bei rotem Licht erforderlich. Diese Werte sind rechts an der Ordinatenachse abzulesen. In einer Formel ausgedrückt, läßt sich die Abhängigkeit der erforderlichen Lichtstärke J von der Reichweite a und der Sichtweite s in folgender Weise angeben:

$$\left(J = c \frac{a}{\sqrt{s}} \right)^4$$

Für rotes Licht ist die Konstante $c = 540$, für grünes, gelbes und weißes Licht ist $c = 1080$. Die Reichweite und die Sichtweite sind hierbei jeweils in Kilometern einzusetzen. Natürlich kann diese Formel keine allgemeine Gültigkeit beanspruchen, sondern sie gibt nur eine angenäherte Darstellung für das Durchschnittsergebnis der bisher ausgeführten Versuche bei nebligem Wetter.

Wie aus der Formel zu ersehen ist, muß man für ihre Benutzung eine Annahme für die Mindestsichtweite machen, die man noch zulassen will, d. h. für die Stärke des Nebels, bei der das Lichttagessignal gerade noch erkennbar sein soll. Die Entscheidung hierüber hängt in hohem Maße

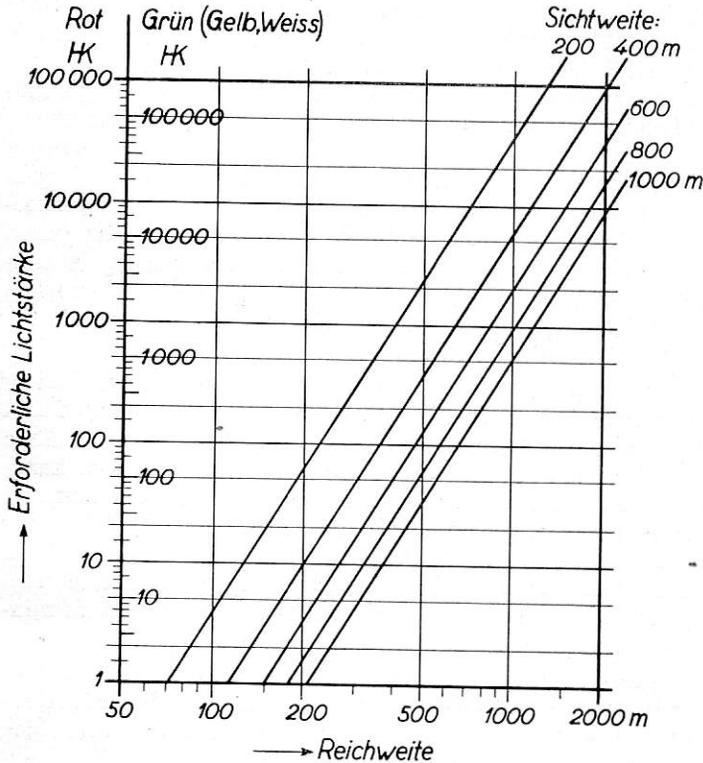


Abb. 1. Beobachtungsergebnisse für Lichtstärke und Reichweite bei Nebel von verschiedener Sichtweite.

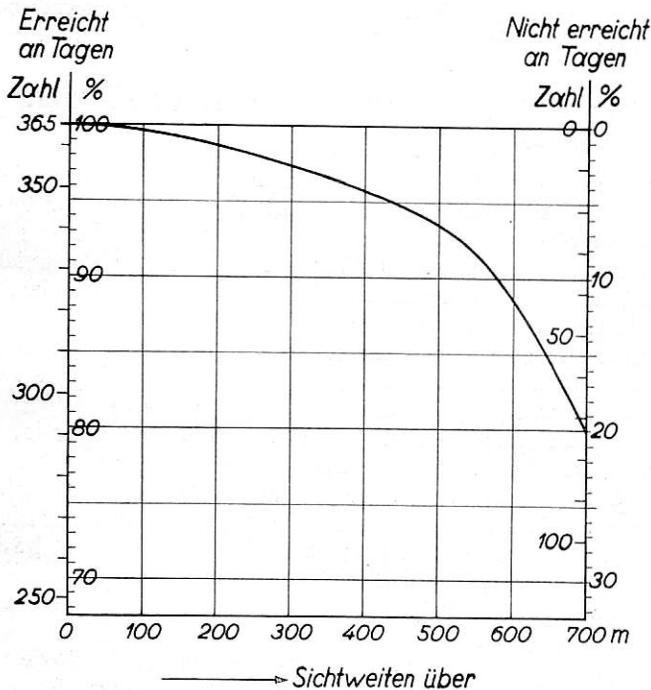


Abb. 2. Ergebnisse der Reichsbahn-Beobachtungen über die Sichtbarkeit der Signalfügel von Einheitssignalen.

von dem Grade der Häufigkeit der vorkommenden Nebel ab. Bei nur ganz selten vorkommenden, sehr starken Nebeln wird man auf die Erkennbarkeit der Lichttagessignale ebenso verzichten können, wie man auch bisher nicht mit stets ausreichender Sichtbarkeit der Formsignale rechnen konnte.

Um über die tatsächlich vorhandenen Nebel einen Überblick zu gewinnen, hat die Deutsche Reichsbahn an verschiedenen Stellen ihres Netzes auf Veranlassung des Reichsbahnzentralamtes Beobachtungen über die Sichtbarkeit der Signalfügel von Einheitssignalen anstellen lassen. Die rot-weiß gestrichenen Flügel von etwa 2 m Länge sind in einer Höhe von etwa 10 m angeordnet. Um 8 Uhr morgens und 14 Uhr nachmittags wurde jeweils die Entfernung festgestellt, in der der Flügel noch zu sehen war, und diese als Sichtweite angegeben. Die Beobachtungen wurden an insgesamt 29 über einen großen Teil des Deutschen Reiches verteilten Beobachtungsstellen in der Zeit vom Juli 1926 bis September 1928 durchgeführt. Aus den vom Reichsbahnzentralamt in entgegenkommender Weise zur Verfügung gestellten Gesamtergebnissen der zweijährigen Beobachtungen läßt sich die in Abb. 2 wiedergegebene Kurve ableiten. Hier ist auf der Abszissenachse die Sichtweite in Metern aufgetragen, oberhalb deren der Signalfügel zu erkennen ist, während er unterhalb dieser Sichtweite schwer oder gar nicht erkennbar ist. Auf der Ordinatenachse ist links die Zahl der Tage in einem Jahre aufgetragen, an denen diese Sichtweite erreicht wurde, und rechts die Zahl der Tage, an denen sie nicht erreicht wurde. Neben der Zahl der Tage ist jeweils auch der Prozentsatz angegeben, bezogen auf die gesamten Tage eines Jahres. Die Kurve in Abb. 2 gilt für die Beobachtung um 8 Uhr morgens. Um 2 Uhr mittags fielen die Sichtverhältnisse erheblich günstiger aus und bieten deshalb nur geringeres Interesse.

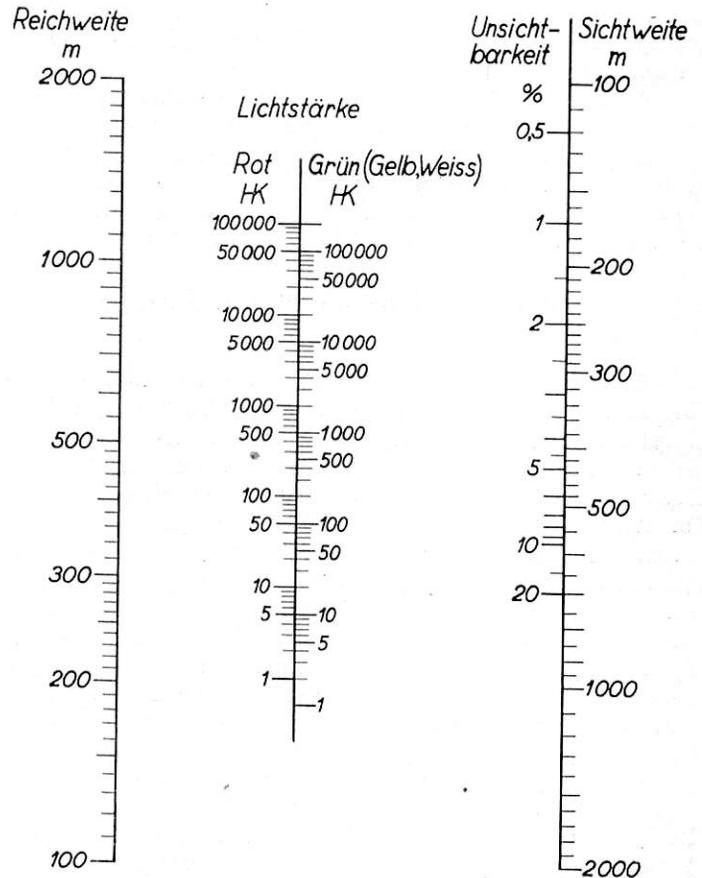


Abb. 3. Nomogramm für die Ermittlung der erforderlichen Lichtstärke von Lichttagessignalen.

