

Die Federung des Gleises.

Von Dr. Ing. Bloss, Dresden.

Als Maßzahl für die elastische Nachgiebigkeit des in Kies oder Schotter verlegten Gleises wird allgemein die Bettungsziffer betrachtet. Diese Zahl ist nur angenähert bekannt. Die Messungen, nach denen sie unmittelbar bestimmt wurde, sind um 1870 herum angestellt worden. In den neunziger Jahren hat dann Wasiutynski aus seinen Beobachtungen einige Werte für die Bettungsziffer rechnerisch abgeleitet, also mittelbar bestimmt. Seither ist nichts Ausführliches mehr unternommen worden, die Bettungsziffer zu messen; wir kennen insbesondere für die neuesten Ausführungsformen der gestampften und der gewalzten Bettung die Bettungsziffer nicht.

Wasiutynski hat darauf hingewiesen, daß die elastische Nachgiebigkeit des Gleises nicht nur von der Art der Bettung, sondern auch von der des Untergrundes abhängt, so daß man also besser von der „Schwellen-Unterlageziffer“ sprechen würde. Das elastische Verhalten des Gleises ist, um dafür Grenzen zu nennen, anders auf nachgiebigen Erddämmen als auf der Sohle eines Felseinschnittes. Gelegentliche Einzelmessungen haben ferner dargetan, daß die Bettungsziffer stark abhängig ist von Witterungseinflüssen. Bildet man dafür eine Reihe, so steht auf der untersten Stufe die Bettung auf lehmigem Untergrunde, der durch Regen aufgeweicht wurde und dadurch seine Tragfähigkeit vollständig eingebüßt hat. Es ist allgemein bekannt, daß ein solcher Zustand eine lebhaftige Sorge für jeden Gleispfleger bildet. Die gesunde Mitte ist gegeben durch das elastische Schotterbett auf tragfähigem, gleichfalls elastisch nachgiebigem Erddämme. Die ungünstigste Auswirkung nach der anderen Seite stellt die Verhärtung des Bettungskörpers dar, sei es, daß er durch abgemahlene Staub mit Schlamm betonartig zusammenbäckt oder daß er sich durch Frosteinwirkungen zum Eisklumpen umbildet. In beiden Fällen geht die elastische Nachgiebigkeit völlig verloren.

Das Maß der Federung, das für das offene Gleis erwünscht ist, hat Saller aus Rechnungen über die Größe der Stoßdrücke angenähert festgelegt. Er kommt zu dem Schlusse, daß eine gleichmäßige, elastische Nachgiebigkeit von der Größenordnung der elastischen Einsenkung einer Holzschwelle hinreiche, die Stoßdrücke gut zu verarbeiten. Dieses Maß der Nachgiebigkeit genüge auch als Federwirkung, um ein weiches Fahren zu erzielen; im übrigen müßten dann erhöhte Anforderungen an die Federung in erster Linie vom Fahrzeug bestritten werden.

Hiernach kann man das Gleis im Schotterbett als ein Tragwerk auffassen, bei dem das Schotterbett nebst den oberen Schichten des Unterbaues eine Federung mit starker Reibungsdämpfung darstellt. In Abb. 1 ist das dadurch zum Ausdruck gebracht, daß die elastische Nachgiebigkeit der Bettung durch sinnbildlich gedachte Spiralfedern angedeutet ist, wobei die Federn noch ein Stück in den Untergrund hineinreichen, um dessen Anteil an der Federung zu kennzeichnen. Das Maß des Federspiels kann etwa so eingegrenzt werden, daß eine Einsenkung von 2,0 bis 2,5 mm ungefähr die untere Grenze darstellt, bei der die Stoßdrücke noch unschädlich verarbeitet werden. Über 4 mm hinaus geht andererseits beim Schotterbett die Fähigkeit zur elastischen Formänderung nicht; man kann annehmen, daß bei dieser Größe der Einsenkung eine rasche Zerrüttung des Schotterbettes einsetzt. Je kleiner die

Einsenkung ist, desto größer ist die Annäherung der Federwirkung an rein elastisches Verhalten. Da aber die Federwirkung im Schotterbett nie rein elastisch sein kann, muß die Federung ermüden. Wenn die „planmäßige Gleisunterhaltung“ bei der Deutschen Reichsbahn vorsieht, alle vier Jahre das Gleis gründlich im Zusammenhange durchzuarbeiten, so heißt das bezüglich der Bettung bildlich gesprochen nichts anderes, als daß nach dieser Frist die ermüdete Feder neu gegläht und gehärtet wird.

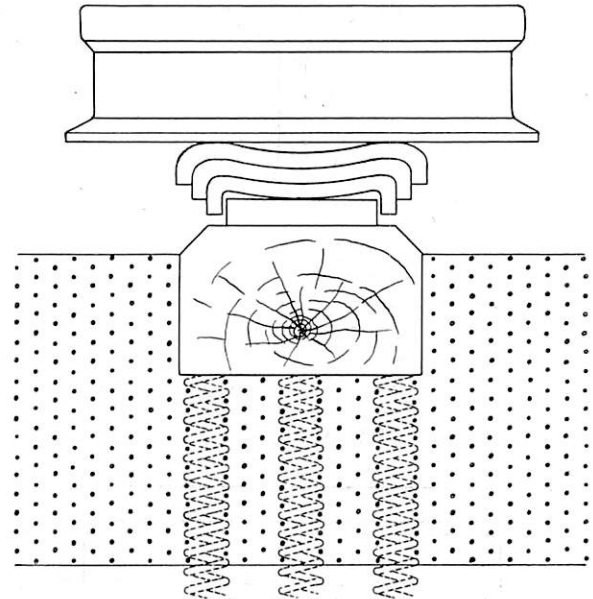


Abb. 1.

Alles in allem ist also die Bettung eine recht unzuverlässige Feder, und deswegen gibt es zahlreiche Vorschläge, die Federung des Gleises zu verbessern. Den ältesten Versuch dieser Art dürfte Livesey 1863 angestellt haben (vergl. Haarmann, das Eisenbahn-Geleise, Geschichtlicher Teil, II., S. 545). Hieran schließt sich dann eine längere Reihe von Vorschlägen und Versuchen, gefederte Gleise dadurch herzustellen, daß zwischen Schiene und Schwelle nachgiebige Zwischenglieder eingeschaltet werden. Solche Lösungen laufen im Grunde auf eine Schonung der Bettung hinaus.

Am folgerichtigsten ist natürlich der Gedanke, auf die Bettung angesichts ihrer Unzulänglichkeit ganz zu verzichten und die elastische Nachgiebigkeit durch stählerne Federn herzustellen, die zwischen der Schiene und einem starren Betonunterbau eingeschaltet werden. Diesen Weg hat Bundesbahndirektor Dr. Wirth entschlossen eingeschlagen. Er ging dabei von der Forderung aus, daß die Schiene über der gefederten Stütze dieselbe Einsenkung aufweisen solle wie eine Querschwelle. Wie zahlreiche Messungen der Schienendurchbiegung unter dem fahrenden Zuge gezeigt haben, ist diese Forderung gleichen statischen Verhaltens von der Probeausführung voll erfüllt worden. Das ist ein erfreulicher Beweis für die Richtigkeit der Oberbauberechnung, wie sie Zimmermann ausgebaut hat. Auch die Erwartung, daß sich das gefederte Gleis dynamisch ebenso verhalten werde wie das

Regelgleis in Bettung, wenn nur beide dieselbe Durchbiegung aufweisen, ist in Erfüllung gegangen. Das wird gleichfalls durch die Formänderungsmessungen bewiesen. Dieses Ergebnis ist deswegen bemerkenswert, weil gegen das Wirthsche Federgleis manchmal geltend gemacht wurde, daß zwischen den Wagenfedern und den Gleisfedern Resonanzerscheinungen auftreten könnten, die sich unangenehm auswirken würden. Solche Befürchtungen haben sich indessen in keiner Weise bestätigt. Gegen die kurzen, lebhaften Schwingungen, wie sie etwa die Schliffstellen unruhig gebremster Räder hervorrufen, scheint allerdings die federnd unterstützte Schiene etwas empfindlicher zu sein als die Schiene im Regelgleise. Das dürfte damit zusammenhängen, daß die Wirthsche Gleisfeder keine Dämpfung aufweist. Vielleicht gelingt es, aus Vergleichsmessungen der Schienenbewegungen am Wirthschen Federgleis und am benachbarten Regelgleise einen Zahlenmaßstab für die Dämpfungsfähigkeit des Schotterbettes zu gewinnen.

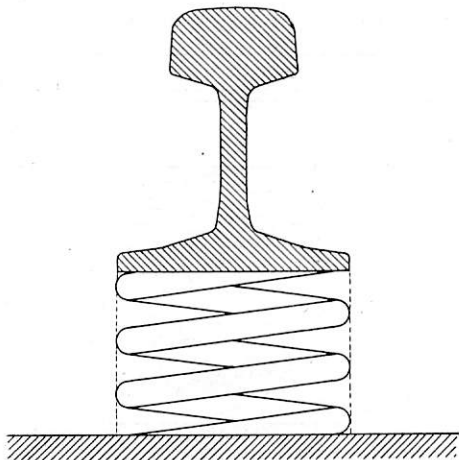


Abb. 2.

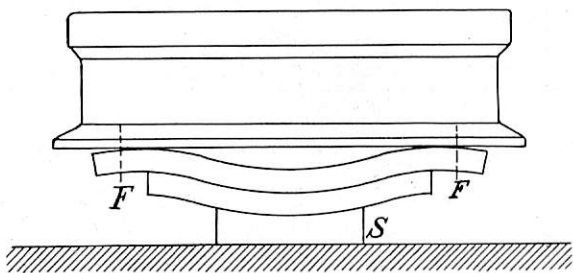


Abb. 3.

Das wäre ein zweites, wissenschaftlich wertvolles Ergebnis aus dem Versuche mit dem Wirthschen Federgleise.

Natürlich taucht die Frage auf, ob die Spiralfeder, wie sie Dr. Wirth zur Schienenbefestigung verwendet, die einzig mögliche Lösung darstellt. Insbesondere hat diese Fragestellung ihre Berechtigung, wenn man etwa eine Feder mit Dämpfung (Reibungsdämpfung) zur Wahl stellen wollte. Als solche stellt sich die mehrteilige Blattfeder dar. Bei der Anordnung mit der Spiralfeder (Abb. 2) erfordert die Stützfeder nur wenig Platz, dagegen ist die Festlegung der Schiene gegen Seitenverschiebung, gegen Wandern und Abheben nicht ganz einfach. Ein Gleis mit Blattfedern auf starrem Unterbau ist in Abb. 3 im Gerippe angedeutet. Mehrere Federblätter sind zu einem Ganzen nach Art der üblichen Wagenfedern vereinigt, der Federbund wäre etwa in einem Stützkörper S zu lagern, für den die gegossenen Schienenstühle des englischen Oberbaues Vorbilder bieten. Die Verbindung zwischen der Schiene und der Tragfeder könnte an den mit F gekennzeichneten Stellen durch Schienenschrauben bewerkstelligt werden. Erhält

das oberste Blatt der Feder Randleisten, zwischen denen der Schienenfuß sitzt, so wäre die Spurrhaltung auf einfachste Weise gesichert. Alle Mittel zur Regelung der Höhen- und der Seitenlage müßten als Beilagen ausgebildet werden. Auf Einzelheiten näher einzugehen erübrigt sich, weil für den Fall des gefederten Gleises auf Betonunterbau bereits die durchgebildete und ausgeprobte Bauart Wirth zur Verfügung steht.

Dahingegen dürfte es lohnend sein, mit Rücksicht auf eine ganz bestimmte Verwendungsmöglichkeit, auf die noch zurückzukommen sein wird, einen Augenblick bei dem Falle zu verweilen, daß auf der im Schotterbette verlegten Schwelle eine Feder zwischen Schiene und Schwelle eingeschaltet wird. Nach der andeutenden Darstellung in Abb. 4 entsteht dann ein doppelt gefedertes Tragwerk, so daß es zur Vermeidung lästiger, die Ermüdung fördernder Resonanzerscheinungen ratsam wird, als Schienenaufgabe eine Feder mit Eigendämpfung, also eine mehrteilige Blattfeder mit innerer Reibung zu wählen. Ein ähnlicher Oberbau ist schon um 1893 aufgetaucht und wurde an mehreren Stellen erprobt; und zwar ist das der federnde Oberbau von Schuler, beschrieben im „Organ“ 1893, S. 184. Über eine Probestrecke in Oldenburg schrieb die

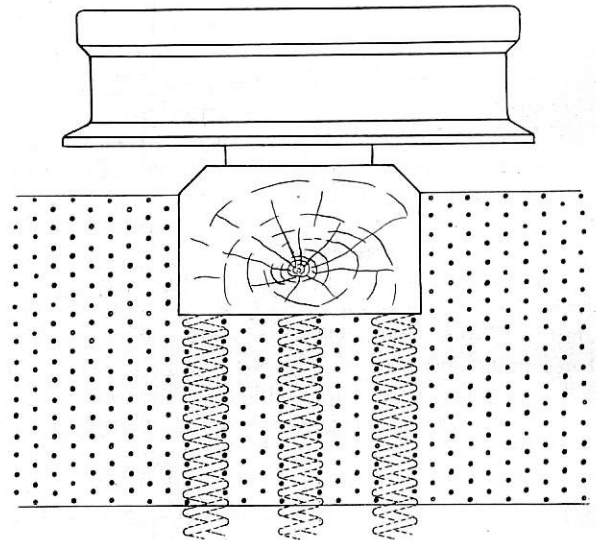


Abb. 4.

vorm. Generaldirektion der oldenburgischen Staatsbahnen, daß sich die Strecke in den ersten Jahren gut befuhr; auch schienen die Unterhaltungskosten etwas geringer zu sein als bei den anschließenden Vergleichsstrecken. Nach drei bis vier Jahren setzten jedoch Ermüdungserscheinungen, ja selbst Brüche an den Federn ein, so daß der Versuch abgebrochen wurde.

Geht man den Gründen nach, die zum Fehlschlagen dieses Versuches geführt haben, so stößt man ausschließlich auf Fehler, die vermeidbar gewesen wären. Schuler hat die Tragfedern, um sie gegen Längsverschiebungen zu sichern, ausgeklinkt; mit den Seitenlappen stützten sich die Federn gegen Rippen der Unterlegplatte. Die Ausklinkungen der Tragfedern wurden nun mit der Schere eingeschnitten. Es ist aber klar, daß sich dabei leicht Haarrisse bilden können, die zu Brüchen führen. Ferner waren die Federn offenbar zu schwach bemessen. Sie waren 180 mm lang, im eingeklinkten Mittelteil 105 mm breit und 10 mm dick. So erlitten sie im Gleise Spannungen bis 7500 kg/cm² und noch darüber. Solchen Beanspruchungen waren die damaligen Stahlsorten nicht gewachsen. Überhaupt deutet ja die vorzeitige Ermüdung von Federn stets auf Fehler in der Bemessung. Richtig gestaltete Federn ermüden wenig und brechen sehr selten; als Beweis seien die Tragfedern der Eisenbahnwagen angeführt.

Es erscheint nicht unvorteilhaft, die Versuche Schulers mit einer verbesserten Bauweise wieder aufzunehmen. Zwei Forderungen würden zu erfüllen sein:

- Gestaltung der Tragfedern derart, daß sie als mehrteilige, glatte Blattfedern hergestellt werden können, ohne Einklinkungen, Bolzenlöcher oder sonstige Durchbrechungen;
- Wahl eines besonders hochwertigen Stahls, z. B. Wolframstahl (Streckgrenze rund 120 kg/mm^2).

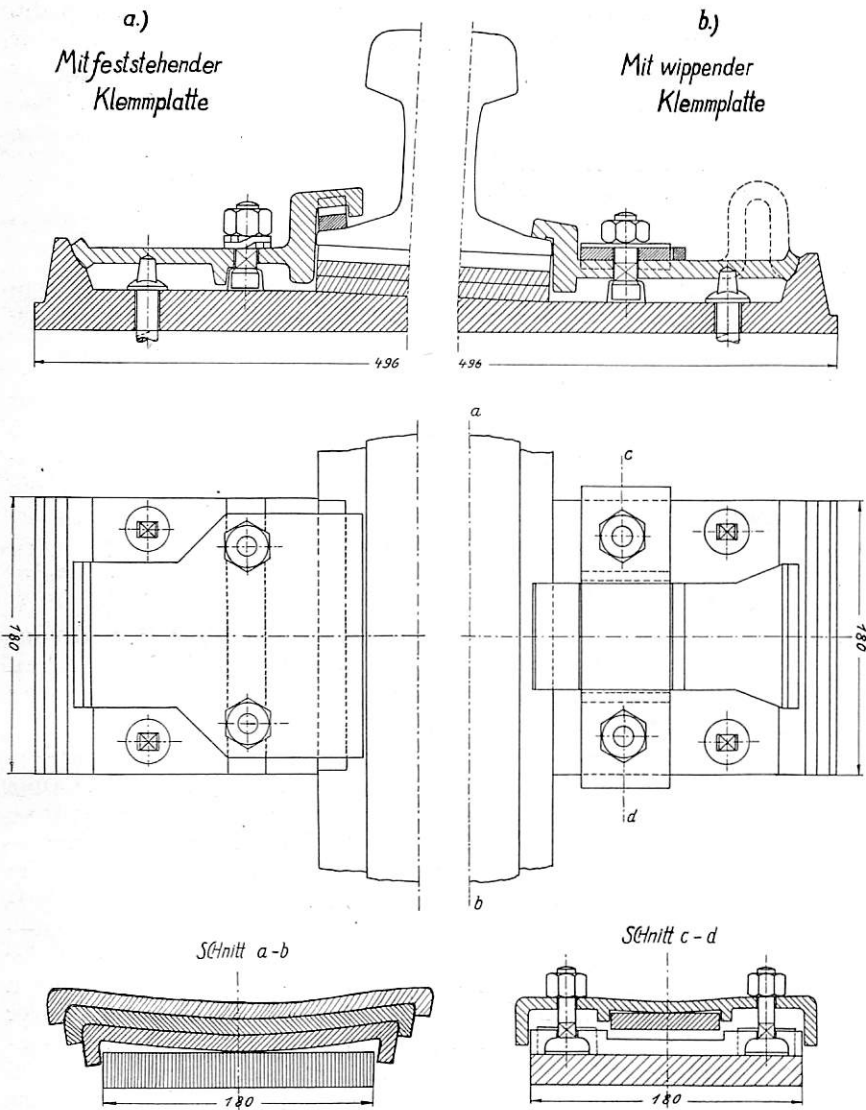


Abb. 5.

In Abb. 5 sind zwei Vorschläge für ein solches Federgleis aufgezeichnet. Beiden ist gemeinsam, daß die Schiene auf einer breiten, gewalzten oder gegossenen Unterlegplatte gelagert ist; die Platte hat im Mittelteile links und rechts vom Schienenfuß eine Rippe nach Art des K-Oberbaues, in denen die beiden Klemmplatenschrauben angreifen. An beiden Rändern der Unterlegplatten befinden sich keilförmige Hochrippen, gegen die sich die Klemmplatten seitlich abstützen. Gestaltet man die Klemmplatten, wie in Abb. 5 rechts angedeutet, bügelförmig, so werden auch die seitlichen Drücke und Stöße federnd verarbeitet.

Die Tragfedern können aus zwei bis drei Blättern gebildet werden, die an den Enden so umgeschmiedet werden, daß die Blätter gegen die Unterlegplatte und gegeneinander festgelegt werden. Seitliche Bewegungen der Tragfedern werden durch die hohen Führungsflächen der Klemmplatten verhindert. Bei dieser zuverlässigen Festlegung der Federblätter erscheint

es überflüssig, diese durch einen geschmiedeten Federbund zu einem Ganzen zu vereinigen.

Nun muß man Vorsorge treffen, daß die Schiene noch eine genügende Standfestigkeit hat, wenn die Tragfeder durchgebogen ist. In Abb. 5 sind dafür zwei Möglichkeiten angedeutet. Bei der links gezeichneten steht die Klemmplatte fest; unter den breiten Oberhaken ist eine Blattfeder eingeschoben, die den Schienenfuß festklemmt. Diese Anordnung hat Schuler verwendet. Rechts ist ein Vorschlag gezeichnet, bei dem die Klemmplatte die Bewegungen des Schienenfußes mitmacht, und zwar unter dem Drucke einer darübergelegten Blattfeder. Diese kann wesentlich breiter und kräftiger ausgeführt werden als bei der Schulerschen Anordnung. Da von der Größe des Druckes, dem die Federn auf den Rand des Schienenfußes ausüben, viel abhängt, sind die Klemmplatten sehr lang gestaltet; nach den Entfernungen zwischen der Schraubenmitte und den beiden Druckpunkten wird der größere Teil des Druckes der Schraubenmutter auf den Schienenrand übertragen. Eine Probe beider Ausführungsformen*) ist übrigens bei der Erfurter Maschinen- und Werkzeugfabrik (Erma) im Bau und wird demnächst in ein Brückengleis eingelegt werden.

Was die Verwendungsmöglichkeit anlangt, so werden gefederte Gleise sicher für Brücken bald Bedeutung erlangen, wenn sie zuverlässig durchgebildet sind, was man von der Wirthschen Anordnung schon heute sagen kann. Die Stoßdrücke auf eisernen Brücken haben bekanntlich oft dazu geführt, daß insbesondere die Anschlußstellen an den Fahrbahnlangträgern und an den Querträgern brachen. Eine starke Verminderung der Stoßdrücke auf eisernen Brücken hat man zwar dadurch erreicht, daß man die Schienenstöße verschweißt. Dennoch bleiben immer noch ergiebige Quellen für Stoßdrücke bestehen, und zwar in den Unregelmäßigkeiten der Gleislage und in den Stößen unrund gebremster Räder. Stößt ein Rad gegen eine plötzliche Anstiege der Schiene (einen Buckel), so wird ein Stoßdruck entstehen, der mit dem Steigungswinkel und mit der Fahrgeschwindigkeit wächst. Handelt es sich um den Anstieg aus einer Einsenkung, so wird der Stoßdruck um den „Zimmermann-Effekt“ des in die Senke gefallen Rades vermehrt. Am wirksamsten sind wahrscheinlich die nach ihrer Größe noch nicht voll erkannten Stöße unrund gebremster Räder, die nach den Beobachtungen am Wirthschen Federgleis häufiger zu sein scheinen als man annehmen sollte. Demnach ist es leicht möglich, daß beim Brückenbau der Wunsch entsteht, auch diese Quellen von Stoßdrücken noch zu verstopfen.

Eine besondere Bedeutung kann das gefederte Gleis auch für Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton erhalten, da der Eisenbeton gegen Stoßdrücke ganz besonders empfindlich ist.

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß das gefederte Gleis auch in ganz kurzen Längen (etwa von vier bis zu zwei Stützpunkten herab) eine Anwendungsmöglichkeit finden kann, und zwar für Schienen, die von Signalströmen durchflossen werden. Der Schienenstromschließer für solche Ströme beruht in seiner jetzt allgemein üblichen Form darauf, daß die geringe Schienendurchbiegung zwischen den zwei Aufhängepunkten des Stromschließers dazu benutzt wird, Queck-

*) D. R. G. M. 1 092 363.

silber aus einem weiten Gefäß durch ein engeres zu größerer Steighöhe emporzutreiben. Diese Anordnung wird umso schwieriger, je kräftiger die Schienen werden und je mehr sich der freie Raum zwischen den Schwellen verengert. Es ist sehr wahrscheinlich, daß man diese Bauart einmal verlassen muß. Das gefederte Gleis dürfte für die Aufgabe des Schienenstromschlusses eine ausgezeichnete Lösungsmöglichkeit bieten. Denn während die wirksame Bewegung zwischen den Klauen des Quecksilberstromschließers rund $\frac{1}{20}$ mm beträgt, läßt sich die Annäherung zwischen der Schiene und der Schwelle oder der Betongründung leicht auf 1 bis 2 mm bringen. Bei den größeren dieser Ausschläge, wie sie das Wirthsche Federgleis darbietet, ist vielleicht ein gewöhnlicher Berührungs-

oder Tauchkontakt möglich. Bei einer Federbewegung von nur 1 mm dürfte eine mechanische Übersetzung 1:20 dazu ausreichen, durch Eintauchen eines Dauermagneten in eine Spule einen Induktionsstrom zu erzeugen, so daß man sich noch dazu von einer besonderen Stromquelle unabhängig machen könnte. Hierzu erscheint die zusätzliche Federung einiger Schwellen als ein billiges und einfaches Mittel. Die Frage der Schienenstromschließer hat schon in den neunziger Jahren bei den Versuchen Schulers eine Rolle gespielt. Seine Bemühungen wurden jedoch durch die Erfindung des Quecksilberkontakts gegenstandslos. Vielleicht ist es aber heute an der Zeit, unter den veränderten Bedingungen wieder an jene halb vergessene Möglichkeiten zu erinnern.

Das Gleis auf Federn und festen Stützen.

Von Dr. techn. Alfred Wirth, Bundesbahndirektor in Wien.

Hierzu die Tafeln 29 bis 32.

Inhalt:

I. Der Federnoberbau auf eisernen Brücken. A. Das Brückengleis. B. Ein Vorschlag für die Schienen- auszugvorrichtung. C. Der Schienenstoß auf Brücken. D. Das technische Problem auf eisernen Brücken. E. Die Wirtschaftlichkeit auf Brücken.

II. Ein Vorschlag für die Weichen.

III. Die Versuchsstrecke der Österreichischen Bundesbahnen. A. Die Herstellung der Pläne. a) Das System des Federnoberbaues. b) Die Ausführungspläne. B. Der Vorversuch im Bahnhof Heiligenstadt. a) Die Schraubenfedern des Vorversuches. b) Ergebnisse des Vorversuches in Heiligenstadt und der Federnüberprüfung im Laboratorium der Generaldirektion. C. Die Versuchsstrecke bei Absdorf-Hippersdorf. a) Die Anordnung der Versuchsstrecke. b) Die Schraubenfedern des Hauptversuches. c) Die Baudurchführung. d) Die Beobachtungen am Versuchsgleis. 1. Die Senkungen der Schiene unter Ruhe- last. 2. Die Senkungen der Schiene unter bewegter Last. 3. Die seitlichen Bewegungen der Schiene.

IV. Die Anpassungsfähigkeit des Federnoberbaues. A. Die Größe der Elastizität des Gleises. B. Die Anpassungsfähigkeit an die größten Achsdrücke und größten Fahrgeschwindigkeiten.

I. Der Federnoberbau auf eisernen Brücken.

A. Das Brückengleis.

Die Notwendigkeit einer größeren Elastizität des Gleises auf eisernen Brücken habe ich in meiner ersten Abhandlung auf Seite 201 und 202 des „Organs für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ Jahrgang 1927 eingehend dargelegt.

Ich habe auch die Anschauungen namhafter Gleistechniker und Brückentechniker angeführt, die einstimmig dahingehen, daß der heutige Oberbau mit unmittelbarer oder mittelbarer Lagerung der Schienen auf den eisernen Tragwerken seiner unelastischen Lagerung wegen nicht genügt und daß es anstrebenswert wäre, dem Gleis der eisernen Brücken wenigstens jene Elastizität zu geben, die dem Regelgleis in Schotterbettung gleichkommt; mit Rücksicht auf die Stoßwirkungen der Fahrbetriebsmittel beim Brückengleis, die vorzugsweise auf empfindliche Bauteile geringer Maße (z. B. Längs- und Querträger) einwirken, wäre eher noch eine größere Elastizität erwünscht.

Ich glaube annehmen zu dürfen, daß der von mir vorgeschlagene, mittlerweile weiter ausgebildete und auch erprobte Oberbau auf wirklichen Federn jener Oberbau sein dürfte, der den Anforderungen, die man an ein Brückengleis hinsichtlich Schonung der Brücke und Sicherheit des Betriebes stellen kann, am besten entsprechen wird. Die Elastizität eines Gleises der heute üblichen Bauart ist bei Verwendung von Brückenhölzern mit der Elastizität der Brückenhölzer gegeben, vom Brückenholz werden die Lastenwirkungen unmittelbar auf die Eisenteile der Brücke übertragen. Stellt man nun auf diese Brückenhölzer die die Federn und Schienen tragenden Unterlegplatten darauf, so erhält man zur Elastizität der Brückenhölzer noch jene Elastizität der Federn hinzu, die gewünscht wird, und für welche die Federn berechenbar sind. Jeder Grad an Elastizität kann auf diese Weise erreicht werden: wünscht man eine Einsenkung von 2, 3, 4 oder mehr Millimetern unter den größten Lasten, so ist dieser Wunsch erfüllbar. Legt man bei neuen oder bestehenden

Brücken die Schienen unmittelbar auf die Eisenkonstruktion der Brücke, so können die elastischen Federn auch dem Gesamtgrad an gewünschter Federung entsprechen.

Ich mache nun in den Abb. 9 bis 11, Taf. 30 beispielsweise einen Vorschlag für die Anwendung des Oberbaues auf Federn auf einer bestehenden eisernen Brücke und lege dafür — ohne jedoch auf Einzelheiten einzugehen — die Pläne und Anlageverhältnisse der bestehenden, im Jahre 1902 erbauten Donaubrücke zwischen Tulln und Absdorf-Hippersdorf in km 34,1 der zweigleisigen Hauptbahn Wien—Staatsgrenze bei Gmünd zugrunde. Die Hauptträger der fünf Öffnungen zu je 84,6 m Stützweite tragen die in Abständen von 4230 mm angeordneten Querträger, diese tragen wieder unter jedem Gleis zwei Längsträger, auf denen die Brückenhölzer im Ausmaß von $240 \times 260 \times 2400$ im Abstand von 730 mm aufliegen. Die Schiene ruht, wie dies Abb. 3 zeigt, mit den Unterlegplatten auf den Brückenhölzern auf.

Die verwendeten U-förmigen Platten sind, wie Abb. 9 u. 10, Taf. 30 zeigen, dieselben, die ich auf Seite 195 meines ersten Vorschlages beschrieben und dargestellt habe, und die auch in der später beschriebenen Versuchsstrecke angewendet wurden. Die Unterlegplatten werden seitlich von Hölzern (c), die auf den Brückenhölzern aufliegen, gefaßt und festgehalten und mit diesen Hölzern und den Brückenhölzern fest verschraubt. Ein seitliches Ausweichen der U-förmigen Schutzplatten ist dadurch unmöglich, überdies wird damit in der Höhe der Oberkante der Unterlegplatte eine Ebene geschaffen, die ein gutes Auflager für die Sicherheitschienen (-Winkel) und für die Bedielung (d) ergibt. Die hochgelegene Bedielung ermöglicht ein hindernisloses Begehen der Brücke, überdies würde im Falle der Entgleisung eines Fahrzeuges die Fallhöhe des Rades so gering sein, daß ein derartiges Rad auf der glatten Bedielung dahinrollt, ohne wertvolle Brückenteile zu beschädigen. Die neben der Schiene befindlichen Bedielungsbretter (e) sind abnehmbar gedacht,

um die Federung zugänglich zu machen und die Federn herausnehmen zu können, ohne die Schienen abheben zu müssen. Die Festhaltung der Federn mit Schutzhülse und Stäbchen kann in ganz gleicher Weise wie am Federnoberbau der offenen Strecke erfolgen.

Die Erhaltung der Spur und die Sicherung des Gleises gegen Längs- und Querkkräfte ist in ähnlicher Weise wie beim Federnoberbau der offenen Strecke gedacht.

Die Querverbindung der Schiene, der außer der Erhaltung der Spur auch die Sicherung der Schienen gegen das Kanten zukommt, könnte genau die des Federnoberbaues der offenen Strecke sein, im vorliegenden Falle ist es ein einfacher Winkel, der mit Hakenschrauben am Schienenfuß befestigt wird. Die Anordnung der Querverbindungen nach jeder zweiten Stütze halte ich ebenfalls für ausreichend.

Für die Schienenverankerung, der die Aufgabe zukommt, die Schiene ungefähr in Schienenmitte so festzuhalten, daß die Schiene an der betreffenden Stelle wohl die elastischen senkrechten Bewegungen, aber keine Längsbewegungen vollführen kann und die überdies die Schiene gegen seitliche Verschiebungen, gegen das Aufsteigen und gegen das Kanten sichert, habe ich in Abb. 9, Taf. 30 ebenfalls einen Vorschlag gemacht, ohne jedoch auch hier in Einzelheiten einzugehen. Diese Verankerung könnte aus denselben Laschen, Führungsstücken und Führungseisen bestehen, wie die der offenen Strecke, nur sind diese Führungseisen kürzer als die beim gemauerten Unterbau der Versuchsstrecke. Auch hier halte ich die Anordnung von drei Verankerungen bei 20 m langen Schienen und von etwa vier Verankerungen bei 30 m langen Schienen, so wie beim Federnoberbau der offenen Strecke, für vollkommen ausreichend. Gibt man den Laschenbolzen der den Schienenenden näher gelegenen Verankerungen einen kleinen Spielraum dadurch, daß man die betreffenden Schienenlöcher etwas größer bohrt als die Bolzendurchmesser, so ist auch für die kleinen, an der betreffenden Stelle infolge der Wärmedehnung etwa auftretenden Längsbewegungen der Schienen ausreichend vorgesorgt. Hält man es für zweckmäßiger, zur Beseitigung des Schienenstoßes die Schienenenden zu verschweißen, also auf das freie Spiel der Schienenenden zu verzichten, so können die Schienenverankerungen über den Schienenstrang gleichmäßig verteilt werden. Auch ist es dann nicht unmöglich, die am Schienenfuß angebrachten, zahlreichen kräftigen Winkel der Querverbindung so anzuordnen, daß sie sich gegen die Brückenhölzer oder gegen die Eisenkonstruktion stützen und damit die Schienen an der Brücke gegen Längsverschiebungen sichern.

So wie für die Verankerung der Schienen ist auch eine Lösung für die Vorrichtung gegen das Abheben der Schienen unter sinngemäßer Verwendung der im Versuchs- oberbau beschriebenen Vorrichtung möglich; es ist dazu nur notwendig, das dort verwendete Zugeisen mit den Längsträgern der Brücke, allenfalls unter Verwendung einer an den beiden Längsträgern angebrachten Querverbindung in entsprechender Weise fest zu verbinden.

