

Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens

Technisches Fachblatt des Vereins Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen

Herausgegeben von Dr. Ing. Heinrich Uebelacker, Nürnberg, unter Mitwirkung von Dr. Ing. A. E. Bloss, Dresden

91. Jahrgang

15. April 1936

Heft 8

Verbesserung der Eisenbahn- und Verkehrsverhältnisse in Amsterdam (Ostseite).

Von Jr. N. M. de Kanter, Oberingenieur der Niederländischen Eisenbahnen.

Hierzu Tafel 13 und 14.

Von Amsterdam bestehen nach Osten zwei wichtige zweigleisige Eisenbahnverbindungen, die eine von Amsterdam Hauptbahnhof über Amersfoort nach Groningen und nach Bentheim (Hamburg und Berlin), die andere vom Bahnhof Amsterdam-Weesperpoort über Utrecht nach Arnheim, Köln, Ruhrgebiet und Süddeutschland. Vom Bahnhof Weesperpoort besteht eine Eisenbahnverbindung in der Richtung des Hauptbahnhofs. Die aus der Richtung Utrecht kommenden Züge werden, nachdem sie in Weesperpoort gehalten und Kopf gemacht haben, über diese Verbindungslinie weitergeführt und laufen vom Bahnhof Amsterdam-Muiderpoort bis zum Hauptbahnhof über dieselben Gleise, die für die Verbindung vom Hauptbahnhof nach Amersfoort dienen.

Jetzt sind die beiden großen Eisenbahngesellschaften in Holland verschmolzen, aber vor etwas mehr als zehn Jahren war das noch nicht der Fall; damals wurde der Bahnhof Weesperpoort von der Gesellschaft zum Betrieb der Staatsbahnen und der Hauptbahnhof hauptsächlich von der Holländischen Eisenbahngesellschaft benutzt. Die beiden Bahnhöfe haben dann auch ihre eigenen Abstellgleise, Lokomotivschuppen und Werkstätten.

Auch die Verschiebegleise sind deswegen geteilt und liegen an sehr verschiedenen Stellen; auch die zugehörigen Güterbahnhöfe waren für beide Richtungen gesondert ausgerichtet.

Waren schon vor vielen Jahrzehnten für jede der beiden Eisenbahngesellschaften die Eisenbahneinrichtungen unvollkommen und zu beschränkt, nach der Einigung der beiden Gesellschaften mußte unbedingt die Einigung in allen Gliedern der Eisenbahneinrichtungen in Amsterdam durchgeführt werden. Daß dies noch immer nicht der Fall ist und erst kürzlich damit angefangen wurde, ist nur durch die damit verbundenen sehr hohen Kosten zu erklären. Dazu kommt, daß man für den Beginn der nötigen Arbeiten den richtigen Zeitpunkt abwarten wollte, auch aus dem anderen Grunde, damit von mitbeteiligter Seite möglich hohe Beiträge zu den Kosten gewährt werden könnten. Ein weiterer Grund ist der Straßenverkehr, der mit einer großen Anzahl Schienenkreuzungen über die Eisenbahngleise geführt wird, ebenso für den örtlichen städtischen Verkehr wie für den Fernverkehr mit dem Lande. Dieser Verkehr hat, wie überall in der Welt, einen so großen und noch immer steigenden Umfang angenommen, daß die Stadt Amsterdam erstmals schon 1916, aber mit großem Nachdruck 1926 auf eine möglichst schnelle Lösung der Eisenbahnfrage in Amsterdam-Ostseite gedrängt hat.

Wie groß das Hindernis für den Straßenverkehr ist, kann man zum Beispiel bei jedem Schließen der Schranken am Übergang der Linnaeusstraße sehen, wo sich jedesmal eine lange Kette von Kraftwagen und anderen Fahrzeugen formt. Besonders hinderlich ist um ein zweites Beispiel zu nennen der Übergang von der Weesperzijde, besonders bei schönem Wetter an Sonntagnachmittagen; das ist die Zeit wo die Amsterdamer, die ihr Wochenende auf dem Lande zugebracht haben, mit dem Kraftwagen nach ihrem Heim zurückfahren. Dann kommt es vor, daß bei diesem Übergang die Kraftwagen in einer geschlossenen Reihe von 2000 m Länge vor der Eisenbahnschranke halten und daß sie bei jedem

Öffnen der Schranke nur zum Teil über die Gleise gelassen werden können.

Seit 1926 wurde dann mit der fruchttragenden, eifrigen Arbeit angefangen. Pläne aufzustellen und nach Bedarf wieder umzuarbeiten, alle nötigen Regelungen zustande zu bringen und sie schließlich in einem Vertrag zwischen dem Reich, der Stadt Amsterdam und den Niederländischen Eisenbahnen festzulegen. Dieser Vertrag wurde am 2. Januar 1934 unterzeichnet. Die Gesamtkosten waren auf rund 28 Millionen geschätzt, wovon 10 Millionen, gemäß den für ihre eigenen Zwecke auszuführenden Bauwerken, von den Niederländischen Eisenbahnen, 9 Millionen vom Reich und 9 Millionen von der Stadt Amsterdam bezahlt werden sollen. Die Beitragspflicht ist so geregelt worden, daß nicht jede Partei jedem Bauwerk einen Anteil bezahlt, sondern daß für Rechnung jeder Partei im Vertrag bestimmte Bauwerke ausgeführt werden, die zusammen den für jede Partei zu zahlenden genauen Betrag ergeben. Die Ausführung ist dergestalt entworfen, daß die Ausgaben, für keine der drei Parteien Zinsenverluste von empfindlicher Bedeutung zur Folge haben.