Der auf der rechten Seite der Abb. 2 angegebene Prozentsatz kann als Unsichtbarkeit u bezeichnet werden. Er gibt für jede Sichtweite an, mit wieviel Prozent der Tage in einem Jahre gerechnet werden muß, an denen diese Sichtweite unterschritten wird. Beispielsweise beträgt für die Sicht-

weite von 580 m die Unsichtbarkeit 10% und für die Sichtweite von 250 m die Unsichtbarkeit 2% der Gesamtzahl der Tage. Annähernd ergibt sich aus der Kurve in Abb. 2 folgende Beziehung zwischen Unsichtbarkeit u in Prozent und Sichtweite s in Kilometer:

$$u = 30 \cdot s^2 \text{ oder } s = 0,18 \cdot \sqrt{u}.$$

Diese Beziehung sowie die oben für die erforderliche Lichtstärke angegebene ermöglichen es nunmehr, die erforderliche Lichtstärke für Lichttagessignale unter verschiedenen Bedingungen annähernd vorzuberechnen. An Stelle der Berechnung können auch die Kurven in Abb. 1 und 2 oder das in Abb. 3 angegebene Nomogramm benutzt werden. In diesem Nomogramm ist die verlangte Reichweite auf der linken Skala aufzusuchen und die Mindestsichtweite des Nebels, bei dem das Signal gerade noch erkennbar sein soll, auf der rechten Seite der rechten Skala. Die auf diesen beiden Skalen aufgesuchten Punkte werden durch eine gerade Linie verbunden. Der Schnittpunkt dieser geraden Linie mit der mittleren Skala ergibt die erforderliche Lichtstärke; für rotes Licht gilt hierbei die linke Teilung und für grünes, gelbes und weißes Licht die rechte Teilung auf der mittleren Skala. An Stelle der Sichtweite des Nebels kann man auch die zugelassene Zahl von Unsichtbarkeitstagen der Berechnung zugrunde legen. Sie ist unter Benutzung der Kurve in Abb. 2 auf der rechten Skala des Nomogramms links neben der Sichtweite angegeben. Bei der Benutzung des Nomogramms ist zu beachten, daß es jeweils Lichtstärken oder Reichweiten liefert, bei denen die Signale noch schwer erkennbar sind. Man muß deshalb stets noch mit einer gewissen Sicherheit rechnen.

An zwei Beispielen soll die Anwendung des Nomogramms erläutert werden: In seinem grundlegenden Aufsatz „Über Lichttagessignale bei der Reichsbahn“ (Verkehrstechnische Woche, Jahrg. 1929, Heft 15) stellt Reichsbahnoberrat Buddenberg die Forderung auf, daß die Hauptsignale vom Vorsignal aus im allgemeinen auf 700 m zu erkennen

sein müssen. Es möge eine Unsichtbarkeit von 4% der Tage eines Jahres zugelassen sein. Durch Verbindung dieses Punktes für 4% Unsichtbarkeit auf der linken Seite der rechten Skala des Nomogramms mit dem Punkt für 700 m Reichweite auf der linken Skala erhält man als Schnittpunkt mit der mittleren Skala eine erforderliche Lichtstärke von 1500 HK für rotes Licht und 3000 HK für grünes Licht. Es mögen für die Signale rote Farbgeläser mit 10% Durchlässigkeit benutzt werden; dann ergibt sich für die nackte Lichtquelle des Signals einschließlich der Wirkung des Linsenscheinwerfers eine maximale Lichtstärke von $1500/0,1 = 15000$ HK. Werden Gläser mit 15% Durchlässigkeit für grünes Licht benutzt, so ergibt sich für die nackte Lichtquelle des grünen Signals eine maximale Lichtstärke von $3000/0,15 = 20000$ HK. Mit guten Linsenscheinwerfern und den für Lichttagessignale gebräuchlichen Lampen für 40 Watt lassen sich diese Lichtstärken ohne Schwierigkeiten erreichen, wie aus dem eben erwähnten Aufsätze zu entnehmen ist.

In einem zweiten Beispiel möge die verlangte Reichweite 1000 m und die Lichtstärke des roten Signals 2000 HK sein. Es soll festgestellt werden, an wieviel Prozent der Tage im Jahre man mit der Sichtweite des Signals rechnen kann. Verbindet man den Punkt für 1000 m Reichweite auf der linken Skala mit dem Punkt für 2000 HK auf der linken Teilung der mittleren Skala, so ergibt diese gerade Linie auf der rechten Skala die Unsichtbarkeit 11%. Man muß also in diesem Falle mit einer Unsichtbarkeit des Signals an mindestens 11% der Tage eines Jahres rechnen.

Die hier mitgeteilten Versuchsergebnisse und die daraus abgeleiteten Beziehungen können dazu dienen, die erforderliche Lichtstärke der Lichttagessignale und die von ihnen zu erwartende Leistungsfähigkeit überschlägig vorzubestimmen. Der dabei zu erzielende Genauigkeitsgrad dürfte für den praktischen Gebrauch so lange ausreichen, bis durch weiteres Versuchsmaterial noch sicherere Unterlagen für die Berechnung gegeben sind.

Ursachen der Frosthügel im Eisenbahn- und Straßenbau und Mittel zu deren Verhütung.

Von Dipl.-Ing. H. Blum, Dortmund.

In Heft 1/1929 des „Organs“ wurde von Reichsbahnrat Dr. Ing. Karl Backofen, Stettin, ein Aufsatz über Frosthügel und Schlagstellen im Eisenbahnbau veröffentlicht, der neben einer Übersicht verschiedener Theorien eine fesselnde Zusammenstellung über im Reichsbahndirektionsbezirk Stettin im Winter 1928/29 gemachte Beobachtungen enthält. Die Beobachtungen zeigen eine beachtenswerte Verschiedenheit im Verhalten der einzelnen Bodenarten, die sich zu widersprechen scheinen, die jedoch beim genaueren Betrachten leicht erklärt werden können. Bei Berücksichtigung aller Eigenschaften und Zustände des Bodens beim Gefrieren kann eine Gesetzmäßigkeit abgeleitet werden, die durch jene Beobachtungen bestätigt wird und die weitere Forschungen wesentlich erleichtern wird und auch Wege zur Verhütung von Frostschäden weist.

Ganz allgemein für jede Bodenart gültig sind folgende Überlegungen. Im völlig trockenen Zustand erfahren die Bodenteilchen beim Sinken der Temperatur unter 0° keine Veränderung, wenn die Volumenverminderung infolge der Wärmeschwankung vernachlässigt wird. Im Gegensatz hierzu dehnt sich das Wasser beim Gefrieren, besser gesagt beim Übergang von flüssigem zum festen Zustand, um etwa $1/10$ seines Rauminhaltes aus. Diese Ausdehnung ist die Ursache aller Frostschäden, wie allgemein richtig erkannt. Jedoch bleibt zu beachten, daß jeder Boden, gleich welcher Korngröße und Lagerungsdichte, mehr oder minder große und viele Hohlräume enthält, die mit Luft oder Wasser oder beiden Stoffen gleichzeitig ausgefüllt sind. Ist nur Luft in ihnen enthalten,

also der Boden absolut trocken, so tritt niemals ein Gefrieren ein. Sind alle Hohlräume mit Wasser gefüllt, also der Boden wassergesättigt, so muß der gefrierende Teil des Bodens sich ausdehnen, das Gefüge gelockert werden, wenn ein Ausweichen des Wassers in andere nicht gefrorene Schichten unmöglich ist. Ist Luft und Wasser gleichzeitig im Boden vorhanden, so dehnt sich das Wasser beim Gefrieren um $1/10$ seines Volumens aus und verdichtet oder verdrängt das gleiche Volumen Luft. Beträgt der Luftgehalt nur rund $1/10$ der Hohlräume, so hat jedes Wassertröpfchen in jedem Hohlraum Platz genug, um sich auszudehnen. Ein derartiger Boden würde sich schon sehr naß anfühlen und gefühlsmäßig mit gesättigt naß bezeichnet werden. Genaue Bestimmung des Sättigungsgrades ist also bei allen Untersuchungen erforderlich. Frostschäden können nur dann auftreten, wenn der gefrierende Boden zu mehr als $9/10$ seines Porenraumes wassergesättigt ist.