Die Anordnung des Federnoberbaues auf eisernen Brücken in der von mir vorgeschlagenen Weise erfordert die Höherlegung der Nivelette der Schienenoberkante um ein Maß, das ich in Abb. 2 mit h bezeichnet und dort mit etwa 128 mm errechnet habe. Die Höhe h ergibt sich aus der Höhe der Schraubenfeder (im Mittel 112 mm) und aus der Stärke der unter und ober den Federn gelegten Schutzbleche und Schutzkappen, die im vorliegenden Beispiel je 8 mm betragen. Die Stärke der Unterlegplatte kommt für die Hebung der Schiene nicht in Betracht, weil auch beim gewöhnlichen Oberbau die Schiene mit Unterlegplatten auf den Brückenhölzern ruht. Ist man imstande, Federn mit geringerer Konstruktionshöhe zu beschaffen, so kann die Höhe h verringert werden,

sonst muß man mit einer Hebung von ungefähr 128 mm wohl rechnen, es sei denn, daß man die Unterlegplatten in die Brückenhölzer versenkt oder schwächere Brückenhölzer anordnet, was mit Rücksicht auf die stoßmildernde Wirkung der elastischen Federn gewiß auch vertretbar wäre. Kommen auf die Brücke Schienenauszugvorrichtungen zu liegen, so wird man — wie dies im folgenden gezeigt wird — von einer Verringerung der Konstruktionshöhe der Schwellenhölzer jedenfalls absehen. Die Hebung der Nivelette um „ h “ bedingt beiderseits der Brücke je eine Rampe, die bei wagrechten Zufahrtslinien gegen die Brücke ansteigt. Nimmt man für die Rampe eine Neigung von $2,5\frac{0}{100}$ an, also ein Maß, das unter der schädlichen Steigung liegt, so wird die Rampe etwa 50 m lang.

Bei Brückenneubauten oder -umbauten ist man in der Anordnung der einzelnen Teile des Federnoberbaues noch unabhängiger. Muß an Konstruktionshöhe gespart werden, so wird man auf Brückenhölzer überhaupt verzichten und die Unterlegplatte oder den Schienenstuhl unmittelbar mit der Eisenkonstruktion der Brücke verbinden. Bei Brückenneubauten wird sich auch der in den Abschnitten „Schienenauszugvorrichtung“ und „Weichen“ dargelegte Gedanke der Führung und Lagerung der Schiene unter Verwendung besonderer Führungsrippen gut verwerten lassen. An die Stelle der Unterzugplatte oder Grundplatte treten Querplatten, die, als kräftige Eisenquerschwellen ausgebildet, gleichzeitig die Sicherheitswinkel und die Bedielung tragen.

Bei kleineren und mittleren Brücken dürften auch die Verankerungen entfallen können, die Querverbindungen, die sich an den Querverband der Brückenkonstruktion anlehnen, übernehmen dann neben der Sicherung gegen das Kanten und neben der Spurhaltung auch die Sicherung gegen unerwünschte Längsverschiebungen des Gleises. Immer wird man aber darauf achten müssen, daß das freie Spiel der Federn, das ich später im Abschnitt „Das System des Federnoberbaues“ besonders gekennzeichnet habe, auch wirklich gewahrt bleibt.

B. Ein Vorschlag für die Schienenauszugvorrichtung.

Die österreichischen Vorschriften betreffend die Sicherheitsvorkehrungen bei Eisenbahnbrücken bestimmen, daß „den Einflüssen der Wärmeschwankungen auf eiserne Tragwerke an den Auflagern in geeigneter Weise Rechnung zu tragen ist; überdies müssen bei eisernen Balkenträgern von 60 m Stützweite und darüber diese Einflüsse gegenüber dem durchlaufenden Oberbau durch entsprechende Vorkehrungen unschädlich gemacht werden“.

Um diese Einflüsse gegenüber dem Oberbau unschädlich zu machen, verwendet man die Schienenauszugvorrichtungen, denen die Aufgabe zukommt, die große Stoßlücke, die zwischen dem auf der Brücke befestigten Oberbau und dem anschließenden Oberbau entsteht, zu überbrücken und das Rad gefahrlos und möglichst frei von Erschütterungen über die Stoßlücke hinwegzuführen. Diese Auszugvorrichtungen sind entweder Vorrichtungen mit Auflaufaschen, die an der Stelle der Lücke die Führung des Rades dadurch übernehmen, daß das Rad auf der Lasche aufläuft, oder es sind Vorrichtungen mit Zungenschienen, bei denen das am beweglichen Brückenteil liegende Ende der Fahrachse als Zungenschiene ausgebildet ist und allmählich die Führung des Rades an das entsprechend geformte Ende der anschließenden Schiene übergibt.

Wie immer nun die Auszugvorrichtung beschaffen sein möge, jedenfalls ist sie eine Konstruktion, bestehend aus Fahrachsen, Zwangschienen, Laschen oder Zungenschienen, die auf einer über mehrere Brückenhölzer (Schwellen) reichenden Unterzugplatte (Grundplatte) liegen und darauf mit

Klemmplättchen und Schrauben verbunden sind. Stattet man nun diese Unterzugplatte derart aus, daß sie unterhalb, und zwar genau unter der Fahrachse eine etwa 50 mm hohe und der Weite des Stützkörpers angepaßte Längsrippe (Führungsrippe) erhält, so kann die Unterzugplatte mit ihrer Längsrippe die Führung der Schiene in den Stützkörpern des Federnoberbaues übernehmen, die sonst dem Schienenfuß selbst zukommt.

In Textabb. 1 habe ich beispielsweise einen Vorschlag an einer bestehenden Schienenauszugvorrichtung mit Schienenform A einer Donaubrücke der ehemaligen österreichischen Nordwestbahn in Wien, im Querschnitt dargestellt. Die U-förmigen Unterlegplatten haben wieder die Form der Platten des übrigen Federnoberbaues, nur sind die beiden oberen wagrechten Flächen etwas länger, um die Köpfe der Schrauben, welche die U-Platten mit den Brückenhölzern verbinden, außerhalb der Unterzugplatte anbringen zu können. Die Höhe der U-förmigen Platte ist um 10 mm niedriger vorgeschlagen, weil das Eingreifen der Führungsrippe mit 30 mm anstatt wie beim Schienenfuß mit 40 mm genügen dürfte; der Abstand zwischen Unterzugplatte und Unterlegplatte ist mit 15 mm angenommen,

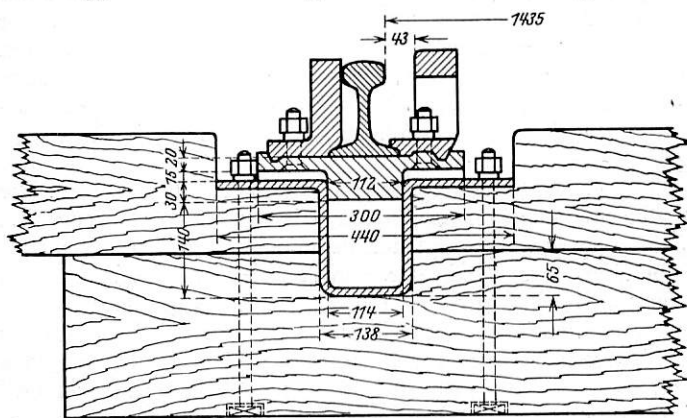


Abb. 1.

Vorschlag für eine Schienenauszugvorrichtung auf Federn.

um zuverlässig selbst die größten Federsenkungen ungehemmt vor sich gehen zu lassen. Aus dem Maß des Eingreifens der Führungsrippe in die Unterlegplatte und dem Abstand zwischen Unterzugplatte und Unterlegplatte ergibt sich die Höhe der Führungsrippe.

Die Querverbindung der beiden einander gegenüberliegenden Unterzugplatten (Grundplatten) kann mit kräftigen Winkeln, die an der Unterzugplatte befestigt werden, derart erfolgen, daß eine Schiefstellung der Grundplatten bei exzentrischem Lastangriff (Rad auf der Auflaufschale) vermieden wird; ordnet man die Querverbindungen so an, daß sie sich gegen die Brückenhölzer abstützen, so erreicht man auch die nötige Festhaltung der Unterzugplatten gegen Längsverschiebungen. Die Schraubenfedern und die Federnsicherung sind dieselben wie die des übrigen Oberbaues.

Bei einer derartigen Schienenauszugvorrichtung mit Führungsrippe, ist es ein unvermeidliches Erfordernis, die Unterlegplatte um ein Maß tiefer zu legen, das sich aus der Stärke der Unterzugplatte und der Höhe der Führungsrippe ergibt, da die Schienenoberkante in der gleichen Höhe verbleiben muß. Ist beim Oberbau ohne Schienenauszugvorrichtung die Unterlegplatte auf den Brückenhölzern aufgesetzt worden ohne die Brückenhölzer zu schwächen, so ist bei der Schienenauszugvorrichtung eine Schwächung der Brückenhölzer nicht zu vermeiden. Die Tiefersetzung der Unterlegplatte beträgt im Beispiele Textabb. 1 65 mm. Ich glaube aber, daß man die Schwächung der Brückenhölzer, die dafür auch

eine Verbreiterung erfahren könnten, unbedenklich auf sich nehmen kann. Einmal sind die Brückenhölzer, deren Ausmaß für den gewöhnlichen Oberbau ohne elastischer Lagerung der Schienen genügt, für den Oberbau auf Federn gewiß überstark, weiters ist die Lasteinwirkung auf die Brücke gerade unter der sonst für die Brücke so gefährlichen Schienenauszugvorrichtung bei der hier vorgeschlagenen Konstruktionsweise besonders günstig. Die Unterzugplatte mit der Rippe ist so steif und wird durch die daran festgehaltenen Auflaufschalen, Zwangschienen bzw. Spitzschienen noch derart versteift, daß die auf die Schienen einwirkenden Radlasten vermöge der elastischen Lagerung der Unterzugplatten nicht mehr als Einzellasten, sondern nahezu als gleichmäßig verteilte Lasten auf die Eisenkonstruktion der Brücke einwirken. Überdies sind die Brückenhölzer unter der Schienenauszugvorrichtung einander nähergerückt; so ruht bei der vorgenannten Nordwestbahnbrücke die 1800 mm lange Unterzugplatte auf 4 im Abstand von 500 mm gelegenen Schwellenhölzern auf.

C. Der Schienenstoß auf Brücken.

Um auf einer eisernen oder Betoneisenbrücke die schädliche Einwirkung des Schienenstoßes im Bedarfsfalle ganz oder doch nahezu ganz zu beseitigen, ohne daß man zur Verschweißung der Schienen greifen müßte, so könnte die vorstehende für die Schienenauszugvorrichtungen dargelegte Bauweise mit Unterzugplatte und Führungsrippe auch für den Schienenstoß auf Brücken angewendet werden. Der unelastische Schienenstoß auf der Brücke ist die größte Sorge der Fachmänner und zwar der Gleistechniker wie der Brückenkonstruktoren. Ist nun die von mir im Abschnitte „Versuchsstrecke der Österreichischen Bundesbahnen“ erwähnte Schienenstoßanordnung mit Stoßlaschen und enger Stützenanordnung schon an sich geeignet, die stoßartige Einwirkung der Radlasten auf die Unterlage zu mildern, so würde durch die Lagerung der Schienenenden auf einer über zwei oder mehr Stützen reichenden Unterzugplatte mit Führungsrippe die Stoßanordnung für Brücken sicher noch wesentlich verbessert werden. Derartige an sich gewiß kostspielige Oberbaukonstruktionen dürften sich m. E. auf eisernen Brücken in Anbetracht der großen Kosten der Neuanschaffung und der Erhaltung der Brücke gewiß empfehlen, weil sie die Brücke schonen.

D. Das technische Problem auf eisernen Brücken.

Das technische Problem des Federnoberbaues überhaupt habe ich im Schlußwort meiner Abhandlung im Heft 11 des „Organs“ 1927 wie folgt zusammengefaßt: „Wie verhält sich die auf den vollkommen elastischen Federn ruhende Schiene im Betriebe, werden störende Schwingungen auftreten, und wie verhält sich die Stützenmauer zu der auf sie einwirkenden Kraft?“ Ich fügte dann noch hinzu, daß die Beantwortung dieser Fragen nur durch die Erfahrung, nur durch ausgedehnte Versuche erfolgen kann, daß aber für eiserne Brücken, bei denen an Stelle der Stützenmauer die bekannten Konstruktionsteile der Brücke treten, der zweite Teil der vorgestellten Frage wegfalle, so daß bei den eisernen Brücken die Entscheidung rascher fallen könne.

Die Vornahme eines kleinen Vorversuches im Winter 1927/28 im Bahnhof Heiligenstadt in Wien und die Ausführung einer größeren Versuchsstrecke in einem Hauptgleise der Schnellzuglinie Wien—Gmünd bei Absdorf-Hippersdorf im Herbst 1928 hat die Klärung der offenen Fragen bereits insofern gebracht, als bei der Lagerung der Schienen auf Schraubenfedern kein Aufschnellen der Schienen über die Ruhelage hinaus beobachtet wurde und die Biegelinie der Schienen vor und hinter den Lasten ganz ähnlich verläuft wie beim Querschwellen-

oberbau. Genaue Angaben hierüber sind in den folgenden Abschnitten gegeben. Halte ich, wie ich dies später dartun werde, das technische Problem für den Federnoberbau auf offener Strecke für grundsätzlich gelöst und sehe ich dort nur in wirtschaftlicher Hinsicht noch zu lösende wichtige Fragen, so muß ich doch beim Federnoberbau auf Brücken in technischer Hinsicht noch auf eine weitere wichtige Frage eingehen, die von brückenbautechnischer Seite mir gegenüber auch bereits aufgeworfen worden ist: Können bei einem Oberbau auf vollkommen elastischen Federn beim Befahren der Brücke regelmäßig wiederkehrende störende Schwingungen (Oszillationen) auftreten? Ich glaube diese Frage verneinen zu dürfen, allerdings ohne hierfür einen tatsächlichen Nachweis erbringen zu können, da ein Versuch auf einer Brücke noch nicht ausgeführt worden ist. Die Senkungslinie der durch die Einzellasten niedergedrückten Schiene ist bei der Lagerung auf Federn infolge der gleichmäßig nachgiebigen Unterlage gleichmäßiger als beim Oberbau auf Querschwellen im Schotterbett. Die Stellung der Last, ob unmittelbar auf einer Stütze oder zwischen zwei Stützen ist weniger ausschlaggebend als beim Oberbau ohne Federn, die Lastwirkung kann als gleichmäßiger verteilt angesehen werden. Dies geht zweifellos aus den später besprochenen Versuchsergebnissen hervor. Ist nun diese Druckverteilung beim Federnoberbau schon gleichmäßiger als beim Querschwellenoberbau im Schotterbett, so ist sie noch viel gleichmäßiger gegenüber dem heutigen Oberbau auf Brücken; dem selbst die ausgleichende Wirkung der Schotterbettung fehlt. Die Stoßwirkungen der einzelnen Betriebslasten auf die Stützen sind also beim Federnoberbau weniger stark fühlbar als beim Oberbau mit fester Lagerung der Schiene. Demgemäß muß aber auch die gefährliche Einwirkung unrunder Räder und die Stoßwirkung der Räder beim Befahren der Schienenstöße — sowohl durch die gute elastische Verarbeitung durch die Federn wie auch durch die bessere Verteilung auf mehrere Stützen — geringer sein. Wenn nun die von außen einwirkenden Kräfte gemildert werden und nichts dafür spricht, daß andere störende Kräfte neu hinzukommen, so ist wohl nicht anzunehmen, daß beim Befahren einer Brücke, die mit dem Federnoberbau ausgestattet ist, regelmäßig wiederkehrende Schwingungen eintreten können. Jedenfalls wäre es aber sehr wünschenswert, die Anschauungen maßgebender Brückenbautechniker über diese Frage kennen zu lernen.

E. Die Wirtschaftlichkeit auf Brücken.

Über die Wirtschaftlichkeit des Federnoberbaues auf eisernen Brücken habe ich meine Anschauung bereits angedeutet; sie geht dahin, daß die Kosten eines Oberbaues der von mir vorgeschlagenen Bauart im Vergleich zu den großen Kosten der Neuanschaffung und der Erhaltung einer eisernen Brücke nicht sehr in Betracht kommen, denkt man doch sogar daran, zur Milderung der Stoßwirkungen die Brückenbahn mit durchgehender Schotterung auszugestalten, die aber infolge ihres großen Gewichtes sämtliche Baukonstruktions- teile der Brücke verteuert. Die Kosten des Federnoberbaues auf Brücken sind nicht höher als die der offenen Strecke. Für diese habe ich in meiner ersten Abhandlung einen Betrag von ungefähr S 182,— für den lfd. Meter errechnet, den ich auf Grund der inzwischen gemachten Erfahrungen auf S 200,— für den lfd. Meter erhöhen möchte. Selbstverständlich sind hierin nicht die Kosten für kurze Versuchsstrecken, sondern für größere Strecken gemeint. Im vorerwähnten Beispiele (Abb. 9 bis 11, Taf. 30) treten an die Stelle der Stützenmauern des Oberbaues der offenen Strecke die Brückenhölzer und die von mir vorgeschlagenen Querhölzer samt Bedielung. Rechnet man die Brückenhölzer neu, obwohl sie in ihren Ausmaßen ungeändert bleiben können, setzt man

aber zur Sicherheit den Rückgewinn in Gegenrechnung, so wird die Auswechslung des Brückenoberbaues mit neuen schweren Schienen von 49 kg/m auf Doppelfedern einschließlich etwa notwendiger Schienenauszugvorrichtungen den Betrag von S 200,— für den lfd. Meter nicht übersteigen.

Welche Ersparnisse man erzielen könnte, wenn man durch das Ausstatten einer großen eisernen Brücke mit dem Federnoberbau eine Verlängerung des Bestandes der Brücke erreichen würde, sei durch folgendes Beispiel erhellt:

Ich nehme wieder eine zweigleisige Donaubrücke bei Wien mit fünf Öffnungen von zusammen 440 m Länge an.

Kosten des neuen Oberbaues:

$$440 \times 2 \times 200 = 176000 \text{ S, rund } 180000 \text{ S.}$$

Die angenähert geschätzten Kosten der neuen Eisenkonstruktion einschließlich der Abtragung der alten Brücke und Aufstellung der neuen betragen:

unter Zugrundelegung der Belastungsnorm I der Österreichischen Staatsbahnen (Achsdruk 16 t) ungefähr 4320 t	S 8000000
unter Zugrundelegung des N-Zuges der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn (Achsdruk 25 t) ungefähr 5640 t	S 10000000

Legen wir einen Neubau mit 8000000 S zugrunde und nehmen wir an, daß dieses Kapital mit nur 8% zu verzinsen und zu amortisieren sei, so erfordert der Neubau einer derartigen Brücke, ohne die Kosten der Umgestaltung der Widerlager mindestens 640000 S an Zinsendienst. Ist nun der Federnoberbau auf einer derartigen Brücke imstande, die Lebensdauer der Brücke nur um ein Jahr zu verlängern, so ist durch das Hinausschieben des Neubaues nur um ein Jahr die Summe von 640000 — 180000 = 460000 S erspart.

Ich bin mir bewußt, daß das vorliegende Beispiel nicht in allen Punkten zutrifft, es gibt aber jedenfalls ein Bild von den großen Kosten, die bei eisernen Brücken in Betracht kommen können. Überdies wird diese Ersparnis noch durch den jährlichen Minderaufwand an Erhaltungskosten erhöht.

II. Ein Vorschlag für die Weichen.

Der bei den Schienenauszugvorrichtungen in Schrift und Abbildung dargestellte Gedanke deutet auch eine Lösung für die Konstruktion der Weichen auf Federn und festen Stützen an. Die Zungenvorrichtungen der heute üblichen Weichen sind durchwegs auf besonderen Platten befestigt. Dieselbe Platte, die oben die Fahrschiene und die Zunge samt Beilagen trägt, kann unten mit einer Längsrippe versehen werden, die der Weite des Stützkörpers angepaßt ist, eine Höhe von ungefähr 50 mm besitzt und die dann die Führung der Schiene übernimmt. Die Längsrippe kann an die Platte mit versenkten Nieten angenietet, andernfalls auch angeschweißt werden, falls man nicht vorzieht, die Platte mit der Rippe aus einem Stück herzustellen. Die Querverbindung der beiden einander gegenüberliegenden Zungenplatten mit entsprechend steifen Winkeln kann auch die Sicherung der nunmehr auf den Federn schwingenden Zungenplatten gegen Längsverschiebungen übernehmen. Die Unterlegplatten des Federnoberbaues der offenen Strecke könnten ungeändert verwendet werden, allenfalls die oberen Flächen zu verbreitern, um die Befestigungsschrauben außerhalb der Zungenplatten zu bringen. Die Federn und Federschutzhülsen bleiben ebenfalls ungeändert. Die Konstruktion mit der Führungsrippe bedingt, so wie bei der dargestellten Schienenauszugvorrichtung, an der Stelle der führenden Platte eine Senkung der Federlager, also eine Senkung der Unterlegplatte des Federnoberbaues. Die Durchführung der Senkung um die erwähnten 65 oder auch 75 mm ist bei den Weichen ohne weiters möglich. Für das Herzstück der Weiche ist die Lösung ganz ähnlich, in Textabb. 2 ist ein Querschnitt durch

eine Herzstückspitze beispielsweise dargestellt. Die einzelnen Teile des Herzstückes samt den Befestigungsmitteln sind unverändert der sonst üblichen Konstruktion entnommen.

Jedenfalls würde eine elastische Lagerung der Zungen- und Herzstückvorrichtungen eine Schonung der heute sehr rasch abgenutzten Weichenbestandteile der Hauptstrecken bedeuten, so daß die höheren Herstellungskosten durch die längere Bestanddauer und die verminderten Erhaltungskosten wohl zum großen Teil hereingebracht werden würden. Das Befahren von Weichen der Hauptgleise mit Geschwindigkeiten von nur 80 km/Std. verursacht bereits starke Erschütterungen, die auf die Fahrbetriebsmittel sehr ungünstig einwirken und auch von den Reisenden unangenehm empfunden werden: es würde eine elastische Lagerung der Weiche der Hauptgleise gewiß ein ruhigeres Fahren durch die Bahnhöfe gewährleisten.

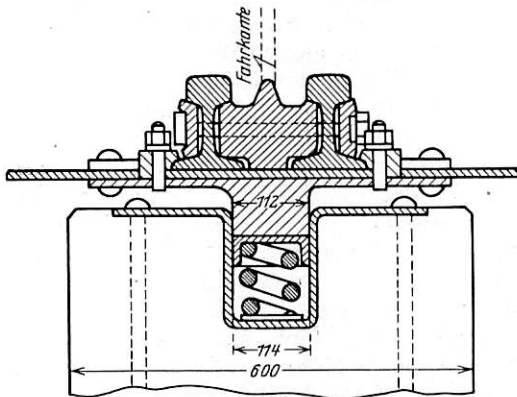


Abb. 2. Vorschlag für eine Herzstückspitze auf Federn.

III. Die Versuchsstrecke der Österreichischen Bundesbahnen.

A. Die Herstellung der Pläne.

a) Das System des Federnoberbaues.

Das Wesen des neuen Oberbaues habe ich bereits in meinem ersten Vorschlag (Organ, Heft 10, 1927) wie folgt dargelegt: „Zwischen Schienen und Schienenunterlagen (Stützen) wirkliche Federn zu legen, also das Gleis auf Federn zu lagern, die Schienenstützen selbst aber, ohne Verwendung einer Schotterbettung fest und unverrückbar herzustellen, und sie derart zur Aufnahme der Schienen auszugestalten, daß das Gleis nur in lotrechter Richtung elastisch nachgeben kann, Querkräften gegenüber aber vollständig unnachgiebig ist und in der Längsrichtung nur die durch die Wärmespannung hervorgerufenen Längenänderungen zuläßt.“

Demgemäß haben die Schraubenfedern die Schiene elastisch zu tragen. Dieses elastische Tragen muß unbegrenzt sein, es hängt nur von den einwirkenden Kräften und der gewählten Elastizität der Federn ab und soll durch nichts gehemmt werden. Die an den Schienenstützen starr befestigten Unterlegplatten haben die Federn zu tragen und mit ihren Seitenwänden die Schienen zu führen, dabei sind die Seitenwände so gebildet, daß das Wasser aus den Federn abfließen kann und daß die Federn herausgenommen werden können, ohne daß man die Schienen abnehmen muß. An den Unterlegplatten selbst sind keinerlei Vorrichtungen angebracht, die etwa am Schienenfuß oder Schienensteg angreifend, Längsverschiebungen der Schienen oder deren Kanten verhindern sollen, weil solche Vorrichtungen, sollten sie wirksam sein, die vertikale elastische Bewegung der Schienen hindern würden. Die Schienenverankerung ist daher losgelöst von den Schienenstützen zwischen diesen angeordnet, ihr kommt die Aufgabe zu, die Schienen gegen Längsverschiebungen zu sichern, ohne die vertikalen Be-

wegungen der Schienen zu behindern. Dadurch, daß sie in der Mitte oder nahe der Mitte angeordnet sind, können sich die Längenänderungen der Schienen, die aus den Wärmeänderungen entstehen, nach den beiden freien Schienenenden hin auswirken. Entschließt man sich zu einer Verschweißung der Schienenstöße, so können die Verankerungen gleichmäßig über die Schienen verteilt werden, immer spreche ich mich aber dafür aus, zur Verhinderung der Längsverschiebungen gesonderte Vorrichtungen außerhalb der Schienenstützen anzubringen, um diese von allen Aufgaben zu befreien, die eine Behinderung des vertikalen Spieles der Federn herbeiführen könnten. Die Schienenverankerungen der Versuchsstrecke bei Absdorf sind auch zur Verhinderung des Kantens der Schienen, zur Aufnahme von Seitenkräften und zur Verhinderung des Abhebens der Schienen ausgestattet, überdies stellen sie einen kräftigen Verband der beiden einander gegenüberliegenden Stützenmauern dar. Die Erhaltung der Spurweite und die Verhinderung des Kantens ist im wesentlichen den Querverbindungen zugedacht, die zwischen den Stützen in jedem zweiten Feld angeordnet sind.

Die Verhinderung des Abhebens (Aufsteigens) der Schienen erfolgt durch eigene Vorrichtungen, die beim Versuchsgleis zwischen den Schienenstützen angeordnet, die 20 m lange Schiene an vier Punkten gegen das Aufsteigen sichern. Die Vorrichtungen sind so eingestellt, daß die kleinen Erhebungen der Schiene, die sich ähnlich wie beim Querschwellenoberbau aus der Biegelinie der belasteten Schiene ergeben, zugelassen werden können. Die Verhinderung des Aufsteigens der Schienen könnte aber auch durch eine an den Stützen selbst angeordnete Hemmvorrichtung erfolgen, weil sie nicht die elastische Senkung der Schiene, sondern nur deren Aufsteigen über die Ruhelage zu verhindern hat.

Versucht man die angreifenden Kräfte zu erfassen und die einzelnen Teile des neuen Oberbaues dahin zu untersuchen, welche von ihnen diesen Kräften entgegenzutreten haben, so ergibt sich, daß die vertikalen Kräfte von der Schiene übernommen, von den Federn elastisch auf die Stützkörper und von diesen auf den Untergrund übertragen werden. Den großen Seitenkräften wirken die Seitenwände der Stützkörper, die Verankerungen und die Querverbindungen entgegen; all diesen genannten drei Teilen obliegt auch die Erhaltung der Spurweite. Das Kanten der Schienen verhindern die Querverbindungen und die Verankerungen. Das Verschieben des Gleises in der Längsrichtung haben die Verankerungen zu verhindern.

Als System betrachtet, kann man den neuen Oberbau auch als liegenden eisernen Rahmen (der Form nach auch als liegende eiserne Leiter), gebildet aus den beiden Schienen als Längsholme und den Querverbindungen als Sprossen auffassen, wobei die Sprossen die Schienen im Abstand der Spur halten und am Kanten verhindern. Der Rahmen ruht mit den Holmen auf elastischen Federn, die von festen Stützen getragen werden, die mit ihren Seitenwänden den Rahmen führen. Damit sich der Rahmen bei der Einwirkung großer Längskräfte in der Längsrichtung nicht verschieben kann, ist er an einzelnen Punkten festgehalten, ohne daß jedoch dadurch die vertikalen Bewegungen des Rahmens gestört werden. Damit der Rahmen nicht abgehoben werden kann, sind noch Vorrichtungen vorhanden, die ein Abheben (Aufsteigen) verhindern.

Diese Ausbildung des Schienenstranges als Rahmen, der von starren Seitenwänden geführt wird, ist nicht das Grundsätzliche meines Vorschlages. Das Grundsätzliche ist im Eingange dieses Abschnittes angeführt, der Rahmen ist aber eine Form der Ausbildung, die ich als zweckmäßig und anstrengenswert bezeichnen will. Die Bildung des Rahmens erfordert die Verbindung der beiden einander gegenüber-

liegenden Schienen durch Querverbindungen, die die Schienen im Abstand der Spur halten und am Kantens verhindern. Es kann nun Anlagen geben, bei denen die Anbringung von Querverbindungen unzulässig ist. So wird sich z. B. auf Untersuchungsgruben in Hauptgleisen, für die man gegenwärtig noch keine geeignete Befestigung der Schienen auf den Mauern der Gruben gefunden hat, der Oberbau auf Federn gewiß gut eignen, doch wird man dort die Querverbindungen als störend vermeiden wollen und die Spurhaltung sowie die Verhinderung des Kantens durch die Führung der Schienen an den Seitenwänden, in Verbindung mit anderen geeigneten Mitteln (z. B. den von mir erwähnten Verankerungen) zu erreichen trachten. Auch auf kleinen Brücken, wenn die Seitenflächen der Brückenträger über den Schienenfuß hinausreichen und auch keine Verbindung der beiden Schienen durch Spurstangen, die etwa in der Mitte des Schienensteiges angreifen, möglich ist, wird man auf die Bildung eines gesonderten Gleisrahmens verzichten müssen. Wo immer möglich, soll man aber meines Erachtens die Bildung des Gleisrahmens anstreben, weil dadurch die Erhaltung der Spur und die Verhinderung des Kantens der Schienen in einfachster und verlässlichster Weise gewährleistet wird und zwar auch dann, wenn sich im Laufe des Betriebes zwischen Schienenfuß und Seitenwänden (durch Abnutzung dieser Teile) größere Zwischenräume bilden sollten.

b) Die Ausführungspläne (hierzu die Taf. 29 und 30).

Bei der Herstellung der Ausführungspläne habe ich mich vom Grundsatz leiten lassen, unbedingte Betriebssicherheit mit möglicher Einfachheit zu verbinden. Dabei bin ich in Einzelheiten von meinen ersten Vorschlägen im „Organ“ 1927 überall dort abgewichen, wo ich es für notwendig hielt, womit ich aber nur im Sinne des bereits damals ausgesprochenen Satzes gehandelt habe, „daß die Abbildungen hauptsächlich dazu dienen, eine Möglichkeit der Ausführung zu versinnbildlichen. Ich bin mir hierbei vollkommen bewußt, daß es auch andere geeignete Lösungen geben wird. Es kommt nur auf das Grundsätzliche an und darauf, zu beweisen, daß eine Lösung in der gegebenen Art möglich ist“.

Ich habe die Schienenstütze (Stützenmauer) angenähert gleich gehalten, die Unterlegplatte ist dieselbe geblieben wie im ersten Vorschlag, ebenso die Verwendung der Doppelfeder. Dagegen ist die Federsicherung vollständiger geworden, die Schienenverankerung kräftiger, die Querverbindung besteht nunmehr aus einfachen Winkeln, die an den Schienenfuß angeschraubt werden, ohne die Schiene lochen zu müssen, auch ist die Vorrichtung gegen das Abheben der Schienen einfacher und zweckmäßiger geworden. Ich bin mir aber auch jetzt bewußt, daß auch die bei den ersten Versuchsstrecken zur Anwendung gelangten Einzelausführungen künftig noch Änderungen erfahren dürften.

Die Ausführungspläne für die Versuchsstrecke im Hauptgleis I bei Absdorf-Hippersdorf sind in den Taf. 29 und 30 dargestellt. Dem Vorversuch in Heiligenstadt lagen andere Pläne zugrunde; kleine Abänderungen, die bei dem zweiten Versuche eintraten, sind bei jeder Einzelheit erwähnt.

Zu den Plänen wäre folgendes anzuführen:

Die Schiene und der Schienenstoß

(Taf. 29, Abb. 12, 13, 14, 17).

Die Schienen sind die Schienenform A der Österreichischen Bundesbahnen, 44,35 kg/m schwer und 20,0 m lang. Trägheitsmoment 1442 cm⁴, Widerstandsmoment 205 cm³. Die Österreichischen Bundesbahnen gehen für gewisse Hauptstrecken ab 1929 auf die Schienenform B über, die der Schiene S 49 der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gleich ist und ein Metergewicht von 48,89 kg aufweist. Zur Zeit der Ausführung

der Versuchsstrecke stand die neue, schwere Schiene noch nicht zur Verfügung, es ist im übrigen geplant, die Linie in der die Versuchsstrecke liegt, auch weiterhin nur mit der A-Schiene auszustatten. Die Schienen sind am Federnoberbau lotrecht gestellt, am anschließenden Querschwellenoberbau haben sie die Neigung 1:20. Die Schienenstoßlaschen sind die Laschen des Querschwellenoberbaues A auch hinsichtlich der Länge und der Lochung, nur sind die Winkelschenkel gekürzt. Die beiden Schienenenden ruhen auf zwei, auf 40 cm Achsabstand herangerückte Stützen auf, so daß die Stoßverbindung auf vier nahe aneinanderliegenden Federn aufliegt und dadurch sehr widerstandsfähig wird. Tatsächlich zeigen die Versuche eine geringere Durchbiegung der Schienenenden im Vergleich zu einer beliebigen anderen Stelle der Schiene.

Die Schraubenfedern (Taf. 29, Abb. 1 und 15).

Die Schraubenfedern sind als Doppelfedern verwendet, mit einer Federung der Einzelfeder von ungefähr 1,0 mm 1000 kg. Die Federn werden bei der Darstellung der Versuchsergebnisse eingehend besprochen.

Die Unterlegplatten samt Federsicherung.

(Tafel 29, Abb. 1 bis 6).

Die Befestigung der Unterlegplatten an den Unterlagsquadrern (Schienenstützen) erfolgte im Vorversuch mittels vier Steinschrauben; beim Hauptversuch glaubte ich auf die Verwendung von Schrauben verzichten zu können und 20 mm starke, glatte und gerade Haftbolzen anordnen zu dürfen (Tafel 29, Abb. 5). Je weniger Schrauben ein Oberbau hat, desto besser. Genügen die Haftbolzen, so wird man sie der Billigkeit und der einfachen Erhaltung wegen wohl beibehalten, lockern sich aber die Haftbolzen im Betriebe, so wird man wohl wieder zu Schrauben greifen müssen. Vielleicht wird man bei späteren Ausführungen die Haftbolzen zur besseren Verbindung mit dem Quader unten etwas abbiegen, doch so, daß sie bei der Herstellung der Quader noch in die Löcher der Platten eingeführt werden können.