Mit der Durchführung der neuen Pläne werden umfangreiche Geländeflächen von Eisenbahnanlagen frei; auch für spätere Erweiterungsmöglichkeiten werden sie nicht mehr benötigt. Diese Grundstücke fallen der Stadt Amsterdam zu gegen Zahlung von rund 1 Million Gulden zugunsten des Reiches und von 900 000 Gulden zugunsten der Eisenbahnen.

Die Straßen beiderseits der zu bauenden Unterführungen kommen kostenfrei an die Stadt. Die Straßenteile innerhalb der Unterführungen und auf den Vorhöfen der Bahnhöfe werden von der Stadt in Unterhaltung übernommen. Ohne Zustimmung der Stadt dürfen auf Brücken und Unterführungen keine Reklamen angebracht werden; die Mauerwerkskörper müssen von der Stadt regelmäßig von Unsauberkeiten und widerrechtlich angebrachten Reklamen (beispielsweise auch von Wahlplakaten) gesäubert werden.

Im großen und ganzen umfaßt der Verbesserungsplan folgende Teilarbeiten:

1. Hochlegen der Personenzuggleise vom Hauptbahnhof bis Watergraafsmeer in der Richtung Amersfoort und bis Duivendrecht in der Richtung Utrecht, mit völliger Trennung dieser beiden Linien.

2. Anlage eines Abstellbahnhofs neben der Dijkgracht, zwischen der zweigleisigen Personenbahn nach Amersfoort und der gleichfalls zweigleisigen Personenbahn nach Utrecht.

3. Auflassen des Kopfbahnhofs Weesperpoort und Bau eines neuen Amstelbahnhofs (ungefähr 1300 m südlicher als der jetzige).

4. Bau eines neuen Bahnhofs Muiderpoort, etwa 300 m südlicher als der bestehende Bahnhof.

5. Für die Richtung Utrecht Trennen der Güterzuggleise von den Personenzuggleisen dadurch, daß die Güterzuggleise von Utrecht über einen Teil der Güterringbahn zwischen Duivendrecht und Watergraafsmeer geführt werden; Anlage eines großen Verschiebebahnhofs Watergraafsmeer, mit Verbindungen in der Richtung Amersfoort und mit einer

von den Personengleisen völlig freien, doppelseitigen Verbindung nach dem örtlichen Güterbahnhof Rietlanden.

6. Schaffung freier Verbindungen vom Ortsgüterbahnhof Rietlanden, und zwar a) mit Unterführung unter den Personenzuggleisen nach dem Güterbahnhof Oosterburgergracht, der durch neue Güterschuppen und Ladesteige erweitert wird; b) mittels einer Brücke über die Nieuwe Vaart nach dem Güterbahnhof Doklaan unter Auflassung der jetzt bestehenden Gleisverbindung mit Amsterdam-Weesperpoort.

7. Zusammenlegen der jetzt getrennten Maschinenanlagen in den Rietlanden (Bau eines neuen Lokomotivschuppens usw.).

8. Umlegen der Kleinbahn „Gooische Tram“ in einem Linienteil von rund 2600 m Länge mit Anlegen einer Straßenüberführung und Bau eines neuen Bahnhofs mit Wagenschuppen und Maschinenanlagen neben dem neuen Amstelbahnhof.

9. Erweitern einiger bestehenden Straßenunterführungen und Bau von mehr als 20 neuen, was umfangreiche Straßenbauten und Straßenänderungen nötig macht, dazu noch den Bau mehrerer beweglicher und fester Straßenbrücken.

Im Anschluß an diese Bauwerke muß gleichzeitig noch ein Teil der vom Reich auszuführenden Güterringbahn fertiggestellt werden, und zwar der Teil zwischen Duivendrecht und Watergraafsmeer. Das Reich wird dafür noch ungefähr 4 Millionen Gulden aufzuwenden haben.

Die Übersichtszeichnung (Taf. 13) gibt ein Bild von der Lage und dem Umfang der Werke.

Als der Vertrag für die Ausführung der Umbauten am 2. Januar 1934 vom Reich, von den Eisenbahnen und von der Stadt Amsterdam unterzeichnet worden war, wurden schon in demselben Monat zehn Verträge für Ausführung einzelner Bauten nach öffentlichen Ausschreibungen an Unternehmer vergeben, und zwar in einem Gesamtbetrag von rund 1600000 Gulden von der Eisenbahn, und in einem Betrag von rund 400000 Gulden für die Stadt Amsterdam.

Unmittelbar östlich vom Hauptbahnhof werden als Ersatz der bestehenden zweigleisigen Drehbrücke drei zweigleisige Brücken gebaut: die nördliche für die Verbindung nach Amersfoort, nach dem Lokomotivschuppen und dem örtlichen Güterbahnhof Rietlanden; die mittlere für die Verbindung mit dem Abstellbahnhof Dijkgracht und die südliche für die Verbindung in der Richtung Utrecht. Der Unterbau der südlichen Brücke ist in der Hauptsache schon fertig, auch der Oberbau wurde im Herbst 1935 ausgelegt. Über diese Brücke wird zunächst der ganze Verkehr geleitet; alsdann wird die bestehende Brücke abgebrochen werden, so daß die mittlere und die nördliche Brücke gebaut werden können.