Das Gefrieren ist ein Vorgang, der sich in der Regel von der Oberfläche ausgehend, langsam nach unten fortsetzt. Zunächst gefriert das in den Hohlräumen enthaltene Wasser in einer ganz dünnen Oberflächenschicht. Durch die unregelmäßige Gestalt der Bodenteilchen und der Hohlräume erhält die gefrorene Schicht ein festeres Gefüge, so daß die Teilchen nur mit Gewalt voneinander getrennt werden können. Neben den sonst vom Boden aufnehmbaren Reibungs- und Kohäsionswiderständen kommt jetzt eine Druck- und Zugfestigkeit hinzu, die eine Schub- und Biegefestigkeit bedingt. Handelt es sich

um einen wassergesättigten Boden, so bildet die oberste Frostdecke eine starre und wasserundurchlässige Schicht. Dringt der Frost tiefer, so muß aus der zweiten gedachten Schicht der Raumüberschuß des gefrierenden Wassers verdrängt werden, da es sich nicht elastisch zusammendrücken läßt. Nach oben findet das verdrängte Wasser den Widerstand der undurchlässigen Frostschicht. Es ist aber möglich, daß der Wasserüberschuß nach unten zum Grundwasser abfließen kann. Ist der Boden aber auch nach unten undurchlässig, so tritt durch die Erhöhung des Innenwasserdruckes eine Hebung der gesamten Frostdecke ein. Mit wachsender Frosttiefe wächst der innere Überdruck und die dadurch hervorgerufene Hebung der Oberfläche. Sind die Bodenmassen ganz gleichartig bei waagrechtter Oberfläche und unbegrenzter Ausdehnung, so tritt die Hebung nur ganz allmählich mit dem Tieferdringen der Frostgrenze fortlaufend auf. Da an der Unterfläche der Frostschicht mit deren Wachsen dauernd Überschußwasser gebildet wird, tritt gewissermaßen eine Trennung zwischen Frostschicht und ungefrorenem Boden ein. Man könnte sagen, daß die Frostschicht auf einer allerdings sehr dünnen Wasserschicht schwimmt, wie eine Eisdecke auf freiem Wasser. Ist der Boden in seiner Struktur unregelmäßig, so kann es im Boden zur Bildung von endlichen Wasserschichten dadurch kommen, daß an der Stelle des geringsten Bodenzusammenhaltes sich das Überschußwasser solange ansammelt, bis es selbst in dieser Schicht gefriert und derselbe Vorgang sich in tieferen Schichten fortlaufend wiederholt. Insbesondere kann man diese Erscheinung bei Tonböden beobachten, wie dies die Erfahrung bestätigt. Die Eisschichten haben entsprechend der Oberfläche annähernd waagrechte Lage und sind nicht etwa durch schwere Lasten auf dem Boden bedingt, sondern allein durch den inneren Überdruck, die unregelmäßige Bodenstruktur und die geringe Wasserdurchlässigkeit. Wohl kann durch bewegte Lasten, wie fahrende Eisenbahnzüge, die Schwingungen im Boden erzeugen, die Bildung von Rissen, die sich dann mit Druckwasser anfüllen, begünstigt werden. Diese Erscheinung tritt bei Sandböden nicht auf, da diese so gut wie keine Kohäsion besitzen und der Überdruck sich infolge der Durchlässigkeit in alle Poren gleichmäßig fortpflanzen kann.

Die Größe des inneren Wasserüberdruckes kann niemals das Eigengewicht der Frostschicht überschreiten, wenn man von der Zugfestigkeit der bindigen Böden absieht, die aber sehr gering ist. In Sonderfällen können höhere Innendrucke dann auftreten, wenn die Frostdecke mit den tiefergelegenen Erdschichten zugfest verbunden ist (durch Baumwurzeln, gerammte Pfähle und dergl.). Der innere Wasserüberdruck für den Idealfall kann graphisch sehr einfach dargestellt werden (Abb. 1). Er ist allein abhängig von der Dicke der Frostschicht und ihrem Gewichte. Der Wasserdruck in dem gesättigt nassen Boden vor dem Gefrieren wächst mit der Tiefe nach der Gleichung

$$W = 1,0 \cdot t.$$

Ist eine Schicht von der Dicke d gefroren, so würde, wenn die Frostschicht gewichtlos wäre, der Wasserdruck in der Tiefe t nur noch

$$w' = 1,0 \cdot (t - d)$$

betragen. Durch die Frostschicht, deren Raumgewicht γ betragen möge, wird der tatsächlich auftretende Wasserdruck

$$w'' = 1,0 \cdot (t - d) + 1,0 \cdot d \cdot \gamma$$

betragen. Der Wasserüberdruck gegenüber dem ungefrorenen Zustand errechnet sich somit wie folgt:

$$u = w'' - w = d(\gamma - 1).$$

Da das Raumgewicht für den gesättigt nassen gefrorenen Boden sich um $2,0 \text{ t/m}^3$ bewegt, kann für Regelfälle angenähert geschrieben werden

$$u = d.$$

Da das Wasser nahezu unelastisch ist, muß die Hebung der

Frostoberfläche so groß sein, daß der Hubraum gleich dem Ausdehnungsraum ist. Da sich aber nur das Wasser ausdehnt, ist es erforderlich zu wissen, wie groß der Hohlraumgehalt des Bodens ist. Er sei mit ϵ bezeichnet, dann ist die Hebung

$$h = 0,1 \cdot \epsilon \cdot d,$$

denn eine seitliche Ausdehnung ist nicht möglich, so daß der Raumüberschuß von $\frac{1}{10}$ des wassergefüllten Hohlraumes nur nach einer Richtung sich auswirken kann. Berücksichtigt man, daß ϵ zwischen 0,2 und 0,5 schwanken kann, so läßt sich schreiben

$$h = 0,02 \text{ bis } 0,05 \text{ d.}$$

Nimmt man eine Frosttiefe von einem Meter an, die für deutsche Regelverhältnisse als Grenzwert angesehen werden kann, so würde der innere Wasserüberdruck 1 t/m^2 und die Oberflächenhebung 2 bis 5 cm betragen können. Überdruck und Hebung sind also in der Hauptsache abhängig von der Dicke der Frostschicht; der Überdruck ferner vom Raumgewicht der Frostschicht und die Hebung vom Hohlraumgehalt.

Alle diese Betrachtungen waren auf Böden bezogen, die voll bis zur Oberfläche mit Wasser gesättigt sind. Es ist aber durchaus möglich, daß die oberen Bodenschichten nicht gesättigt sind und Oberflächenhebungen erst nach längerer Frost-

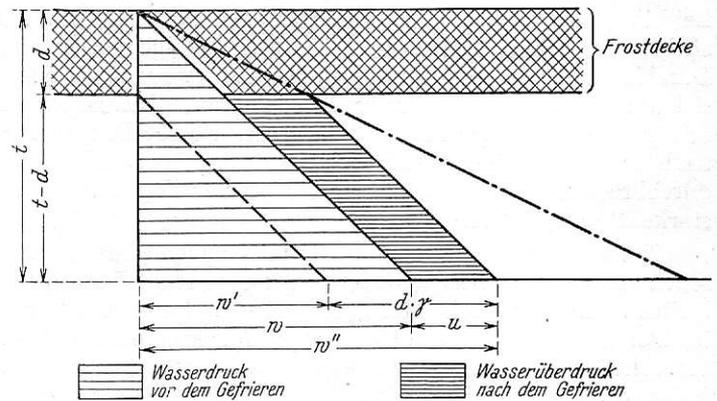


Abb. 1.

periode sich einstellen, nämlich dann, wenn die gesättigten Grundwasserschichten von der Frostdecke erreicht werden.

Die beobachtete Hebung von Grundmauern ist auf das Anfrieren der sich hebenden Bodenschichten zurückzuführen. Die Hebung kann also wiederum nur erfolgen, wenn die Gründung dort steht, wo die wassergesättigten Schichten vom Frost erreicht werden, auch dann, wenn der Frost nicht bis unter Gründungssohle reicht. Wenn Grundmauer und Boden im Grundwasser liegen, sind beide gleichmäßig mit Wasser gesättigt und frieren beide fest miteinander zusammen. Die Hebung tritt ein, wenn die Last der Mauer nicht zu groß und die Frostschicht dick genug ist, um die Schubkraft aufzunehmen. Zudem bleibt zu beachten, daß die Gründungsmauer selbst porös ist und das aus seinen Hohlräumen verdrängte Überschußwasser nach unten gedrückt wird und an der Stelle, wo es den geringsten Widerstand gegen Trennung der Teilehen findet — das ist unzweifelhaft die Sohlenfuge — eine Wasserschicht ähnlich wie im Tonboden bildet, die, da sich das Wasser in einer einzigen Fuge sammelt, entsprechend größere Dicke erreicht. Es tragen also die umliegenden Erdschichten wie die mit Wasser gefüllten Hohlräume der Grundmauer selbst zu ihrer Hebung mit bei.