Die Federsicherung einer Stütze besteht aus zwei Federschutzkappen, einem Abschlußblech und vier Rundstäben. Das Abschlußblech in der dargestellten Form bildet zugleich eine Verstärkung des Bodens der Unterlegplatte, es ist auswechselbar und soll die Unterlegplatte schonen. Im Vorversuch sind die Federn unmittelbar auf die Unterlegplatte gestellt und gegen das Verschieben mit seitlichen Blechplatten und Stäbchen geschützt worden. Durch die die Federn nunmehr eng umschließenden Kappen und Bleche, die jedoch das vertikale Spiel der Federn in keiner Weise behindern, und durch die Stäbchen scheint nunmehr eine recht gute Sicherung der Federn erreicht worden zu sein: die Federn bleiben beim Befahren ruhig an Ort und Stelle, es ist auch keinerlei Geräusch bemerkbar. Zur Entfernung der Federn aus den Stützen werden vorerst die Stäbchen herausgestoßen, die Schiene wird mit einer einfachen Stange etwa 1 mm gehoben (was auch die Vorrichtungen gegen das Abheben der Schienen zulassen) und dann wird das Abschlußblech mit den Federn herausgezogen.

Die Stützenmauer (Tafel 29, Abb. 15, 16, 18 bis 20).

Die Stützenmauer besteht aus dem armierten Quader (Unterlagsquader), auf dem die Unterlegplatte befestigt ist und aus der Untermauerung, die wieder aus der Fundamentplatte und dem Zwischenmauerwerk besteht. Der Sinn der Zerlegung der Stützenmauer in Quader- und Unterlagsmauerwerk liegt laut meinen Darlegungen auf Seite 196, „Organ“ 1927 darin, „daß die Herstellung jenes Teiles der Stützenmauer, der die Unterlegplatte aufzunehmen hat, eine besondere Sorgfalt erfordert und auch besonders gutes Material notwendig macht, was am besten durch Herstellung abseits des

Bahnkörpers in dafür geeigneten Arbeitsstätten erfolgt. Überdies kann dadurch die Herstellung der Quader unabhängig vom Zeitpunkt des Gleisbaues vor sich gehen“.

Im Vorversuch kamen, genau wie im ursprünglichen Entwurf, 70 cm breite Quader zur Verwendung, die somit die Breite des Fundamentmauerwerks hatten. Für den Hauptversuch glaubte ich die Quaderbreite auf 60 cm vermindern zu können, um die Quader billiger und leichter an Gewicht herzustellen und eine sichere Auflagerung auf der 70 cm breit belassenen Fundamentplatte zu erhalten. In Bögen mit Spurerweiterungen kann man dann die Fundamentplatte entsprechend der Bogenachse herstellen ohne auf die Erweiterung der Spur Rücksicht nehmen zu müssen, die Quader werden hierauf, angepaßt der richtigen Lage der beiden Schienen, auf dem Fundament entsprechend verschoben. Im Hauptversuch sind von den 296 Stützen 274 mit Quader und Untermauerung, 22 Stützen sind jedoch versuchsweise nach einem Vorschlag der Bauführung mit einer unterhalb der Unterlegplatten vorgesehenen Armierung ohne Verwendung besonderer Quader an Ort und Stelle in einem Stück hergestellt worden. Welche Art der Herstellung des Stützenmauerwerks zweckmäßiger ist, können erst weitere Versuche und das Verhalten im Betriebe zeigen; in Bögen mit Überhöhungen der Außenschiene dürfte die Betonierung der Stützen an Ort und Stelle gewisse Vorteile haben. Da die Unterlegplatte in beiden Stützarten dieselbe ist, ist es für das Verhalten der Schienen im Betriebe gleich, ob die eine oder die andere Ausführungsart angewendet wird, sofern an den Stützen selbst keine Veränderung auftritt.

Die Querverbindung (Taf. 29, Abb. 8 bis 10, 11 und 14).

Die Konstruktion der Querverbindung ist nunmehr sehr einfach geworden. Der verwendete Winkel ist einem in Österreich üblichen Profile entnommen, die Klemmplättchen und Hakenschrauben entsprechen einer Regelausführung des österreichischen Oberbaues für Weichen auf Eisenquerschwellen. Eine gewisse Ähnlichkeit der von mir vorgeschlagenen Querverbindung mit den Eisenquerschwellen des Querschwellenoberbaues ist zweifellos gegeben, die Anforderungen aber, die an die Querverbindung im Federnoberbau und an die Querverbindung die zugleich Querschwelle ist, gestellt werden, sind voneinander wesentlich verschieden: Beide Querverbindungen haben wohl die Aufgabe, die Spurweite zu halten und das Kanten der Schienen zu verhindern, doch hat die Querverbindung des Federnoberbaues nur diese Aufgabe zu erfüllen, während der Querschwelle überdies noch die Übertragung des Druckes der Schienen auf die Schotterbettung obliegt. Die Bewegungen der schwer belasteten Querschwellen im Schotterbett beanspruchen die Befestigung zwischen Schiene und Schwelle in ungünstigster Weise und gehen auf eine Lockerung der Befestigungsmittel hinaus, die Querverbindungen des Federnoberbaues dagegen machen alle Bewegungen der Schienen ungestört mit, ohne irgend einen Widerstand zu finden.

Die Anordnung der Winkel nach jeder zweiten Stütze ist reichlich, diese Anordnung entspricht auch den angreifenden äußeren Kräften, da die Abstände der maßgebenden Räder immer größer als 150 cm, also größer als der doppelte Stützenabstand sind. Weniger Querverbindungen anzuordnen würde ich nicht empfehlen, um den großen Seitenkräften, die eine Erweiterung der Spur und das Kanten der lotrecht gestellten Schienen anstreben, wirksam entgegenzutreten zu können. In Bögen wird es sich empfehlen, bei Belassung der gleichen Anzahl von Querverbindungen den wagrechten Winkel schenkel breiter zu gestalten, um wenigstens an der Innenseite des Schienenfußes anstatt einer Schraube deren zwei anordnen zu können.

Die Verankerung (Taf. 30, Abb. 1, 2, 6 bis 8; Taf. 29, Abb. 19).

Die Laschen der Verankerung und der Vorrichtung gegen das Abheben der Schiene haben den gleichen Querschnitt, um das gleiche Walzprofil verwenden zu können, auch die Eisenschrauben sind für beide Vorrichtungen dieselben. Das Führungsstück besteht aus Stahl. Die Lochung im Führungsstück und im Führungseisen (Abb. 1) ist so angeordnet, daß sich die Schienen 15 mm senken und 1,5 bis 2 mm über die Ruhelage hinaus erheben können. Die Verankerung bietet somit auch eine Hemmung der Aufwärtsbewegung der Schienen, die aber erst bei einer Hebung von über 1,5 bis 2 mm wirksam wird. Die natürliche Biegelinie der Schiene mit ihrer Welle von weniger als 1 mm Hebung vor dem ersten Rad einer Lokomotive kann sich somit ungestört entwickeln, auch können dadurch die Schienen soweit gehoben werden, daß die Federn ohne Abnahme der Verankerung herausgenommen werden können. Das Führungsstück ist gemäß Abb. 1 an den Laschen mit acht Eisenschrauben zu 1 Zoll befestigt, um die großen Längskräfte, die von der Schiene auf die Laschen übertragen werden, übernehmen und auf die im Mauerwerk verankerten Führungseisen übertragen zu können. Bildet man das Führungsstück so aus, daß es die Laschen außen winkelförmig umgreift, so übernimmt das Führungsstück unmittelbar die von den Laschen herrührenden Kräfte, die Schrauben werden entlastet und können in geringerer Anzahl angeordnet werden.

Die in den Tafeln dargestellte und im Versuchsgleis von Absdorf ausgeführte Form der Verankerung halte ich nicht für endgültig. Im Versuchsgleis ist bei einem Schienefeld auch eine andere Form der Verankerung nach einem Vorschlag der Bauführung zur Ausführung gelangt.

Die Vorrichtung gegen das Abheben der Schienen (Taf. 30, Abb. 3 bis 8 und Taf. 29, Abb. 20).

Die Vorrichtung besteht aus zwei Laschen, einer Bügelplatte, einem im Mauerwerk festgehaltenen Zugeisen mit Schraube $1\frac{3}{8}$ Zoll, der Schraubensicherung, den Laschen- und Eisenschrauben. Die Schraube des Zugeisens ist einstellbar und so eingestellt, daß ein Abheben der Schiene über die Ruhelage hinaus, aus den gleichen Gründen die für die Lochung bei der Verankerung maßgebend waren, erst von 1,5 bis 2 mm an gehemmt wird.

Der Oberbau hat nur wenige Schrauben und nur zwei Schlüsselweiten für die Schrauben; die Schrauben, die in der Verankerung eingemauert sind, kommen für eine Unterhaltung nicht in Betracht. Der Federnoberbau hat weniger Schrauben als ein Querschwellenoberbau auf Eisen- oder Holzquerschwellen.

B. Der Vorversuch im Bahnhof Heiligenstadt.

Der Vorversuch hatte den Zweck, vor der Durchführung eines größeren Versuches auf einer Hauptstrecke auf kürzestem Wege in Erfahrung zu bringen, wie sich die Schienen auf den vollkommen elastischen Schraubenfedern im Betrieb verhalten, vor allem ob ein Aufschnellen der Federn, also ein störendes Erheben der Schienen über die Ruhelage hinaus, auftritt, weiters um das wichtigste Verhalten des Oberbaues, für den nunmehr die Einzelpläne ausgearbeitet waren, nämlich das Zusammenwirken von Schiene, Feder, Unterlegplatte und Schienenstütze (Stützenmauer) zu erkennen.

Ich werde im folgenden die Anlage des kleinen Versuchstückes im Bahnhofneben Gleis Heiligenstadt nur ganz kurz beschreiben und von den Versuchsergebnissen, um Wiederholungen zu vermeiden, nur jene wiedergeben, die beim Hauptversuch nicht mehr wiederholt wurden. In Wirklichkeit war nur ein schrittweises Vorgehen möglich, weil bei einem Oberbau der wie dieser so vollständig neu und abweichend von allen anderen Arten ist, jede Annahme und jede Folgerung erst

theoretisch und praktisch nachgewiesen werden muß. Wie ich in meiner ersten Abhandlung, die mit Ausnahme zweier Federn, die im Eisenwerk tatsächlich ausgeführt und erprobt waren, nur theoretische Erwägungen und theoretische Folgerungen enthalten konnte, nur schrittweise vorgehen dürfte, um z. B. die Frage zu bejahen, ob die Formeln für die Stützendrücke des Querschwellenoberbaues auf die Stützendrücke des Federnoberbaues angewendet werden dürfen, so muß bei den praktischen Versuchen jede Erscheinung, einerlei ob sie zu erwarten ist oder unerwartet auftritt, ob sie erwünscht oder nicht erwünscht ist, genau festgestellt, überprüft und verarbeitet werden. Hier ist alles Neuland. Größte Vorsicht vor Aufstellung einer Behauptung, Wiederholung der Versuche, Überprüfung der Instrumente, Überprüfung aller Voraussetzungen: erst dann ist eine Schlußfolgerung möglich.

a) Die Schraubenfedern des Vorversuches.*)

Die Bedeutung der Federn für einen Oberbau auf Federn ist eine so große, daß ich den Federn des Vorversuches und des Hauptversuches in dieser Abhandlung die größte Beachtung schenken will. Die Abmessungen der gelieferten Federn, ihr Verhalten bei den Druckversuchen, das Verhalten der Doppelfedern beim Laboratoriumsversuch und im Betriebe sind gewiß von allergrößtem Interesse. Die Schiene A der Österreichischen Bundesbahnen hat eine Schienenfußbreite von nur 112 mm. Die Schraubenfedern müssen unter dem Schienenfuß Platz haben, außerdem muß noch Platz für die Federschutzhülse vorhanden sein, die mit einer Wandstärke von 8 mm die Federn kappenartig umgreift. Daraus ergab sich die Forderung nach einer maximalen äußeren Federbreite von 90 mm. Die Federbreite muß genau eingehalten werden, weil die Schutzkappen mit 94 mm Innenweite gleichzeitig in Bestellung gegeben werden mußten. Die freie Höhe wurde mit 109 bis 112 mm vorgeschrieben, die Federung mit 1 mm/1000 kg. Bestellt wurden für die Vorversuche 24 Federn.

Die Gebrüder Böhler und Co.: A. G. Wien, stellte hierauf folgendes Angebot:

Druckfedern aus Spezial-Autofederstahl, Marke „Böhler 2 M“, ölgehärtet, für eine Federung von 1 mm/1000 kg, äußerer Durchmesser 90 mm, Drahtstärke 28, wirksame Windungen 2,5, unwirksame Windungen 1,5, gesamte Windungen 4, unbelastete Höhe 109 bis 112 mm, Höchstdruck 10000 kg. Lieferzeit vier Wochen.

Auf meine Anfrage, ob der Ausdruck „Höchstdruck“ dahin zu verstehen sei, daß die Federn diesem Druck noch standhalten oder daß sie bei diesem Druck bereits unwirksam werden, kam die Antwort, „daß die Druckfedern einem Höchstdruck von 10000 kg noch standhalten, ohne ihre Wirksamkeit zu verlieren. Bei diesem Drucke wird eine Überschreitung der Elastizitätsgrenze noch nicht eintreten“.

Die gelieferten Federn waren hinsichtlich des äußeren Durchmessers vollkommen entsprechend, die Ausmaße bewegten sich zwischen 88 und 90 mm, das Gewicht einer Feder betrug im Durchschnitt 3,0 kg.

*) Es wurde auch die Möglichkeit der Verwendung anderer Arten wirklicher Federn in den Kreis der Betrachtungen gezogen. Die Aufmerksamkeit des Verfassers wurde hierbei auf die Reibungsfedern der „Ringfeder“ G. m. b. H. in Uerdingen (Niederrhein) gelenkt, die zu einem sehr interessanten Austausch der Meinungen führte. Mit Rücksicht darauf, daß die mittlerweile durchgeführten Versuche ergeben haben, daß die in ihrer Wirkungsweise einfacheren und auch billigeren Schraubenfedern dem gedachten Zwecke vollkommen entsprechen, wurde von der Durchführung von Versuchen mit Reibungsfedern Abstand genommen.

b) Ergebnisse des Vorversuches in Heiligenstadt und der Federnüberprüfung im Laboratorium der Generaldirektion.

Die A-Schiene (Gewicht 44,4 kg/m) liegt im Federnoberbau auf Doppelfedern im neuerlegten Querschwellenoberbau auf Holzquerschwellen, im Schlägelschotter gut unterstopft mit festangezogenen Befestigungsmitteln. Beim Federnoberbau sind des kurzen Versuchsstückes wegen, keine Längsverankerungen und auch keine Vorrichtungen gegen das Abheben der Schienen angebracht worden.

Lastanordnung: Lokomotive 478,50 voll ausgerüstet.

Die Lokomotive ist eine Tenderlokomotive mit vier gekuppelten Triebachsen ohne Laufachsen.

Raddrücke I—IV links 8,3+7,7+7,9+8,0 t

rechts 8,5+8,3+8,2+7,5 t

Abstand der Räder je 1400 mm.

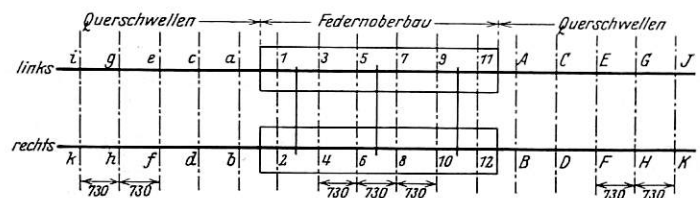


Abb. 3. Anordnung des Vorversuches.

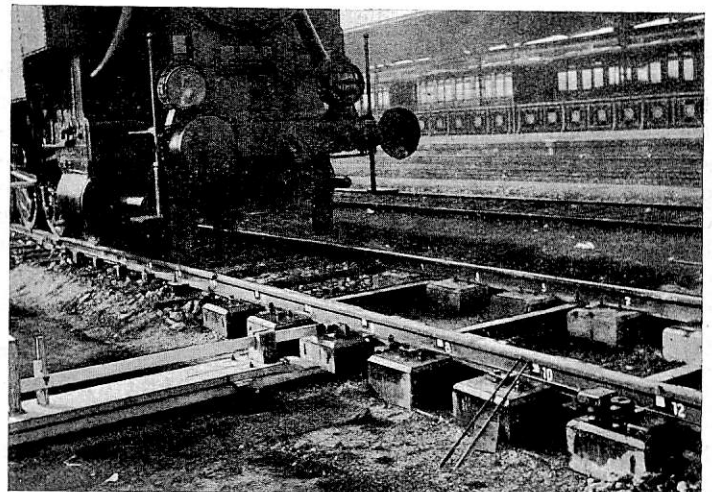


Abb. 4. Vorversuch im Bahnhof Heiligenstadt.

Die elastische Senkung der Schiene unter der Einwirkung der Lokomotive 478,50 wurde im Januar 1928 in einer Reihe von Versuchen ermittelt. Am Schienensteg wurden in der Mitte jeder Stütze Papierstreifen mit Millimereinteilung angebracht und an den Stützen selbst (Oberfläche der Unterlegplatte) wurden Blechzeiger befestigt, an deren Spitze eine Nadel angelötet war, die auf die Millimereinteilung des Schienensteges hinwies. Liest man mit einem Vergrößerungsglas die Grundstellung der Nadel ab und vergleicht man diese Ablesung mit der Ablesung unter der Einwirkung der Last, so erhält man die Senkung der Schiene gegenüber der Stütze. Diese einfache und recht genaue Ablesart mittels des Vergrößerungsglases ist nur unter der ruhenden Last möglich, bei bewegter Last konnte die Beobachtung der Senkung der Schiene gegenüber der Nadel nur mittels Ferngläsern erfolgen. Die Meßvorrichtung, die in der eigentlichen Versuchsstrecke zur Messung der Schienensenkungen unter bewegter Last verwendet wurde, stand hier noch nicht zur Verfügung. Die Beobachtungen erstreckten sich auch auf die Senkungen des benachbarten Querschwellenoberbaues, der zu diesem Zwecke ebenfalls mit Papierstreifen und Zeigern ausgestattet wurde.

Die Zeiger für den Querschwellenoberbau waren auf Pflöcken befestigt, die nahe der Schwelle im Schotterbett etwa 70 cm tief eingerammt wurden.

Die Schienensenkungen.

Für die Ermittlung der Schienensenkungen unter Ruhelast, wurde das erste Rad der Lokomotive zuerst über die erste, dann über die zweite, dritte und schließlich letzte Stütze bzw. Querschwelle gestellt. Bei jeder Stellung der Lokomotive wurden die Zeigerablesungen sowohl an der linken wie an der rechten Seite vorgenommen, die vorgefundenen Schienensenkungen wurden in eine Tafel übertragen, die nun ein recht gutes Bild über den Verlauf der Biegelinie der Schiene an beiden Oberbauarten ergab. Wegen der Ähnlichkeit dieser Senkungsbilder mit den später dargestellten Schienensenkungen am Versuchsoberbau bei Absdorf-Hippersdorf, kann ihre Darstellung hier entfallen. Hervorgehoben sei, daß damals zum erstenmal festgestellt wurde, daß am Federnoberbau ein Abheben (Aufsteigen) der Schiene unter der Einwirkung der ruhenden Last in ganz ähnlicher Weise wie beim Querschwellenoberbau erfolgt. Dieses Aufsteigen der Schiene fand vor dem ersten Rad und hinter dem letzten Rad der Lokomotive statt, es betrug nicht mehr als 0,5 mm und war über dem Federnoberbau nicht größer als über dem Querschwellenoberbau. Weiters wurde beobachtet, daß die Senkungen der Schiene über den federnden Stützen erheblich größer waren als die über dem neuverlegten Querschwellenoberbau mit fest angezogenen Befestigungsmitteln, daß also das Federngleis mit Doppelfedern der Senkung von 1,1 mm/1000 kg der Einzelfeder, elastischer ist als ein neuer Querschwellenoberbau. Es wurden die größten Schienensenkungen am Federnoberbau mit 4 mm, am Querschwellenoberbau mit 2,6 mm festgestellt. Die Federung des Federnoberbaues war absichtlich sehr weich gewählt worden, um ein besonders elastisches Gleis zu erhalten, dennoch fand sich für die verhältnismäßig großen Schienensenkungen am Federnoberbau anfangs keine Erklärung. Die Erklärung ergab sich jedoch bei der wenige Tage später erfolgten Untersuchung des Zusammenwirkens zweier Doppelfedern im Laboratorium der Generaldirektion, über die im folgenden berichtet wird.

In der Folge wurden auch Beobachtungen über die Schienensenkungen bei herausgenommenen Federn vorgenommen.

Stütze 7/8 beide Doppelfedern entfernt, 2. Achse der Lokomotive über der federlosen Stütze (Textabb. 5):

Die gestrichelte Linie und die eingeklammerten Zahlen zeigen die Senkung der Schiene unter der gleichen Laststellung bei eingebauten Federn an. Die Senkungen der rechten Schiene verliefen durchaus ähnlich, dem größeren Raddrucke des rechten Rades (Rad II rechts 8,3 t, links 7,7 t) entsprechend größer. Die Senkungen über den Stützen 2 bis 12 waren 3,9, 4,6, 4,2, 5,2, 4,3 und 3,7 mm.

Stütze 7/8 beide Doppelfedern wie vor entfernt, 2. Achse über der Nachbarstütze 9/10 (Textabb. 6).

Die entsprechenden Senkungen der rechten Schiene waren 3,8, 4,1, 4,3, 5,3, 4,6 und 3,6 mm.

Aus den Versuchen mit den herausgenommenen Federn ist zu ersehen, daß im Falle des Bruches einer Doppelfeder oder einer Stütze der Druck auf die Nachbarstützen (infolge der Steifigkeit der Schienen und der Nachgiebigkeit der Federn) ziemlich gleichmäßig verteilt wird, so daß deren Federn größere Lasten übernehmen, ohne aber überlastet zu werden.

Die Schienensenkungen unter bewegter Last konnten, wie erwähnt, mangels einer geeigneten Meßvorrichtung nicht genau ermittelt werden, es wurde aber beob-

achtet, daß beim Vorüberfahren der Lokomotive ein Erheben der Schienen über die Ruhelage hinaus, ebenso wie bei unbewegter Last nur vor dem ersten und hinter dem letzten Rad der Lokomotive und nur im Ausmaße von höchstens 0,5 mm erfolgte.

Die Federnüberprüfung im Laboratorium der Generaldirektion.

Die erwähnten Höchstsenkungen von 4 mm unter den Raddrücken von 8,3 bis 8,5 t fanden, wie erwähnt, vorerst keine Erklärung. Faßt man sie als reine Federnsenkungen auf, so entsprächen 4 mm Senkung bei einer Durchbiegung der Einzelfelder von max. 1,2 mm auf eine Tonne Last und bei Verwendung von Doppelfedern einem Stützendruck von $8:1,2=6,7$ t. Es wäre dann $6,7=x \cdot 8,3$, $x=0,8$, somit $P=0,8 G$, ein Stützendruck, der in dieser Höhe für Ruhelasten wohl unwahrscheinlich ist und auch mit dem aus der

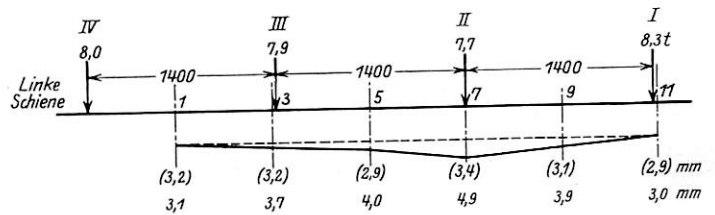


Abb. 5.*)

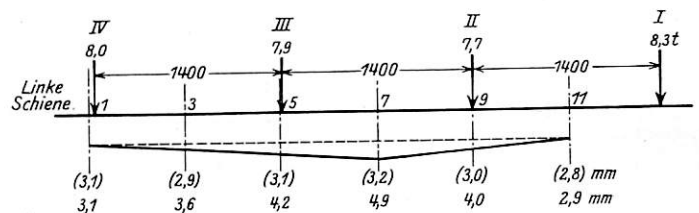


Abb. 6.

Hoffmannschen Formel mit $P=0,54 G$ errechneten Stützendruck nicht übereinstimmt. (Siehe meine Abhandlung „Organ“ 1927, S. 182.) Da die großen Schienensenkungen scheinbar für weichere Federn sprachen, tauchte der Gedanke auf, ob nicht bei den Federnuntersuchungen im Eisenwerk Kapfenberg Fehler unterlaufen waren, oder ob die Federn schon durch das erste Darüberfahren mit schweren Lasten ermüdeten.

Obwohl mir diese Auslegungen ganz unwahrscheinlich erschienen, ersuchte ich doch das mechanisch-technische Laboratorium der Generaldirektion um die Erlaubnis, einige Federn dort untersuchen zu können und brachte am 7. Februar 1928 vier Federn, und zwar zwei ungebrauchte und zwei gebrauchte zur Erprobung. Die beiden gebrauchten Federn hatten die Bezeichnung 5 und 18, die ungebrauchten 8 und x. Die Bezeichnungen 5, 18 und 8 rühren noch von der Bezeichnung im Werke Kapfenberg her.

Die Druckversuche vom 7. Februar hatten folgendes Ergebnis:

	Belastung 0	5000 kg	10000 kg
Feder 5			
Höhe . .	112,2	106,2	99,6 mm
Senkung .	0	6,0	12,6 „
Feder 18			
Höhe . .	111,0	106,0	99,4 „
Senkung .	0	5,0	11,6 „

*) Die gestrichelte Linie in Abb. 5 ist keine Gerade.

	Belastung 0	5000 kg	10000 kg
Feder 8			
Höhe . . .	111,1	104,7	98,9 mm
Senkung . .	0	6,4	12,2 „
Feder x			
Höhe . . .	111,0	104,7	98,9 „
Senkung . .	0	6,3	12,1 „

Ergebnis: Die gebrauchten und die ungebrauchten Federn, nunmehr erprobt auf einer anderen Prüfmaschine, ergaben dieselben Senkungen wie die der Erprobung im Werke Kapfenberg. War es nun erwiesen, daß die seinerzeitige Federnüberprüfung keine Unrichtigkeiten enthielt und daß an den Federn durch den kurzen Gebrauch keine Veränderungen eingetreten waren, so war der Gedanke naheliegend, ob nicht durch die Verwendung der Federschutzkappen elastische Zwischenglieder eingeschaltet werden, die die Elastizität der Schienenauflagerung in unliebsamer Weise erhöhen? Die Möglichkeit, daß die Deckel der Schutzkappen eine Wölbung aufweisen, oder daß die Innenrundung der Schutzkappen eine nicht vollkommen ebene Auflagerung auf die Federn zuläßt, war nicht von der Hand zu weisen.

Es fand daher am 9. Februar eine neuerliche Untersuchung der Federn, und zwar mit und ohne Schutzkappen und Zwischenblechen statt. Untersucht wurden zwei andere Federn, Nr. 15 und 23, die zu diesem Zwecke dem Versuchsoberbau entnommen wurden.

Untersuchung der Einzelfedern						
	Belastung 0	1000	2000	3000	5000	10000 kg
Feder 15 samt Schutzkappe und Einlagblech						
Höhe . . .	115,3	112,9	111,7	110,5	108,1	102,5 mm
Senkung . .	0	2,4	3,6	4,8	7,2	12,8 „
Feder 15 ohne Schutzkappe						
Höhe . . .	110,0	—	106,4	—	102,9	97,0 „
Senkung . .	0	—	3,6	—	7,1	13,0 „
Feder 23 samt Schutzkappe						
Höhe . . .	115,5	113,9	112,7	111,5	109,4	103,9 „
Senkung . .	0	1,6	2,8	4,0	6,1	11,6 „
Feder 23 ohne Schutzkappe						
Höhe . . .	110,1	108,4	—	—	104,0	98,4 „
Senkung . .	0	1,7	—	—	6,1	11,7 „

Ergebnis: Ein Einfluß der Schutzkappen, deren Deckel tatsächlich ganz eben sind und eine solche Fläche besitzen, daß die Innenrundung mit der Feder keine Berührung aufweist, ist nicht wahrzunehmen, die Senkungen der Federn mit und ohne Schutzkappen sind als nahezu gleich zu bezeichnen. Auffallend ist die verhältnismäßig große Einsenkung der Feder 15 unter den kleineren und mittleren Belastungen. Die Erklärung dafür dürfte darin liegen, daß die Auflagerflächen der Feder 15 nicht parallel zur Federachse waren, die Feder war schief abgeschliffen, dadurch drückten die beiden parallelen Flächen der Prüfmaschine zuerst die erhöhten Kanten der Feder nieder und erst bei großen Drücken kam die Feder voll und senkrecht zu ihrer Achse zur Beanspruchung.

Ähnlich wie auf der Prüfmaschine dürfte auch das Verhalten der Federn unter dem Druck der Schiene sein, es wird bei der Herstellung der Federn darauf zu achten sein, daß die beiden Auflagerflächen vollkommen eben, zueinander parallel und genau senkrecht zur Achse der Feder sind.

Untersuchung der Doppelfedern.							
	Belastung 0	1000	2000	3000	5000	10000	15000 kg
Federn 15 und 23 mit Schutzkappen, die ungleichen Höhen mit Zwischenlagerung eines dünnen Bleches ausgeglichen.							
Höhe . . .	115,1	114,1	113,2	112,4	111,3	108,3	104,8 mm
Senkung . .	0	1,0	1,9	2,7	3,8	6,8	10,3 „
Senkung pro Tonne	1,0	0,95	0,90	0,76	0,68	0,68	„

Als Beobachtungsergebnis wäre wieder die verhältnismäßig größere Einsenkung der Feder unter den kleineren Belastungen hervorzuheben, die in den erwähnten Ungleichmäßigkeiten der Federn und im Zusammenwirken zweier, mathematisch nie gleich hoher Federn erklärt werden kann. Diese größere Elastizität des Gleises unter den kleineren Drücken und etwas kleinere aber immer noch reichliche Elastizität bei großen Drücken, erscheint mir nicht unerwünscht: Die kleineren Drücke gehen von den Personenzugwagen aus (ein Vierachser hat 40 t, daher der Achsdruck 10 t, Raddruck 5 t, größter statischer Stützendruck etwa 2,7 t) und es kann nur von Vorteil sein, wenn die von den Reisenden besetzten Wagen eine besonders elastische Bahn vorfinden.

Mit diesen Versuchsergebnissen in der Versuchsanstalt waren aber die vorgefundenen Höchstsenkungen unter der Lokomotive 478 noch nicht restlos erfaßt.

Unter dem 8,3 t schweren zweiten Rad der Lokomotive war die Senkung 4,0 mm. Aus dem Laboratoriumsversuch ergäbe sich eine Senkung der Doppelfeder von etwa 0,7 mm/t; da der größte Stützendruck nur etwa $0,54 \cdot 8,3 = 4,5$ t sein kann, müßte die tatsächliche Federnsenkung unter dem Rade II etwa $4,5 \cdot 0,7 = 3,15$ mm betragen. Der Rest ist auf Hohlräume zurückzuführen, die zwischen Federnschutzkappe und Schiene und wohl auch an den Lagerflächen der Federn auftreten und die etwa 0,5 bis 1 mm ausmachen dürften.

Derartige Hohlräume sind unerwünscht, weil durch sie senkrechte Bewegungen der Schiene auftreten, denen nicht der Wert der Verarbeitung äußerer Stoßkräfte zukommt. Diese Hohlräume müssen daher möglichst klein gehalten werden. Sie treten auch im Querschwellenoberbau auf, im Oberbau mit eisernen wie mit hölzernen Querschwellen, im alten Gleis naturgemäß größer als im neuerlegten. In meiner Abhandlung (Organ, Heft 10 von 1927) habe ich im Abschnitt „Elastizität des Gleises“ aus dem Buche „Die Grundlagen des Gleisbaues“ von Dr. Karl Bräuning, folgende Stelle angeführt: „Die elastische Senkung des ganzen Gleises setzt sich zusammen aus dem elastischen Zusammenpressen des Gleisbettes und der Schwelle und dem Verschwinden von Hohlräumen zwischen Schiene, Schwelle und Bettung Durch feste Gleisverbindungen werden zwar die Hohlräume zwischen Schiene und Schwelle nahezu beseitigt, zwischen Schwelle und Bettung indessen vergrößert Unter eisernen Schwellen werden Hohlräume bis 2 mm beobachtet.“

C. Die Versuchsstrecke bei Absdorf-Hippersdorf.

a) Die Anordnung der Versuchsstrecke.

Die Versuchsstrecke liegt in km 42,427 bis km 42,532 der Linie Wien-Franz-Josefsbahnhof—Staatsgrenze bei Gmünd im Gleis I zwischen den Bahnhöfen Tulln und Absdorf-Hippersdorf. Über das Gleis verkehren u. a. die Schnellzüge nach Prag und Berlin sowie die Schnellzüge nach Karlsbad, Marienbad und Franzensbad mit Fahrgeschwindigkeiten bis zu 90 km/Std. Die Versuchsstrecke ist 105,4 m lang, sie liegt in einer Steigung von $0,9\text{‰}$ und in der Geraden.

Das Gleis liegt auf einem Damm von 1 bis 2 m Höhe, die Dammschüttung besteht aus festem Donauschotter, vermengt mit Sand. Anschließend an das Versuchsstück liegt beiderseits Querschwellenoberbau mit Schienen A der Österreichischen Bundesbahnen 20 m lang mit 29 Schwellen, 28 Mittel- und 30 Spannplatten, die Schwellen im Schlägelschotter (Granit) in einer Stärke von ungefähr 40 cm unter Schwellenoberkante. Der anschließende Querschwellenoberbau wurde fast gleichzeitig mit der Versuchsstrecke im Herbst 1928 neu verlegt. Die Einzelheiten der Anordnung der Versuchsstrecke mögen aus Textabb. 7 ersehen werden.

b) Die Schraubenfedern des Hauptversuches.

Bestellt wurden 620 Stück Federn. Die Bedingungen waren dieselben wie für die 24 Federn des Vorversuches, nur wurde das Verlangen gestellt, die Federn womöglich etwas härter, keinesfalls aber weicher herzustellen.