An den beiden Ufern werden Landpfeiler gebaut, im Wasser ein Mittelpfeiler. Die östliche Durchfahrt bekommt einen festen Brückenträger, die westliche eine bewegliche (eine Art Scherzerbrücke mit kleinem Quadrant). Beide Träger werden vollwandig mit 3 m Hauptträgerhöhe ausgeführt. Die freie Durchfahrthöhe beider Brücken beträgt 5,25 m bei normalem Wasserstand. Die Durchfahrweite der beweglichen Brücken ist 20 m zwischen den schützenden hölzernen Pfahlreihen. Die Fahrrinnen erhalten 6 m Tiefe bei normalem Wasserstand. Die Bewegungen der Brücken und der Signale werden von einem hochgelegenen Stellwerkhäuschen am westlichen Landpfeiler geregelt. Zwischen den Landpfeilern und den Widerlagern sind beiderseits Straßen angelegt. Die von Säulenreihen in zwei Öffnungen geteilt werden. Jede dieser Öffnungen enthält einen Fahrweg von 5 m und einen Fußweg von 2 m Breite. Die Durchfahrthöhe für die Straßen ist 4,30 m.

Die sämtlichen Pfeiler sind oder werden auf eingerammten hölzernen Pfählen gegründet; die Gruben werden mittels eiserner Spundwände trockengelegt. Die südliche Brücke ist

teilweise an der Stelle der Gründungen der alten Schleuse gebaut worden. Obwohl der Boden von Tauchern untersucht worden war, traten beim Einrammen der eisernen Bohlen große Schwierigkeiten auf. Durch das Holz konnte man zwar die eisernen Spundwände bequem einrammen, aber durch große Blöcke von Mauerwerk und Natursteinen verloren die Bohlen oft tief unter Wasser den seitlichen Schluß. Dadurch entstanden Undichtigkeiten und schwere Behinderungen, viel Zeit und hohe Kosten gingen verloren; endlich aber sind die Schwierigkeiten überwunden worden.

Textabb. 1 gibt eine Darstellung dieser neuen Brücke.

Östlich von diesen Brücken sind die neue hochgelegte Bahn und die Erdarbeiten für den neuen Abstellbahnhof Dijkgracht soweit fertiggestellt, wie es die Gleise, die im Betrieb bleiben müssen, gestatten. Der Abstellbahnhof bekommt zwei Bündel von je acht Abstellgleisen mit allen erforderlichen Anlagen für die Reinigung, Heizung, Beleuchtung, Wasserversorgung usw. Die Erdkörper für diesen Abstellbahnhof mußten bis zu einer Höhe von ungefähr 6 m über Amsterdamer Pegel aufgeschüttet werden, und zwar in Wasser der Dijkgracht auf schlechtem Tonboden, unmittelbar neben den im Betrieb bleibenden Hauptgleisen, die jetzt auf rund 2 m über Amsterdamer Pegel liegen. Die Ausführung

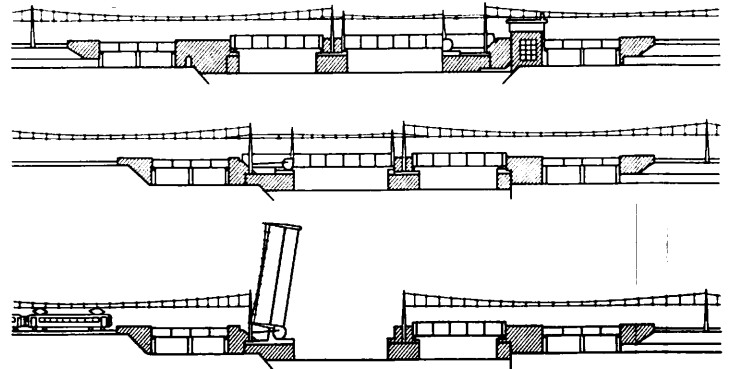


Abb. 1. Neue Brücke über die Oosterdoleschleusen.

begann damit, daß am Fuße des Sanddammes zunächst bis zu einer festeren Schicht, das war hier bis rund 11 m unter Amsterdamer Pegel, eine 10 m breite Rinne gebaggert und diese Rinne mit Sand ausgefüllt wurde. Auf dieser Grundlage wurde aus sandigen Massen ein Deich geschüttet. Erst dann wurde der Raum zwischen diesem Sanddeich und der bestehenden Bahn mit Sand ausgefüllt. Der weiche Ton zwischen dem Sanddeich und der bestehenden Bahn war also abgesperrt und wurde allmählich festgedrückt. Die Ausführung wurde fortlaufend außerordentlich sorgfältig beobachtet, teilweise mittels Druckmessungen in Brunnen; sie ist im allgemeinen sehr gut gelungen, der feste Sandfuß hat sich gut gehalten.