Solange nun der Boden eben und auf weite Strecken gleichartig ist, werden sich alle Teile gleichzeitig und gleichviel heben, so daß hierdurch kein Schaden hervorgerufen wird; ja selbst die Beobachtung dieser Hebung wäre schwierig. Da aber, wie alle Erfahrungen im Erdbau zeigen, immer mit sehr starker Verschiedenheit des Bodens, seiner Eigenschaften und seines

Wassergehaltes zu rechnen ist, treten unregelmäßige Hebungen auf. Insbesondere kann auch durch äußere Einwirkungen (durch Stoßkräfte und ungleichmäßige Belastungen) die Frostschicht bersten und brechen, so daß an einzelnen Stellen besonders starke Hebungen zu beobachten sind. Zudem ist die Frostdecke nicht an allen Stellen gleich dick, wodurch das Gleichgewicht des inneren Überdruckes gestört wird und die starre Schicht an den dünnsten Punkten aufbricht.

Auf eine sehr wichtige Verschiedenheit im Verhalten der Bodenarten beim Gefrieren muß noch hingewiesen werden. Es ist zu unterscheiden zwischen sandigen und bindigen Böden, deren verschiedene Eigenschaften im wesentlichen nur durch die Größe und die Gestalt der Teilchen bedingt sind. Bei Sand versickert das Porenwasser leicht in tiefere Schichten, so daß Frostschäden nur dann auftreten können, wenn der Grundwasserspiegel hoch liegt und ein Absickern des Überschußwassers unmöglich ist. Bindige Böden setzen jedoch dem Durchgang des Wassers größere Widerstände entgegen und können praktisch als wasserundurchlässig bezeichnet werden. Die Teilchen sind so klein, daß die Zwischenräume infolge der Kapillarwirkung fast immer mit Wasser gesättigt sind. Nur dann, wenn es infolge starker Austrocknung zur Bildung von Schrumpfrissen kommt, dringt Luft in die Hohlräume ein. Bei bindigen Böden müssen also Hebungen noch häufiger sein als bei Sandböden. Jedoch kann bei jenen infolge der geringen Durchlässigkeit ein Druckausgleich kaum stattfinden. Es bilden sich die vorerwähnten dünnen Eisschichten. Die Hebungen erfolgen gleichmäßiger als bei Sandböden, wo das Druckwasser nach einer schwachen Stelle der Frostdecke strömen und dort durchbrechen kann, so daß dann in kurzer Zeit stellenweise starke Hebungen entstehen.

Bei den hier angestellten Betrachtungen darf die Erscheinung der Gefrierpunktserniedrigung nicht unbeachtet bleiben. Sind chemische Stoffe, insbesondere Salze oder Säuren im Porenwasser gelöst, so kann der Gefrierpunkt nicht unbeträchtlich herabgesetzt werden, so daß selbst bei stärkerer Kälte der Boden nicht gefriert. Insbesondere sind es die Chloride, die eine stärkere Gefrierpunktserniedrigung hervorrufen. Z. B. sind in nachfolgender Tabelle die Gefrierpunkte für verschiedene Konzentrationen von Kalzium und Kaliumchlorid angegeben. Es bedeutet „M“ die in 100 g Wasser gelöste Salzmenge und „t“ die Gefriertemperatur in Grad Celsius.

Ca Cl ²		K Cl	
M	t	M	t
1	0,4	1	0,45
2	0,9	2	0,9
4	1,85	4	1,8
6	2,85	6	2,65
8	3,9	8	3,55
10	4,9	10	4,4
14	7,4	12	5,35
18	10		

In Sanden ist eine Lösung chemischer Stoffe seltener als bei bindigen Böden. Jene werden durch Schwankungen und Strömungen des Grundwassers schnell ausgewaschen, falls nicht das Grundwasser die gleiche Lösung darstellt. Hingegen werden gelöste Stoffe von Tonen stark absorbiert und so leicht nicht wiedergegeben, so daß es schwierig ist, die Konzentration überhaupt festzustellen. Eine Gefrierpunktserniedrigung durch erhöhten Druck kommt praktisch nicht in Frage, da sie bei 1 atm Überdruck nur etwa 0,0075° beträgt. Sollten also selbst infolge von Kapillarwirkung Drücke von 200 atm auftreten (Terzaghi), so würde die Gefrierpunktserniedrigung nur 1,5°

betragen. Ob auch Unterkühlungen des Porenwassers praktisch vorkommen, wäre zu untersuchen. Hierdurch würden größere plötzliche Hebungen entstehen, da das Porenwasser in einer stärkeren Schicht plötzlich zum Gefrieren kommt.

Alle in dem oben genannten Aufsatz von Reichsbahnrat Backofen beschriebenen Beobachtungen dürften somit grundsätzlich erklärt sein. Jede Bodenart kann treiben, der Wassergehalt allein ist maßgebend. Frostschäden können nur auftreten, wenn die Hohlräume des Bodens zu mehr als $\frac{9}{10}$ mit Wasser gefüllt sind. Woher dieses Wasser stammt, ist eine Frage, die von Bedeutung ist, wenn man Frostschäden wirksam verhüten will. Bei weiteren Forschungen wird man somit neben Messung der Bodentemperaturen, der Analyse des Porenwassers, vor allem den Grad der Wassersättigung untersuchen. Die Feststellung des Hohlraum- und Wassergehaltes läßt sich mit verhältnismäßig geringen Mitteln durchführen. Jedoch muß dabei vorsichtig zu Werke gegangen werden, da selbst in gefrorenem Zustand Feuchtigkeit verdunstet und bei ungefrorenem Sandboden das Porenwasser absickert. Sofortige Untersuchungen an Ort und Stelle sind also geboten oder die Bodenprobe ist mit einer gegen Verdunstung und Sickerung schützenden Schicht durch Eintauchen in Paraffin zu versehen.

Eine einfache Untersuchungsmethode wäre folgende (Abb. 2):

Man wiegt ein Froststück des zu untersuchenden Bodens und bringt es in ein mit Wasser gefülltes Gefäß. Es muß dabei darauf geachtet werden, daß im Wasser keine Luft gelöst ist (abgekochtes Wasser) und daß an der Oberfläche des Erdstückes alle Luftbläschen entfernt sind. Dann stülpt man einen Trichter mit Standglas, das ebenfalls mit

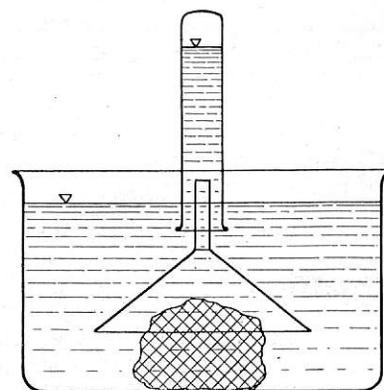


Abb. 2.

Wasser gefüllt ist, über das gefrorene Erdstück. Sind nicht alle Hohlräume mit Wasser oder Eis gefüllt, so muß beim Tauen und Ausfließen des Erdkörpers Luft entweichen, deren Volumen sich — natürlich reduziert auf die Temperatur des Froststückes — bestimmen läßt. Sodann bringt man das Wasser durch Eindampfen zum Verdunsten und wiegt den trocknen Erdrückstand. Die Gewichts-differenz zwischen Rückstand und Froststück gibt die in dem Versuchsstück enthaltene Wassermenge an. Daraus läßt sich das Volumen des Porenwassers angeben. Dieses um das Volumen der entwichenen Luft vermehrt, ergibt den ursprünglich vorhandenen Hohlraumgehalt. Der Grad der Wassersättigung ist somit bestimmbar.

Gleichzeitig sind mit dieser Betrachtung Wege zur Verhütung von Frostschäden gewiesen. Das wirksamste Mittel ist unbedingt die Verringerung des Wassergehaltes durch gute Entwässerung, durch Vermeiden von Grundwasseranschnitten. Diese Gesichtspunkte werden sich aber nur bei Bahnneubauten berücksichtigen, aber auch dann nicht immer durchführen lassen. Zudem ist in nordischen Ländern bei Frosttiefen von zwei Metern und mehr eine derartige Maßnahme nicht mehr wirtschaftlich möglich. Aber selbst in gut durchlässigem und gut entwässertem Boden können dann Frostbeulen auftreten, wenn nach einer längeren Frostperiode Tauwetter mit Regenfällen eintritt. Die Frostschicht beginnt von oben her zu tauen. Das Tau- und Regenwasser dringt in den Boden ein (bis zu der im Boden noch längere Zeit sich haltenden Frostschicht) und gelangt dort noch teilweise zum

Gefrieren. Dadurch werden alle Poren in der Frostschiebt durch Eis geschlossen. Die Frostschiebt wird undurchlässig und der darüberliegende Boden wassergesättigt. Bei nochmaliger Frostperiode müssen sich dann Frostschiäden zeigen. Dieser Vorgang ist allerdings nur durch die Zufälligkeit der Wetterfolge bedingt, aber durchaus denkbar. Also eine gute und wirksame Entwässerung schließt Frostschiäden nicht in allen Fällen aus.