Für die Übernahme waren über Ersuchen sämtliche Federn mit eingekerbten Nummern versehen worden. Als Vorprüfung hatte das Eisenwerk vorerst sämtliche Federn auf Zusammenpressen Windung auf Windung untersucht; alle, die nach dem Zusammenpressen nicht wieder genau in die ursprüngliche freie Höhe zurückkehrten, waren ausgeschieden worden. Die verbliebenen Federn wurden einer Voruntersuchung auf Belastung mit 5000 und 10000 kg unterzogen.

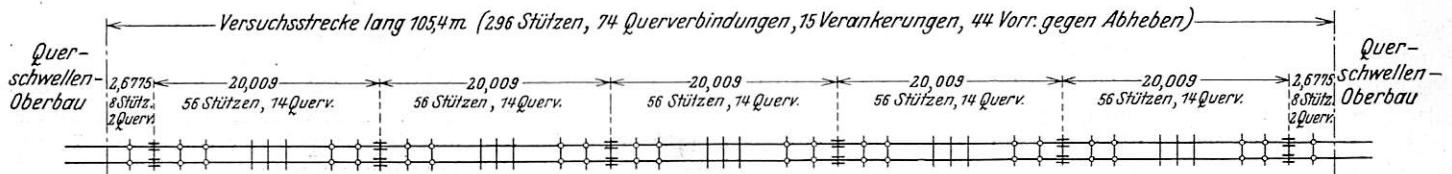


Abb. 7. Anordnung der Versuchsstrecke bei Absdorf-Hippersdorf.

Bei der Übernahme im Eisenwerk Kapfenberg am 28. August 1928 wurden aus dem vorläufigen Senkungsprotokoll die härtesten und die weichsten Federn herausgezogen (94 Stück) und an Ort und Stelle neuerlich auf 5000 und 10000 kg überprüft.

Die Abmessungen sowohl der freien Federhöhe wie der belasteten Feder konnten nicht auf Zehntelmillimeter genau erfaßt werden, wahrscheinlich nur auf 0,2, sicher aber auf 0,3 mm. Der Grund dafür liegt zum Teil darin, daß die Federn nicht immer vollkommen parallel abgeschliffen waren, oder daß der Parallelschliff nur eine kurze Auflagerfläche erfaßte, so daß es nicht gleich ist, bei welcher Stellung man die freie Federhöhe abmißt, weiters, daß bei der belasteten Feder der Innenabstand der beiden Druckstempel nur mit Greifzirkel und Maßstab gemessen werden konnte, wodurch sich ebenfalls Ungenauigkeiten und Fehlerquellen ergeben. Das Eisenwerk beabsichtigt, eine selbsttätige Meßvorrichtung anzuschaffen, die die Fehlerquellen ausschaltet und die auch ein rascheres Ablesen der tatsächlichen Federhöhen ermöglichen soll.

Mit diesem Vorbehalt wäre zu bemerken:

Hinsichtlich der freien Federhöhe:

Die freien Federhöhen der bestellten Federn schwanken zwischen 108 mm und 112 mm, das sind 4%; diese extremen Werte kommen aber nur in geringer Anzahl vor. Mit Unterschieden in der Federhöhe von 3 bis 4%, das sind 3 bis 4 mm, wird man aber rechnen müssen, viel genauer dürfte ein Eisenwerk bei größeren Bestellungen die Federhöhen nicht herstellen können. In meiner Abhandlung im „Organ“ 1927 habe ich auf Seite 194 ausdrücklich erwähnt, daß Verschiedenheiten in den freien Federhöhen von 3 mm als Folge der Massenerzeugung keineswegs störend sind, „man wird beim Verlegen der Federn aus der Menge der gelieferten Federn solche mit gleicher Höhe aussuchen, die gleich hohen auf ein längeres Stück verlegen, daran anschließend ein Gleisstück mit Federn, die z. B. um 1 mm höher sind, ausstatten, anschließend wieder ein Gleisstück mit etwas höheren aber untereinander gleichen Federn, so daß alle Federn verwendet werden können, ohne daß die Stetigkeit des Gleises darunter leidet oder an der Höhe der Schienenstützen etwas geändert werden muß. Sind kleine (unvermeidliche) Unregelmäßigkeiten in der Höhenlage der Schienenstützen vorhanden, so können sie durch richtige Anwendung entsprechend hoher Federn ausgeglichen werden“.

Das Vorgesagte gilt natürlich nur dann unbeschränkt, wenn man gewisse Vorräte an Federn hat, wie sich dies bei einem eingeführten Oberbau von selbst ergibt. Man kann sich aber bei Mangel an Reservestücken in anderer Weise helfen: Wie ich bei der Besprechung der Bauausführung dartun werde, richten sich die Schienenstützen und damit die Federn nach den Schienen und nicht die Schienen nach den Stützen; vorerst werden die Schienen in die richtige Lage gebracht, dann die Schienenstützen mit den darin liegenden Federn herangebracht und ausgerichtet. Es brauchen bei einer Stütze mit Doppelfedern nur die beiden Federn derselben Stütze gleich hoch sein, im übrigen ist die Federhöhe ziemlich ohne Belang. Überdies kann man sich durch Einlegen von Metallplättchen zwischen Feder-

schutzkappe und Feder helfen. Hat man einen Vorrat an Federn verschiedener Höhen, so kann man sich solche Plättchen zum Ausgleich etwa verbleibender Unrichtigkeiten in den Federhöhen ersparen.

Hinsichtlich der Federung (Elastizität) der Federn.

Die Federn waren für eine Federung von 1 mm/1000 kg bestellt. Dies ist im Mittel recht gut eingehalten worden. Es sind aber Verschiedenheiten in den Senkungen der einzelnen Federn untereinander bei gleicher Last vorhanden: d. h. es gibt härtere und weichere Federn. Der Unterschied zwischen den härtesten und den weichsten Federn beträgt etwa 40%. Durch die Verwendung von Doppelfedern, bei denen es ganz unwahrscheinlich ist, daß gerade zwei härteste oder zwei weichste Federn zusammen verwendet werden, gleicht sich dieser größte Unterschied auf etwa 30% aus. Mit 30% Unterschieden in der Federung der einzelnen Stützen muß bei Massenbestellungen wohl gerechnet werden. Dies geht auch aus den Messungen an der Versuchsstrecke hervor. Daß jedoch diese Verschiedenheiten in der Federung für den Betrieb nicht als störend empfunden werden können, möge aus folgender Überlegung hervorgehen.

Die größten statischen Stützendrücke betragen bei einem Raddruck von 10 t im Sinne der Formel $P = 0,54 \cdot G = 5,4$ t, dies ergibt bei einer Federung der Einzelfeder von 0,9 mm/1000 kg eine Senkung der Doppelfeder von 2,43 mm; bei einer Federung der Einzelfeder von 1,2 mm/1000 kg ist der entsprechende Wert 3,24 mm. Berücksichtigt man die dynamische Einwirkung im Sinne der Formel $P = 0,54 \cdot 1,5 G = 0,8 \cdot G$ durch Vergrößerung des statischen Einflusses um 50% (dieser Einfluß kommt aber, wie später dargetan werden soll, nur bei unrunder Rädern in Betracht), so erhält man die größten Federsenkungen bei 0,9 mm/1000 kg mit 3,6 mm und bei Federn von 1,2 mm/1000 kg mit 4,8 mm. Die Schienen-senkungen können gegenüber den Federsenkungen wohl noch durch das Verschwinden kleiner Hohlräume vergrößert werden, diese Zusätze bleiben aber immer gleich, sie sind vom Achsdruck und vom Grad der Federung unabhängig. Die Unterschiede in der Senkung zwischen weichster und härtester Stütze betragen somit bei 20 t Achsdruck höchstens 1,2 mm, bei 25 t Achsdruck höchstens 1,5 mm. Die Versuche haben diese Rechnungsergebnisse auch bestätigt.

Unterschiede in den Federsenkungen von 1,5 mm sind aber im Betriebe nicht fühlbar. Es ist schon an

und für sich nicht möglich, ein Gleis auf einen Millimeter genau zu erbauen, überdies werden so kleine Unterschiede in den Federsenkungen noch durch die Steifheit der Schiene ausgeglichen, beim rasch fahrenden Zug hat das Rad gar nicht die Möglichkeit, sich so kleinen Unebenheiten anzupassen. Beim Querschwellenoberbau kommen ganz andere Senkungen der Schienen vor. Nimmt man die Bettungsziffer beim Querschwellenoberbau zwischen $C=3$ und $C=9$ an, je nachdem man Kies oder guten Schlägelschotter verwendet, so wird man wohl auch annehmen können, daß bei einem Oberbau, der im guten Schlägelschotter neu verlegt wurde (also $C=9$), schon nach einem etwa zweijährigen Betrieb einzelne Schwellengruppen weniger gut unterstopft sein werden und nach längerem Regen oder nach einer Frostperiode einige sogar recht lose sind. Würde man solch schlecht unterstopften Schwellen noch eine Bettungsziffer von $C=3$ zuerkennen, so ergeben sich Unterschiede in den Schwellensenkungen von etwa 300%. Auch hier gleicht die steife Schiene aus, Unterschiede von 300 und vielleicht auch von 200% in der Senkung einzelner Schwellen wird aber der Betrieb bereits fühlen, wogegen man Unterschiede in der Federung von etwa 30% nicht fühlen kann.

Mit diesen Darlegungen will ich nur aufgezeigt haben, daß es bei der Bestellung der Schraubenfedern nicht zwingend notwendig ist, größere Genauigkeiten im Elastizitätsgrad zu verlangen, falls damit größere Herstellungskosten verbunden sind. Ist eine größere Gleichmäßigkeit möglich ohne Mehrkosten, so wird man sie selbstverständlich anstreben.

c) Die Baudurchführung.

Die Baudurchführung zerfällt in die Vorarbeiten, das sind jene Vorbereitungen, die vor Beginn der Sperrung des Gleises durchgeführt werden können und in den eigentlichen Bau der Strecke.

Zu den Vorarbeiten gehört die genaue Absteckung des Gleises hinsichtlich Richtung und Höhe, die Herbeischaffung der Baustoffe und die teilweise Entfernung der alten Schotterbettung. Das Mauerwerk des neuen Oberbaues verdrängt ungefähr 1 m^3 Massen für den laufenden Meter, es kann daher jener Schotter, der ausgeräumt werden kann, vor Beginn der Gleissperre gänzlich aus der Bahn entfernt werden. Erfolgt die Ausführung des Stützenmauerwerkes mit abseits der Bahn hergestellten Quadern, so muß die Beistellung der Unterlegplatten samt Bolzen rechtzeitig erfolgen, um wenigstens einen Teil der Quader im Zeitpunkt des Beginnes der Gleisspernung an Ort und Stelle zu haben.

Die erste Arbeit nach Abtragung des Gleises ist die Herstellung des Fundamentaushubes und die Mauerung des Fundamentes. Bei der Versuchsstrecke ist das Mauerwerk nach Abb. 15 und 16 der Taf. 29 gebildet, es besteht daher aus einem 70 cm breiten Fundament und einem 60 cm breiten aufgehenden Mauerwerk. Diese Verschiedenheit in der Breite der Mauerteile hat, wie bereits erwähnt, den Vorteil, daß man beim Fundamentmauerwerk nicht auf Millimeter zu arbeiten braucht, weil es ziemlich gleichgültig ist, ob die Quader, die sich genau nach der Schiene richten, 1 oder 2 cm von der Fundamentachse seitlich abweichen. Selbst bei Gleisen im Bogen wird sich das Fundamentmauerwerk nur nach der Bogenachse richten müssen, zur Herstellung der erforderlichen Spurerweiterung können die Quader auf dem 5 cm breiten Fundamentabsatz verschoben werden. Bei der Höhenlage des Fundamentmauerwerkes kommt es ebenfalls nicht auf Millimeter an, es hat nur die Oberfläche des Fundamentmauerwerkes ungefähr 2 cm unter der Unterkante des Quaders zu bleiben, eine andere Forderung ist nicht zu stellen.

Die Millimeterarbeit beginnt erst beim Verlegen der Schienen und beim Versetzen der Quader samt Federn. Die

Spurweite ist durch die Querverbindungen gegeben, nicht durch die Stützen; sind die Querverbindungen richtig, so ist die Spur richtig, die Stützen richten sich nach den Schienen und nicht umgekehrt. Es kommt also vorerst darauf an, den Gleisrahmen in die richtige Lage zu bringen. Dies ist beim Versuchsoberbau in Absdorf-Hippersdorf dadurch geschehen, daß in Abständen von 4 bis 5 m starke Querhölzer (alte Weichenhölzer oder Brückenhölzer) quer unter die zu verlegenden Schienen gelegt wurden, die die Bestimmung hatten, den Gleisrahmen während der Ausführung des Stützenmauerwerkes zu tragen. Die Querhölzer müssen zu diesem Zweck in den freien Raum zwischen zwei

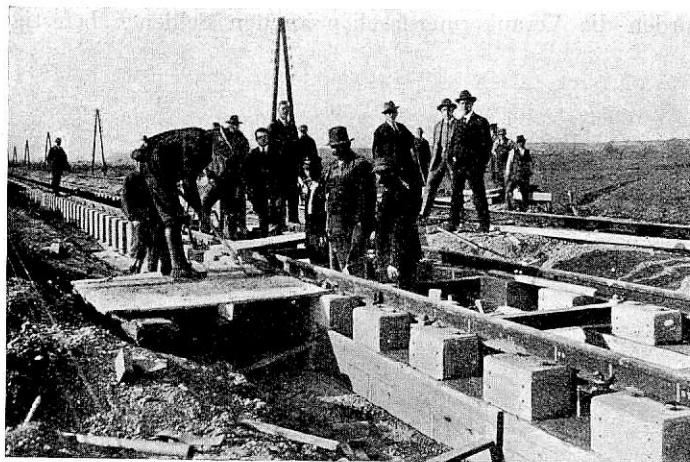


Abb. 8. Bau der Versuchsstrecke Oktober 1928.



Abb. 9. Bau der Versuchsstrecke Oktober 1928.

Stützen kommen und an den beiden Enden ein festes Auflager durch eingeschlagene Pflöcke erhalten, damit sie während des Baues in ihrer Lage festbleiben und das Gleis tragen können. Auf diesen Querhölzern wurde der Gleisrahmen aufgelegt und durch dünne Holzblättchen in die richtige Höhen- und Seitenlagen gebracht; es ist angezeigt, die Schienen an den Querhölzern anzunageln, damit sie bei der Heranbringung der Stützen nicht unabsichtlich gehoben werden und dadurch wieder die richtige Höhenlage verlieren. Von der richtigen Lage des Gleisrahmens hängt die richtige Lage des Gleises ab.

Hierauf wurden die Quader plangemäß aufgeteilt und lose auf das Fundamentmauerwerk gesetzt. Dann wurden je zwei genau gleich hohe Federn mit den Schutzhülsen versehen und in jede Stütze untergebracht: ob die Federn der Nachbarstützen höher oder niedriger sind, ist gleich, wenn nur die Doppelfedern gleichhoch sind. Die losen Quader, die vorerst noch etwa 2 cm tiefer liegen als es ihrer endgültigen Lage

entspricht, wurden nun Stück für Stück gehoben und an die Schienen herangebracht, bis die Federn fest ansaßen. In dieser nunmehr richtigen Lage wurden die Quader unten an den vier Ecken mit kleinen Keilen festgelegt. Ein zu festes Anziehen der Keile ist zu vermeiden, um die Schienen nicht von ihrem Lager abzuheben. Der schmale Zwischenraum zwischen der Quaderunterkante und der Oberfläche des Fundamentmauerwerkes wurde hierauf sofort mit schnell bindendem Zementmörtel fest ausgefüllt.

Für die Verankerungen mit ihren Verbindungseisen und für die Zugeisen der Vorrichtungen gegen das Abheben der Schienen wurden bereits im Fundamentmauerwerk Aussparungen gelassen. Nach der endgültigen Verlegung der Quader wurden die Verankerungslaschen an den Schienen befestigt,

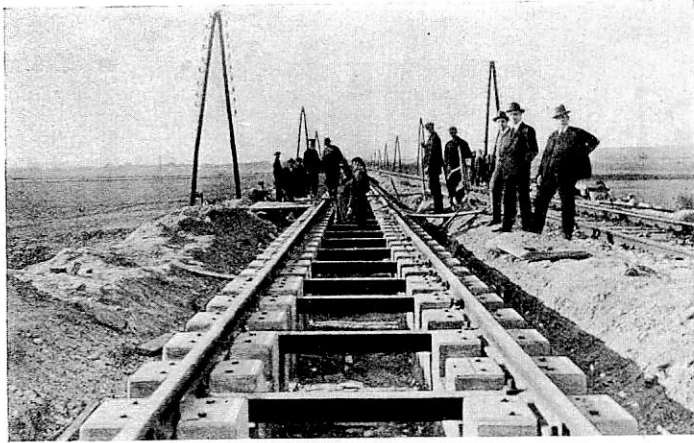


Abb. 10. Bau der Versuchsstrecke Oktober 1928.

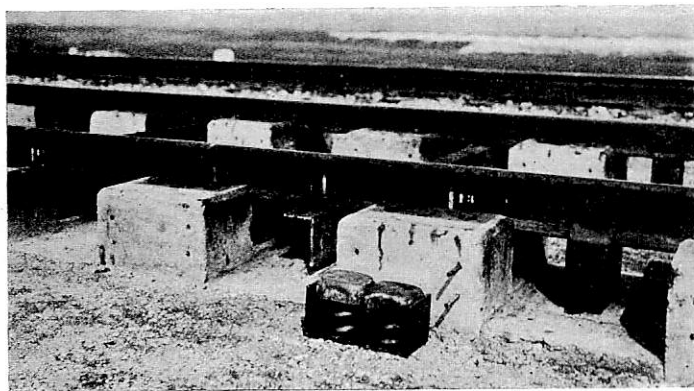


Abb. 11. Versuchsstrecke bei Absdorf-Hippersdorf. Stütze mit herausgenommener Doppelfeder.

die Verankerungen vorerst lose angebracht und schließlich die Führungseisen und Verbindungseisen mit schnell bindendem Zement einbetoniert. Die richtige Versetzung der Verankerungen machte nicht geringe Sorge, weil sich die Schiene, die erst durch die Verankerungen in der richtigen Lage festgehalten wird, infolge der täglichen und stündlichen Temperaturunterschiede doch um einige Millimeter bewegen konnte, daher die Befürchtung bestand, daß der die Führungseisen umschließende Beton nicht gut abbinden könnte. Die Besorgnis war aber unbegründet, die Führungseisen saßen am nächsten Tag fest. Für das Zwischenmauerwerk wurde überall dort, wo es die Verankerungen und Zugeisen aufzunehmen hat, schnell bindender Zement verwendet, an den anderen Stellen gewöhnlicher Portlandzement.

Von den 296 Stützen der Versuchsstrecke wurden 274 in der vorgenannten Weise mit Fundamentplatte, Betoneisenquader und Zwischenmauerung ausgeführt, 22 Stützen wurden

nach einem Vorschlag der Bauführung an Ort und Stelle in einem Stück hergestellt. Zu diesem Zwecke wurde anstatt der Haftbolzen wieder auf die Schrauben zurückgegriffen, die nunmehr die Form eines unter die U-Platte greifenden Bügels erhielten, so daß zwei einander gegenüberliegende Schrauben nunmehr einen bügelartig gebogenen Rundstab mit zwei Schraubengewinden bildeten. An den beiden Bügeln einer U-Platte, die mit einer Hilfsvorrichtung samt den Federn an die in der richtigen Lage liegende Schiene herangebracht wurde, wurde ein Drahtgerippe befestigt, das der Form der oben 60 cm breiten und unten 70 cm breiten Stützenmauer entsprach und die Armierung des Mauerwerkes bildete. Eine sehr leicht anbringbare kräftige Verschalung zur Einbringung des Betons vervollständigte die Konstruktion. Auch hier waren

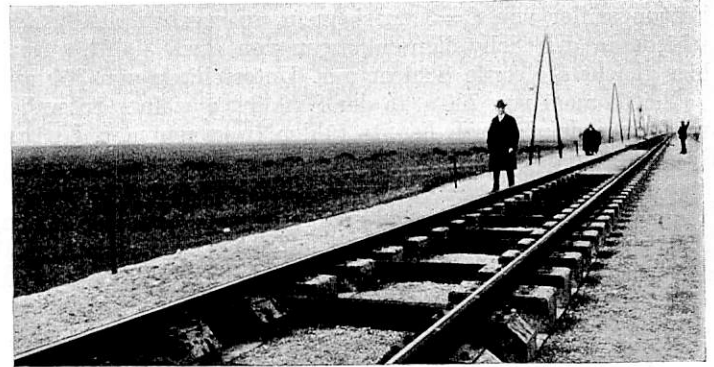


Abb. 12. Die Versuchsstrecke bei Absdorf-Hippersdorf mit dem Federnoberbau Bauart Wirth.

gewisse Besorgnisse wegen der Bewegungen der Schiene während des Abbindens des Betons und wegen des Schwindens des immerhin 70 bis 80 cm hohen in einem Stück hergestellten Betonkörpers vorhanden; diese Schwierigkeiten wurden jedoch gut überwunden.

Bei der Verlegung des Oberbaues bildete auch die Wahl der Größe der Stoßblücke Gegenstand eingehender Erwägungen. Beim Federnoberbau ist die Schiene in der Schienenmitte durch die kräftigen Verankerungen gegen Längsverschiebungen festgehalten; von der Schienenmitte aus können sich die Schienenenden entsprechend der auf sie einwirkenden Temperatur bewegen, sofern sie nicht durch die Reibung des Schienenfußes an den Wänden der Unterlegplatten am Ausdehnen oder Zusammenziehen behindert sind. Sind bei großer Hitze die Wärmelücken geschlossen, so kann beim Federnoberbau mit festen Stützen die Schiene seitlich nicht ausweichen. Um allzu große Spannungen in der Schiene zu vermeiden, wurde die Stoßblücke der 20 m langen Schiene bei der damals herrschenden Temperatur von 10 bis 12° Wärme mit 5 bis 7 mm angeordnet. Es ist kein Grund vorhanden, beim Oberbau auf Federn die Stoßblücke allzu ängstlich zu vermeiden, weil bei der elastischen Lagerung der Schienenenden die Stoßwirkung der Räder auch bei größeren Stoßlücken stark gemildert wird.

Im Zusammenhang mit der Wahl der Stoßblücke muß ich auch auf die Frage der Notwendigkeit der Vorrichtungen gegen das Abheben der Schienen zurückkommen. Ich habe in meiner ersten Abhandlung im „Organ“ 1927 auf Seite 199 meine Anschauung über die Notwendigkeit der Vorrichtungen zur Verhinderung des Abhebens der Schienen dahin dargelegt, daß ich diese Vorrichtung nicht für notwendig halte, um ein böswilliges Abheben des Gleises unmöglich zu machen und auch nicht für notwendig, um ein Abheben der Schiene vor dem ersten Rad einer Lastgruppe zu verhindern. Offen ließ ich nur die Frage, ob beim Oberbau auf den vollkommen elastischen Schraubenfedern die Vorrichtung nicht

doch notwendig sei, um ein störendes Abheben (Aufschnellen) der Schiene bei plötzlicher Entlastung zu verhindern, vertrat aber persönlich die Anschauung, daß ein solches Abheben aller Voraussicht nach nicht eintreten wird. Ich habe mit diesen Darlegungen Recht behalten, die Vorrichtungen gegen das Abheben sind, wie die Versuchsergebnisse deutlich zeigten, aus all den vorerwähnten Ursachen nicht notwendig, beim Versuchsoberbau sind diese Vorrichtungen so eingestellt worden, daß ein Abheben der Schienen von 1,5 bis 2 mm ohne weiteres möglich ist, damit die Biegelinie der Schiene ungestört verlaufen kann. Ich trete aber trotzdem dafür ein, einige Vorrichtungen gegen das Abheben der Schiene anzuordnen, weil das Verhalten der Schienen bei geschlossenen Wärmelücken (oder bei verschweißten Schienen) noch unbekannt ist und bis zur Klärung dieses Verhaltens eine Sicherheit gegen das Aufsteigen der Schienen bei großer Hitze gegeben sein muß. Die Stoßlücken am Versuchsgleis werden bei großer Kälte und großer Wärme genau beobachtet und gemessen werden.

Im Mauerwerk wurden im Abstand von 10 m Stoßfugen angeordnet und mit einer doppelten Lage von Dachpappe ausgefüllt. Die Stoßfugen gehen durch das Fundamentmauerwerk und durch die Zwischenmauerung hindurch. Ob die künstliche Unterteilung der Stützenmauern in einzelne Abschnitte angezeigt ist, ist vorläufig wohl schwer zu entscheiden, wahrscheinlich wird sich die Notwendigkeit nach dem Untergrund richten müssen: bei gewachsenem Boden wird man auf die Stoßfugen wahrscheinlich verzichten können. Außer den einbetonierten 2000 mm langen Quer-Verbindungsseisen der Verankerungen, die die beiden Stützenmauern an drei Stellen nahe der Schienenmitte fest verbinden, sind am Ende jedes durch die Stoßfugen gebildeten 10 m-Stückes die beiden Fundamente der Längsmauern noch durch einbetonierte Schienenstücke aus Altschienen untereinander quer verbunden worden.

Für die Quaderherstellung wurde unter Verwendung von Portlandzement Beton im Mischungsverhältnis 1:4, für die Fundamentplatte und das Füllmauerwerk zwischen den Quadern ebenfalls Portlandzement (1:6) und für die Untermauerung der Quader und die Einbetonierung der Verankerungen und Festhaltevorrichtungen unter Anwendung schnellbindenden Zements Beton im Mischungsverhältnis 1:3 verwendet.

Die Durchführung des Baues der Versuchsstrecke oblag der Streckenleitung Wien Franz Josefsbahn (Bundesbahndirektion Wien Nordost), die armierten Betonquader wurden von der Streckenleitung Wien West (Bundesbahndirektion Wien Südwest) hergestellt. Die Berechnung und Ausführung der Schraubenfedern erfolgte durch die Gebr. Böhler & Co. A.-G. Wien, alle übrigen Eisenteile hat die Österr. Alpine Montangesellschaft Wien vollkommen plangemäß geliefert.

d) Die Beobachtungen am Versuchsgleis.

1. Die Senkungen der Schiene unter Ruhelast.

(Hierzu Taf. 31).

Zur Messung der Senkung der Schiene unter Ruhelast wurden, wie beim Vorversuch, an einer größeren Anzahl von Schienen am Schienensteg über jeder Stütze Papierstreifen mit Millimereinteilung angeklebt, an der Oberfläche der Unterlegplatten wurden Blechzeiger angelötet, deren Spitze in eine Nadel auslief, die auf die Millimereinteilung am Schienensteg hinwies. Die Senkungen, die man mit einem Vergrößerungsglas auf Zehntelmillimeter ablesen konnte, sind die Senkungen der Schiene gegenüber den Stützen.

Auf Taf. 31 sind die Senkungen der linken Schiene unter Ruhelast gegenüber dem Stützenmauerwerk für ein Gleisstück

von etwa 30 m des Versuchsoberbaues eingezeichnet. Die verwendete Lokomotive ist eine 2 D-Schnellzuglokomotive der Reihe 113 der Österreichischen Bundesbahnen mit Tender der Reihe 85 mit den in der Tafel angegebenen Raddrücken und Radabständen. Die Lokomotive wurde immer um zwei Stützen weiter vorgeschoben und mit dem ersten Rad über eine Stütze gestellt. Die Senkungslinien der linken und rechten Schienen verliefen ganz ähnlich.

Wie im Vorversuch ist auch hier die Gleichmäßigkeit der Schienensenkungen festzustellen, weiters ist ersichtlich, daß das Abheben der Schienen unter der Einwirkung der ruhenden Last in ganz ähnlicher Weise wie beim Querschwellenoberbau nur vor dem ersten und hinter dem letzten Rade einer Radgruppe erfolgt und nirgends das Maß von 0,5 mm übersteigt. Durch diese Beobachtungen werden somit die Beobachtungen des Vorversuches bestätigt.

Beachtenswert sind die Senkungen der Schiene über den Stützen 55/56 und 1/2, das ist am Schienenstoß. Bei allen Laststellungen sind die Senkungen am Schienenstoß kleiner als an einer anderen Stütze, dies kommt von der engen Aneinanderreihung der Stützen am Schienenstoß (Stützenabstand 40 cm gegenüber 73 cm), von der Verwendung etwas härterer Federn am Stoß (0,9 mm/1000 kg gegenüber 1,0 mm/1000 kg) und wohl auch von der gut sitzenden neuen, 780 cm langen Stoßlasche. Wie gut die Stoßlasche die Senkungen des einen Schienenendes auf das andere überträgt, ersieht man aus Laststellung 55/56, erstes Rad am abgebenden Schienenende, bei welcher Stellung die aufnehmende Schiene gänzlich unbelastet ist. Der Schienenstoß ist also — absichtlich — etwas härter, d. h. weniger nachgiebig angeordnet worden.

Über den Grad der Gleichmäßigkeit der Schienensenkungen gibt die Taf. 31 recht gute Aufschlüsse, wenn man sämtliche Senkungen unter einer bestimmten Ruhelaststellung der Lokomotive zusammenzählt. Wenn eine Lokomotive auf einem Gleisstück steht, so gibt die Summe aller Schienensenkungen ein Maß für sämtliche Federnzusammenpressungen, allerdings vermehrt um das Ausmaß der vernichteten Hohlräume. Bei einer anderen Stellung der Lokomotive müßte die Summe aller Schienensenkungen, wenn schon nicht gleich, so doch ähnlich sein. In der Tafel sind sämtliche Räder der Lokomotive und des Tenders bei den Laststellungen 15/16 bis 31/32 auf dem beobachteten Gleisstück. Addiert man die Schienensenkungen derselben Senkungslinie bei den vorgenannten Laststellungen, so erhält man

für die linke Schiene 66,8, 66,5, 66,9, 65,7 und 66,6 mm,
für die rechte Schiene 62,9, 64,1, 63,0, 62,7 und 65,5 mm.

Die Raddrücke links sind größer als rechts, daher auch links die größeren Senkungen. Die Abweichungen der größten und der kleinsten Werte derselben Schiene betragen nicht mehr als 4%.

2. Die Senkungen der Schiene unter bewegter Last.

(Hierzu Taf. 32, Abb. 1 bis 13.)

Zur Messung der Schienensenkungen unter bewegter Last hat der Oberbaurat und Vorstand der Heizhausleitung Wien-Franz-Josefsbahn Ing. Adolf Wettl eine Meßvorrichtung hergestellt, die im wesentlichen aus einem ungleicharmigen Hebel besteht, dessen kürzerer Arm am Schienenfuß befestigt und dessen längerer Arm mit einem Bleistift versehen ist. Dieser Bleistift zeichnet in vergrößertem Maßstab eine Schaulinie der Schwankungen der Schiene auf einen Papierstreifen, der mittels eines Uhrwerkes fortbewegt wird. Die Drehungsachse des Hebels ist an einer Metallplatte befestigt, die an den beiden benachbarten Stützquadern angebracht wird. Die Schaulinien zeigen somit die elastische Senkung der

Schiene gegenüber den beiden benachbarten Schienenstützen an. Die geringen Bewegungen der Stützenmauer im Untergrund und die Schwankungen des Untergrundes selbst kommen also zu den aufgezeichneten Bewegungen noch hinzu.

Es ist mir bekannt, daß die Anschauung vorherrscht, daß es keine Hebelvorrichtung geben kann, die Schienenschwankungen bei großen Fahrgeschwindigkeiten richtig aufnimmt. Bereits Wasiutynski beschreibt im „Organ“ 1899, Seite 294 mit ähnlichen Worten, wie ich sie bei der Beschreibung des Wettlschen Meßapparates gebraucht habe, die Meßvorrichtungen von Flamache, Coüard und Stecewicz und bemerkt hierzu: „All diese Vorrichtungen zeichnen sich durch scharfsinnig durchdachte Einzelheiten aus. Leider sind sie aber nicht frei von Mängeln, welche jeder Kraftübertragung mehr oder minder eigen sind und durch die Trägheit, durch den Einfluß der Wärmeänderungen, durch toten Gang und dergl. verursacht werden. Zum Zwecke der Beseitigung der Fehler, welche durch die obgenannten Umstände, die verspätete Aufzeichnung der Erscheinungen und andere Ursachen entstehen, werden nachträglich Berichtigungen vorgenommen und die Schaulinien werden nach einem für jede Ordinate besonders festzustellenden Maßstab umgezeichnet. Es ist aber einleuchtend, daß auch die am gewissenhaftesten vorgenommenen Berichtigungen nicht imstande sind, alle Fehler in den Angaben der erwähnten Vorrichtungen zu beseitigen.“

Wasiutynski verwirft also die mechanischen Meßvorrichtungen und geht ebenso wie sein Vorgänger Ast auf das (leider sehr verwickelte und kostspielige) photographische Meßverfahren über. Diese Anschauungen Asts und Wasiutynskis, die damals vor 30 Jahren begründet gewesen sein mochten, weil diesen Forschern kein brauchbarer Hebelapparat zur Verfügung gestanden ist, sind aber leider mit der Zeit so Gemeingut geworden, daß jeder Meßvorrichtung die nicht mit dem Lichtstrahl, sondern mit wirklichen Hebeln arbeitet, im Vorhinein die Berechtigung abgesprochen wird.

Die zahlreichen Beobachtungen über die Schienensenkungen am Federnoberbau in Absdorf-Hippersdorf, die mit der Wettlschen Meßvorrichtung aufgenommen wurden, sprechen aber dafür, daß diese Meßvorrichtung vollkommen richtige Bilder gibt: Die Schaubilder zeigen vollkommen geschlossene Linien, die Hebelarme sind zu kurz, um merkbare Eigenschwingungen zuzulassen, ein toter Gang scheint durch die besonders sinnreiche Art der Führung des Hebels nahezu ausgeschlossen. Der sicherste Beweis für die Richtigkeit der Meßvorrichtung ist aber der Vergleich mit den Senkungen, die ein am Schienenfuß angebrachter, also mit dem Schienenfuß fest verbundener Bleistift am gleichen Papierstreifen in natürlicher Größe aufzeichnet: die vom Hebel mit der Vergrößerung von z. B. 8,6:1 gezeichneten größten Ausschläge auf die natürliche Größe rückgerechnet, werden von den Ablesungen der unmittelbaren Messungen bestätigt. Selbstverständlich sind in den im Vergrößerungsverhältnis von 4:1, 6,1:1 und 8,6:1 gezeichneten Linien alle jene feinen Zwischenbewegungen der Schiene enthalten, die der Bleistift in natürlicher Größe nicht mehr aufzeigt. Ein weiterer Beweis für die Richtigkeit der Schaulinien liegt darin, daß sich bei Wiederholung zweier ähnlicher Meßvorgänge, ganz ähnlicher Bilder ergeben.