Im Dammkörper des Abstellbahnhofs liegen zwei Unterführungen für den Straßenverkehr und eine für die Gütergleisverbindung vom Güterbahnhof Rietlanden nach Oosterburgergracht und Doklaan. Es würde zu weit führen diese und weitere Unterführungen genau zu beschreiben. Im allgemeinen erhalten die Unterführungen die aus Taf. 14 ersichtliche Gestalt. Die meistens gekuppelten Gründungen bestehen aus bewehrtem Beton auf hölzernen Pfählen; nur bei einigen Unterführungen, bei denen das Grundwasser zu niedrig steht, werden Pfähle aus bewehrtem Beton verwendet. Die Landwiderlager werden in Stampfbeton ausgeführt und erhalten eine waagerechte wasserdichte Betonschicht gegen Aufsteigen des Grundwassers und eine senkrechte Hohlschicht gegen Durchschwitzen von Wasser aus der Dammschüttung hinter den Widerlagern. An der Luftseite werden die Widerlager mit halbsteinstarken, glasierten Ziegeln bekleidet. Die Decken

der Unterführungen werden aus einbetonierten Breitflanschträgern zusammengesetzt: die Unterflansche bleiben frei und werden je nach der vorliegenden Lichtweite von eisernen Unterzügen und Säulenreihen unterstützt. Die Säulenreihen bekommen kein bewegliches oder festes Rollenlager, sondern ruhen unmittelbar auf Granittragsteinen, weil die Berechnung ergeben hat, daß bei jeder Belastungsannahme auf die ganze Tragebene der Säulenfüße nur Druck von erträglicher Größe ausgeübt wird.

Die Decken werden mit Pappe wasserdicht abgedeckt; die Pappe wird wieder von einer dünnen Schicht bewehrten Betons gegen Schläge der Stopfhacke und anderer Werkzeuge geschützt.

Die breiteste Unterführung wird die neben dem neuen Amstelbahnhof, wo drei Säulenreihen die Unterführung so teilen, daß in der Mitte zwei Fahrstraßen von je 9,50 m und an der Seite zwei Bürgersteige von je 5,40 m Breite liegen; die Durchfahrhöhe beträgt 4,0 m. Die kleinste Unterführung — beim Bahnhof Muiderpoort — ist nur für Fußgänger bestimmt und erhält 6 m Breite bei 3 m Höhe.

Über die Kanäle Nieuwe Vaart und „Loozingskanaal“ wurde für die Güterzugverbindung von Rietlanden nach Watergraafsmeer zunächst eine neue, zweigleisige Brücke hergestellt. Die bestehende zweigleisige Brücke für die Hauptgleise und die zweigleisige Brücke für die Güterzüge werden durch neue hochgelegte Brücken mit insgesamt vier Gleisen nur für den Personenverkehr ersetzt. Die Ausführung muß jedoch verschoben werden, bis der neue Bahnhof Muiderpoort in der Hochlage im Betrieb ist, weil sonst die Gleise eine zu schroffe Neigung erhalten müßten.

Die neue unmittelbare Güterbahnverbindung von Rietlanden zum Güterbahnhof Doklaan mit ihrer neuen Brücke über die Nieuwe Vaart ist bereits fertiggestellt und in Betrieb genommen. Auch die in ihrer Nähe gelegene, von der Stadt Amsterdam herzustellende neue Verkehrsbrücke ist samt den zugehörigen Straßenumbauten ebenfalls fertig.

Die bisherige, doppelgleisige Güterzugverbindung zwischen Doklaan und Weesperpoort ist aufgelassen worden. Damit ist die Möglichkeit entstanden, die Hauptgleise bei Muiderpoort unter vorübergehender Einengung der Parallelstraßen auseinanderzuziehen. Auf diese Weise war genügend Raum zu bekommen, um den neuen Bahnhof Muiderpoort abschnittsweise hochzulegen und die benachbarten, neuen Straßenunterführungen fertigzustellen.

Textabb. 2 zeigt ein Modell des neuen Bahnhofgebäudes Muiderpoort. Der Vorhof des Bahnhofs ist durch Straßenunterführungen unter den Linien nach Utrecht und Amersfoort erreichbar. Das Hauptgebäude erhält eine große Halle mit Fahrkartenausgaben und allem sonst nötigen Zubehör, aber auch die in neuerer Zeit geforderten Bequemlichkeiten für die Reisenden, wie Frisierräume, verschiedene Verkaufsstände usw. Hinter der Bahnsteigsperrre führen zwei Personentunnel (einer für die ankommenden und einer für die abfahrenden Reisenden) zu den Bahnsteigen. Es wird ein Bahnsteig mit einfacher Bahnsteighalle zwischen den Gleisen in der Richtung Amersfoort und einer zwischen den Gleisen in der Richtung Utrecht gebaut.

Ein umfangreiches Stellwerkgebäude, das auf Betonpfeilern ohne Zwischenmauerwerk gegründet werden soll, wird das Bahnhofgebäude hoch überragen.

Wahrscheinlich wird Anfang des Jahres 1939 der neue hochgelegte Bahnhof Muiderpoort völlig fertig sein.

Weiter südöstlich in der Richtung Amersfoort treffen wir auf den neuen großen Verschiebebahnhof, der im Polder Watergraafsmeer angelegt werden muß. Die Geländehöhe dieses Polders liegt 5 m unter der Meeresoberfläche. Der

Boden besteht aus Ton, der ehemals darüber gelagerte Torfboden ist in einem vorigen Jahrhundert vom Meere weggespült worden. Der Ton ist ziemlich weich, aber noch von der Art, daß keine erheblichen Bodenbewegungen unter der Last der aufzubringenden Sandschüttung zu befürchten sind. Die Erdarbeiten für den Verschiebebahnhof sind im Gang, allwöchentlich werden 25 000 bis 30 000 m³ Sand angefordert. Neue Eisenbahnbrücken an den beiden Enden des Verschiebebahnhofs sind in Ausführung. Eine bestehende Straßenunterführung wird verlängert, drei werden neu geschaffen.