Mit der Beseitigung des Grundwassers muß gleichzeitig für einen schnellen Abfluß des Niederschlagwassers gesorgt werden. Aber auch durch Schwitzwasser tritt bei Frost eine Anreicherung des Porenwassergehaltes unter der gefrorenen Deckschiebt ein. In den tiefer gelegenen, vergleichsweise wärmeren Schichten gelangt Porenwasser zum Verdunsten, das sich in den kälteren Schichten niederschlägt und unter der Frostschiebt gefriert. Je stärker das Temperaturgefälle im Boden nach der Erdoberfläche zu ist, um so stärker ist die Bildung von Schwitzwasser, um so stärker die Anreicherung der Frostschiebt an Feuchtigkeitgehalt. Diese Anreicherung ist am stärksten bei den ersten Nachtfrösten, wenn die Erde noch verhältnismäßig warm ist. Nach längerer Frostperiode dürfte nur noch sehr wenig Schwitzwasser bis an die Frostschiebt gelangen. In dieser Hinsicht wären noch Beobachtungen anzustellen.

Ein weiterer wirksamer Schutz gegen Frostschiäden ist die Verwendung stark wärmeisolierender Deckschichten, die die Frosteindringungstiefe herabmindern, also unter Umständen ein Gefrieren der Grundwasserschicht verhindern. Die Isolierschichten wären nur dort nötig, wo erfahrungsgemäß mit Schiäden zu rechnen ist, nicht dort, wo der Grundwasserspiegel sehr tief liegt, etwa bei Dämmen, wo bisher wohl noch keine Frostschiäden beobachtet worden sind. Bringt man jedoch die Isolierschiebt ungleichmäßig etwa nur stellenweise auf, so können die Grundwasserschichten an den ungeschützten Stellen gefrieren und zur Hebung der gerade geschützten Stellen führen. Holzschwellen verringern ebenfalls die Frost-

eindringungstiefe; darauf ist auch wohl die Hebung eines Streifens längs der Gleise zurückzuführen, wobei außerdem noch das Brechen der Frostschiebt durch die starke Belastung eine Rolle spielen wird.

Als weiteres Mittel, Frostschiäden zu verhüten, könnte die Tränkung des Grundwassers mit einer Salzlösung in Frage kommen. Welches Salz hierfür in Frage käme und ob dies Verfahren wirtschaftlich ausführbar ist, wäre noch zu untersuchen. Jedenfalls wären immerhin beträchtliche Salzmengen erforderlich, die bei Sandböden wahrscheinlich jährlich aufzubringen wären, während sie bei Tonböden vielleicht mehrere Jahre vorreichen würden. Das Salz müßte rechtzeitig vor Eintreten des Frostes aufgebracht werden, damit es das Grundwasser bis in genügende Tiefen durchsetzt. Vielleicht ließe sich diese Maßnahme mit der Bekämpfung des Pflanzenwuchses in der Bettung verbinden.

Ein bemerkenswerter Versuch aus dem Gebiet der Baustofflehre läßt sich aus den hier angestellten Betrachtungen ableiten. Jeder Tonziegel, jeder Beton enthält Hohlräume, die sich beim Vorhandensein von Niederschlag- oder Grundwasser mehr oder weniger mit Wasser füllen. Sorgt man bei Wassersättigung durch einen Paraffinüberzug dafür, daß kein Porenwasser mehr entweichen kann, und bringt man dann dieses Stück so zum Gefrieren, daß die Eisbildung von allen Seiten gleichmäßig erfolgen kann, so verhindert der äußere undurchlässige Eismantel ein Entweichen des inneren Porenwassers. Mit fortschreitendem Gefrieren wächst der Wasserinnendruck, bis das Versuchsstück gesprengt wird. Wäre die Zugfestigkeit des Baustoffes so groß, um mehrere Hundert Atmosphären Überdruck auszuhalten, so würde das Wasser im Innern nicht erstarren und das Probestück unversehrt bleiben. Daß in der Praxis derartige Sprengungen von Baustoffen nur selten vorkommen, ist darauf zurückzuführen, daß das Überschußwasser meist nach einer Seite (nach der Erde zu) entweichen kann. Ausschlaggebend ist auch hierbei wieder der Wassersättigungsgrad des Baustoffes.

Berichte.

Lokomotivbehandlungsanlagen.

Die Bekohlungsanlagen der italienischen Staatsbahnen.

Die Bekohlung des Tenders von Hand kostet in Italien je Tonne Kohle 90 bis 100 Pf. Arbeitslohn und erfordert je t 12 bis 15 Minuten Zeit. Die Leistung eines Kohlenschleppers beträgt in 8 Stunden 9 bis 11 t. Sind mehrere Lokomotiven gleichzeitig zu bekohlen, so ergeben sich leicht Schwierigkeiten und Verzögerungen.

Die italienischen Staatsbahnen stellten nun mit verschiedenen mechanischen Bekohlungsarten Versuche auf wirtschaftlicher Grundlage an, die folgende Ergebnisse zeitigten:

1. Fahrbare Drehkrane. Der auf Normalspur laufende Kran faßt schmalspurige Kippwagen, hebt und schwenkt sie und kippt ihren Inhalt in den Tender. Jeder Kippwagen faßt rund $\frac{1}{2}$ t Kohle. Um 1 t Kohle einzuladen werden $4\frac{1}{2}$ bis 8 Minuten benötigt, je nachdem die Kippwagen bereitstehen oder erst gefüllt werden müssen. Der Verbrauch an elektrischer Energie ist 0,08 kWh je Tonne Kohle. Diese Bekohlungsanlage eignet sich nur für Bahnhöfe untergeordneter Bedeutung. Die italienischen Staatsbahnen weisen zwei solcher Anlagen auf.

2. Fahrbare Brückenkrane. Ein Brückenkran mit vorkragendem Ende befindet sich in Rom, zwei weitere gewöhnliche Brückenkrane in Mailand-Lambrate und Fiume. Dem Kran obliegen folgende Verrichtungen: Entladung von Kohlenwagen auf Lager oder unmittelbar in den Tender, Räumung des Lagers in den Tender oder in Bunker, wenn nötig Wiederbeladung von Kohlenwagen aus dem Lager. Der Kran in Rom läuft auf 153 m Gleislänge. Das Kohlenlager faßt 10000 t. Lichte Weite des

Krans ist 24,1 m, die Länge der Brücke einschließlich des vorkragenden Endes 40,8 m. Auf der Brücke läuft eine Katze mit elektrisch betätigtem Hubwerk und Greifer für 1 bis 1,2 t Kohle. Krangeschwindigkeit 0,5 m/sec. Die zur Anlage gehörigen beiden ortsfesten Bunker haben je 25 t Inhalt, zwölf kleinere je 3,5 t. Die großen Bunker sind mit doppelter Wiegeeinrichtung versehen.

Der Mailänder Kran läuft auf 275 m Gleis. Das Lager faßt 20500 t. Die Stützweite des Krans ist 25 m. Auf der Brücke ist ein fahrbarer Schwenkkran angeordnet. Die Fahrgeschwindigkeit des Brückenkranes ist 0,26 m/sec. Zum Fassen, Heben, Transport und Entladen der Kohle braucht der Greifer $1\frac{1}{2}$ Minute. Der Kran in Fiume ist etwas kleiner. Durchschnittlich leisten diese Krane zusammen im Tag 460 t.

3. Zellen-Bekohlungsanlage. Es ist nur eine mit 230 t Tagesleistung vorhanden. Die Kohle wird mittels eines an einem Laufwerk hängenden Greifers in 18 auf einem Eisengerüst vereinigte Zellen oder Bunker geladen, welche sich unmittelbar in den Tender entleeren.

4. Bunker-Bekohlungsanlagen. Diese bestehen aus einem Bunker für 25 t Inhalt auf einem ortsfesten Eisengerüst, zu welchem Kippwagen mittels zweier Aufzüge emporgehoben werden. Durch eine Schüttrinne wird der Tender vom Bunker aus gefüllt. Jeder der beiden voneinander unabhängigen Aufzüge ist mit einem 6 PS-Motor versehen. Solcher Anlagen besitzen die italienischen Staatsbahnen zwei.