Wir müssen uns bei derartigen Messungen überhaupt erst darüber klar sein, was wir von einem Meßinstrument eigentlich wollen? Im vorliegenden Falle handelt es sich darum, den Verlauf der Senkungen der Schiene unter der rasch bewegten Last in einem deutlichen Bild festzulegen. Es handelt sich also um keinen Spannungsmesser bei dem vielleicht 0,02 mm eine Rolle spielen, sondern es entspricht vollkommen den Anforderungen, wenn

wir den Verlauf der Senkungslinien auf 0,2 oder 0,3 mm genau erhalten; diese Genauigkeit ist aber bei der erwähnten Meßvorrichtung gewiß erreichbar.

Um einen Überblick über das Verhalten des Oberbaues der Versuchsstrecke unter den fahrenden Zügen zu geben, will ich die Art der Vornahme der Versuche kurz beschreiben und einige Senkungslinien, aufgenommen mit der vorgenannten Meßvorrichtung, darstellen.

Die ersten Erprobungen unter bewegter Last, wie die ersten Befahrungen des Versuchsgleises überhaupt, erfolgten 10 Tage nach Vollendung des Gleises am 26. Oktober 1928 mit der Lokomotive Reihe 113.14 und Tender Reihe 85.14, mit der auch die Beobachtungen unter Ruhelast vorgenommen wurden. Die Achsanordnung dieser Lokomotive samt Tender ist in Taf. 32, Abb. 11 zu sehen. Mittels der Meßvorrichtung wurden die Fahrten mit $V=20, 40, 60$ und 80 km/Std. bei der Hebelübersetzung 4:1 aufgenommen (Abb. 1 bis 3). Die Vorbeibewegung des Papierstreifens, hervorgerufen durch das Uhrwerk, betrug ca. 3,7 cm in der Sekunde. Die Papierbewegung ist etwas zu langsam, die Bilder sind zu gedrängt. Später wurde das Uhrwerk auf Ablauf von 5 cm in der Sekunde umgebaut, dazwischen erfolgte probeweise das Vorüberziehen des Streifens von Hand. Auffallend war eine springende Bewegung, eigentlich eine Erschütterung des Zeichenstiftes bei der Aufzeichnung der Senkungen der ersten Tenderachse, die die ganze Kurve des Tenders beeinflusste, wogegen die Kurve der vorne befindlichen Lokomotive ruhig verlief. Diese Erscheinung trat bei den großen Geschwindigkeiten stärker auf als bei den kleineren, auch waren die aufgezeichneten größten Ausschläge unter dem ersten Tenderrad größer als bei der Lokomotive, nämlich bei den Fahrgeschwindigkeiten 20, 40, 60 und 80 km/Std., bei der Lokomotive 3,0, 3,1, 3,0, 3,0 mm, beim ersten Tenderrad 3,2, 3,6, 3,8, 3,8 mm.

Bei der aufsichtsbehördlichen Erprobung des Oberbaues am 3. November 1928 mit einem Versuchszug bestehend aus derselben Lokomotive, dem gleichen Tender und einer Reihe von Güterwagen mit dazwischen angeordneten vierachsigen Personenwagen, war wieder dasselbe Bild zu beobachten: bei $V=10$ km/Std. der größte Ausschlag bei Lokomotive 3,0 und Tender 3,1 mm, bei $V=35$: Lokomotive 3,0, Tender 3,4, bei $V=84$: Lokomotive 3,0, Tender 4,0 mm. Das Senkungsbild bei $V=84$ unter der Lokomotive 113.14, dem Tender 85.14, einem Dienstwagen und einem vierachsigen Personenwagen ist in Abb. 4 dargestellt. Der Übersetzungshebel war 6,1:1, der Papierstreifen wurde von Hand rasch vorübergezogen. Die verschiedenen Papiergeschwindigkeiten verändern natürlich das Bild hinsichtlich der Steilheit der Linien, ändern aber an den Größen der Ausschläge selbst nichts. Für gute Vergleiche soll die Papiergeschwindigkeit wohl immer dieselbe sein.

Die Erklärung für den großen Schlag der ersten Tenderräder ergab sich am Ende der Versuche: bei einer genauen Untersuchung der Räder des Tenders wurde am ersten Tenderrad eine lange Flachstelle vorgefunden. Die Lokomotive und der Tender, mit denen die Versuchsfahrten gemacht wurden, waren dem Verkehr bereits entzogen gewesen und für die Hauptausbesserung bestimmt. An einem der darauffolgenden Tage wurde in der Werkstätte die unrunde Stelle am ersten Tenderrad genau aufgenommen. Es war nun natürlich von größter Wichtigkeit zu erfahren, ob tatsächlich das unrunde Rad des Tenders 85.14 die Erschütterungen und großen Ausschläge verursacht hat, die das Meßwerkzeug bei den Beobachtungen vom 26. Oktober und 3. November aufzeichnete. Es wurden daher am 8. November die Versuche mit einer anderen Lokomotive der Reihe 113 und einem anderen Tender der Reihe 85, die vorher genau untersucht waren, wiederholt. Die Achsdrücke dieser Lokomotive waren etwas höher als jene der Lokomotive 113.14. Die Kurven unter dem Tender

verliefen tatsächlich ruhig (Abb. 5), die Ausschläge waren kleiner als die unter der Lokomotive, genau den kleineren Achsdrücken entsprechend. Es waren also die auffallend großen Ausschläge unter dem Rad des Tenders 85,14 nur den unrunderen Rädern zuzuschreiben.

Weil es gewiß interessant ist zu wissen, welche Größe so eine unrunde Stelle im Rad hat, die bereits Ausschläge von 4 mm gegenüber 3 mm bei guten Rädern gibt, ist die genaue Aufnahme des Rades in Abb. 13 dargestellt. Die Vertiefungen im Rad betragen also nur $44,5 - 43,3 = 1,2$ mm. Diese verhältnismäßig geringe Unebenheit genügt, um bei einer Fahrgeschwindigkeit von 84 km/Std. eine 30%ige Vergrößerung der Schienensenkung (dynamische Einwirkung) gegenüber der Ruhelast, aber auch gegenüber der bewegten Last ($V=90$ km/Std.) bei runden Rädern, hervorzurufen.

Am 8. November wurde die Meßvorrichtung auch im gegenüberliegenden Querschwellengleis II (Schiene A, Schwellen in Schlägelschotter, Neulage 1927), auf dem sich der Verkehr damals ausschließlich abwickelte, angebracht. Beim Querschwellenoberbau ist die Anbringung einer derartigen Meßvorrichtung eine schwierige, weil das Schotterbett zwischen zwei Schwellen zum Teil ausgeräumt werden muß, dies ändert auch das wirkliche Bild des Verhaltens der Schwellen in der Bettung. Trotzdem ergaben sich geschlossene Schaulinien, von denen eine dargestellt ist (Abb. 6), die unter dem gleichen, ebenfalls mit etwa 80 km fahrenden Zug aufgenommen wurde, der auf dem Federnoberbau die Schaulinie (Abb. 5) aufzeigte. Diese und andere Fahrten am Querschwellengleis gaben Gelegenheit zu interessanten Vergleichen zwischen dem elastischen Verhalten der Schienen am Federnoberbau und am Querschwellenoberbau. Hervorzuheben wäre, daß die Schienensenkungen an einem Querschwellenoberbau, der seit einem Jahr im Betrieb ist, schon erheblich größer sind als bei einem vollkommen neuen Querschwellenoberbau (vergl. die Ergebnisse des Vorversuches), da die Senkungen unter den großen Lasten den Senkungen am Federnoberbau (mit der Federung von 1,0 bis 1,1 mm/1000 kg der Einzelfeder) bereits gleichkommen und die Schienensenkungen unter den kleinen Lasten sogar viel größer sind als die des Federnoberbaues.

Die großen Schienensenkungen am Querschwellenoberbau möchte ich auf das Vorhandensein von Hohlräumen zurückführen, die zwischen Schiene und Schwelle und zwischen Schwelle und Bettung im Betriebe entstehen. Diese Hohlräume vergrößern die Schienensenkungen um ein Maß, das für große und kleine Lasten gleich ist, darum sind die gemessenen Schienensenkungen unter den kleinen Lasten so verhältnismäßig groß. Die wirklichen, rein elastischen Senkungen sind kleiner und auch angenähert proportional der Last.

Am 15. November 1928 wurde das Versuchsgleis dem Verkehr übergeben. Die Eisenbahnaufsichtsbehörde schrieb vorerst eine Höchstgeschwindigkeit von 60 km/Std. vor. Im Frühjahr 1929 erfolgte eine genaue Untersuchung des Oberbaues durch die Eisenbahnaufsichtsbehörde, die auf Grund des äußerst günstigen Untersuchungsergebnisses den Oberbau für die Fahrgeschwindigkeit von 70 km/Std. frei gab.

Am 6. Dezember fanden Versuchsfahrten mit einer neuerbauten Lokomotive Reihe 214,01, das ist einer Schnellzuglokomotive der Achsanordnung 1 - D - 2 statt, die wenn auch nicht hinsichtlich der Höhe ihrer Achsdrücke, so doch hinsichtlich des Gesamtgewichtes von 118 t eine der schwersten Lokomotiven Europas sein dürfte. Die Achsdrücke sind $14,6 + 17,5 + 17,5 + 17,7 + 17,7 + 16,5 + 16,5$. Die Versuchsfahrten mit dieser Lokomotive und einem Tender der Reihe 85 mit angehängtem Dienstwagen und einem vierachsigen

Personenwagen (Versuchszug 2, Abb. 12), erstreckten sich auf Fahrten mit $V=10, 30, 55$ und 90 km/Std., jede Fahrt wurde zweimal gemacht: die Schaulinien der Fahrten mit gleicher Geschwindigkeit waren einander nahezu gleich, die größten Ausschläge traten bei obigen Geschwindigkeiten unter der vierten Triebachse der Lokomotive mit 3,8, 3,7, 3,9 und 3,7 mm auf, die Hebelvorrichtung war auf die Vergrößerung 6,1:1 eingestellt (Abb. 7 bis 9). Bei einer Probefahrt mit der Hebeleinstellung 8,6:1 konnte man an der Schaulinie das feine Erheben der Schiene genau ersehen (Abb. 10).

Bei allen vorgenommenen Beobachtungen am Federnoberbau hatte sich gezeigt, daß die Schienensenkungen unter bewegter Last nicht größer sind als die unter Ruhelast — sofern keine unrunderen Räder auftreten. Man würde also einer Stoßzahl bei der Bestimmung der senkrechten Teilkräfte der Eisenbahnverkehrslasten nicht bedürfen, wenn nicht die Gefahr der unrunderen Räder gegeben wäre und wohl auch die Gefahr der Unebenheiten im Gleis. Unebenheiten im Gleis waren an der Versuchsstrecke nicht vorhanden, unrunder Räder wurden aber in großer Menge festgestellt: selten in Schnellzügen und Personenzügen, sehr häufig aber an den Wagen der Güterzüge. Es ist nahezu kein Güterzug vorbeigefahren, an dem nicht einige Räder stoßartige Ausschläge hervorriefen, die von unrunderen Rädern herrührten, in einem Falle war die Einwirkung des unrunderen Rades eines Güterwagens doppelt so groß, als die Einwirkung des anderen Rades desselben Wagens. Als dieser Wagen dann im Bahnhof Absdorf-Hippersdorf untersucht wurde, konnte die unrunde Stelle sofort festgestellt werden. Die Wagen mit den unrunderen Rädern gehörten sowohl in- wie ausländischen Bahnverwaltungen an. Nicht unwichtig ist die Frage, ob Wagen mit derartig unrunderen Rädern im Verkehr zulässig sind? Die Dienstvorschriften der Österreichischen Bundesbahnen, die den internationalen Übereinkommen angepaßt sind, bestimmen über die Voraussetzungen für die Betriebsfähigkeit eines Wagens, daß „die Laufflächen flache Stellen von mehr als 5 mm Pfeilhöhe nicht aufweisen dürfen“. Man kann also nach den gegenwärtig geltenden Bestimmungen Fahrbetriebsmittel, die infolge unrunder Räder eine dynamische Einwirkung von 50 und wahrscheinlich auch von 100% der statischen Einwirkung hervorrufen, vom Verkehr nicht ausschließen.

Hervorzuheben wäre noch, daß bei allen diesen Fahrten wie überhaupt für den gegenwärtigen Betrieb die Vorrichtungen gegen das Abheben der Schienen so eingestellt wurden, daß ein Aufsteigen bis zu 2 mm zugelassen wird. Es ist aber nirgends, auch nicht bei 90 km/Std. Geschwindigkeit und Achsdrücken von 17,7 t, ein Aufsteigen der Schiene um mehr als 0,5 mm beobachtet worden und dieses nur vor dem ersten und hinter dem letzten Rad einer Radgruppe.

3. Die seitlichen Bewegungen der Schiene.

Die Pläne des Versuchs oberbaues werden gewiß die Überzeugung zulassen, daß dieser Oberbau gegen Seitenkräfte außerordentlich widerstandsfähig sein muß: der Oberbau ist ja — zum Unterschied von allen bisherigen Oberbauarten — ein Oberbau auf festen Stützen, bei denen die Stützen aus den kräftigen Unterlegplatten und dem Stützenmauerwerk bestehen, das im Untergrunde unverschiebbar eingebettet ist. Eher könnte man die Frage aufwerfen, ob der Oberbau gegen seitliche Kräfteeinwirkung nicht zu starr ist?

Um das Verhalten des Oberbaues des Versuchsgleises bei der Einwirkung von Seitenkräften zu erkennen, wird man sich am besten das System des eisernen Rahmens vor Augen halten, der von starren Seitenwänden geführt wird. Die

seitlichen Bewegungen der Schiene können nun die Bewegungen der Schiene innerhalb des Gleisrahmens sein, es kann sich aber auch der ganze Gleisrahmen seitlich verschieben. Ein elastisches Ausbiegen der Schienen des Rahmens, der aus den beiden Schienen und den im doppelten Stützenabstand am Schienenfuß angreifenden Querwinkeln besteht, ist durchaus möglich und auch nicht unerwünscht, sofern es innerhalb gewisser Grenzen bleibt. Es wurde die Einteilung der Querverbindungen absichtlich so gewählt, daß ein elastisches Nachgeben der Schienen möglich ist. Die Möglichkeit, dem Gleisrahmen selbst eine kleine Bewegungsfreiheit bei der Einwirkung großer Seitenkräfte zu geben, ist vorhanden, weil die Unterlegplatten um ungefähr 2 mm weiter sind als der Schienenfuß, im vorliegenden Falle 114 mm gegenüber der Fußbreite von 112 mm. Es wurde bei der Verlegung des Gleises erwogen, ob es nicht zweckmäßig wäre, die nach den richtig verlegten Schienen ausgerichteten Stützen so anzuordnen, daß die Unterlegplatte in ihrer Aufeinanderfolge abwechselnd am äußeren und am inneren Rande des Schienenfußes anliegen. Dadurch würde die Stützenweite des Gleisrahmens für die Seitenbelastungen angenähert gleich dem kleinsten Achsabstand der Betriebslasten werden. Bei der Verlegung des Oberbaues wurden jedoch die Stützen tunlichst symmetrisch zum Schienenfuß gebracht, in der Erwägung, daß sich die Schienen im Betriebe je nach der Abweichung von der mathematisch genauen Mittellinie auf die eine oder die andere Seitenwand der Unterlegplatte stützen und daß sich die Berührungsstellen, schon infolge der Dehnung der Schienen, immer wieder verschieben werden.

Die Beobachtung der seitlichen Bewegungen der Schiene am Versuchsgleis wurde vorläufig mit einer sehr einfachen Meßvorrichtung vorgenommen: es wurden außerhalb des Gleises zwei Pfähle in den Untergrund eingeschlagen, an denen hochkantig ein Brettchen befestigt wurde, das in Schienenhöhe bis nahe an den Schienenkopf heranreichte. Am inneren Ende des Brettchens wurde ein Blatt Papier angeheftet, das Papier war also an einer Vorrichtung angebracht, die weder mit der Schiene noch mit dem Mauerwerk in Verbindung stand. Am Schienenkopf wurde außen eine Fassung angelötet, die einen Bleistift mit federnder Spitze derart hielt, daß der Bleistift horizontal und parallel zum Schienenkopf lag und das Papier des Brettchens berührte. Die gleiche Vorrichtung wurde auch an der Außenseite der gegenüberliegenden Schiene angebracht. Die aufgezeichneten Striche waren also die übereinandergelegten Bilder aller Bewegungen des Schienenkopfes unter der Einwirkung sämtlicher vorbeigerollten Lasten. Die Bleistiftstriche zeigten z. B. nach Vorbeifahrt eines Güterzuges eine vertikal stehende 4 mm hohe dreieckähnliche Figur, die oben spitz, unten nach außen um etwa 0,8 mm verbreitert war. Der Schienenkopf hat sich also um höchstens 4 mm (Senkung und Hebung zusammen) vertikal bewegt, überdies wurde er im belasteten Zustande um etwa 0,8 mm nach außen gedrückt, nach Entlastung ist die Schiene immer wieder in die ursprüngliche Lage zurückgekehrt. Die Schienen des Gleisrahmens haben somit unter der Einwirkung der Seitenkräfte elastisch nachgegeben, eine Verschiebung des Gleisrahmens selbst ist nicht eingetreten. Die Beobachtungen werden in Bälde mit Vorrichtungen, die das Verhalten des Schienenkopfes und des Schienenfußes in vergrößertem Maßstab aufzeichnen sollen, fortgesetzt werden.

Zusammenfassend möchte ich das vorläufige Ergebnis der Untersuchungen und Beobachtungen etwa wie folgt darlegen:

1. Die Senkung der Schiene setzt sich zusammen aus

dem elastischen Zusammenpressen der Federn, aus den elastischen Senkungen des Stützenmauerwerkes im Untergrund und des Untergrundes selbst und aus dem Verschwinden von Hohlräumen zwischen Schiene und Feder.

2. Die Senkungen der Einzelfedern können als proportional der Last angesehen werden. Bei Verwendung von Doppelfedern sind die Senkungen infolge der nicht vollkommenen Gleichheit zweier Federn unter kleineren Lasten im Verhältnis zur Einzellast etwas größer als unter großen Lasten.

3. Ein Erheben der Schienen über die Ruhelage hinaus wurde bei Ruhelast wie auch bei rasch bewegter Last nur vor dem ersten und hinter dem letzten Rad einer Radgruppe, und zwar bei den verwendeten Achsdrücken bis 17,7 t, nirgends über 0,5 mm festgestellt. In dieser Hinsicht verhält sich der Federnoberbau ähnlich dem Querschwellenoberbau.

4. Die Schienensenkungen unter bewegter Last sind nicht größer als die unter ruhender Last, sofern nicht unrunde Räder oder Unebenheiten im Gleis auftreten. Die Beobachtungen erstreckten sich hierbei auf Fahrgeschwindigkeiten bis 90 km/Std.

5. Ein Stoßzuschlag zu den Ruhelasten ist bei der Berechnung des Oberbaues notwendig, hinsichtlich der senkrechten Teilkräfte der Eisenbahnverkehrslasten aber nicht wegen der dynamischen Einflüsse der bewegten Lasten an sich, sondern wegen der Möglichkeit, daß unrunde Räder oder Unebenheiten im Gleis auftreten (Stoßlücken usw.). Welcher Anteil beim Federnoberbau davon auf den Unterbau, bei Brücken auf das Brückentragwerk kommt, in welchem Maße also die Federn die Stöße elastisch verarbeiten, wäre erst festzustellen.

6. Die beobachteten seitlichen Bewegungen des Schienenkopfes betragen bei einer Reihe von Versuchen nicht mehr als 0,5 bis 1 mm. Bis zu diesen Maßen wurde jede der beiden lotrecht gestellten Schienen im belasteten Zustande bei großen Geschwindigkeiten nach außen gedrückt und sind nach Entlastung wieder in die ursprüngliche Lage zurückgekehrt.

7. Aus Vergleichsversuchen mit dem Querschwellenoberbau, vorgenommen unter den gleichen Lasten und mit der gleichen Meßvorrichtung gemessen, geht hervor, daß die Schaulinien der Schienensenkungen unter bewegter Last beim Federnoberbau ähnlich jenen eines gut erhaltenen Querschwellenoberbaues verlaufen, nur scheinen die Senkungslinien beim Federnoberbau abgerundeter und weniger steil einfallend als beim Querschwellenoberbau zu sein. Bei Verwendung von Doppelfedern mit der Federung der Einzelfeder von 1 mm/1000 kg sind die Schienensenkungen am Federnoberbau größer als die Schienensenkungen an einem neuen Oberbau derselben Schienenform auf Querschwellen im Schlägelschotterbett. Die Senkungen der Schiene am Federnoberbau erreichen hierbei unter Raddrücken von 9 t nirgends ein größeres Maß als 4 mm. Unter der Einwirkung des Betriebes vergrößern sich die Schienensenkungen am Querschwellenoberbau und werden schließlich größer als die Senkungen am Federnoberbau.

8. Die Ähnlichkeit der Schaulinien der Schienensenkungen eines neuverlegten Querschwellenoberbaues mit jenen des Oberbaues auf vollkommen elastischen Federn sind eine neuerliche Bestätigung hierfür, daß das Verhalten der Querschwellen im Schotterbett innerhalb gewisser Grenzen ebenfalls als ein vollkommen elastisches angesehen werden kann.

IV. Die Anpassungsfähigkeit des Federnoberbaues.

A. Die Größe der Elastizität des Gleises.

Beim Federnoberbau liegen die Grenzen hinsichtlich der Elastizität des Gleises nicht mehr im Gleis selbst, sondern ausschließlich in den Bedürfnissen des Betriebes. Die Federn können für jede Elastizität hergestellt werden, es ist auch kein Bestandteil im Gleis vorhanden, der der Federung Grenzen zieht. Es ist selbstverständlich, daß man das Gleis nicht elastischer machen wird, als es der Betrieb erfordert: Aber wo liegen diese Grenzen?

Maßgebend für die Entscheidung in dieser wichtigen Frage sind gewiß auch die Bedürfnisse des Zugförderungsdienstes. Ich habe mit Fachmännern des Zugförderungsdienstes in der Frage Fühlung genommen, welcher Grad an Elastizität für die Schonung der Lokomotiven und sonstigen Fahrbetriebsmittel, aber auch für den kleinsten Aufwand an Zugkraft wünschenswert ist. Bestimmte Antworten konnte ich hierüber nicht erhalten, die Meinungen sind verschieden, im allgemeinen erscheint der Mehrzahl wohl eine größere Elastizität als die des heutigen Gleises erwünscht. Die Frage ist aber auch nicht leicht zu beantworten, weil sie eigentlich noch kaum gestellt worden ist. Die Größe der Elastizität haben bis jetzt immer die Gleistechniker angegeben, aber auch nicht freiwillig, sondern aus dem Zwang der Verhältnisse heraus. Eine große Elastizität im Querschwellenoberbau erfordert ein nicht zu festes Schotterbett, bedeutet daher starke Beweglichkeit der Schwellen in der Bettung, damit aber eine Lockerung des Gleisgefüges und starke Abnutzung der Befestigungsmittel. Wegen der Gefahr der Zerstörung des Gleisgefüges bei großen Achsdrücken wird in neuester Zeit auf die Verbesserung des Untergrundes und auf die Verdichtung der Schotterbettung ge Griffen: nie ist aber die Elastizität des Querschwellengleises eine im vorhinein bestimmbare, frei gewählte Größe, sondern nur das Endergebnis des Abwehrkampfes der Gleistechniker gegenüber den Betriebstechnikern, die immer größere Lasten und größere Fahrgeschwindigkeiten bringen. Wahrscheinlich kommt es aber beim Oberbau auf offener Strecke nicht so sehr auf die Größe der Elastizität, als auf die Gleichmäßigkeit der Elastizität des Gleises an, und diese ist beim Federnoberbau im hohen Maße erreichbar. Beim Oberbau auf Brücken kommt es aber auf die Gleichmäßigkeit und auf die Größe der Elastizität an, weil es für die Brückenkonstruktion von Wichtigkeit ist, daß die von den Verkehrslasten ausgehenden Schlagwirkungen vom Oberbau elastisch verarbeitet werden.

Jedenfalls wäre es auch für die Erkenntnis des Querschwellenoberbaues von großem Werte zu wissen, welcher Grad an Federung vom Betriebsstandpunkte erwünscht ist.

Ich glaube, daß man diese Frage nicht rein theoretisch, sondern nur praktisch und theoretisch lösen kann und daß zur Ermöglichung dieser Lösung der Federnoberbau mit seiner gleichmäßigen von den Einflüssen der Witterung unabhängigen und genau bestimmbaren Elastizität besonders geeignet zu sein scheint. Ich würde den Vorschlag machen, eine größere Versuchsstrecke herzustellen, die aus drei mit verschieden elastischen Federn ausgerüsteten Strecken besteht: Ein Stück mindestens 1 km lang mit Doppelfedern von etwa 0,5 mm/1000 kg für die Einzelfeder, ein ebenso langes Stück mit der Federung von etwa 1,0 mm/1000 kg und eines mit der Federung von etwa 1,5 mm/kg. Bei einem Achsdruck von ungefähr 20 t und Schienen von 49 kg/m erscheinen mir die Federungen von 0,5 mm/1000 kg und 1,5 mm/1000 kg die unteren und die oberen Grenzwerte zu sein, dazwischen, vielleicht näher dem oberen Werte, dürfte die zweckmäßigste Elastizität liegen.

Durch geeignete Messungen am Oberbau und an den Fahrzeugen wird man dann ein Bild von dem erhalten, was man anstreben soll. Gewiß kostet so eine 3 km lange Versuchsstrecke Geld, aber schließlich auch nicht mehr als ungefähr 9 km Gleis des heute üblichen Schweroberbaues auf Querschwellen, von dem jährlich hunderte Kilometer von den großen Eisenbahnverwaltungen verlegt werden.

An dieser Stelle möchte ich, ohne jedoch in Einzelheiten einzugehen, noch einen Gedanken bringen, der ebenfalls die Elastizität des Federngleises betrifft. Ich habe bei den Laboratoriumversuchen des Vorversuches Heiligenstadt die Erscheinung festgestellt, daß beim Zusammenwirken von Doppelfedern wegen der nie genau gleichen Höhe zweier Federn die Elastizität bei kleinen Drücken nicht mehr gleichmäßig ansteigt, sondern größer wird und daß erst bei großen Drücken die Zusammenpressung der Doppelfeder dem halben Maße einer Einzelfeder nahekommt. Ich habe dort auch erwähnt, daß mir diese Erscheinung nicht unerwünscht ist. Würde man diese unvermeidliche Erscheinung absichtlich etwas vergrößern dadurch, daß man zwei ungleich hohe Federn wählt, so könnte man bei ganz großen Achsdrücken die Einzelfedern verhältnismäßig hart bestellen und die Elastizität für die kleinen Drücke (das sind aber gerade die der Personenwagen) vergrößern. Bei ungleich hohen Federn, z. B. bei einem Höhenunterschied von 2 mm bei Federn von 0,8 mm/1000 kg der Einzelfeder spielt sich der Vorgang dann etwa wie folgt ab: zuerst wird die höhere Feder um 2 mm niedergedrückt; dies entspricht einem Stützdruck von 2,5 t. Von 2,5 t an wirken beide Federn gemeinsam und senken sich zusammen nur um 0,4 mm/1000 kg, so daß bei einem Stützdruck von 10 t, der einem Achsdruck von 25 t entspricht ($P=0,54 \cdot 1,5 \cdot 12,5$), die Einsenkung der Feder selbst unter unrunder Rädern höchstens 5 mm betragen würde. Die Senkung der Feder unter dem Druck eines vierachsigen Personenwagens ($\frac{40}{4} = 10$ t Achsdruck $P = 0,54 \cdot 1,5 \cdot 5 = 4,0$ t) wäre dann etwa $2,0 + 0,6 = 2,6$ mm.

B. Die Anpassungsfähigkeit an die größten Achsdrücke und größten Fahrgeschwindigkeiten.

Beim Ansteigen der Achsdrücke spielen die Schiene, die Feder und das Stützenmauerwerk die größte Rolle, das Stützenmauerwerk auch hinsichtlich der zulässigen Belastung des Untergrundes.

Untersucht man den Federnoberbau von Absdorf-Hippersdorf in dieser Hinsicht, so zeigt sich, daß die angewendete Schiene von 44,35 kg/m den Achsdrücken von etwa 20 t entspricht, die Federung ist, wie bereits mehrfach dargelegt, ebenfalls diesen Achsdrücken angepaßt. Die Einwirkung der Betriebslasten bei den obigen Achsdrücken ist mit etwa 9 t für den laufenden Meter anzunehmen. Hiervon kommen auf eine Stützmauer die Hälfte, also 4,5 t/m; vermehrt um eine angenommene Stoßziffer von 1,5 ergibt dies 6,75 t. Das Eigengewicht der Mauer beträgt ungefähr 1 t/m. Der Druck, den die Mauerunterlagefläche auf den Untergrund ausübt, ist bei einer Mauerfläche von $100 \times 70 = 7000$ cm², $\frac{7700}{7000} = 1,1$ kg/cm².

Wäre z. B. ein Oberbau für den doppelten Achsdruck von 40 t herzustellen — solche Achsdrücke sind bei einigen amerikanischen Eisenbahnen nahezu erreicht — so könnte man eine Schiene von ungefähr 65 kg/m nehmen, die Federn könnten die Federung von etwa 0,6 mm/1000 kg der Einzelfeder erhalten, die beiden Fundamentmauern, die auch etwas in die Tiefe verstärkt werden müßten, würde man in einem Stück durchmauern, so daß man unten eine angenähert 220 cm

breite Platte erhält. Diese Platte würde auf den Untergrund einen Druck $\frac{2 \times 13,5 + 3}{2200} = 1,4 \text{ kg/cm}^2$ ausüben, also eine Belastung, die selbst ein Tonboden verträgt. Im übrigen ist es noch fraglich, ob die Stoßziffer mit 1,5 in Rechnung zu setzen ist, denn die zwischen Schiene und Stütze liegende Schraubenfeder ist ja dazu da, den Stoß abzuschwächen.

An dieser Stelle möchte ich einiges über die Kosten des Federnoberbaues anführen. Ich schätze die Gesamtkosten des Federnoberbaues in der dargestellten Ausführungsart mit etwa 200 österreichischen Schillingen (120 Reichsmark) für den Gleismeter. Kommt der Rückgewinn in Abrechnung, so ermäßigt sich dieser Preis. Der Preis von 200 S gilt aber nur für große Vergebungen, also für den Bau großer Strecken, Versuchsausführungen stellen sich natürlich höher, werden aber 300 S für den Gleismeter nicht übersteigen. Ein Oberbau von 40 t Achsdruck kostet nicht etwa das Doppelte von dem mit 20 t, sondern vielleicht nur um 30 bis 40% mehr, weil die härteren Federn nicht mehr kosten als die weichen und weil die übrigen Teile des Oberbaues nur angemessen zu verstärken sind. Daraus geht auch hervor, daß der Federnoberbau für große Achsdrücke wirtschaftlicher ist als für kleinere, die Grenze der Wirtschaftlichkeit mag vielleicht dort liegen, wo der Querschwellenoberbau infolge der erforderlichen engen Schwellenlage, der Art der Befestigungsmittel, der Stärke der Schotterbettung und der Kosten für die Dichtung der Schotterbettung und des Untergrundes bereits mehr als die Hälfte (etwa 60%) eines Federnoberbaues kostet. Die kleineren Erhaltungskosten des Federnoberbaues und die zweifellos geringeren Ausgaben für die Erhaltung der Fahrbetriebsmittel würden dann den übrigen Teil der erhöhten

Anschaffungskosten rechtfertigen. Auf Brücken liegen die Verhältnisse anders, über die Wirtschaftlichkeit des Federnoberbaues auf Brücken habe ich im Abschnitt „Der Federnoberbau auf eisernen Brücken“ bereits Genaueres angeführt.

Auch hinsichtlich der Fahrgeschwindigkeit kann sich der Federnoberbau den gegebenen Verhältnissen unbeschränkt anpassen. Die Stützendrucke bleiben von der Größe der Fahrgeschwindigkeit nahezu unberührt, damit auch die Federung und das Stützenmauerwerk, das im festgestampften Boden gegen seitliche Verschiebung reichlich gesichert ist. Die durch die großen Geschwindigkeiten hauptsächlich beanspruchten Teile sind die Querverbindungen und die Verankerungen und wohl auch die Unterlegplatten selbst. Die Verankerung kann man verstärken soweit man will, auch die Querverbindungen; ich würde aber nicht empfehlen, die Querverbindungen, die im Versuchsoberbau in jedem zweiten Feld angeordnet sind, zu vermehren, um doch den Schienen eine gewisse seitliche Elastizität zu belassen, sondern nur die Winkel der Querverbindungen zu verstärken und die Zahl der Eisenschrauben, die die Winkel am Schienenfuß festhalten, im Bedarfsfalle zu erhöhen.

Würde man einen Federnoberbau für eine Fahrgeschwindigkeit von 200 km/Std. herzustellen haben, so bestünde technisch kein Hindernis dagegen, es würde ein solcher Oberbau auch nicht viel mehr kosten als ein Oberbau für 100 km/Std.

Jedenfalls liegen beim Federnoberbau die Grenzen hinsichtlich der Größe der Achsdrücke und hinsichtlich der Größe der Fahrgeschwindigkeit nicht mehr im Oberbau, sondern nur mehr in den Bedürfnissen des Betriebes.

Rechnerische Untersuchung des Dr. Wirthschen Gleises auf Federn und festen Stützen.

Von Dr. techn. Josef Schreier, Oberbaurat der Österreichischen Bundesbahnen.

Aus der eingehenden Beschreibung des Gleises auf Federn und festen Stützen der vorstehenden Abhandlung ist zu ersehen, daß die Schienen dieses Oberbaues als Durchlaufträger auf elastisch nachgiebigen Stützen zu betrachten sind.

Die Berechnung läßt sich demnach unter Berücksichtigung der festen Lagerung der Federn mit Hilfe der durch die Elastizitätsverhältnisse gegebenen Stützensenkungen nach Clapeyron durchführen, insoweit es klargelegt ist, welche Stützen wirken.

Die Federn sind nämlich nur imstande, nach abwärts gerichtete Drücke aufzunehmen und treten außer Tätigkeit, wenn negative Auflagerdrücke entstehen. Unter Zulassung eines geringen Spieles der Abhebung von 2 mm sind deshab Niederhaltevorrichtungen eingebaut.