Die Ankunft- und Abfahrtgleise des Bahnhofs bekommen Weichenverbindungen mit den Hauptgleisen Richtung Amersfoort mit einem Wartegleis zwischen den Hauptgleisen. Für die Richtung Utrecht wird eine zweigleisige Verbindungsbahn hoch über die Hauptgleise Richtung Amersfoort hinweggeführt und folgt dann der noch auszuführenden Güterringbahn, wobei drei Wege und zwei Kanäle gekreuzt werden. Von den Kreuzungsbauwerken erhält eines eine Decke aus einbetonierten Trägern, die übrigen erfordern ausgesprochene Balkenbrücken. Die Hauptbahn Amsterdam—Utrecht wird mit einer Unterführung gekreuzt, so daß sie an dieser Stelle noch hochgelegt

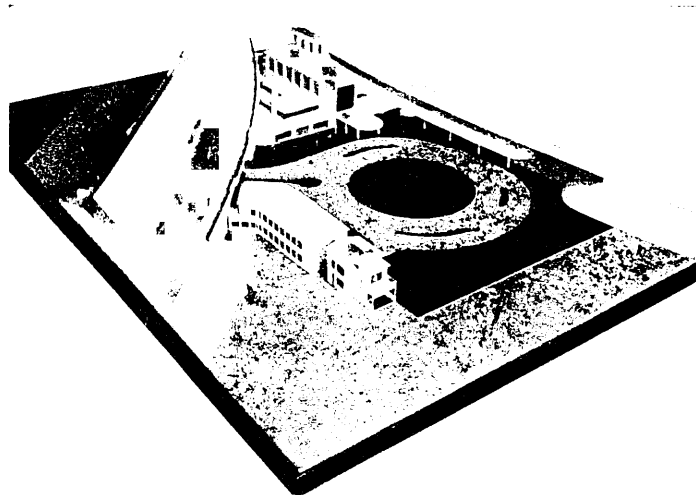


Abb. 2. Modell des neuen Bahnhofs Muiderpoort.

werden muß. Nach dieser letzten Kreuzung biegt die Verbindungsbahn südwärts und erreicht den Anschluß an die Hauptgleise nach Utrecht, ebenfalls durch Weichenverbindungen mit einem Wartegleis zwischen den Hauptgleisen.

Die Güterringbahn fällt im allgemeinen in ein ziemlich hoch gelegenes Poldergebiet. Die Geländeoberfläche liegt nur ungefähr 2,00 m unter der Meeresoberfläche (stimmt mit Amsterdamer Pegel, angegeben auf Textabb. 3). Der Boden besteht aus weichem Torf bis etwa 5,75 m unter der Meeresoberfläche, wo dieselbe Schicht von ziemlich weichem Ton angetroffen wird wie im Polder Watergraafsmeer. Schon bei sehr geringer Belastung weicht der Torfboden zur Seite. Versuche haben gelehrt, daß bei Aufschüttungen ohne oder mit zu geringer vorheriger Ausgrabung die belastende Sandmasse von der Bewegung des Torfbodens mitgenommen wird, oft bis weit seitwärts des Bahndammes, so daß der Sand ungenutzt verloren geht. Deswegen werden in diesem Falle zwei genügend breite Rinnen dicht bis zu der Tonschicht hinab ausgegraben, wobei die Rinnen wegen der Faserigkeit des Torfes steile Böschungsneigungen erhalten können. Die Rinnen werden sodann mit Sand ausgefüllt, der dann keine seitlichen Bewegungen mehr ausführen kann. Der Moorboden zwischen den beiden Rinnen bleibt an seinem Orte und wird durch die Aufschüttung gedichtet. Es ist sicher zu erwarten, daß dieses Vorgehen gut und billig sein wird.

Mit dem Umbau des örtlichen Güterbahnhofs Rietlanden wird begonnen, sobald der Verschiebebahnhof Watergraafsmeer genügend weit fertiggestellt sein wird. Auch soll dann mit der vereinigten Maschinengruppe in den Rietlanden angefangen werden, wozu ein neuer runder Lokomotivschuppen für etwa 50 Stände gehört, ferner Werkstätten, Drehscheibe, Kohlenlager mit Kranen und Bunkern.

Vom Bahnhof Muiderpoort wird die Personenbahn dem neu zu bauenden Amstelbahnhof entlang bis Duivendrecht

liegende als Verbindungstunnel für Fußgänger und Radfahrer zwischen den beiden Kanalufern links und rechts der Bahn.

Der neue Amstelbahnhof wird Durchgangsbahnhof und tritt an die Stelle des jetzigen Kopfbahnhofs Weesperpoort. Der neue Bahnhof ist sehr günstig gelegen, nämlich gegenüber dem neuen Wohnviertel in Amsterdam Süd. Er wird außerdem für den Besuchverkehr des Stadions der ausschlaggebende Bahnhof sein. Er bekommt zwei Inselbahnsteige, je einen für die Richtung von und nach Utrecht. Einige Abstellgleise bieten die Möglichkeit, bei besonderen Anlässen, zum Beispiel bei Sportfesten im Stadion, Züge von Westen her hier enden zu lassen.