5. Aufzüge Bauart Schilhan. Diese bestehen in ihrer heutigen Ausführung aus einem ortsfesten Eisengerüst, in welchem zwei

Aufzüge laufen, die von einem einzigen 7 PS-Motor angetrieben werden. Kippwagen von $\frac{1}{2}$ t Fassungskraft werden auf die Plattform der Aufzüge geschoben, dort festgemacht, angehoben und durch einen Bunker mit Schüttrinne in den Tender entleert. Während ein gefüllter Kipper gehoben wird, senkt sich der leere. Solcher Aufzüge sind 30 in Betrieb, die zusammen im Durchschnitt täglich 3489 t leisten. Die Bekohlung wickelt sich mit diesen Aufzügen am einfachsten ab. Als Betriebskosten werden angegeben:

Elektrische Energie je 1000 t verladener Kohle	27,50 <i>R.M.</i>
Unterhaltungskosten im Monat	33,— „
6% Abschreibung in 30 Jahren bei 22000 <i>R.M.</i>	
Anschaffungskosten, im Monat	131,— „

Die Einsparung von Arbeitern gegenüber Handbetrieb beträgt je 1000 t Leistung 1,8 Mann. Das Heranbringen der Kipper erfolgt in größeren Bekohlungsanlagen mittels Lokomotoren, Diesel- oder Akkumulatorlokomotiven. Schon von 50 t Tagesleistung an ergibt der Schilhan-Aufzug gegenüber Handbetrieb Ersparnisse. Die gesamten Betriebskosten je Tonne geförderter Kohle sind:

	bei Handbetrieb <i>R.M.</i>	für den Schilhan- Aufzug <i>R.M.</i>
bei 50 t Tagesleistung	1,12	1,10
„ 100 t „	1,04	0,89
„ 200 t „	1,00	0,72
„ 300 t „	1,00	0,66

Ferner wurden ermittelt die Betriebskosten je Tonne Kohle für einen Brückenkran mit 0,45 *R.M.*
„ die Zellenbekohlungsanlage mit 0,88 „
„ einen Drehkran und die Bunkerbekohlung 0,83 „

Die Brückenkrane verschlingen hohe Anlagekosten, ebenso die Zellenbekohlungsanlagen. Greifer und wiederholte Bewegung der Kohle fördern die Grusbildung in unerwünschter Weise. Die italienischen Staatsbahnen geben der Bekohlung mit dem Aufzug Bauart Schilhan im allgemeinen den Vorzug. Schn.

(Notiz. teen. Nov. 1929.)

Lokomotiven und Wagen.

2 C 2 - h 2 Lokomotive der Chicago, Milwaukee, Pt. Paul and Pacific Railway.

Die Bauart, von der 14 Stück von den Baldwin-Werken *) geliefert worden sind, ist für den schweren Personenzugdienst bestimmt. Die Lokomotive hat Kleinrohrüberhitzer; der Rahmen ist samt den Zylindern in einem Stück aus Stahl gegossen.

Bemerkenswert ist die Ausführung des hinteren Schleppgestells. Dieses besitzt einen Stahlrahmen nach Art des einachsigen, sogenannten „Delta“-Gestells. Die beiden Räder eines jeden Radsatzes sitzen auf einer Hohlachse, die in Timkenrollenlagern auf einer außerhalb der Radscheiben festgelagerten Achse läuft. Die feste Achse hat die Abmessungen der sonst verwendeten drehbaren Achsen mit Achsschenkeln von 165.305 mm. Die Achsschenkel laufen aber nicht in Gleitlagern, sondern sie sind statt dessen in gußeisernen Lagerklötze eingesetzt. Die Timkenlager, welche die Last von der festen Achse auf die Hohlachse übertragen, liegen in der Lauffebene der Räder. Die ganze Anordnung ist so gewählt, daß die neuartigen Radsätze in einfacher Weise gegen Regelradsätze ausgewechselt werden können, wenn sie im Betrieb nicht befriedigen sollten.

Die Hauptabmessungen der Lokomotive sind:

Kesselüberdruck	15,8 at
Zylinderdurchmesser	2 × 660 mm
Kolbenhub	711 „
Verdampfende Heizfläche	390,0 m
Heizfläche des Überhitzers	169,0 „
Heizfläche im ganzen	559,0 „
Rostfläche	7,4 „
Durchmesser der Treibräder	2007 mm
Durchmesser der Laufräder vorn/hinten	914/1092 „
Fester Achsstand (Kuppelachsen)	4267 „
Ganzer Achsstand der Lokomotive	12421 „
Reibungsgewicht	86,0 t
Dienstgewicht der Lokomotive	170,0 „
Dienstgewicht des Tenders	132,0 „
Vorrat an Wasser	56,5 m ³
Vorrat an Brennstoff	18,2 t

(Railw. Age 1930, 1. Halbj., Nr. 9.) R. D.

Ergebnisse von Versuchen mit dem Martin-Feuerbüchssieder**).

Im September 1928 ist eine für Ölfueuerung eingerichtete 1 E 1-Lokomotive der Texas and Pacific Railway mit einem Martin-Feuerbüchssieder ausgerüstet worden. Nachdem diese Lokomotive in 23 Monaten 122000 km zurückgelegt hatte, zeigte sich bei einer Kesseluntersuchung noch keine Spur von An-

*) Eine Lokomotive gleicher Achsanordnung mit im wesentlichen gleichen Abmessungen ist im Organ 1927, S. 397 beschrieben.

***) Organ 1929, S. 86.

rostung oder Abzehrung. Sowohl die Kessel- und Feuerbüchswandungen, wie auch die Heiz- und Rauchrohre sollen im besten Zustand gewesen sein, während sonst dieselben Lokomotiven im gleichen Dienst schon nach etwa 80000 km eine vollständige Erneuerung der Rohre verlangen. Nach einem Weg von 145000 km war der Feuerbüchssieder noch vollständig in Ordnung. Er scheint demnach trotz seiner verhältnismäßig geringen Anlagekosten einen guten Schutz für die Kesselwandungen und Rohre vorzustellen, indem er den Wasserumlauf im Kessel fördert. Die Texas and Pacific Railway erwartet bei den mit dem Feuerbüchssieder ausgerüsteten Lokomotiven eine doppelte Lebensdauer von Feuerbüchse und Rohren. Außerdem hat sich bei sämtlichen derartig ausgerüsteten Lokomotiven noch eine Brennstoffersparnis von ungefähr 10% ergeben.

In welchem Umfang der Kreislauf des Wassers im Kessel durch den Einbau des Sieders befördert wird, zeigte sich bei einem Vergleichsversuch zwischen zwei gleichartigen Lokomotiven, von denen die eine einen Sieder hatte, während die andere diese Einrichtung noch nicht besaß. Beide Lokomotiven wurden angeheizt, wobei das Speisewasser eine Temperatur von etwa 60° C aufwies, und dann auf den Höchstdruck von 14 at gebracht. Bei der Lokomotive ohne Feuerbüchssieder soll im Grund der Feuerbüchse bei einem Druck von 10,5 at noch keine höhere Wasserwärme festgestellt worden sein und beim Abblasen der Ventile bei 14 at soll die Wasserwärme erst um 5 bis 6° C gestiegen sein, so daß zwischen dem Grund und dem Rücken der Feuerbüchse schließlich ein Wärmeunterschied von 157° C bestanden hätte. Bei der Lokomotive mit Feuerbüchssieder sei dagegen die Wasserwärme an allen Stellen des Kessels rasch angestiegen und habe bei 14 at auf dem Grund der Feuerbüchse 143° C betragen. Andere Versuche, bei denen es sich darum handelte, den zum Anheizen erforderlichen Brennstoffverbrauch zu bestimmen, sollen dabei eine mittlere Heizölsparsnis von 25% ergeben haben. Außerdem soll sich bei solchen Lokomotiven, die mit zusätzlichen Antriebsmaschinen — Boostern — ausgerüstet waren, gezeigt haben, daß die durch den Feuerbüchssieder veranlaßte bessere Verdampfung auch eine bessere Ausnützung der Zusatzmaschinen gestattete. R. D.

(Railw. Age 1930, 1. Halbj., Nr. 4)

Eine neue Schnellzuglokomotive der italienischen Staatsbahnen.

Vor einigen Monaten wurde der Park der italienischen Staatsbahnlokomotiven durch eine neue leistungsfähige Type bereichert, die im Schnellzugdienst auf der ebenen Strecke Mailand—Venedig eingesetzt wurde und gut entsprochen hat.

Ursprünglich war eine Lokomotive mit 21 t Achsdruck geplant. Eine derart schwere Lokomotive hätte jedoch umfangreiche Strecken- und Brückenverstärkungsarbeiten auf den Hauptlinien auf welchen diese schwere Type hätte verkehren können, zur Voraussetzung gehabt. Andererseits sind diese Hauptlinien schon im Elektrisierungsprogramm enthalten. Eine so

schwere Lokomotivtype hätte daher eine sehr begrenzte Verwendungsfähigkeit gehabt.

Man entschloß sich daher, eine leichtere Lokomotivtype mit größerer Verwendungsfähigkeit zu schaffen. Der Treibrad-druck wurde daher auf 18 t begrenzt.