Es soll daher im nachfolgenden außer den auftretenden Momenten und Gegenkräften auch die Form der elastischen Linie untersucht und schließlich die Beanspruchung der Schienen und der Federstützen bestimmt werden, und zwar zunächst unter

Berücksichtigung der lotrechten Lasten.

Da die Untersuchung einfachheitshalber nicht unter Zugrundelegung von dynamischen, sondern von statischen Kräften durchgeführt werden soll, wurden Schwingungen und Stoßwirkungen durch Einführung erhöhter, ruhender Lasten berücksichtigt.

Als Ausmaß dieser Erhöhung wurde die im „Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw.“ 1927, Heft 10 und 11 von Dr. Wirth näher begründete Zahl 1,5 eingeführt.

Zugrundegelegt erscheint eine mit Schnellzügen befahrene, über 100 m lange Versuchsstrecke, deren bauliche Ausgestaltung aus vorstehender Abhandlung Dr. Wirths ersichtlich ist.

Als Belastung kam die bei den Versuchsfahrten verwendete Lokomotive Reihe 113 mit Tender 85 (Abb. 1) in Betracht. Die verlegten, 20 m langen Schienen, ruhen auf je 28, mit Federpaaren versehenen Stützen auf, deren Doppelwirkung aber je in Einzelstützpunkten von $a=73 \text{ cm}$ Entfernung zusammengefaßt gedacht wird.

Da Träger, die über mehr als sieben Stützen durchlaufen, sich hinsichtlich der Momente und Stützendrucke der Endfelder desgl. der Mittelfelder ziemlich übereinstimmend verhalten, wurde zunächst die Untersuchung für einen sechs-

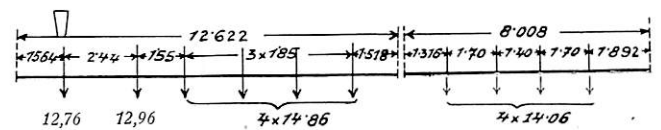


Abb. 1.

feldrigen Durchlaufträger vorgenommen. Hierbei kommt zur Vereinfachung der Berechnung sehr zustatten, daß die Lastabstände gleich den doppelten Stützpunktentfernungen eingeführt werden können, was etwas zu ungünstig erscheint, weil in der Regel die Achslasten in größeren Abständen als $2 \times 73 = 146 \text{ cm}$ angeordnet sind. Einschließlich eines Zuschlags von 50 v. H. ergibt sich also für den größten Raddruck $P = 1,50 \cdot \frac{14,86}{2} = 11,145 \text{ kg}$. Zur weiteren Vereinheit-

lichung wurde diese größte Last auch an Stelle der etwas kleineren Radlasten durchwegs in Rechnung gestellt.

Um das Verhalten der Schienenenden hinsichtlich ihres Abhebens kennen zu lernen, wurden zunächst die Mittelfelder (Abb. 2) der Belastung unterworfen und gesondert untersucht,

inwiefern positive Stützendrücke auftreten. Hierauf wurden die Schienenenden (Abb. 3 bzw. 3a) für sich unter Berücksichtigung der Anschlußbedingungen in bezug auf ihr Abheben berechnet. Aus der nachfolgenden

Untersuchung des mittleren, belasteten Schienenteiles

zeigt sich, daß die äußersten Lasten noch ein Feld außerhalb des Lastenzuges mit beeinflussen, dessen beide Stützen noch Drücke aufweisen, während dessen Biegelinie vermittle der Endtangente erkennen läßt, daß bei der nächsten Stütze bereits ein Abheben zu gewärtigen ist. Es wird deshalb die Einstellung der Einzellasten P inmitten des zweiten, des

Senkt sich eine Doppelfeder unter der Last von D kg um 1 cm, so ist im allgemeinen $y = \frac{T}{D}$, wenn T den Stützdruck darstellt. Nach Division durch a ergibt sich daher bei Einführung der Stützdrücke:

$$M_0 + 4M_1 + M_2 = \frac{N}{a} + \frac{6EJ}{a^2} (2T_1 - T_0 - T_2),$$

$$M_1 + 4M_2 + M_3 = \frac{N}{a} + \frac{6EJ}{a^2} (2T_2 - T_1 - T_3),$$

$$M_2 + 5M_3 = \frac{N}{a} + \frac{6EJ}{a^2} (T_3 - T_2).$$

Abb. 3.

Abb. 2.

Abb. 3a.

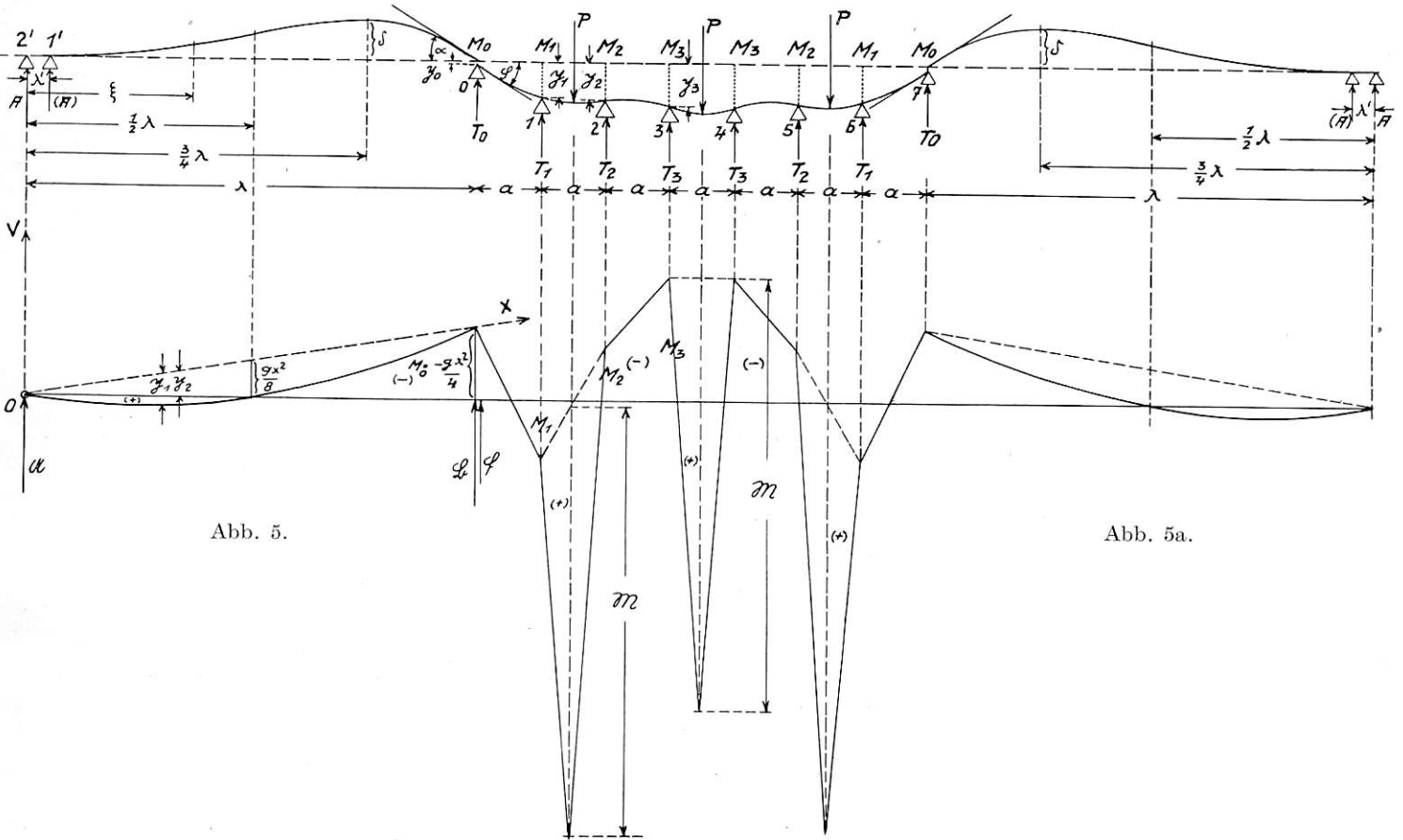


Abb. 5.

Abb. 5a.

Abb. 4.

vierten und des sechsten Feldes vorgenommen (Abb. 2). Es gelten dann unter Berücksichtigung der einstweilen noch unbekannt Senkungen y_0, y_1, y_2 und y_3 der aufeinanderfolgenden Stützen im Hinblick auf die spiegelgleiche Anordnung die nachfolgenden Clapeyronschen Gleichungen I), wobei bekanntlich der von der Belastung abhängige Ausdruck N bei Lastabständen x je von der linken Nachbarstütze lautet: $N = -Px \frac{a^2 - x^2}{a}$, was hier wegen $x = \frac{a}{2}$ zu $N = -\frac{3Pa^2}{8}$ wird. E bedeutet die Elastizitätszahl, J das Trägheitsmoment des Schienenquerschnittes.

Es ist dann wegen $l_1 = l_2 = l_3 = \dots = l_6 = a$ und $M_4 = M_3$ sowie $y_4 = y_3$:

$$\left. \begin{aligned} M_0 a + 4M_1 a + M_2 a &= N + \frac{6EJ}{a} (2y_1 - y_0 - y_2), \\ M_1 a + 4M_2 a + M_3 a &= N + \frac{6EJ}{a} (2y_2 - y_1 - y_3), \\ M_2 a + 5M_3 a &= N + \frac{6EJ}{a} (y_3 - y_2). \end{aligned} \right\} \text{I)}$$

Da aber

$$\left. \begin{aligned} T_0 &= \frac{B}{2} + \frac{M_1}{a} - \frac{M_0}{a}, * \\ T_1 &= \frac{P}{2} + \frac{-2M_1 + M_2 + M_0}{a}, \\ T_2 &= \frac{P}{2} + \frac{-2M_2 + M_3 + M_1}{a}, \\ T_3 &= \frac{P}{2} + \frac{-M_3 + M_2}{a}, \end{aligned} \right\} \dots \text{II)}$$

ergibt sich durch Einsetzen dieser Werte in vorstehende Momentengleichungen und Bezeichnung von $\frac{N}{a} = K$ und (nach

Zimmermann) von $\frac{6EJ}{a^3 D} = \gamma$:

$$M_0 + 4M_1 + M_2 = K + \gamma \left(3M_0 - 6M_1 + 4M_2 - M_3 + \frac{Pa}{2} - Ba \right),$$

*) B ist eine später eingeführte Zusatzlast in T_0 .

$M_1 + 4M_2 + M_3 = K + \gamma(-M_0 + 4M_1 - 6M_2 + 3M_3),$
 $M_2 + 5M_3 = K + \gamma(-M_1 + 3M_2 - 2M_3),$
 somit schließlich ähnlich der von Zimmermann für sechs Felder angegebenen allgemeinen Form:

$$\left. \begin{aligned} (1 - 3\gamma)M_0 + (4 + 6\gamma)M_1 + (1 - 4\gamma)M_2 + \\ + \gamma M_3 = K + \gamma a \left(\frac{P}{2} - B \right), \\ \gamma M_0 + (1 - 4\gamma)M_1 + (4 + 6\gamma)M_2 + (1 - 3\gamma)M_3 = K, \\ \gamma M_1 + (1 - 3\gamma)M_2 + (5 + 2\gamma)M_3 = K. \end{aligned} \right\} \text{III)}$$

Setzt man in $K = \frac{N}{a} = -\frac{3Pa}{8}$ den Wert $P = 11145 \text{ kg}$ und $a = 73 \text{ cm}$ ein, so ist

$$K = -\frac{3 \cdot 11,145 \cdot 73}{8} = -305000 \text{ kgcm.}$$

Mit der Elastizitätszahl $E = 2200000 \text{ kg/cm}^2$ für Stahl und dem Trägheitsmoment $J = 1442 \text{ cm}^2$ für die Schienenform A der österreichischen Bundesbahnen, sowie mit der Last $D = 20000 \text{ kg}$ zur Erzielung einer Stützensenkung von 1 cm (entsprechend der Zusammendrückung einer Feder von 1 mm unter 1 t) ergibt sich

$$\gamma = \frac{6EJ}{a^3 D} = \frac{6 \cdot 2200000 \cdot 1442}{73^3 \cdot 20000} = 2,45.$$

Führt man obige Werte von K und γ , ferner eine später zu behandelnde Zusatzlast $B = 360 \text{ kg}$ in die Gleichungsgruppe III) ein, so ergibt sich mit dem noch als Unbekannten zu rechnenden M_0

$$\begin{aligned} 18,7 M_1 - 8,8 M_2 + 2,45 M_3 &= 627000 + 6,35 M_0, \\ -8,8 M_1 + 18,7 M_2 - 6,35 M_3 &= -305000 - 2,45 M_0, \\ 2,45 M_1 - 6,35 M_2 + 9,90 M_3 &= -305000, \end{aligned}$$

woraus (mit Rechenschieber-Genauigkeit)

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= 31220 + 0,3545 M_0, \\ M_2 &= -18720 + 0,00722 M_0, \\ M_3 &= -50550 - 0,0830 M_0, \end{aligned} \right\} \text{IV)}$$

gefunden wird.

Durch Einsetzen dieser Momente in die Gleichungen II) bestimmen sich die Stützendrücke zu

$$\left. \begin{aligned} T_0 &= 788 - 0,00884 M_0, \\ T_1 &= 4460 + 0,00409 M_0, \\ T_2 &= 5820 + 0,00352 M_0, \\ T_3 &= 6008 + 0,00123 M_0 \end{aligned} \right\} \text{V)}$$

und gemäß $y = \frac{T}{D} = \frac{T}{20000}$ die Stützensenkungen

$$\left. \begin{aligned} y_0 &= 0,0425 - 442 \cdot 10^{-9} M_0, \\ y_1 &= 0,223 + 205 \cdot 10^{-9} M_0, \\ y_2 &= 0,291 + 176 \cdot 10^{-9} M_0, \\ y_3 &= 0,300 + 62 \cdot 10^{-9} M_0. \end{aligned} \right\} \text{VI)}$$

Wird das Schienenstück als ein an den Enden 0 wie 7 frei auflagernder Träger betrachtet, der durch die Radlasten nach abwärts und durch die Stützendrücke T_1 bis T_6 nach aufwärts gebogen wird, so ist nach Mohr der EJ-fache Neigungswinkel φ der Endtangente der elastischen Linie durch den Auflagerdruck gegeben, welcher von der als Belastung betrachteten Momentenfläche herrührt. Wegen der spiegelgleichen Anlage ist dieser der halben Momentenfläche \mathfrak{F} gleich. Hierin sind die von P beigetragenen Ordinaten

$$\mathfrak{M} = \frac{Pa}{2} = \frac{11145 \cdot 73}{4} = 203300 \text{ kgcm.}$$

Laut Abb. 4 ist

$$\mathfrak{F} = a \left(\frac{M_0}{2} + M_1 + M_2 + M_3 + \frac{3}{4} \mathfrak{M} \right)$$

oder mit den Werten der Gleichungen IV) bei Teilung durch EJ

$$\varphi = \frac{\mathfrak{F}}{EJ} = \frac{a}{EJ} (114425 + 0,779 M_0) = \frac{73(114425 + 0,779 M_0)}{2200000 \cdot 1442} = 0,00263 + 17,94 \cdot 10^{-9} \cdot M_0 \text{ . . . VII)}$$

Wirkt an den Enden 0 und 7 des Schienenstückes kein verspannendes Moment M_0 oder nur ein solches von geringer Größe, so erfährt laut Gleichung VI) auch noch die Stütze 0 (7) eine Senkung und es trifft die grundlegende Annahme der durchwegs gleichen Stützenabstände für die Rechnung zu.

Untersuchung der von Verkehrslast freien Schienenenden.

Unter dem Einfluß der Neigung φ der Endtangente der elastischen Linie kommt aber beiderseits in den Gleisstückfortsätzen das Bestreben des Abhebens zustande (Abb. 3 bzw. 3a), dem nur die bleibende Last des Gleises entgegenwirkt, die hier nicht mehr, wie in dem belasteten Schienenstück 0 bis 7, gegenüber der großen Verkehrslast vernachlässigt werden darf.

Nimmt man an, daß dieses Abheben auf eine Länge von $\lambda = 2'0$ sich erstrecke, so kann die Schiene als bei $2'$ wagrecht verlaufend und spannungslos betrachtet werden, so daß auch beim Durchschneiden bei $2'$ keine Änderung im Verlaufe der elastischen Linie eintritt.

Auch dieser Fall kann nach Clapeyron behandelt werden. Nimmt man nämlich zwischen 0 und $2'$ knapp neben $2'$ noch eine Stütze $1'$ an und läßt $1'2' = \lambda'$ gegen Null zu abnehmen, so ist hierdurch bei $2'$ eine wagrechte Tangente der Biegelinie bestimmt. Es gilt noch die Bedingung, daß sowohl bei $2'$ als auch bei $1'$ keine Momente wirken, also $M_2' = M_1' = 0$ und daß bei 0 das noch unbekannte Anschlußmoment M_0 und die Senkung y_0 auftreten.

Man findet dann nach Clapeyron:

$$M_2' \lambda' + 2M_1' (\lambda' + \lambda) + M_0 \lambda = -\frac{1}{4} g (\lambda'^3 + \lambda^3) - 6EJ \frac{y_0}{\lambda}.$$

Da y_0 im Vergleich zu dem sich über mehrere Stützfelder erstreckenden λ sehr klein ist, kann von y_0 abgesehen werden. Weil aber auch $M_2' = M_1' = \lambda' = 0$ verbleibt von obiger Gleichung:

$$M_0 \lambda = -\frac{g \lambda^3}{4}, \text{ oder } M_0 = -\frac{g \lambda^2}{4} \text{ . . . VIII)}$$

Die Momentenlinie (Abb. 5 bzw. 5a) setzt sich aus einer Parabel mit der Pfeilhöhe $\mathfrak{M}' = \frac{g \lambda^2}{8}$ und einer Geraden mit den Ordinaten 0 bei $2'$ und $M_0 = -\frac{g \lambda^2}{4}$ bei 0 zusammen. Erstere umschließt mit der Grundlinie eine Fläche

$$\mathfrak{F}' = \frac{2}{3} \mathfrak{M}' \lambda = \frac{2}{3} \frac{g \lambda^3}{8} = \frac{g \lambda^3}{12},$$

letztere eine solche

$$\mathfrak{F}'' = \frac{M_0 \lambda}{2} = -\frac{g \lambda^2 \lambda}{4 \cdot 2} = -\frac{g \lambda^3}{8}.$$

Hiervon ergeben sich die Beiträge zum Auflagerdruck der Momentenfläche als Belastung (nach Mohr)

$$\mathfrak{U} = \frac{\mathfrak{F}'}{2} + \frac{\mathfrak{F}''}{3} = \frac{g \lambda^3}{24} - \frac{g \lambda^3}{24} = 0$$

(übereinstimmend mit der Annahme einer wagrechten Tangente bei $2'$) und

$$\mathfrak{B} = \frac{\mathfrak{F}'}{2} + \frac{2}{3} \mathfrak{F}'' = g \lambda^3 \left(\frac{1}{24} - \frac{1}{12} \right) = -\frac{g \lambda^3}{24},$$

somit

$$\beta = \frac{\mathfrak{B}}{EJ} = -\frac{g \lambda^3}{24 EJ} \text{ . . . IX)}$$

Soll das Schienenstück $2'0$ die Fortsetzung von 0, 1, 2... bilden, dann müssen die Werte M_0 der Gleichungen VII) und VIII) übereinstimmen und φ aus VII) wie β aus IX) einander entgegengesetzt gleich sein.

Es ist daher

$$\varphi = 0,00263 - 17,94 \cdot 10^{-9} \cdot \frac{g}{4} \lambda^2 = \frac{g \lambda^3}{24 EJ} = -\beta.$$

Entfällt auf 1 m Schienenlänge das Oberbaugewicht von 56 kg, so ist $g=0,56 \text{ kg/cm}$ und hiermit sowie nach Einsetzen der obigen Werte von E und J

$$0,00263 - 17,94 \cdot \frac{0,56}{4} \lambda^2 = \frac{0,56 \lambda^3}{24 \cdot 2\,200\,000 \cdot 1442}$$

oder

$$0,00735 \lambda^3 + 2,511 \lambda^2 = 2630000,$$

aus welcher kubischen Gleichung

$$\lambda = 612 \text{ cm}$$

gefunden wird.

Daraus folgt laut Gleichung VIII):

$$M_0 = -\frac{g \lambda^2}{4} = -\frac{0,56 \cdot 612^2}{4} = -52\,400 \text{ kgem},$$

was in die Gleichungen IV), V) und VI) eingesetzt liefert:

1. Die Momente an den Stützen in kgem:

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= -52\,400, & M_2 &= -19\,098, \\ M_1 &= +12\,660, & M_3 &= -46\,200. \end{aligned} \right\} \dots X)$$

2. Die Stützendrücke in kg:

$$\left. \begin{aligned} T_0 &= 1251, & T_2 &= 5636, \\ T_1 &= 4246, & T_3 &= 5943. \end{aligned} \right\} \dots XI)$$

deren Summe zur Überprüfung mit $\frac{3}{2} P + B = \frac{3}{2} 11\,145 + 360 = 17\,077 \text{ kg}$ übereinstimmend gefunden wird.

3. Die Stützensenkungen in cm:

$$\left. \begin{aligned} y_0 &= 0,06, & y_2 &= 0,28, \\ y_1 &= 0,21, & y_3 &= 0,30. \end{aligned} \right\} \dots XII)$$

Der Stützpunkt 2' erfährt noch den Lagerdruck

$$A = \frac{g \lambda}{2} + \frac{M_0}{\lambda} = \frac{g \lambda}{2} - \frac{g \lambda}{4} = \frac{g \lambda}{4},$$

daher hat T_0 eine Zusatzlast

$$B = g \lambda - A = g \lambda - \frac{g \lambda}{4} = \frac{3}{4} g \lambda = \frac{3}{4} 0,56 \cdot 612 = 257 \text{ kg}.$$

(Überschlägig wurde B bereits in T_0 mit 360 kg berücksichtigt.)

Von Wichtigkeit ist es noch, die größte Abhubhöhe die zwischen 0 und 2' auftritt, kennen zu lernen.

Hierzu ist erforderlich, für die Momentenfläche als Belastung jenen Querschnitt ausfindig zu machen, wo die Querkraft Null wird, an welcher Stelle bekanntlich der Größt- bzw. Kleinstwert des Momentes und damit ein Größt- bzw. Kleinstwert der Durchbiegung auftritt.

Die Momentenfläche wird begrenzt einesteiils von einer Parabel mit den auf die Senkrechte ÖV bzw. auf die Sehne OX bezogenen Koordinaten x und y_1 mit der Gleichung

$$y_1 = \frac{g x}{2} (\lambda - x)$$

und anderenteils durch eine auf dieselben Achsen bezogene Gerade mit der Gleichung

$$y_2 = \frac{g \lambda}{4} x.$$

Es ist daher die Querkraft für einen Querschnitt im Abstand ξ von 2' wegen obigem $\mathfrak{H} = 0$

$$\mathfrak{Q} = \int_0^\xi y_1 dx - \int_0^\xi y_2 dx = \frac{g}{2} \int_0^\xi x(\lambda - x) dx - \frac{g \lambda}{4} \int_0^\xi x dx = 0,$$

woraus

$$\xi = \frac{3}{4} \lambda \text{ gefunden wird.}$$

Das zugehörige Moment ist

$$\mu = \frac{g}{2} \int_0^\xi x(\lambda - x)(\xi - x) dx - \frac{g \lambda}{4} \int_0^\xi x(\xi - x) dx = \frac{g \xi^4}{72}$$

oder

$$\mu = \frac{g}{72} \left(\frac{3}{4} \lambda\right)^4 = \frac{9 g \lambda^4}{2048}.$$

Es ist demnach mit obigem E und J die größte Ab-

hebung: $\delta = \frac{\mu}{EJ} = \frac{9 g \lambda^4}{2\,200\,000 \cdot 1442}$. Nach Einsetzen von

g, λ, E und J ergibt sich $\delta = \frac{9 \cdot 0,56 \cdot 612^4}{2\,200\,000 \cdot 1442} = \underline{\underline{0,11 \text{ cm}}}$,

und zwar im Abstände $\frac{\lambda}{4} = 153 \text{ cm}$ von der Stütze 0 oder

$$\frac{\lambda}{4} + \frac{3}{2} a = 153 + \frac{3}{2} 73 = 262 \text{ cm von der ersten Last.}$$

Da sich sämtliche vorstehende Ergebnisse auf die 1,5fache ruhende Last als Ersatz für eine bewegte Last beziehen, bei den Erprobungen auf der Versuchsstrecke *) jedoch eine Reihe von Messungen unter den ruhenden Lasten vorgenommen wurde, müssen alle vorgenannten Senkungen für die ruhende Last $\frac{2}{3}$ fach genommen werden, was angenähert statthaft ist, weil, wie aus dem Vergleich von Gleichung VI) (bei $M_0=0$) und Gleichung XII) ersichtlich ist, der Einfluß von M_0 auf die Durchbiegung höchstens 0,01 cm beträgt. Auf diese Weise findet man die Senkungen: $y_0=0,04, y_1=0,14, y_2=0,19$ und $y_3=0,20 \text{ cm}$.

Verglichen mit den Ablesungen auf der Versuchsstrecke (bei Ausschheidung einer einzigen Laststellung $\frac{31}{32}$) zeigt sich in Wirklichkeit bei allen Stützen durchwegs ein Mehrbetrag an Senkung von etwa 1 mm. Dieselbe Erscheinung trat aber auch bei den Laboratoriumversuchen auf und ist auf die geringen Hohlräume zurückzuführen, die zwischen Federkappe und Feder sowie dieser und dem Unterlagsblech vorhanden sind. Nach Beseitigung der Zwischenmittel war dann dort die rechnungsgemäße Zusammendrückung der Feder stets genau zu erkennen.

Um das gleiche Maß von etwa 1 mm blieb auf der Versuchsstrecke der Betrag des Abhebens der Schiene zurück. Der Größt- bzw. Kleinstwert des Abhubes trat im Abstand von drei bis vier Stützpunktabständen d. i. 2,19 bis 2,92 m von der ersten Last entfernt, ziemlich übereinstimmend mit dem Rechnungswert 2,62, auf.

Ist aus dem Vorangeführten ersichtlich, daß bei entsprechend gewählter Feder das Abheben der Schiene außerhalb des Lastenzugbereiches keine unzulässige Größe erreicht, so soll noch der Frage näher getreten werden, ob ein Abheben der Schiene innerhalb der Lastenfolge möglich ist.

Untersuchung für eine Lastenzugunterbrechung in Schienenmitte.

Hierzu wird ein Schienenstück auf neun Stützen herausgegriffen (Abb. 6). Die Berechnung gestaltet sich am einfachsten, wenn die wegen allfälligen Abhebens der Schiene

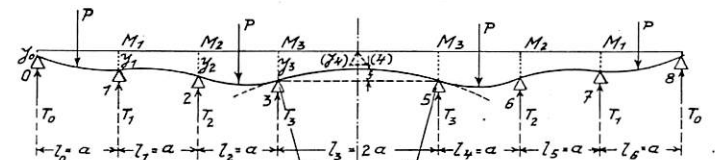


Abb. 6.

zu untersuchende Stütze (Doppelstütze) beseitigt gedacht wird, worauf sich aus der Berechnung der Biegelinie ergibt, daß an der genannten Stelle die elastische Linie tiefer liegen muß, als die beseitigte gedachte Lagerung, wenn kein Abheben eintreten soll.

Als ungünstigst erscheint für eine bei der beseitigt gedachten Stütze (4) auftretende Aufwölbung der Schiene (Abb. 6) die Belastung des ersten, dritten, sechsten und achten Feldes je durch eine, einfallheitshalber wieder in Feldmitte stehende Einzellast P . Wegen der Spiegelgleichheit der Anlage genügen folgende drei Clapeyronsche Gleichungen, wobei N, T, D, K und γ die in der obigen Berechnung angegebenen Bedeutungen haben.

*) Man vergleiche die vorhergehende Abhandlung.

Unter Berücksichtigung der noch unbekanntem Stützensenkungen y_0 bis y_3 ergibt sich ähnlich wie beim eingangs behandelten Fall:

$$\left. \begin{aligned} M_0 l_0 + 2M_1(l_0 + l_1) + M_2 l_1 &= N + R_1, \dots \\ M_1 l_1 + 2M_2(l_1 + l_2) + M_3 l_2 &= N + R_2, \dots \\ M_2 l_2 + 2M_3(l_2 + l_3) + M_5 l_3 &= N + R_3, \dots \end{aligned} \right\} I')$$

Hierbei ist:

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= 6EJ \left(\frac{y_1 - y_0}{l_0} + \frac{y_1 - y_2}{l_1} \right), \dots \\ R_2 &= 6EJ \left(\frac{y_2 - y_1}{l_1} + \frac{y_2 - y_3}{l_2} \right), \dots \\ R_3 &= 6EJ \left(\frac{y_3 - y_2}{l_2} + \frac{y_3 - y_5}{l_3} \right), \dots \end{aligned} \right\} II')$$

Setzt man:

$$y = \frac{T}{D}, \quad l_0 = l_1 = l_2 = a, \quad l_3 = 2a,$$

$y_5 = y_3$, $M_5 = M_3$ und mit Rücksicht auf den aus obiger Berechnung ersichtlichen geringen Einfluß des Verspannungsmomentes M_0 auf die mittleren Schienenfelder $M_0 = 0$ in die Gleichung I') ein, so erhält man nach Teilung durch a :

$$\left. \begin{aligned} 4M_1 + M_2 &= \frac{N}{a} + \frac{6EJ}{a^2} (2T_1 - T_0 - T_2), \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= \frac{N}{a} + \frac{6EJ}{a^2} (2T_2 - T_1 - T_3), \\ M_2 + 8M_3 &= \frac{N}{a} + \frac{6EJ}{a^2} (T_3 - T_2). \end{aligned} \right\} III')$$

Nun ist:

$$\left. \begin{aligned} T_0 &= \frac{M_1}{l_0} + \frac{P}{2}, \\ T_1 &= -M_1 \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_0} \right) + \frac{M_2}{l_1} + \frac{M_0}{l_0} + \frac{P}{2} = \frac{-2M_1 + M_2 + M_0}{a} + \frac{P}{2}, \\ T_2 &= -M_2 \left(\frac{1}{l_2} + \frac{1}{l_1} \right) + \frac{M_3}{l_2} + \frac{M_1}{l_1} + \frac{P}{2} = \frac{-2M_2 + M_3 + M_1}{a} + \frac{P}{2}, \\ T_3 &= -M_3 \left(\frac{1}{l_3} + \frac{1}{l_2} \right) + \frac{M_5}{l_3} + \frac{M_2}{l_2} + \frac{P}{2} = \frac{-3M_3 + M_5 + 2M_2}{2a} + \frac{P}{2}. \end{aligned} \right\} IV')$$

Dieses nebst $M_0 = 0$, $M_5 = M_3$, $l_0 = l_1 = l_2 = a$ und $l_3 = 2a$ in die Klammerausdrücke von III') eingesetzt ergibt:

$$\begin{aligned} 2T_1 - T_0 - T_2 &= \frac{1}{a} (-6M_1 + 4M_2 - M_3), \\ 2T_2 - T_1 - T_3 &= \frac{1}{a} (4M_1 - 6M_2 + 3M_3), \\ T_3 - T_2 &= \frac{1}{a} (3M_2 - 2M_3 - M_1), \end{aligned}$$

was nebst der in voriger Berechnung angegebenen Größe K und γ in Gleichungen III') eingeführt liefert:

$$\begin{aligned} 4M_1 + M_2 &= K + \gamma (-6M_1 + 4M_2 - M_3), \\ M_1 + 4M_2 + M_3 &= K + \gamma (4M_1 - 6M_2 + 3M_3), \\ M_2 + 8M_3 &= K + \gamma (-M_1 + 3M_2 - 2M_3). \end{aligned}$$

Daraus folgen die Grundgleichungen (abermals ähnlich der von Zimmermann für sechs Felder gegebenen Form):

$$\left. \begin{aligned} (4 + 6\gamma)M_1 + (1 - 4\gamma)M_2 + \gamma M_3 &= K, \\ (1 - 4\gamma)M_1 + (4 + 6\gamma)M_2 + (1 - 3\gamma)M_3 &= K, \\ \gamma M_1 + (1 - 3\gamma)M_2 + (8 + 2\gamma)M_3 &= K. \end{aligned} \right\} V')$$

Wie im vorigen Fall ist $a = 73$ cm, $P = 11145$ kg, $K = -305000$ und $\gamma = 2,45$, welche Größen in V') eingesetzt die Gleichungen liefern:

$$\begin{aligned} 18,7 M_1 - 8,8 M_2 + 2,45 M_3 &= -305000, \\ -8,8 M_1 + 18,7 M_2 - 6,35 M_3 &= -305000, \\ 2,45 M_1 - 6,35 M_2 + 12,9 M_3 &= -305000, \end{aligned}$$

woraus

$M_1 = -32200$, $M_2 = -44950$ und $M_3 = M_5 = -39600$ kgcm gefunden wird.

Mit Hilfe der Gleichungen IV') ergeben obige Momente die Stützendrücke

$$T_0 = 5131, \quad T_1 = 5838, \quad T_2 = 5820 \quad \text{und} \quad T_3 = 5499 \text{ kg.}$$

Wegen $y = \frac{T}{D} = \frac{T}{20000}$ sind dann die Stützensenkungen $y_0 = 0,257$, $y_1 = 0,292$, $y_2 = 291$ und $y_3 = 0,275$ cm.

Über die Stützweite $l_3 = 2a$ krümmt sich die Schiene wegen des gleichbleibenden Momentes M_3 nach einem Kreisbogen, dessen Halbmesser $r = \frac{EJ}{M_3}$ und dessen Pfeilhöhe (Abb. 6)

$$f = \frac{a^2}{2r} = \frac{a^2 M_3}{2EJ} = \frac{73^2 \cdot 39600}{2 \cdot 2200000 \cdot 1442} = 0,033 \text{ cm.}$$

Im vorliegenden Fall ist der gesenkte Schienenpunkt bei (4) demnach um $(y_4) = y_3 - f = 0,275 - 0,033 = 0,242$ cm tiefer als der nicht gesenkte, weshalb ein Abheben bei einem dort befindlichen Lager ausgeschlossen erscheint.