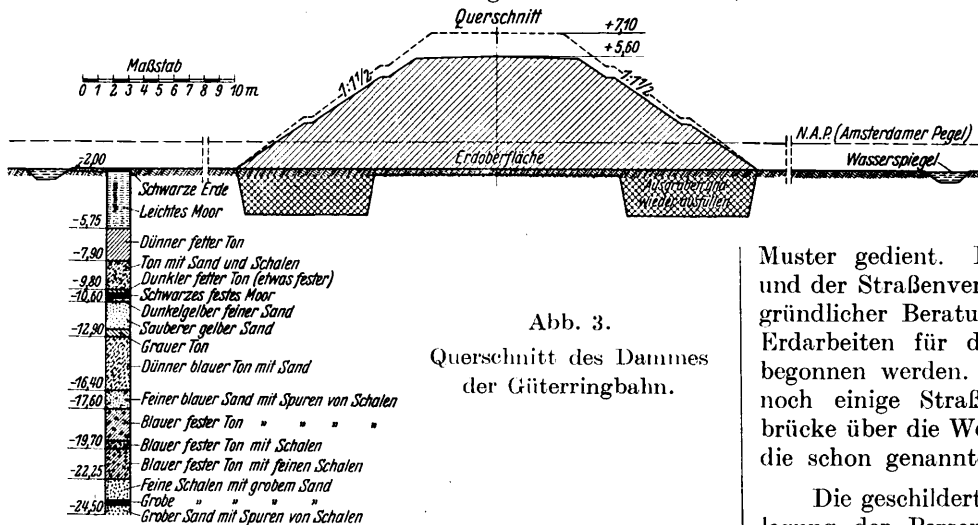


Abb. 3. Querschnitt des Dammes der Güterringbahn.

in Hochlage durchgeführt. Mehrere Straßenunterführungen werden in diesem Teil erforderlich. Die bedeutendste dieser Straßen, die Linnaeußstraße, hat eine breite von 26 m zwischen den Häusern. Die Unterführung soll dieselbe lichte Weite bekommen ohne Zwischenpfeiler oder Säulenreihen. Der eiserne Überbau muß dazu 3.20 m hohe Vollwandhauptträger aus Stahl 52 erhalten; die Durchfahrthöhe wird 4 m.

Als Zugang zur Noorderringvaart wird in der Bahn nach Utrecht ein zweistöckiger Durchlaß aus Eisenbeton angelegt, wobei die untere Öffnung als Wasserdurchlaß dient, die darüber

Die Bahnsteige werden mit Tunneln unmittelbar mit dem Vorplatz verbunden: für den Entwurf hat das neue Bahnhofsgebäude in Duisburg mit zum

Muster gedient. Die Pläne für die Anlage des Vorplatzes und der Straßenverbindungen mit der Stadt sind ein Ergebnis gründlicher Beratungen mit den städtischen Behörden. Die Erdarbeiten für diesen Bahnhof sollen im Frühjahr 1936 begonnen werden. Weiter in der Richtung Utrecht müssen noch einige Straßenunterführungen, eine feste Eisenbahnbrücke über die Weesperterkvaart und eine Überführung über die schon genannte Güterringbahn gebaut werden.

Die geschilderten Umbauten werden durch die Zusammenlegung der Personen- und Güterverkehrsanlagen sowie des Lokomotivbahnhofs große betriebliche Vorteile in Zeit- und Geldersparnissen bringen. Durch den Wegfall des Kopfbahnhofs Weesperpoort werden ferner 10 Min. Fahrzeit gewonnen. Am wichtigsten ist aber, daß die beiden Hauptlinien nach Amersfoort und Utrecht unabhängig voneinander werden, so daß sich künftig Verspätungen nicht mehr von der einen auf die andere Linie übertragen können. Dadurch wird der Betrieb flüssiger, die Zahl der Züge kann vermehrt werden; beides ist für den Wettbewerb mit anderen Verkehrsmitteln von nicht zu unterschätzender Bedeutung.

Beitrag zur Frage der Rahmensteifigkeit des Gleisrostes.

Von Reichsbahnrat Dr. Ing. Hermann Meier, Berlin *).

Allgemeines und Ziel.

Die Größe der Rahmensteifigkeit des Gleisrostes ist abhängig von der Art der Befestigung der Schiene auf der Schwelle. Je größer die Übertragbarkeit waagerechter Biegemomente an der Schienenauflegerkonstruktion ist, desto mehr erlangt der gesamte Gleisrost die kennzeichnenden Eigenschaften eines waagrecht liegenden Vierendeelträgers, desto mehr können also die Schwellen mit zur Formänderungsarbeit herangezogen werden und der Widerstand des Gleisrostes gegen horizontale Verbiegungsbeanspruchung erfährt damit eine wesentliche Verstärkung. Es ist zweckmäßig, grundsätzlich zu unterscheiden zwischen hochgradig rahmenstifem Oberbau, bei dem eine vollkommen winkelstife Verbindung zwischen Schiene und Schwelle vorliegt und Biegemomente übertragen werden können, die viel größer sind, als der praktisch auftretende Höchstwert, bei dem ferner eine Verdrehung zwischen Schiene und Schwelle eine Zerstörung der Auflagerkonstruktion bedeuten würde, und zwischen minder rahmenstifem Oberbau, bei dem von einer gewissen Momentenbelastung an eine

kleine Verdrehung zwischen Schiene und Schwelle in der Gleisrostebene entsteht. Bei der letzteren Gruppe findet man hinsichtlich der Rahmensteifigkeit beträchtliche Wertunterschiede, die in erster Linie auf die Konstruktion der Schienenbefestigung und auf den Unterhaltungszustand zurückzuführen sind.