Infolge der auch bei den italienischen Staatsbahnen durchgeführten Typisierung der Lokomotiven wurde die neue Lokomotive der Gruppe 691 unter Zugrundelegung und Zusammenfassung der hauptsächlichsten konstruktiven Merkmale der bestehenden Lokomotivgruppen 690 und 746 konstruiert. Im

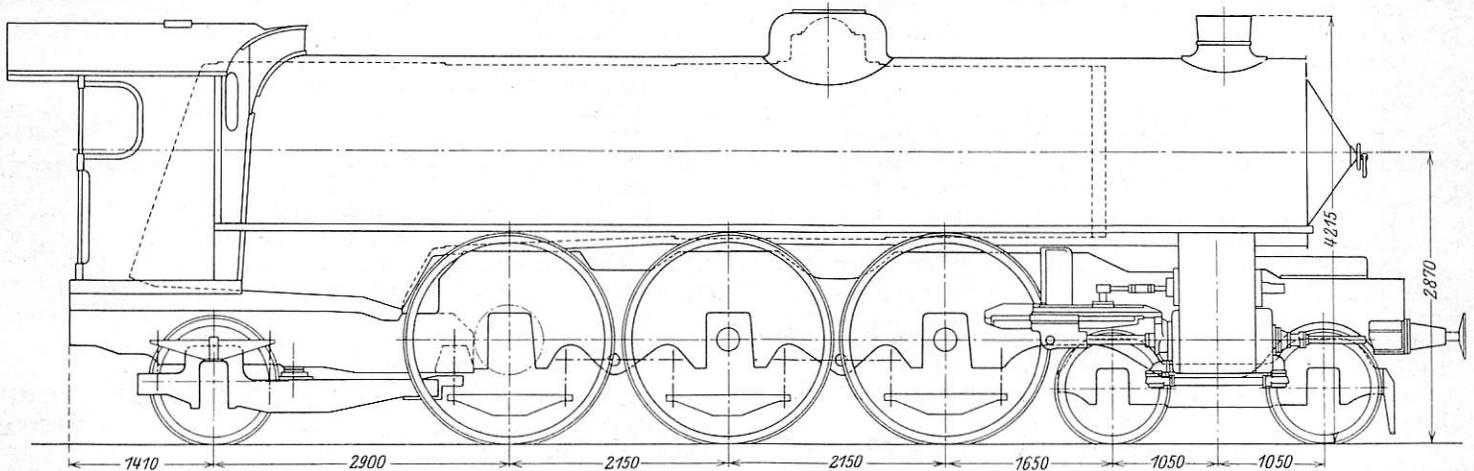


Abb. 1. Lokomotivtype 691. Längsschnitt.

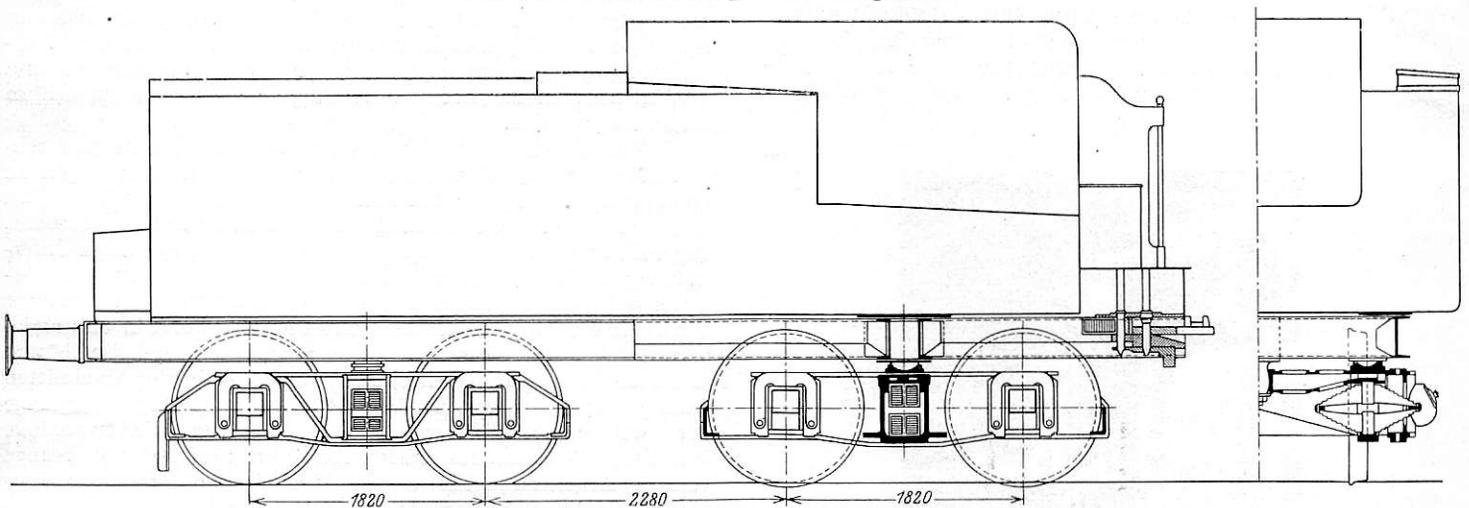


Abb. 2. Lokomotivtype 691. Tender.

Die Baumerkmale der neuen Type, die von der Type 690 abgeleitet ist und die Nummer 691*) führt, sind in folgender Zusammenstellung gleichzeitig mit jenen der Gruppe 690 angegeben.

	Gruppe 691	Gruppe 690
Kessellänge	11695 mm	11086 mm
Wasserraum des Kessels (mit 10 cm Wasserhöhe über Kesseldecke) . .	7,66 m ³	8,3 m ³
Dampfraum	4,00 „	3,68 „
Dampfdruck	14 kg/cm ²	12 kg/cm ²
Rostfläche	4,30 m ²	3,50 m ²
Glatte Heizrohre 52 × 47 mm . . .	185	155
Rauchrohre 133 × 125 mm	27	27
Heizfläche der Feuerbüchse . . .	17 m ²	15,70 m ²
„ „ Rohre	220 „	194,50 „
Gesamte Verdampfungsheizfläche . .	237 „	210,20 „
Überhitzerheizfläche	67 „	67 „
Zylinderzahl	4	4
Zylinderdurchmesser	450 mm	450 mm
Kolbenhub	680 „	680 „
Durchmesser der Kuppelräder . . .	2050 „	2030 „
Achsdruck der Treib- u. Kuppelachsen	18 t	18 t
Achsdruck der Bisselachse	16,2 „	16,2 „
Leergewicht	90,5 „	78,9 „
Reibungsgewicht	60 „	54,0 „
Dienstgewicht	101 „	87,2 „

*) Vergl. Organ, S. 180.

wesentlichen hat die neue Lokomotive Gruppe 691 das gleiche Lauf- und Triebwerk wie die Gruppe 690. Es wurde daher auch, da die Lokomotive 690 mit Heusinger-Steuerung ausgerüstet ist, diese Steuerungsbauart gewählt, und nicht die in Italien ja vielfach verwendete Caprotti-Steuerung. Für höhere Geschwindigkeiten scheint sich diese Steuerung auch weniger zu eignen. Die Hauptunterschiede zwischen den beiden Typen liegen im Kessel und in der hinteren Bisselachse. Die 33 Lokomotiven der Gruppe 690, die z. Z. für den Schnellzugdienst auf der ebenen Strecke Bologna—Mailand eingestellt sind, haben sich hinsichtlich des Laufwerks sehr gut bewährt, doch sind sie hinsichtlich der Dampferzeugung nicht ganz einwandfrei, da die Rostfläche im Verhältnis zur Heizfläche zu gering ist. Dieser Mangel rührt davon her, daß beim Entwurf der Lokomotivgruppe 690 die Verbrennungskammer fortgelassen wurde. Da, wegen der gleichförmigen Gewichtsverteilung eine Verschiebung des Kessels nach rückwärts nicht angängig war, kam die Feuerbüchse zwischen die rückwärtigen Triebräder und hat daher nur eine geringe Breite erhalten können. Man griff daher, um keine neue Kesseltype zu schaffen, auf die schon bewährte Schnellzuglokomotivgruppe 746 zurück, von der 60 Lokomotiven seit Jahren vorzüglichen Dienst leisten. Während die Lagerung des Kessels Gruppe 746 auf den Rahmen, Gruppe 690 im Vorderteil keine Schwierigkeiten bot, da das Sattelstück der eingebauten Zylinder die gleiche Krümmung hatte, mußten die Seitenrahmen unmittelbar vor der schräg gehaltenen Stehkesselvorderwand nach unten gezogen und durch entsprechend geformte Profilstücke, die die Lagerung der Feuerbüchse gestatten, am Ende abgeschlossen werden. Die Profil-

stücke sind mit dem Rahmen durch Überlappung auf eine Länge von 855 mm verbunden. Diese Rahmengestaltung gestattete auch den Ersatz der Bisselachse der Gruppe 690 durch eine solche der Type 746 bis 747, welche äußere Achsschenkel hat, was als Vorzug angesehen wurde. Die Federn dieser Bisselachse sind durch einen Querausgleichshebel verbunden, um zu vermeiden, daß im Falle des Bruches einer Feder das gegenüberliegende Rad von der Schiene abgehoben wird. Fälle dieser Art haben sich bei der Lokomotivtype 746 ereignet.