Die maßgebenden Biegemomente und Stützdrücke

Verursacht das Belasten eines Schienenstückes ein geringes Abheben der anschließenden unbelasteten Schiene, so tritt auch umgekehrt infolge dieses Abhebens eine Rückwirkung auf die belastete Schienenstrecke ein, die aus der nachfolgenden Gegenüberstellung obiger Rechnungsergebnisse leicht beurteilt werden kann.

Man findet

aus IV) mit $M_0 = 0$:

$$M_1 = 31220, \quad M_2 = -18720, \quad M_3 = -50550 \text{ kgcm.}$$

aus X) mit dem errechneten M_0 :

$$M_1 = 12660, \quad M_2 = -19098, \quad M_3 = -46200 \text{ kgcm.}$$

aus V) mit $M_0 = 0$:

$$T_0 = 788, \quad T_1 = 4460, \quad T_2 = 5820, \quad T_3 = 6008 \text{ kg,}$$

aus XI) mit obigem M_0 :

$$T_0 = 1251, \quad T_1 = 4246, \quad T_2 = 5636, \quad T_3 = 5943 \text{ kg.}$$

aus VI) mit $M_0 = 0$:

$$y_0 = 0,043, \quad y_1 = 0,223, \quad y_2 = 0,291, \quad y_3 = 0,300 \text{ cm,}$$

aus XII) mit obigem M_0 :

$$y_0 = 0,063, \quad y_1 = 0,210, \quad y_2 = 0,280, \quad y_3 = 0,300 \text{ cm.}$$

Die unter den Lasten P auftretenden größten Momente ergeben sich mit dem oben berechneten $M = 203300$ kgcm als $M_P = M + \frac{1}{2}(M_1 + M_2)$ und $M_{P'} = M + M_3$, demnach mit den Werten von IV), wenn $M_0 = 0$ als

$$\left. \begin{aligned} M_P^0 &= 203300 + \frac{1}{2}(31220 - 18720) = 197050 \text{ kgcm} \\ \text{und} \\ M_{P'}^0 &= 203300 - 50550 = 152750 \text{ kgcm,} \end{aligned} \right\} XIII)$$

$$\left. \begin{aligned} M_P &= 203300 + \frac{1}{2}(12660 - 19098) = 200081 \text{ kgcm} \\ \text{bzw.} \\ M_{P'} &= 203300 - 46200 = 157100 \text{ kgcm.} \end{aligned} \right\} XIII')$$

Das Einspannmoment M_0 infolge des Abhebens der Schiene vergrößert demnach das maßgebende Feldmoment d. i. M_P um 1,51 v. H., verkleinert aber den größten Stützdruck d. i. T_3 um 1,08 v. H., was auch für die größte Stützensenkung gilt.

In Anbetracht der Ungenauigkeit der gewählten Stoßziffer kann ein Fehlbetrag von etwa 1,5 v. H. vernachlässigt werden. Daher kann die statische Berechnung, so wie bei einem Durchlaufbalken, dessen sämtliche Stützen in Wirksamkeit treten, erstellt werden, vorausgesetzt, daß das aus den Elastizitätsbedingungen, wie oben, errechnete Maß des Abhebens der Schiene innerhalb zulässiger Grenzen verbleibt.

Daraus kann geschlossen werden, daß auch hinsichtlich der dynamischen Kräfte die gleichen Grundsätze, wie beim Querschwellenoberbau gelten. Es ergab sich auch auf der genannten Probestrecke, daß sowohl für die stillstehende, wie für die mit 80 km/Std. fahrende Lokomotive, die durch Meßvorrichtungen verzeichneten Stützensenkungen keine merklichen Unterschiede aufweisen. Dies bestätigt die von Dr. Saller*) für ein Beispiel ausgeführte Berechnung, die

*) Dr. Ing. H. Saller: „Einfluß bewegter Last auf Eisenbahnoberbau und Brücken.“ Berlin 1921.

für eine Geschwindigkeit von 72 km/Std. nur eine 0,3 v. H. betragende Zunahme der Durchbiegungen beim Oberbau nachweist, welcher Wert eine Steigerung auf 4 v. H. bei 108 km/Std. Geschwindigkeit erfährt.

Die obigen Berechnungen zugrunde gelegte Stoßziffer von 1,5 erscheint also reichlich bemessen.

Berechnung mittels Einflußlinien.

Zur Ersparung der umständlichen Rechnungen für die Durchlaufbalken auf vielen Stützen kann man sich der vor kurzem erschienenen, von Ingenieur Kratschkowsky*) auf Grund der Zimmermannschen Berechnungsweise erstellten Einflußlinien von Momenten und Stützendrücken mit großem Vorteil bedienen. Diese gelten für einen Durchlaufträger auf zwölf Stützen, umfassen also auch jenen Bereich, der beim Federnoberbau allenfalls Abhebungen an den Stützen aufweist. Die Anwendung der Einflußlinien ermöglicht es,

den Mitten des sechsten, achten sowie zehnten Feldes je eine Einzellast P an, so kann man mit Hilfe der Zahlentafel*) I das Moment a) unter der ersten Last M_P und mittels anderer Einstellungen andere Fälle z. B. b) jenes unter der zweiten Last $M_{P'}$ und mittels der Zahlentafel III als Fall c) den Stützendruck links neben der zweiten Last ermitteln. In den Tafeln bedeutet x den Abstand jeder Last vom maßgebenden Querschnitt, und zwar als Vielfaches der Stützenentfernungen. Je nach dem Werte von γ gelten verschiedene Spalten, in denen zu x die entsprechende Einflußordinate η gefunden wird.

Zu der Laststellung für M_P (Abb. 7) ermittelt man die Summe dieser Ordinaten S, ähnlich zu jener (Abb. 8) für $M_{P'}$, S' und entsprechend der Laststellung für T (Abb. 9) die Ordinatensumme S''.

Dies gibt in den vorliegenden Fällen a), b) und c) untenstehende Zusammenstellung.

Hiermit ergibt sich:

- a) $M_P = Pa S = 11145 \cdot 73 \cdot 0,24008 = 195249 \text{ kgem,}$
- b) $M_{P'} = Pa S' = 11145 \cdot 73 \cdot 0,18799 = 152942 \text{ kgem,}$
- c) $T = P S'' = 11145 \cdot 0,5359 = 5965 \text{ kg.}$

Verglichen mit den bezüglichen Werten der Gleichungen XIII') d. i. $M_P = 200081$ und $M_{P'} = 157100 \text{ kgem}$ und dem einer angenähert gleichen Laststellung entsprechenden Stützendruck $T_3 = 5943 \text{ kg}$ bei Gleichung XI) zeigt es sich, daß infolge der Niederhaltung sämtlicher Schienenlagerpunkte das größte Moment um 2,4 v. H. kleiner, der größte Stützendruck jedoch um 0,4 v. H. größer wird, welche Hundertsätze im allgemeinen bei Anwendung der vorgenannten Einflußlinien für den Federnoberbau als Umrechnungszahlen annäherungsweise beibehalten werden könnten.

Wissenswert erscheint es noch, die Ergebnisse mit der üblichen Berechnungsart unter Zugrundelegung eines ungünstigerweise auf nur vier Stützen nachgiebig gelagerten Trägers zu vergleichen.

Nach Zimmermann ergibt sich in diesem Falle für eine Einzellast G

$$M_P = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \cdot \frac{Ga}{4}$$

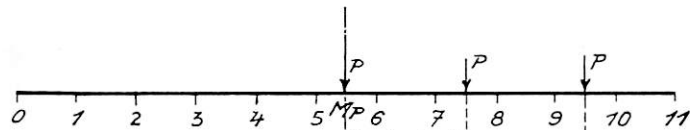


Abb. 7.

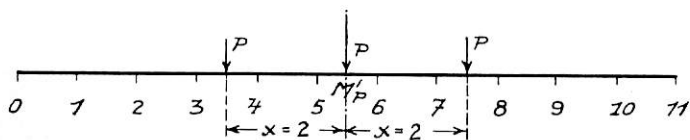


Abb. 8.

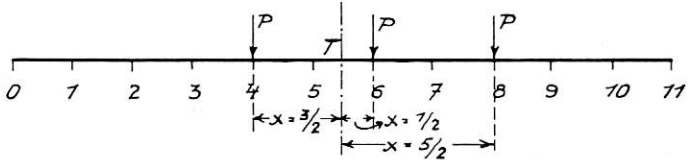


Abb. 9.

Fall a)			Fall b)			Fall c)		
$\gamma =$	2	3	$\gamma =$	2	3	$\gamma =$	2	3
$x = 0$	+ 0,29215	+ 0,31752	$x = 2$	- 0,05460	- 0,06168	$x = \frac{3}{2}$	0,3983	0,3705
$x = 2$	- 0,05460	- 0,06168	$x = 0$	+ 0,29215	+ 0,31752	$x = \frac{1}{2}$	0,1341	0,1500
$x = 4$	- 0,00268	- 0,00939	$x = 2$	- 0,05460	- 0,06168	$x = \frac{5}{2}$	0,0015	0,0179
	+ 0,23487	+ 0,24645		+ 0,18295	+ 0,19416		0,5339	0,5384

Zwischengeschaltet

für $\gamma = 2,45: S = + 0,24008$

$S' = + 0,18799$

$S'' = 0,5359$

in einfachster Weise zu erkennen, inwiefern die Feldmomente und der größte Stützendruck samt der dazu gehörigen Senkung beeinflußt werden, wenn die Stützen besagten Bereiches anstatt außer Tätigkeit zu treten, nun die Schienen niederhalten.

Nimmt man, entsprechend der lastfreien Strecke 2' 1 (Abb. 7) die ersten fünf Felder als unbelastet und hierauf in

*) Ing. Kratschkowsky: „Oberbauberechnung bei der Annahme einer Lastenreihe mit Hilfe von Einflußlinien“, auszugsweise wiedergegeben von Dr. Saller im „O. f. d. F. d. E.“ 1928, Heft 13.

wobei aber dafür von der Einführung einer mit Rücksicht auf Stoßwirkungen vergrößerten ruhenden Last abzusehen gebrauchlich ist.

Hierbei ist mit $G = \frac{14860}{2} = 7430 \text{ kg}$ und $\gamma = 2,45$

$$M_P = \frac{8 \cdot 2,45 + 7}{4 \cdot 2,45 + 10} \cdot \frac{7430 \cdot 73}{4} = 182200 \text{ kgem,}$$

was um fast 9 v. H. weniger ist als die, eine anderthalbfache ruhende Last berücksichtigende Berechnung des Federnoberbaues unter Gleichung XIII') ausweist.

Beider nach Winkler für unnachgiebige Stützen durchgeführten Untersuchung ergibt sich das Moment für ruhende Last mit $M_P = 0,1888 \text{ Ga} = 0,1888 \cdot 7430 \cdot 37 = 102400 \text{ kg/cm}$. Die hiermit bestimmte Schienenbeanspruchung kann für eine Geschwindigkeit von $v \text{ km/Std.}$ mittels der Beizahl

$$c = \frac{1}{1 - 0,00000007 \frac{\text{Ga} v^2}{J}}$$

umgerechnet werden.

Im vorliegenden Falle wäre

$$c = \frac{1}{1 - 0,00000007 \frac{7430 \cdot 73 \cdot 108^2}{1442}} = 1,44,$$

was kleiner als die eingeführte Stoßzahl 1,5 ist*).

Unter Beibehaltung des ungünstigsten Wertes von M_P , d. i. der für den Federnoberbau gerechnete Wert der Gleichung XIII')

$$M_P = 200081 \text{ kgcm}$$

ergibt sich für die Schienenform A der Österreichischen Bundesbahnen mit dem Widerstandsmoment $W = 205,3 \text{ cm}^3$ eine Inanspruchnahme unter bewegter lotrechter Last von

$$\sigma_v = \frac{M_P}{W} = \frac{200081}{205,3} = 974 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Gleis unter seitlichen Kräften.

Als Seitendruck kommt nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn ein Fünftel eines Lokomotivachs-

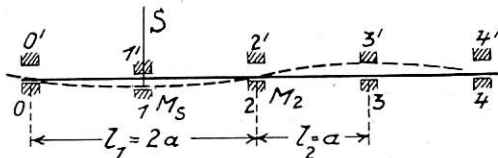


Abb. 10.

druckes in Betracht. Allenfalls auftretende Fliehkräfte sind geringer. Vom Achsdruck $2G$ wirkt also $0,4G$ als Seitenkraft, wovon nach Abzug des Reibungswiderstandes einer Schiene im Betrage von $0,15G$ der Restbetrag $S = 0,4G - 0,15G = 0,25G = 0,25 \cdot 7430 = 1858 \text{ kg}$. . XIV) auf die andere Schiene entfällt.

Da die Schienen in ihren Lagern ein seitliches Spiel von $\pm 1 \text{ mm}$ aufweisen (Abb. 10), kann eine seitliche freie Ausweichung von $\Delta = 2 \text{ mm}$ an einzelnen Stützen, z. B. 1,1', zustande kommen. Bei einer freien Länge der Schiene von $l_1 = 0,2 = 2a = 146 \text{ cm}$ mit dem auf die lotrechte Achse bezogenen Trägheitsmoment $J' = 256,6 \text{ cm}^4$ und Widerstandsmoment $W' = 45,8 \text{ cm}^3$ entsteht unter der Mittenlast $S = 1858 \text{ kg}$ eine seitliche Ausweichung von

$$f = \frac{S \cdot (2a)^3}{48 EJ'} = \frac{1858 \cdot 146^3}{48 \cdot 2200000 \cdot 256,6} = 0,21 \text{ cm},$$

also gerade noch ein Anliegen. Ein solches wird aber durch die Wirkung der nächsten Stütze 3,3' verhindert, deren auf der gegenüberliegenden Seite befindlicher Rand 3' nur ein Aufwärtsbiegen der Schiene um Δ zuläßt. Nach Clapeyron

*) Die Kratschkowskyschen Einflußlinien werden in Rußland unter Berücksichtigung von dynamischen Beizahlen der Lasten verwendet, welche Koeffizienten mit Rücksicht auf Unebenheiten der Fahrbahn und dergleichen z. B. bei Personenzuglokomotiven für 100 km/Std. Geschwindigkeit sogar bis zu $2,0$ angesetzt sind (siehe die auf Seite 452 angegebene Abhandlung Dr. Sallers). Da der Federnoberbau aber nennenswerte Unregelmäßigkeiten nicht aufweist und z. B. unrunde Stellen nicht an allen Rädern gleichzeitig auftreten, kann wohl von der Annahme einer so hohen Stoßzahl Abstand genommen werden.

folgt, weil die Stütze 1 ausgeschaltet ist, mit $y_0 = y_2 = 0$ und $y_3 = -\Delta$, sowie mit $M_0 = M_3 = 0$,

$$2 M_2 (l_1 + l_2) = -\frac{3}{8} H l_2^2 + 6 E J' \frac{\Delta}{l_2}$$

oder wegen $l_1 = 2a$ und $l_2 = a$

$$6 M_2 a = -\frac{3}{8} S a^2 + 6 E J' \frac{\Delta}{a}, \text{ woraus}$$

$$M_2 = -\frac{S a}{16} + E J' \frac{\Delta}{a^2} = -\frac{1858 \cdot 73}{16} + 2200000 \cdot 256,6 \frac{0,2}{73^2} = 12730 \text{ kgcm}.$$

Daher ist das Moment unter der Last S

$$M = \frac{S \cdot 2a}{4} - \frac{M_2}{2} = \frac{1858 \cdot 73}{2} - \frac{12730}{2} = 61435 \text{ kgcm}$$

und die Inanspruchnahme infolge seitlicher Kräfte

$$\sigma_s = \frac{M_s}{W'} = \frac{6,1435}{45,8} = 1342 \text{ kg/cm}^2.$$

Die günstige Verspannung mittels der Querverbindungen, desgl. das Durchlaufen der Schiene über mehr als vier Lagerungen ist hierbei außer Betracht gelassen worden.

Da für die seitliche Durchbiegung wegen der (wagrecht) unsymmetrischen Querschnittsgestaltung der Schiene und wegen des außermittigen Lastangriffs die gewöhnlichen Biegleichungen nicht streng gelten, können die vorstehenden Rechnungen nur Näherungswerte ergeben. Insbesondere dürfte die Biegebeanspruchung wegen der gleichzeitig auftretenden Verwindung kleiner sein.

Längskräfte an der Schiene

entstehen durch Bremskräfte sowie durch Wärmespannungen. Diese rufen zusammen eine Zusatzbeanspruchung der Schiene von

$$\sigma = 829 \text{ kg/cm}^2$$

hervor, was bei den Schienenbremslagern nachgewiesen erscheint.

Die Gesamtbeanspruchung der Schiene

unter bewegter lotrechter Belastung, unter Seitenkräften und Brems- wie Wärmewirkungen ist daher bei gleichzeitigem Auftreten aller nach obigen also ungünstigst berücksichtigten Kräfte

$$\Sigma = \sigma_v + \sigma_s + \sigma = 974 + 1342 + 829 = 3145 \text{ kg/cm}^2 *).$$

Die Schraubenfedern

(Taf. 29, Abb. 1) sind an den Stützpunkten paarweise angeordnet. Sie sind kreisförmigen Querschnittes ($d = 30 \text{ mm}$) und weisen bei einer Höhe von 112 mm ohne die zungenförmigen Lagerflächenenden $n = 3$ Windungen von $r = 30 \text{ mm}$ mittlerem Halbmesser auf. Auf eine Feder entfällt laut Gleichung XI als größter Stützdruckanteil $\frac{T_3}{2} = \frac{5943}{2} = 2972 = P$ und ist hiermit deren Inanspruchnahme

$$\sigma_d = \frac{Pr}{0,1963 d^3} = \frac{2972 \cdot 3}{0,1963 \cdot 3^3} = 1682 \text{ kg/cm}^2.$$

Da eine Feder unter $P_1 = 1 \text{ t}$ sich laut Erprobung um $f = 1 \text{ mm}$ zusammendrückt, läßt sich der Gleit- oder Schubelastizitätsmodul G aus $f = \frac{64 n r^3 P_1}{d^4 G}$

mit

$$G = \frac{64 n r^3 P_1}{d^4 f} = \frac{64 \cdot 3 \cdot 3^3 \cdot 1000}{3^4 \cdot 0,1} = 640000 \text{ kg/cm}^2$$

ermitteln.

Die Grundplatte

(Taf. 29, Abb. 1—6) des trogartigen Federngehäuses hat den Stützdruck $T_3 = 5943$ aufzunehmen. Unter Anrechnung eines

*) Nach den österreichischen Vorschriften sind für die Gesamtbeanspruchung höchstens 3300 kg/cm^2 zulässig.

druckverteilenden Streifens von $F=13,8 \times 25,0=34,5 \text{ cm}^2$ wird der 1:4 gemischte Beton der Lagerquader mit

$$\sigma_1 = \frac{T_3}{F} = \frac{5943}{34,5} = 17,2 \text{ kg/cm}^2$$

beansprucht.

Infolge einer Seitenkraft $S=1858 \text{ kg}$ (s. Gleichung XIV) legt sich der Schienenfuß an einem Randstreifen der Klempe des Gehäuses von etwa $F'=6,0 \times 25,0=150 \text{ cm}^2$ Fläche an, der den Druck auf den Beton mit einer Pressung von

$$\sigma_2 = \frac{S}{F'} = \frac{1858}{150} = 12,4 \text{ kg/cm}^2$$

verteilt.

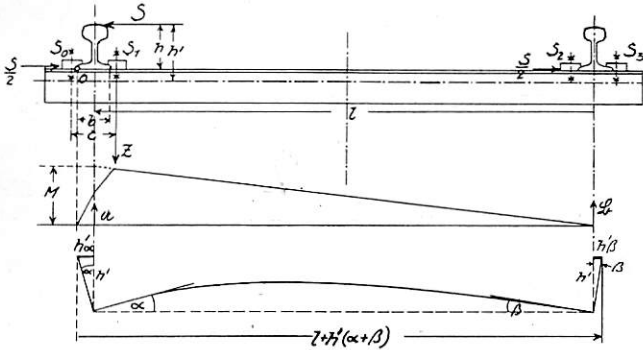


Abb. 11, 12 und 13.

Die Querverbindung.

Wirkt S an der Stelle einer Querverbindung (Abb. 11), so trachtet diese Kraft die Schiene von der Höhe $h=140 \text{ mm}$ um die äußere Kante 0 ihrer $b=112 \text{ mm}$ breiten Fußfläche zu kippen; das Drehmoment $M=S h=1858 \cdot 14=26010 \text{ kgcm}$ wird mittels der $c=150 \text{ mm}$ voneinander abstehenden Fußschrauben S_0, S_1 auf die Querverbindung übertragen. An der Schraube S_1 der Gleisinnenseite wirkt die Zugkraft Z im Abstand $m = \frac{b+c}{2} = \frac{11,2+15,0}{2} = 13,1 \text{ cm}$ vom Dreh-

punkt 0 mit $Z = \frac{M}{m} = \frac{26010}{13,1} = 1986 \text{ kg}$. Ist der Schienenmittenabstand $l=150 \text{ cm}$, so bleibt das Verbindungsstück im Gleichgewicht, wenn die rechte Schiene nach abwärts einen Druck von $B = \frac{M}{l} = \frac{26010}{150} = 174 \text{ kg}$ äußert, desgl. die linke einen ebenso großen Zug A nach aufwärts, so daß noch jede Schraube von $\varnothing \frac{7''}{8}$ mit $f=2,72 \text{ cm}^2$ Nutzquerschnittfläche $Z' = \frac{A}{2} = \frac{174}{2} = 87 \text{ kg}$ aufzunehmen hat.

S_1 erfährt daher eine Inanspruchnahme auf Zug von $\sigma_2 = \frac{Z+Z'}{f} = \frac{1986+87}{2,72} = 763 \text{ kg/cm}^2$, ferner infolge von $\frac{S}{2}$ eine solche auf Scherung von $\tau = \frac{S}{2f} = \frac{1858}{2 \cdot 2,72} = 342 \text{ kg/cm}^2$ und bei einer Anliegefläche von $f'=0,8 \times 2,2=1,76 \text{ cm}^2$ der Hakenschraube eine Inanspruchnahme auf Lochwandungsdruck von $\tau = \frac{S}{2f'} = \frac{1858}{2 \cdot 1,76} = 528 \text{ kg/cm}^2$.

Die Querverbindung besteht aus einem Winkeleisen $90 \cdot 130$ von $F_1=22,08 \text{ cm}^2$ Nutzquerschnittsfläche mit den auf den oberen oder unteren Rand bezogenen nutzbaren Widerstandsmomenten $W_0=79,62$ und $W_u=46,15 \text{ cm}^3$ und dem Trägheitsmoment $J_1=425,5 \text{ cm}^4$ des Vollquerschnittes, alles auf die wagrechte Schwerachse gerechnet. B ruft bei S_1 ein Biegemoment hervor: $M'=B \left(1 - \frac{c}{2}\right) = 174 \left(150 - \frac{15}{2}\right) =$

$= 24800 \text{ kgcm}$. Die Seitenkraft S erzeugt bei der linken wie bei der rechten Schiene je $\frac{S}{2}$ als Gegendruck.

Die Inanspruchnahmen des Winkeleisens sind also:

$$\sigma_0 = \frac{M'}{W_0} + \frac{S}{2F'} = \frac{24800}{79,62} + \frac{1858}{2 \cdot 22,08} = 353 \text{ kg/cm}^2 \text{ Druck und}$$

$$\sigma_u = \frac{M'}{W_u} - \frac{S}{2F'} = \frac{24800}{46,15} - \frac{1858}{2 \cdot 22,08} = 495 \text{ kg/cm}^2 \text{ Zug.}$$

Die Momentenfläche (Abb. 12) ist angenähert ein rechtwinkeliges Dreieck mit dem Abschnitt M bei A , demnach vom Inhalt $\mathfrak{F} = \frac{Ml}{2}$ mit den Auflagerdrücken $\mathfrak{A} = \frac{2\mathfrak{F}}{3} = \frac{Ml}{3}$ und $\mathfrak{B} = \frac{\mathfrak{F}}{3} = \frac{Ml}{6}$, weshalb nach Mohr die Biegelinie (Abb. 13) an den Enden die Neigungswinkel $\alpha = \frac{\mathfrak{A}}{E'J'}$ und $\beta = \frac{\mathfrak{B}}{E'J'}$ aufweist.

Liegt die Schienenoberkante $h'=14,0+4,3=18,3 \text{ cm}$ oberhalb der Nulllinie des Winkeleisens, so drehen sich die Schienenköpfe je um $h'\alpha$ oder $h'\beta$ nach außen, womit eine elastische Spurerweiterung von

$$\Delta = h'(\alpha + \beta) = \frac{h'}{E'J'}(\mathfrak{A} + \mathfrak{B}) = \frac{h'\mathfrak{F}}{E'J'} = \frac{h'Ml}{2E'J'} = \frac{18,3 \cdot 26010 \cdot 150}{2 \cdot 2150000 \cdot 425,5} = 0,039 \text{ cm,}$$

also von rund $0,4 \text{ mm}$ zustande kommt.

Der vom Reibungswiderstand der Schiene bei B aufgenommene Teil der Seitenkräfte wird als entlastend nicht berücksichtigt.

Die Schienenbrenslager.

Auf der Versuchsstrecke entfiel als Belastung auf eine 20 m lange Schiene die vorstehend dargestellte Lokomotive mit Tender (Abb. 1) im Gesamtgewicht von $G=1414 \text{ kg}$. Gemäß der deutschen Reichsbahnvorschriften ist von dieser Last ein Siebentel als Bremskraft zu rechnen, d. i. für eine Schiene $N = \frac{G}{14} = \frac{141400}{14} = 10100 \text{ kg}$. Jede Schiene weist nun drei Bremslager (Abb. 14) auf, die symmetrisch zur Schienenlängenmitte in $l=146 \text{ cm}$ Abständen angeordnet sind. Das zwischen dem ersten und dritten Bremslager liegende Schienenstück von 292 cm Länge überträgt Warmespannungskräfte auf diese Lager. Jedes besteht aus zwei am Fuße einbetonierten lotrechten $\frac{80}{90}$ Vierkanteisen CD als Führungseisen, die bei C gelenkartig ein durch Laschen AC an die Schienen fest angeschlossenen Verbindungsstück in der Längs- wie Querrichtung festhalten, dabei aber ein Senken sowie ein auf 2 mm Spiel begrenztes Abheben der Schiene zulassen.

Es bezeichnen im nachfolgenden für die Schiene und für die Führungseisen.

$E=2200000$ und $E'=2150000 \text{ kg/cm}^2$ die Elastizitätszahl,

$J=1442$ und $J'=2 \cdot \frac{8 \cdot 9^3}{12} = 972 \text{ cm}^4$ das Trägheitsmoment,

$W=205,3$ und $W'=2 \cdot \frac{8 \cdot 9^2}{6} = 216 \text{ cm}^3$ das Widerstandsmoment und

$F=56,6$ sowie $F'=2 \cdot 8 \cdot 9 = 144 \text{ cm}^2$ die Querschnittsfläche.

Wenn bei einer Wärmeänderung von $t^\circ\text{C}$ das Schienenstück $A_0B=1=146 \text{ cm}$ (Abb. 15) sich entsprechend der Wärmedehnungszahl $\varepsilon=12 \cdot 10^{-6}$ um $\Delta=\varepsilon t l$ ausdehnt, so würde bei Fehlen der Verbindung C der Punkt A_0 nach A_t gelangen. Der Widerstand X des Kragträgers von der Länge $CD=\lambda=15,0 \text{ cm}$ bei C bewirkt zunächst eine Zusammenpressung von A_tB (nach Hook) um

$\Delta_1 = \frac{Xl}{EF}$, wodurch A_t auf den Punkt A_1 gebracht wird, weiter

eine Drehung der Tangente der Biegelinie bei A_1 infolge der am Hebelarme $AC=h=13,8 \text{ cm}$ angreifenden Kraft X mit einem Momente $M_0'=hX$ bei A . Die Form der Biegelinie läßt erkennen, daß Reaktionen bei A nach aufwärts, bei B nach abwärts wirken nebst den Momenten M_0' bei A und M_1' bei B .

Nach Clapeyron ist $M_0'l + 4M_1'l + M_0'l = 0$ unter Vernachlässigung des Höhenspiels bei B, woraus $M_1' = -\frac{M_0'}{2}$. Die Momentenfläche (Abb. 16) über l liefert den Auflagerdruck $\mathcal{Q} = \frac{M_0'}{2} \cdot \frac{1}{3} - \frac{3M_0'}{2} \cdot \frac{1}{2} = -\frac{M_0'}{4}$ und damit nach Mohr den Neigungswinkel $\varphi = \frac{\mathcal{Q}}{EJ}$, somit den Ausschlag des Punktes C das ist CC_1 oder $\Delta_2 = \varphi h = \frac{\mathcal{Q}h}{EJ} = \frac{M_0'lh}{4EJ} = \frac{Xlh^2}{4EJ}$.

Der Konsolträger C_0D_0 erfährt zunächst bei einer Wärmeänderung des Betonkörpers von $t'^\circ C$ eine Parallelverschiebung nach $C'D$ um $\Delta' = \varepsilon t'l$, ferner rückt der Punkt C' unter der Kraft X um $C'C$ das ist $\Delta_3 = \frac{X\lambda^3}{3E'J'}$ ab.

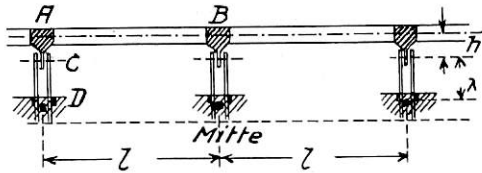


Abb. 14.

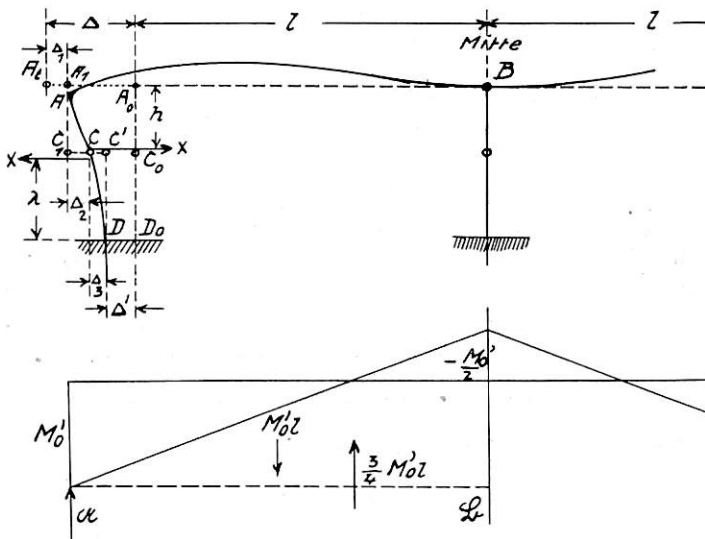


Abb. 15 und 16.

Soll nun bei C die gelenkige Verbindung bestehen, so muß die Gleichung erfüllt sein

$$\Delta - \Delta' = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3,$$

oder

$$\varepsilon(t-t')l = \frac{Xl}{EF} + \frac{Xlh^2}{4EJ} + \frac{X\lambda^3}{3E'J'}$$

woraus

$$X = \frac{\varepsilon(t-t')l}{\frac{1}{E}\left(\frac{l}{F} + \frac{h^2}{4J}\right) + \frac{\lambda^3}{3E'J'}}$$

Bleibt der Betonkörper gegenüber der Schiene in der Wärmeänderung um $15^\circ C$ zurück, so ist $t - t' = 15$ zu setzen und wird mit den vorgenannten Größen

$$X = \frac{12 \cdot 10^{-6} \cdot 15 \cdot 146}{2200000 \left(\frac{1}{56,6} + \frac{13,8^2}{4 \cdot 1442} \right) + \frac{15^3}{3 \cdot 2150000 \cdot 972}} = 6735 \text{ kg.}$$

Von der Bremslast N der Schiene ist noch $\frac{N}{3} = \frac{10100}{3} = 3033 \text{ kg}$ als weitere Horizontallast bei C zu rechnen, so daß insgesamt dort $H = X + \frac{N}{3} = 6735 + 3033 = 9768 \text{ kg}$ auftreten, welche Kraft auch in der Schiene achsial wirkt.

Die Biegemomente bei A und D sind

$$M_A = Hh = 9768 \cdot 13,8 = 134800 \text{ kgcm bzw.}$$

$$M_D = H\lambda = 9768 \cdot 15,0 = 146500 \text{ kgcm,}$$

daher die Inanspruchnahme infolge der Brems- und Wärmekräfte der Schiene (am Fuße):

$$\sigma_H = \frac{H}{F} \pm \frac{M_A}{W} = \frac{9768}{56,6} + \frac{134800}{205,3} = 829 \text{ kg/cm}^2$$

und der Führungseisen bei D:

$$\sigma_D = \frac{M_D}{W'} = \frac{146500}{216} = 678 \text{ kg/cm}^2.$$

Diese erfahren noch die Scherbeanspruchung von

$$\tau = \frac{H}{F} = \frac{9768}{144} = 68 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Druck verteilt sich bei der Einspannungsstelle auf den Beton mittels Flacheisen von $f = 380 \text{ cm}^2$ Fläche zu

$$\sigma_b = \frac{H}{F} = \frac{9768}{380} = 25,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Gegendruck

$$A = \frac{M_1' - M_0'}{l} = \frac{3M_0'}{2l} = \frac{3Xh}{2l} = \frac{3 \cdot 6735 \cdot 13,8}{2 \cdot 146} = 949 \text{ kg}$$

wird von der knapp neben A liegenden Federstütze aufgenommen, der doppelt so große Gegenzug bei B als Achsialkraft von den Führungseisen übernommen. Ist $(t-t')$ negativ, so gilt für A die Verankerung wie zuvor für B und bei B die Druckverteilung auf den Nachbarstützen.

Die Horizontalkraft H beansprucht beim I-förmigen Verbindungsstück acht Schrauben $\varnothing 1''$ auf Abscheren mit $\tau_1 = \frac{9768}{8 \cdot 3,573} = 342 \text{ kg/cm}^2$ und auf Lochleibungsdruck mit $\tau_1' = \frac{9768}{8 \cdot 2,2 \cdot 2,54} = 218 \text{ kg/cm}^2$.