Es ist im Zusammenhang mit rechnermäßiger Beurteilung der Standsicherheit des Gleises vorgeschlagen worden, als Maß der Rahmensteifigkeit das Ersatzträgheitsmoment (J_{ers}) einzuführen. Man versteht darunter das Trägheitsmoment eines gedachten eisernen Trägers (Ersatzträgers), der bei gleicher Belastung die gleiche Durchbiegung wie der zu untersuchende Gleisrost erfährt.

Zur versuchsmäßigen Ermittlung von J_{ers} verfährt man wie folgt: Ein Gleisrost von beispielsweise 15 m Länge wird waagrecht auf Rollen gelagert, an den Enden abgestützt und in der Mitte mit bestimmten Kräften durchgebogen (Belastungsart: frei aufliegender Balken mit Einzellast; waagerechte Kraftebene). Die Beziehung zwischen Kraft und Durchbiegung liefert das gesuchte J_{ers} . Der Versuch wird kein konstantes J_{ers} bringen. Man wird erst aus der Beziehung zwischen Durchbiegung und J_{ers} den praktisch brauchbaren Bereich herausgreifen müssen und dann für die Stabilitätsberechnung einen konstanten Mittelwert aufstellen.

In Abb. 1 sind die Ergebnisse eines vor mehreren Jahren angestellten Versuches für Selbstspann oberbau (hochgradig

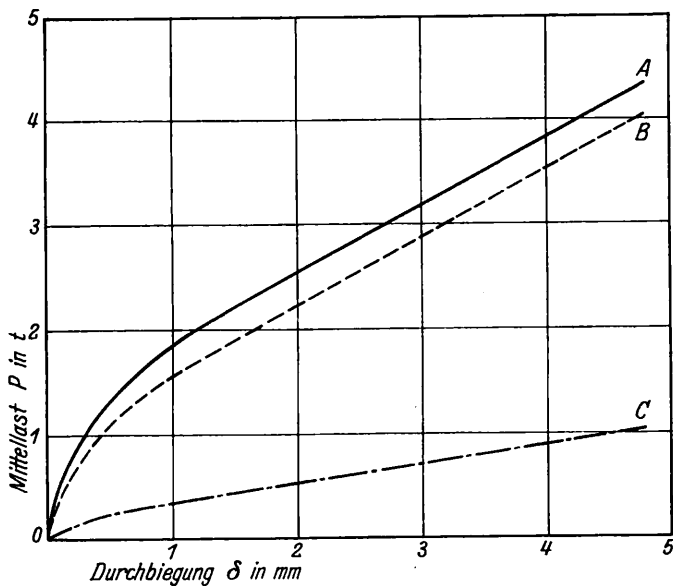
*) Der Verfasser hat die Frage während seiner Tätigkeit an dem von Reichsbahnoberrat Dr. Bäseler geleiteten Forschungsbüro des Reichsbahn-Zentralamtes München bearbeitet; im Einverständnis mit dem von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft eingesetzten Ausschuß zum Studium des Langschienenoberbaues (Vorsitzender: Direktor bei der Reichsbahn Herwig).

rahmensteife Verbindung zwischen Schienen und Unterlagsplatte) und Oberbau K aufgetragen. Die Durchbiegungen wurden nicht bis zur Zerstörung des Gleisrostes getrieben, sondern nur bis auf ein kleines, praktisch mögliches Maß. Aus den Versuchen errechneten sich mit Berücksichtigung der Auflagerreibung folgende Werte

Selbstspanoberbau auf Holzschwellen . $J_{ers} = 17000 \text{ cm}^4$
 Oberbau K auf Holzschwellen $J_{ers} = 1350 \text{ cm}^4$.
 (Beim Anliegen der Schienenfußkante an der Rippe, also Erreichung der größten Verdrehung, steigert sich beim Oberbau K das J_{ers} rasch auf einen Wert, der sich dem für den Selbstspanoberbau angegebenen nähert.)

Diese Art der Ermittlung von J_{ers} ist in größerem Umfange noch nicht ausgeführt worden. Sie ist umständlich und teuer, und die erreichbaren Ergebnisse können doch nicht restlos befriedigen.

Eine andere Möglichkeit besteht darin, auf rechnerischem Wege das J_{ers} zu bestimmen. Der rechnerische Lösungsweg erfordert jedoch bei einem hochgradig rahmensteifen



$$P \cdot \delta = w \cdot \frac{4}{3} \cdot l \cdot \delta = \frac{1}{8 \cdot E \cdot J} \left[\frac{P^2 \cdot l^3}{6} - \frac{P \cdot w \cdot l^2}{24} + \frac{38 \cdot w^2}{120} \cdot l^5 \right] \dots 1)$$

$$\delta = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J} \dots \dots \dots 2)$$

- 1) mit Berücksichtigung der Reibung
- 2) ohne Berücksichtigung der Reibung

- A = Selbstspanoberbau auf Holzschwellen. Versuch I
- B = Selbstspanoberbau auf Holzschwellen. Versuch II
- C = Oberbau K auf Holzschwellen

Abb. 1. Diagramm zur Bestimmung des Ersatzträgheitsmomentes. (Durchbiegung eines 15 m-Gleisrostes.)