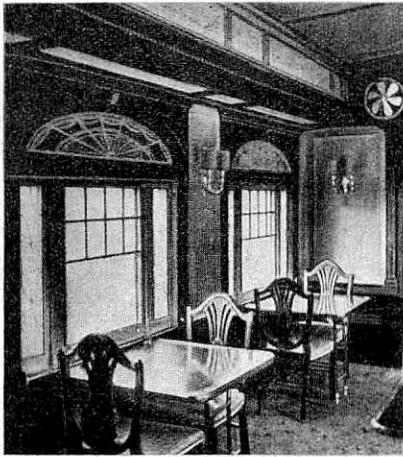
Infolge des größeren Kessels hat die Lokomotivgruppe 691 eine höhere Dampferzeugung gegenüber der Gruppe 690. Dies bedeutet jedoch unter sonst gleichen Umständen keinen höheren Füllungsgrad, da ja der Dampfdruck von 12 auf 14 at erhöht ist.

Die erste Lokomotive der Gruppe 691 wurde aushilfsweise mit einem Tender der Grundtype der italienischen Staatsbahnen von 22 m³ Wasserinhalt versehen, der bei voller Leistung der Lokomotive höchstens etwa 2¾ Stunden reicht. In jüngster Zeit wurde eine Tendertype mit 32 m³ Wasserinhalt eingeführt, die bei voller Belastung mit der Lokomotivtype 691 eine Fahrt von 350 bis 380 km ohne Unterbrechung gestattet. Der Kohlenvorrat der neuen Tendertype beträgt 7 t, das Leergewicht ist 28 t, das Dienstgewicht 67 t.

Die zugelassene Höchstgeschwindigkeit der neuen Lokomotive beträgt 130 km/h. E. Abél.

Stahl bei der Innenausstattung von Personenwagen.

Der neuzeitliche Personenwagenbau verwendet für Untergestell und Kasten Stahl im ausgedehnten Maße, es läßt sich aber auch Stahl als Baustoff für die Inneneinrichtung von Schlaf-, Speise- und Salonwagen verwenden.



Aus Stahl gefertigte Inneneinrichtung eines Speisewagens.

Die Abbildung zeigt eine solche aus Stahl gefertigte Inneneinrichtung eines Speisewagens, bisher bestand sie bekanntlich vorwiegend aus Mahagoni oder anderen Edelhölzern.

Man kann heute dem Stahl jede beliebige Form und jeden gewünschten Farbton geben. Dabei kann durch ein besonderes

Verfahren die Maserung unserer in- und ausländischen Edelhölzer so naturgetreu auf Stahl übertragen werden, daß es unmöglich ist zu unterscheiden, ob man tatsächlich Holz oder Stahl vor sich hat. So ist der in der Abbildung gezeigte Speisewagen in Elfenbein und Mahagoni gehalten. Ebenso läßt sich Marmor in vollkommener Naturtreue in Stahl wiedergeben. Die Abbildung zeigt die Zweckmäßigkeit und elegante Linienführung, welche sich durch Stahl erreichen läßt.

Auch die in dem als Muster angeführten Speisewagen verwendeten Möbel sind durchweg aus Stahl gefertigt. Die Stahltische wurden mit einer in einen Stahlrahmen gefaßten Linoleumplatte belegt. Solche modernen Stahlmöbel sind elegant, sauber und feuersicher.

Edelhölzer werden in steigendem Maße teurer. Wir haben im Stahl ein Material, das uns ermöglicht, selbst für Gebiete, für welche seine Verwendung bisher noch wenig oder gar nicht bekannt war, neue Anwendungsmöglichkeiten zu schaffen.

H. H. Ebert.

Ausbesserung von Wagendrehgestellen.

Die französische Ostbahngesellschaft hat in ihrer Werkstätte Noisy-Le-Sec für die Untersuchung und Ausbesserung der Wagendrehgestelle ein Fließverfahren eingerichtet. Früher wurden die beiden Drehgestelle eines Wagens nach dem Ausbau besichtigt und je nach dem Ergebnis der Untersuchung in ihren Einzelteilen weiter abgebaut. Eine Gruppe von vier Arbeitern führte dann an den beiden Drehgestellen die sämtlichen erforderlichen Ausbesserungsarbeiten aus mit Ausnahme der Schweißarbeiten und der Arbeiten an der Bremseinrichtung, die von Sonderarbeitern ausgeführt wurden.

Nach dem neuen Verfahren werden sämtliche Teile des Drehgestells planmäßig abgebaut, soweit nicht Nietverbindungen zu lösen sind. Die abgenutzten oder beschädigten Einzelteile werden im Laufe des Wiederzusammenbaues gegen Ersatzstücke getauscht. Der vollständige Abbau bringt die Möglichkeit einer genaueren Untersuchung des Drehgestellrahmens. Ein besonders beauftragter Arbeiter teilt die abgebauten Stücke in drei Gruppen: in sofort wiederverwendbare, in ausbesserungsbedürftige und in unbrauchbare Stücke. Die eigentliche Untersuchung des Drehgestells und seiner Bremseinrichtung wird im Fließverfahren in vier Abschnitten durchgeführt. Im ersten Abschnitt werden 14 Arbeitsvorgänge von zwei Arbeitern, im zweiten Abschnitt vier Arbeitsvorgänge von einem Arbeiter, im dritten Abschnitt fünf Arbeitsvorgänge von drei Arbeitern und im vierten Abschnitt fünf Arbeitsvorgänge von einem Arbeiter vorgenommen. Die Abschnitte 1 und 2 umfassen hauptsächlich Hebe- und Abbauarbeiten, die Abschnitte 3 und 4 Wiederaufbauarbeiten.

Zur Arbeitserleichterung wurden ein besonderes Hebegerät, in dem ein hydraulischer Hebebock mit einem Flaschenzug vereinigt ist, und eine besondere Winde zum Einsetzen der Wickelfedern gebaut.

Gegenüber einem früheren Arbeitsaufwand von 35,15 Std. ist jetzt im Mittel für ein Drehgestell ein Aufwand von 18,61 Std. erforderlich. Die Güte der Arbeitsleistung ist gestiegen und an Stelle von früher 90 m Werkstättegels sind jetzt nur noch 40 m Gels nötig. Eb.

(Rev. Gén. Nr. 6/1930)

Buchbesprechungen.

Lehrstoffheft „Bauart und Herstellung des Oberbaus“ Berlin 1930, Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft bei der Deutschen Reichsbahn. Preis geheftet 2.— RM.

Das vorliegende Lehrstoffheft ist dazu bestimmt, bei der Deutschen Reichsbahn als Grundlage des amtlichen Unterrichts an Rottenführer und verwandte Berufsgruppen zu dienen. Diesem Zwecke entsprechend ist es in einfacher, knapper, leichtverständlicher Sprache gehalten; auch die Abbildungen — vielfach in perspektivischer Darstellung — streben höchste Anschaulichkeit an. Immerhin sind auch schwierigere Begriffe und Erscheinungen einfühlsam behandelt, so daß das Heft zur ersten Einführung auch für höhere Ansprüche, etwa für Studierende, empfohlen werden kann, wie es ja auch für die Anfangs-Unterrichtung der technischen Reichsbahnobersekretäre als der künftigen Gleiswirte dienstlich verwendet werden soll. Dr. Bl.

Der Bautenschutz. Zeitschrift für Versuche und Erfahrungen aus dem Gebiete der Schutzmaßnahmen und der Baukontrolle. Schriftleitung: Prof. Dr. Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Preis eines Jahrgangs als Sonderbeilage der Zeitschrift „Beton und Eisen“ 6.— RM, für sich 8.— RM.

Die neue Zeitschrift will in den Kreisen der Bauwirtschaft eine vertiefte Kenntnis der Baustoffe verbreiten, um nach Möglichkeit den jährlich in die Millionen gehenden Verlusten vorzubeugen, die dauernd durch schädliche Einwirkungen aller Art, durch Luft und Wasser, durch Säuren, Öle, Laugen, Dämpfe und Erden, durch Erschütterungen, elektrische Ströme u. dergl. sowie durch fehlerhafte Maßnahmen bei der Bauausführung entstehen. Hierneben soll die Baukontrolle als Schutzmaßnahme grundlegender Art zusammenfassend behandelt werden. Dr. Bl.