Die Laschen würden bei nicht entsprechend angezogenen Schrauben (drei Stück $\varnothing 15/16''$) deren Bolzen

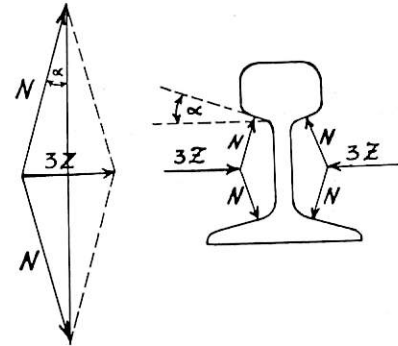


Abb. 17.

auf Abscheren mit $\tau_2 = \frac{9768}{6 \cdot 4,71} = 345 \text{ kg/cm}^2$ und

auf Lochleibungsdruck mit $\tau_2' = \frac{9768}{3 \cdot 2,45 \cdot 1,4} = 731 \text{ kg/cm}^2$ beanspruchen.

Sind die Schrauben mit Z kg angespannt, so wirken sie (Abb. 17) auf die vier Anliegeflächen der 1:4 geneigten Laschenkammern mit einem Druck von je $N = \frac{3Z}{2 \sin a}$; bei einem Reibungs-

koeffizienten $\rho = \frac{1}{7}$ von Stahl auf Stahl tritt dann der Längswiderstand $H = \frac{4N}{7} = \frac{4}{7} \cdot \frac{3Z}{2 \sin a} = \frac{6Z}{7 \sin a}$ auf.

Wegen $\text{tg } a = 0,25$, ist $\sin a = 0,242$ und bestimmt sich

$$Z = \frac{7 \cdot 0,242}{6}$$

$H = 0,282 H$. Mit der auf ein Laschenpaar entfallenden Kraft $H = 9768$ wird $Z = 0,268 \cdot 9768 = 2750 \text{ kg}$, daher ist die erforderliche Inanspruchnahme bei Wirksamkeit der Schrauben: $\sigma_z = \frac{2750}{3,147} = 874 \text{ kg/cm}^2$, welche Spannung leicht erzielt werden kann.

Schienenanker.

Im allgemeinen treten Wärmespannungen nur im Mittelstück der Schiene innerhalb der drei Bremslager auf, da

außerhalb dieser Strecke Stoßlücken der Schienen vorgesehen sind.

Es kann aber die Frage auftauchen, ob das Federngleis beim Versagen der Stoßlücken unzulässige Entformungen erfahren würde. Legt man einen Wärmeunterschied von $t=35^{\circ}\text{C}$ zugrunde, so würde die Verlängerung der $L=20\text{ m}$ langen Schiene

$$\delta = \epsilon t L = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 35 \cdot 2000 = 0,84 \text{ cm}$$

betragen. Diese kann durch eine Kraft P aufgehoben werden, die gemäß dem Hookschen Gesetz $\delta : L = \frac{P}{F} : E$ als

$$P = \frac{\delta E F}{L} = \frac{0,84 \cdot 2200000 \cdot 56,6}{2000} = 52300 \text{ kg}$$

gefunden wird.

Rechnet man mit dem größten Abstand der Schienenanker d. i. $l_0=438\text{ cm}$ als freie Knicklänge unter Außerachtlassung der günstigen teilweisen Einspannung, so ist für das freie Ausknicken in der lotrechten Ebene bei einem Trägheitsradius $i_x=5,05\text{ cm}$ der Schiene, wenn die Druckfestigkeit $s_d=6000\text{ kg/cm}^2$ beträgt, nach Tetmajer die Knickfestigkeit

$$s_k = 3350 - 6,2 \frac{l_0}{i_x} = 3350 - 6,2 \frac{438}{5,05} = 2813 \text{ kg/cm}^2.$$

Es folgt die Knickkraft

$$P_k = s_k F = 2813 \cdot 56,6 = 159100 \text{ kg},$$

demnach der Sicherheitsgrad gegen Knicken:

$$n = \frac{P_k}{P} = \frac{159100}{52300} = 3,0.$$

Hierbei wird vorausgesetzt, daß die Schienenanker imstande sind, die Schienen niederzuhalten. Um dies zu untersuchen, werde angenommen, daß eine Schiene von der Länge L (Abb. 18) durch Ausbiegen spannungslos oder nahezu spannungslos der Zusammenpressung ausweichen würde. Der so gebildete Bogen habe eine Pfeilhöhe f , seine Länge ist angenähert $L_t = L + \frac{8f^2}{3L}$, wobei das Zusatzglied $\frac{8f^2}{3L} = \delta = \epsilon t L$ der Verlängerung infolge Wärmezunahme entspricht. Daraus folgt:

$$f^2 = \frac{3 \epsilon t L^2}{8} \quad \text{oder} \quad \frac{f}{L} = \sqrt{\frac{3 \epsilon t}{8}}$$

Betrachtet man die an den Enden gelenkig festgehaltene krumme Schiene als Bogenträger und belastet diesen im Scheitel durch eine Vertikalkraft V , so ist der Kämpferdruck (nach Müller-Breslau) $K = \frac{3 V L}{16 f} \nu$, wobei ν angenähert gleich 1 gesetzt werden kann. Hieraus wird $V = \frac{16 f}{3 L} K$ gefunden. Wie zuvor gilt $P = \frac{\delta E F}{L}$ oder wegen $\delta = \epsilon t L$ auch $P = \epsilon t E F$.

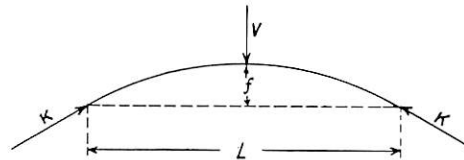


Abb. 18.

Da nun der Kämpferdruck K nie größer werden kann als P , folgt bei Ersetzung von K durch P in vorstehender Gleichung, daß

$$V < \frac{16 f}{3 L} P.$$

Führt man hierin die obigen Werte von $\frac{f}{L}$ und P ein, so ergibt sich

$$V < \frac{16}{3} \epsilon t E F \sqrt{\frac{3 \epsilon t}{8}}$$

oder

$$V < 3,26 E F \sqrt{\epsilon^3 t^3}.$$

Im vorliegenden Falle ist

$$V < 3,26 \cdot 2200000 \cdot 56,6 \sqrt{12^3 \cdot 10^{-18} \cdot 35^3} \quad \text{oder} \\ V < 3500 \text{ kg}.$$

Das heißt, daß in die Ankereisen, desgl. auch in die Führungseisen der Bremslager, die gleichfalls das Niederhalten der Schiene besorgen, niemals mehr als 3500 kg Zug kommen können.

Die Ankereisen $\varnothing 1\frac{3}{8}''$ mit $F_1=6,835\text{ cm}^2$ Querschnittsfläche weisen daher eine geringere Inanspruchnahme auf als $\sigma_1 = \frac{3500}{6,835} = 523\text{ kg/cm}^2$, die Führungseisen erhalten also eine zusätzliche Inanspruchnahme von weniger als

$$\sigma_2 = \frac{3500}{144} = 24\text{ kg/cm}^2.$$

Messung senkrechter Schienenbewegungen.

Von Ing. Adolf Wettl, Oberbaurat der Österreichischen Bundesbahnen, Wien.

Hierzu Tafel 33.

Im Herbst 1928 wurde im linken Gleis der Strecke Wien—Gmünd (nächst km 42,5) ein 105 m langes Versuchsgleis nach System Dr. Ing. Wirth gelegt. Dieses neue Oberbausystem wurde wiederholt beschrieben. Es beruht in der Hauptsache darauf, daß die Schienen auf starken Spiralfedern aufliegen, die in einem kräftigen Betonunterbau gelagert sind. Die Gummireifen des Automobils sind also gleichsam durch Federung der Fahrbahn ersetzt. Für den Maschinentechniker liegt es auf der Hand (und das ist für ihn ausschlaggebend), daß durch den Wegfall der beim Querschwellenoberbau unvermeidlichen Stöße eine ganz wesentliche Schonung nicht nur des Oberbaues, sondern vornehmlich der Fahrzeuge, insbesondere der Räder, Achsen und Achslager zu gewärtigen ist.

Während des Baues wurde die Frage aufgeworfen, welche Schienenbewegungen bei diesem Oberbau auftreten, wie sich der Vergleich zu denen des Querschwellenoberbaues stellt und welche Schlußfolgerungen aus den durch den Vergleich gewonnenen Erkenntnissen gezogen werden können.

Durch diese Fragen angeregt, hatte ich (in Ermangelung eines photographischen Meßapparates) es auf mich genommen, eine Vorrichtung zu entwerfen, die vorerst nur die senkrechten Bewegungen der Schienen aufzeichnen soll, womöglich mit

einem solchen Grad der Genauigkeit, daß die Ergebnisse der Messung nicht nur praktisch, sondern auch wissenschaftlich verwertet werden könnten.

Der nächstliegende Gedanke war wohl die Anbringung eines Schreibstiftes unmittelbar am Schienenfuß, der die Bewegungen in natürlicher Größe auf einem vorbeigeführten Streifen aufzeichnet. Es war mir jedoch klar, daß bei der geringen Größe der zu erwartenden Ausschläge (bis 4 mm) und der unverhältnismäßigen Dicke der Bleistiftlinie dabei weder ein genaues Maß der Bewegung selbst, noch eine Einsicht in ihren Verlauf und ihre Art gewonnen werden konnte. Diese Erwägungen bestimmten mich, einen Übersetzungshebel anzuwenden, der, durch einen Druckhebel mit der Schiene in Verbindung gebracht, bedeutende Vergrößerungen der Bewegung gestattet. Um Eigenschwingungen auszuschalten oder wenigstens auf ein Minimum zu bringen, habe ich den Hebel kurz (120 mm) ausgeführt und getrachtet, seinen Schwerpunkt möglichst nahe an den Drehpunkt zu bringen. Um auch die Fehlerquelle des toten Ganges möglichst zu beseitigen, habe ich die Gelenke durchwegs als Körnergelenke ausführen lassen. In der gegenwärtigen Ausführung haben die Pfannen einen Winkel von 90° , die Körner einen solchen von

60°. — Bei den auftretenden hohen Drücken, die sich auch seitlich und in der Längsrichtung der Schiene auswirken müssen (Kippen, Verdrehen, Vorschub) war vor allem auf eine Entlastung des Hauptgelenkes Bedacht zu nehmen. Diesen Zweck schien mir am besten ein Kreuzgelenk zu erfüllen, das, zwischen Schiene und Druckhebel geschaltet, in meiner Ausführung auch vollkommen entsprochen hat. Hierdurch ist zwar an sich eine neue Fehlerquelle aufgetreten, jedoch ist der überhaupt mögliche Fehler bei einer größten Seitenverschiebung von ± 1 mm sehr klein. Bei einer Entfernung von 55 mm der Gelenke voneinander ergibt sich, daß der Fehler so gering ist, daß er praktisch mit Null gewertet werden kann.

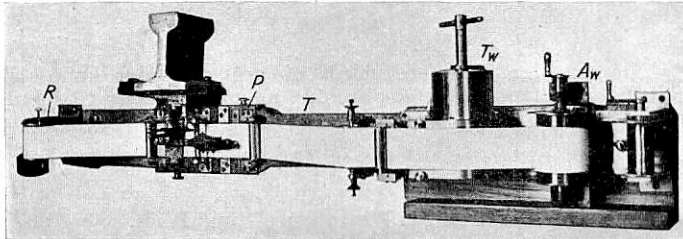


Abb. 1.

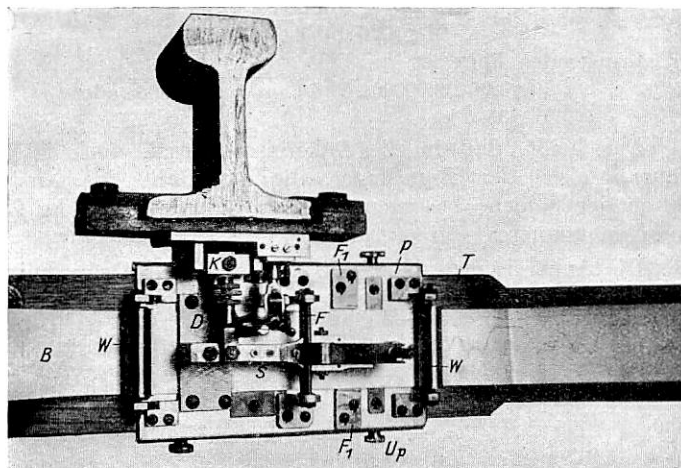


Abb. 2.

Die beigegebenen Textabb. 1 und 2 lassen den Apparat und seine Wirkungsweise deutlich erkennen. Der Apparatträger T (eine Holzlatte) ist in geeigneter Weise mit dem gewählten Fixpunkte verbunden. Auf dem Träger befindet sich eine verschiebbare Platte P, die durch vier Schrauben festgelegt wird. Auf der Platte ist der Schreibhebel S angebracht, dessen vier Pfannen eine 3, 4, 6, 1 und 8,6fache Vergrößerung gestatten (Ergebnis der Eichung). Um ein stetiges Andrücken des Schreibstiftes zu erzielen, ist der Hebel gelenkig ausgeführt und der Stift mit einer Feder belastet. Zur Schonung des Hauptgelenkes ist noch eine Führung vorhanden. Das Schreibband B geht von der Rolle R, durch geeignete Führungswalzen und Führungen in gleicher Lage gehalten, unter dem Schreibstift zum Antriebsapparat A. Aus Sparsamkeit wurde für diesen Versuch ein Morseapparat entsprechend umgebaut, der nun einen 50 mm breiten Streifen mit einer Geschwindigkeit von 60 bis 50 mm/sek. durchzieht. (Die Einzelheiten sind aus der Abbildung ohne weiters zu ersehen.) — Der Druckhebel D (durch Verschraubungen auf die erforderliche Länge einstellbar) ist mit dem unteren Ende in eine Pfanne des Schreibhebels, mit dem oberen in das Kreuzgelenk K eingehängt. Das Kreuzgelenk ist durch eine Verschraubung mit dem Schienenfuß fest verbunden. Zur Kontrolle ist am Gehäuse des Kreuzgelenkes, sowie an der Seite des Druck-

hebels je ein weiterer Schreibstift angebracht, der die senkrechten Bewegungen der Schiene in natürlicher Größe verzeichnet. — Die Bewegungen der Schiene werden somit unmittelbar auf das Kreuzgelenk und von diesem, durch den Druckhebel, auf den Schreibhebel übertragen. Durch gleichzeitige Verwendung mehrerer Hebel können auch Kippbewegungen usw. gemessen werden.

Aus dem Apparat ergeben sich nachstehende mögliche Fehler bzw. Fehlerquellen:

1. Aus dem Kreuzgelenk:

- a) Durch die wagrechte Bewegung der Schiene senkrecht zur Gleisachse entsteht (wie schon angeführt) ein negativer Fehler im Höchstbetrage von 0,01 mm. (Senkungen sind positiv, Hebungen negativ gewertet.)
- b) Durch das Abweichen von der Horizontalen infolge Durchbiegung der Schiene entsteht ein von der Größe der Durchbiegung abhängiger Fehler, der aber in den Wendepunkten des Diagrammes naturgemäß stets gleich Null ist. Auch in den Zwischenstellungen kann der Wert nur äußerst gering sein.
- c) Durch den axialen Vorschub der Schiene während des Befahrens entsteht ein ebenfalls negativer Fehler, der für einen Millimeter Vorschub bei diesem Apparat 0,025 mm betragen würde.

2. Aus den vier Gelenken des Apparates ergibt sich ein Fehler, der, mit 0,01 mm für jedes Gelenk wohl überreich angenommen, einen Höchstwert von 0,04 mm annehmen könnte. Dieser Fehler kann sich sowohl positiv als negativ auswirken. Infolge der Schleuderwirkung, zumal bei größerer Geschwindigkeit, dürfte er jedoch stets positiv auftreten.

3. Eine weitere Fehlerquelle ist in den möglichen Eigenschwingungen des Schreibhebels gelegen. Bei der geringen Länge desselben sind solche bedeutungslos und auch nicht festzustellen gewesen. Auch übt die, an sich ziemlich bedeutende, Reibung des Schreibstiftes eine bremsende Wirkung aus.

4. Der Fehler, der aus den Kreisbewegungen der Gelenke resultiert, ist wohl rechnerisch zu erfassen, sein Wert jedoch bei der Kleinheit der vorkommenden Winkel (bis höchstens 8°) nahezu Null.

5. Endlich könnten seitliche Verschiebungen des Schreibbandes oder ungleiche Breiten desselben noch die Ursache von Fehlern werden. Solche Abweichungen wurden bisher nicht (wenigstens nicht meßbar) festgestellt. Zur Kontrolle wird die Entfernung der Nulllinie vom Rande nachgemessen.

Von diesen möglichen Fehlern sind die unter Punkt 1 angeführten stets negativ, während die unter Punkt 2 angeführten teils positiv, teils negativ sein können. Aber selbst wenn alle möglichen Fehler gleichzeitig im Höchstausmaß und in gleicher Richtung auftreten sollten, würde ihre Summe noch immer 0,1 mm nicht übersteigen, also nicht 4% des Maßes der Bewegung ausmachen. Die optische (photographische) Messung liefert ohne Zweifel genauere Werte. Der vorliegende Apparat hat aber den Vorteil, daß er von jedermann leicht bedient werden kann und daß das Ergebnis der Messung sofort greifbar vorliegt.

Ich will der fachwissenschaftlichen Ausdeutung der Diagramme nicht vorgreifen; diese wird an anderer Stelle erfolgen. Aber auf einige bemerkenswerte Erscheinungen will ich doch hinweisen; als Beleg seien einige der mit dem Apparat aufgenommenen Diagramme gebracht. Diagramm 1 auf Taf. 33 zeigt die Schienenbewegung eines Güterzuges in 6,1facher Vergrößerung. Einige Räder haben mäßig flache Stellen, deren Auswirkung im Diagramm gut zu sehen ist. Diagramm 2 zeigt die Wirkung eines Personenzuges in 6,1facher, Diagramm 3 in 8,6facher Vergrößerung. Diagramm 4 stellt

die Schienendurchbiegung unter einem Schnellzuge in 8,6facher Vergrößerung dar. Diese vier Diagramme sind am gefederten Oberbau aufgenommen. Diagramm 5 zeigt die Schienenbewegung des Querschwellenoberbaues bei der Durchfahrt eines Schnellzuges in 4facher Vergrößerung. Dieses Diagramm zeigt deutlich, daß die Schiene beim Belastungswechsel nicht ausschlagen kann, sondern noch vor dem Erreichen der Höchstlage vom nachfolgenden Rade niedergeschlagen wird. Dieser Schlag wiederholt sich naturgemäß in jedem Feld. In den Diagrammen des gefederten Oberbaues ist das Ausschlagen der Schiene sehr schön zu ersehen; im oberen Belastungswechsel sind stets echte Wendepunkte vorhanden. Es zeigt sich aber, daß die Streifengeschwindigkeit von 60 mm/sec noch nicht alle Schwingungen auflösen kann. Insbesondere das Nachschwingen der Schiene nach dem Durchrollen des Zuges bleibt auch bei 8,6facher Vergrößerung noch undeutlich; zu ihrer Auflösung muß die Streifengeschwindigkeit auf mindestens 100 mm/sec gesteigert werden. Bei einigen, probeweise von Hand aus mit etwa 200 mm/sec durchgezogenen Streifen sind auch diese Schwingungen deutlich zu verfolgen.

Die Diagramme 6 und 7 zeigen die Schwingungen eines fest eingespannten, 1400 mm langen, quadratischen Stahlstabes

(20 × 20 mm), die durch leichte Hammerschläge ausgelöst wurden. Der Stahlstab wurde in einen Schraubstock gespannt und das freie Ende durch eine Verschraubung mit dem Kreuzgelenk verbunden. Probeweise wurde chemisch behandeltes Papier von 50 mm Breite und als Schreibstift ein Messingstift verwendet. Durch einen leichten Schlag mit einem Handhammer knapp hinter der Einspannstelle wurde der Stab in Schwingungen versetzt. Bei abgehobenem Schreibstift erwies sich die Schwingungsdauer um ein Vielfaches größer, als wenn der Stift angedrückt war. Der Apparatwiderstand war demnach stets derselbe. Der rasche Ablauf der Schwingungen im Schaubild zeigt, daß der Reibungswiderstand des Schreibstiftes so groß ist, daß selbst Schwingungen eines verhältnismäßig massigen Körpers durch ihn rasch aufgezehrt werden. Schon aus diesem Grunde erscheinen Eigenschwingungen des leichten Schreibhebels wenn nicht ausgeschlossen, so doch gänzlich bedeutungslos.

Die Vorrichtung kann auch am Querschwellenoberbau, sowie an jedem Brücken- oder sonstigen Träger angebracht werden. Bei Messungen am Querschwellenoberbau für ist die Meßvorrichtung unter der Schiene eine Rinne von etwa 15 cm Breite bis 20 cm über den Schienenfuß hinaus gegen die Gleismitte hin freizumachen und durch Bretter abzugrenzen.

Verschiedenes.

Der Anteil von Straßenbahn und Omnibus im Großstadtverkehr.

Die Zusammensetzung des Großstadtverkehrs, die dem Verkehrsingenieur lebhaft unterschiedliche Merkmale zeigt, wird im wesentlichen bestimmt durch den Anteil, den die einzelnen Verkehrsmittel am Gesamtverkehr aufweisen, und den Umfang wie sie sich sowohl der Zahl der Fahrzeuge nach, die für das Straßenbild maßgebend ist, als auch der Zahl der beförderten Fahrgäste nach in diesen teilen. Die in den letzten Jahren so stark gewordene Forderung nach der Beseitigung der Straßenbahn aus dem Innern der Großstädte und die dafür angegebenen Gründe haben besonderes Interesse an diesen Vergleichszahlen in den einzelnen Städten wachgerufen. Wenn auch wirtschaftlich diese Frage schon längst von führenden Verkehrsfachleuten in dem Sinne erledigt worden ist, daß die Straßenbahnen infolge ihrer niederen Betriebskosten als wirtschaftliches Rückgrat eines jedes Massenverkehrs unentbehrlich sind und nur zum Schaden der Allgemeinheit durch ein anderes Verkehrsmittel gleichwelcher Art auf die Dauer ersetzt werden kann, so haben doch die an Hand der folgenden Zahlen über die Verkehrsverteilung zu ziehenden Schlüsse auch für die weitere Behandlung

Zahlentafel 1.

	Zahl der Omnibusse und Straßenbahnwagen in europäischen Städten					
	Bevölkerung	Omnibusse			Straßenbahnen	
		Zahl	Strecken		Motorwagen	Beiwagen
		Zahl	Länge km			
London . . .	7 500 000	5951	512	2720	2729	—
Paris	4 412 000	1371	—	—	2291	892
Berlin	4 100 000	744	33	310	2085	1793
Hamburg . . .	1 460 000	58	13	122	848	867
Amsterdam . .	730 000	95	9	48	394	336
Köln	720 000	63	11	370	528	702
Rotterdam . .	580 000	40	7	40	341	146
Frankfurt am Main .	540 000	41	7	38	376	463
Hannover . . .	540 000	10	2	8	276	332
Haag	490 000	30	5	23	275	248
Bremen	400 000	21	4	34	222	244

dieser Frage nicht an Wert verloren. Im großen Durchschnitt der europäischen Großstädte, ausgenommen Paris und London, wo besondere Verhältnisse vorherrschen, trägt die Straßenbahn rund 90 v. H. des Gesamtverkehrs, der Omnibus nur 10 v. H. In London dagegen stehen 5951 Omnibusse im Betrieb und nur 2729 Straßenbahnwagen; vom Gesamtverkehr entfallen auf die Omnibusse 40 v. H., auf die Straßenbahn 30 v. H. und auf die Untergrundbahnen und Vorortbahnen die restlichen 30 v. H., berechnet nach der Zahl der beförderten Fahrgäste. In Paris verkehren 1371 Omnibusse und 3183 Straßenbahnwagen; die entsprechenden Verkehrsanteile sind hier 40, 42 und 18 v. H., in Berlin schließlich verkehren 744 Omnibusse und 3878 Straßenbahnwagen. In einem großen Teil der Innenstadt von London ist die Straßenbahn durch Gesetz ausgeschaltet, und hier dürfen nur Omnibusse verkehren. Man erwartete von dieser durchgreifenden Maßnahme eine weitgehende Entlastung des Oberflächenverkehrs, hat sich aber in dieser Erwartung getäuscht gesehen, wie die ungemein starken Verkehrszusammenballungen in den Verkehrsstunden zeigen.

Ähnliche Verkehrsverhältnisse haben sich in Paris herausgebildet, obwohl dort der Bezirk, in dem nur Omnibusse verkehren dürfen und die Straßenbahn ausgeschaltet ist, wesentlich kleiner ist als in London. Trotzdem haben sich auch dort die Verteilungs-

Zahlentafel 2.

Stadt	Bevölkerung	Zahl der Fahrgäste				Gesamtanteil v. H.	
		Straßen- Bahnen	Vor- ort- grund-	Unter- grund-	Omnibus	Schiene	Omnibus
Berlin	4 100 000	77 100	35 000	21 000	19 300	87,5	12,5
Köln	720 000	14 700	1 950	—	500	97,0	3,0
Leipzig	680 000	21 700	400	—	180	99,2	0,8
Dresden	620 000	19 600	130	—	880	95,7	4,3
Breslau	600 000	10 200	—	—	570	94,7	5,3
Frankfurt am Main	540 000	13 600	135	—	1 200	92,0	8,0
Düsseldorf . .	440 000	11 300	580	—	170	98,6	1,4
Amsterdam . .	730 000	122 739	—	—	10 656	92,0	8,0
Rotterdam . .	580 000	70 000	—	—	10 000	87,5	12,5
Haag	490 000	63 422	—	—	3 404	95,0	5,0

zahlen des Verkehrs ziemlich gleichartig eingestellt wie in London und die Straßenüberfüllung hat ähnlich unerträgliche Formen angenommen wie in London, so daß sich die Stadtverwaltungen vor den gleichartigen schwierigen Fragen sehen. Auch die Verwendung dreiachsiger Omnibusse ist in diesem Gebiet von Paris untersagt.

Die großen Verkehrsschwierigkeiten in London und Paris ergeben sich außer dem bedeutenden Omnibusverkehr durch die große Zahl von Privatkraftwagen. In den Großstädten der Vereinigten Staaten hat diese gleiche Erscheinung ja schon dazu geführt, daß die Straßenbahnverwaltungen mit dem Hinweis darauf Verkehr zurückwerben können, daß die Beförderung innerhalb der Stadt mit den öffentlichen Verkehrsmitteln schneller und auch für den selbstfahrenden Herrenfahrer ohne die starke geistige Anspannung vor sich gehe, als dies eine Fahrt mit dem Kraftwagen gestatte. Die Übersteigerung des Kraftwagenverkehrs gibt damit den öffentlichen Verkehrsmitteln somit schon wieder ein Mittel an die Hand, für ihre Benutzung zu werben durch den Hinweis, daß sie nach der Geschwindigkeit und Wirtschaftlichkeit überlegen sind. Diese Entwicklung muß doch sehr zu denken geben und sollte Veranlassung sein, nicht zu hemmungslos in der Selbstbeförderung des Einzelnen die gesunde Entwicklung und den Fortschritt zu sehen und die Aufteilung größerer Beförderungseinheiten auf ungezählte Mengen Einzelfahrzeuge, für die die Wege nicht geschaffen werden können, weiter zu unterstützen.

Für eine Anzahl Großstädte des europäischen Festlandes mit sehr verschiedener Verkehrszusammensetzung enthält Zahlen-*tafel 2* die zahlenmäßigen Angaben.

Von den deutschen Städten nimmt hinsichtlich des Omnibusverkehrs anteilmäßig zum Gesamtverkehr Berlin infolge der starken Vergrößerung seines Omnibusnetzes in den letzten Jahren eine führende Stellung ein, die von anderen europäischen Großstädten — mit Ausnahme von Paris und London — auch nur noch von Rotterdam nach der vorstehenden *Zahlen-*tafel 2** erreicht wird. Die Zahlen von Rotterdam umfassen nach einer Mitteilung in „*De Ingenieur*“ 70 Millionen Fahrgäste auf der Straßenbahn und 10 Millionen auf Omnibussen und geben den gleichen Verteilungssatz wie in Berlin. Günther - Erfurt.

Sondertagung der Weltkraftkonferenz in Barcelona 1929.

Dieser Sondertagung, die vom 15. bis 23. Mai abgehalten wurde, lag das technische Programm „Vollständige Ausnutzung der Wasserläufe“ zugrunde. Aus 15 Staaten lagen 96 Berichte vor, von denen allein auf Spanien 55 entfielen, das an der Tagung wegen seiner besonders gearteten Wasserquellen und seines Bedarfs an Wasser für Bewässerung in Verbindung mit Kraftausnutzung Besonderes Interesse nahm. Etwa $\frac{2}{3}$ der Berichte waren den allgemeinen hydrologischen und technischen Problemen der Ausnützung, von denen wiederum mehr als die Hälfte spanische Ingenieure zu Verfassern hatten, gewidmet. Besondere Beachtung verdienen hier die auf den Ebro bezüglichen Untersuchungen. Dieser Fluß ist bei seinem dauernden, wenn auch unregelmäßigen Wasserfluß der wichtigste Wasserversorger Spaniens. Seine Eigenschaft ist seinem Ursprung in den ständig schneebedeckten Pyrenäen zu verdanken. Alle anderen Wasserläufe Spaniens sind mehr oder weniger von Regenfällen abhängig, die aber nicht in Zeiten größter Wärme auftreten, so daß Spanien unter trockenen Sommern leidet. Im allgemeinen zwingen somit die hydrologischen Verhältnisse des Landes zu Flußregulierungen mit der Anlage sehr großer Staubecken, die mit einem Fassungsraum von mehreren hundert Millionen Kubikmeter Wasser als Überspeicher bezeichnet werden und eine zweckmäßige Verteilung des Wassers über das ganze Jahr ermöglichen sollen. Sehr schwierig ist hierbei die Verteilung des Wassers auf den jeweiligen Bedarf für Bewässerung und Energieerzeugung für Industrie, Transport und Landwirtschaft, da die Bedarfszeiten und Bedarfsmengen der einzelnen Nutznießer verschieden liegen, sich sogar gegenseitig hindern können. Dann ist dem wechselnden Zufluß des Wassers Rechnung zu tragen, so daß die Staubecken manchmal nicht

nur der Wasseransammlung, sondern auch dem Schutz gegen Wasser dienen müssen. Diese mannigfachen Zwecke der Staubecken erschweren eine Berechnung ihrer Wirtschaftlichkeit ungemein.

Das Schweizer Komitee ist auf Grund eines Baseler Beschlusses mit dem Studium der Weltwasservorkommen, besonders im Hinblick auf die Energieausnutzung beschäftigt, Normen zur Bestimmung des Wasserabflusses unterliegen z. Z. dem Studium anderer nationaler Komitees. Auch ein großer Teil der Berichte befaßt sich mit dem Studium der hydrologischen Quellen in den einzelnen Ländern zur Energieausnutzung. Aus Deutschland lag der Bericht von Th. Freytag und H. Dreyer „Ausnutzung der Gewässer“ vor. Aus der Schweiz teilte der Bericht von A. Härry mit, daß Ende 1927 von den auf acht Millionen PS geschätzten Wasserkraften 2,1 Mill. PS ausgebaut und rund 430 000 PS im Ausbau waren. Im Jahre 1928 wurden 5,3 Milliarden kWh erzeugt, von denen rund 1 Milliarde ausgeführt wurde. Der Verbrauch je Kopf der Bevölkerung betrug ohne Energieausfuhr im Jahre 1928 rund 1080 kWh.

Von O. Walch lag ein Bericht „Entwurf und Ausführung von Wasserkraftanlagen mit künstlichen Speicherbecken“ vor, in dem insbesondere auf die mit Hochdruckpumpen-Anlagen ausgestatteten Wasserkreislauf-Stauweiher (Hochspeicher) eingegangen wird, die sich in den natürlichen Wasserlauf einbauen oder mit gewöhnlichen Stauweihern verbinden lassen, um zur Spitzendeckung zu dienen. In Deutschland sind solche Anlagen noch wenig entwickelt, während in Italien heute bereits 135 Stauseeanlagen bestehen. Im weiteren werden der Bau der Staumauern in Hinsicht auf Form, Material, Drainage usw., wie die Probleme der Druckstollen und die maschinellen Einrichtungen der Zentralen erörtert und es wird auch auf den Erfolg hingewiesen, den man mit der Verwendung derartiger Anlagen in Dampf-Überlandzentralen neuerdings erreicht hat. Die spanischen Berichte befassen sich vornehmlich mit den Bauwerken im Niederschlagsgebiet des Ebro. Besondere Hervorhebung verdient noch der Bericht über die Dnjprwasserkraftanlage in der Nähe von Zaporoschje, die die bedeutendste in Europa und eine der größten der Welt ist. Das Gefälle beträgt 38 m und die Wassermenge 20 400 m³/sek. Das Wehr ist 760 m lang und dämmt ein Volumen von 700 000 cbm Wasser ab. Das Maschinenhaus ist für zehn Einheiten von je 80 000 PS angelegt. Die erzeugte elektrische Energie wird durch 110 kV und 220 kV Hochspannungsleitungen zu den Eisenhütten, chemischen Werken und Pumpen-Bewässerungsanlagen geleitet. Die Gesamtkosten des ersten Ausbaus mit 480 000 PS beliefen sich auf 203 Millionen Rubel. In Spanien ist eine ähnliche Anlage im Flußlauf des Guadalquivir geplant, um diesen von Sevilla bis Cordoba weiter schiffbar zu machen und elektrische Energie zu erzeugen.

In der Aussprache über wirtschaftliche und finanzielle Fragen traten besonders die Bedürfnisse Spaniens in der Wasserausnutzung in Erscheinung, das den Hauptzweck seiner Staubeckenanlagen in der Bewässerung zur Förderung seiner Landwirtschaft sieht. Gleichzeitig soll diese durch Lieferung elektrischer Energie unterstützt werden, die ihr in Verbindung mit den Anlagen der Industrie und des Transports aus Wasserkraftwerken im Anschluß an die Staubecken preiswert zugeleitet wird. Die Bewässerung geht dabei allem anderen Bedarf voran. Die Berichte gaben zum Teil einen Überblick zu der Entwicklung der hydroelektrischen Energie in den verschiedenen Ländern. Im allgemeinen schreitet die Verwendung elektrischer Energie stark fort und eine Sättigung des Bedarfs liegt noch in weiter Ferne, so daß sich sehr große Aussichten für die Erzeugung elektrischer Energie bieten. Auch der Bedarf der Landwirtschaft an elektrischer Energie nimmt durch die Zunahme der Verbrauchsmöglichkeiten ständig zu und nach dem auf der Tagung vorgelegten Bericht von A. Petri „Elektrizität in der Landwirtschaft“ dürfte sich dieser Verbrauch in Deutschland im Laufe der nächsten 10 Jahre vervierfachen. Przygode.