Gleisrost bereits weitgehende Annahmen. Der Vierendeckträger wird durch Anordnung gedachter Gelenke statisch bestimmt gemacht. Ergebnis

für Holzschwellenoberbau $J_{ers} = 150000 \text{ cm}^4$
 (keinerlei Verdrehung angenommen, daher nur theoretischer Wert: vergleiche Selbstspanoberbau auf Holzschwellen)

für Eisenschwellenoberbau $J_{ers} = 200000 \text{ cm}^4$.
 (Der Unterschied ist nur auf die verschiedenen Werte für Elastizitätszahl und Trägheitsmoment der Schwellen zurückzuführen.)

Die rechnerische Ermittlung von J_{ers} bei einem minder rahmensteifen Oberbau erfordert zunächst die Bestimmung der Übertragbarkeit der waagerechten Biegemomente am Schienenaufleger. Die auf dem Versuchsweg zu ermittelnden kritischen Verdrehungsmomente zwischen Schiene und Schwelle werden dann in die Rechnung eingeführt. Um zu einem

Ergebnis zu gelangen, sind jedoch hier noch viel weitergehende vereinfachende Annahmen einzusetzen als beim hochgradig rahmensteifen Oberbau. Derartige Berechnungen sind noch nicht angestellt worden. Es wird auch in dieser Arbeit auf die Durchführung solcher Berechnungen, die einen sehr starken Schätzungszuschlag erfordern, verzichtet.

Bisher wurde, wie schon gesagt, das Ersatzträgheitsmoment als Maß der Rahmensteifigkeit nur im Zusammenhang mit der Frage der Gleisverwerfung benutzt, und zwar in einem Näherungsverfahren derart, daß mit Hilfe eines mittleren, gleichbleibend angenommenen Wertes für J_{ers} die Verbiegungsarbeit des Gleisrostes bei fortgesetzter Störung der Gleislage festgestellt wurde, die dann in Verbindung mit den übrigen Arbeitsanteilen, die sich aus Querverschiebungswiderstand, Längsverschiebungswiderstand und Entspannung der Schienendruckkraft herleiten, die Prüfung der Gleisstabilität nach der Energiemethode ermöglichte*). Für diesen Zweck ist die Einführung des Ersatzträgheitsmomentes notwendig und genügt auch.

Für andere höchst zeitgemäße und wichtige Betrachtungen jedoch, die sich nicht mit der Gleisverwerfung als dem äußersten Fall einer betriebsgefährdenden Zerstörung der Gleislage, sondern „nur“ mit dem Auftreten der üblichen Gleisverdrückungen beschäftigen und sich also dem Entstehen, der Vergrößerung und Ausweitung kleiner Unregelmäßigkeiten, sogenannter Verbeulungen, in der Gleislage widmen, hat es wenig Sinn, eigens ein Ersatzträgheitsmoment zu bestimmen. Rechnungen werden für diese Betrachtungen nicht angestellt, schon deshalb nicht, weil es unmöglich ist, die die Verbeulung erzeugenden Kräfte klar in Ansatz zu bringen. Man ist auf das physikalische Gefühl angewiesen. Um das Beurteilungsvermögen für diese Fragen zu heben, ist der einfachste und geeignetste Weg der, für die verschiedenen minder rahmensteifen Oberbauarten den Verdrehungswiderstand, das ist die Übertragbarkeit waagerechter Biegemomente zwischen Schiene und Schwelle genau festzustellen. Die vorliegende Arbeit setzt sich deshalb zur Aufgabe, diese Verdrehungswiderstände auf dem Versuchsweg zu ermitteln. Die Ergebnisse dürften ausreichen, um dem Gefühl hinsichtlich der Rahmensteifigkeit verschiedener Oberbauarten eine festere Grundlage zu verschaffen.

Versuchsordnung.

Für die Beurteilung des Verdrehungswiderstandes zwischen Schiene und Schwelle sind wichtig:

1. Der Verdrehungswiderstand zwischen Schiene und Unterlegplatte. Hier wurden untersucht der Oberbau K, der Oberbau Rüping und ein neuer Federoberbau. Der einfache Keiloberbau (Saarbahnen) und der Spannkeiloberbau (Abb. 6) gehören zu den hochgradig rahmensteifen Verbindungen, bei denen ein Verdrehungsversuch zwecklos ist.

2. Der Verdrehungswiderstand zwischen Unterlegplatte und Schwelle. Dieser kommt selbstverständlich nur bei Verwendung von Holzschwellen in Frage. Zur Untersuchung wurden herangezogen Kiefern-, Eichen- und Buchenschwellen, und zwar neue Schwellen und alte ausgebaute Schwellen, die mehrere Jahre im Betrieb lagen.

Die Versuchsanlage ist in Abb. 2 dargestellt. Die Schwelle ist zwischen den Flanschen eines großen Peinerträgers eingespannt. Ein rund 2,5 m langes Schienenstück ist in der Mitte vorschriftsmäßig befestigt. Auf einer Seite, in 1 m Abstand vom Auflagerpunkt greift die das Verdrehungsmoment erzeugende Kraft an. Die Kraft bleibt auch bei der Verdrehung gleich groß. Sie wird mit einem Dynamometer gemessen.

*) Zeitschr. Ver. Deutsch. Ing. (VDI.) 1934, S. 1153.

Die beiden Verdrehungswiderstände wurden getrennt ermittelt. Bei dem ersten konnte man den Beginn und die Dauer der Verdrehungsbewegung mit freiem Auge feststellen. Die Verdrehung zwischen Unterlegplatte und Holzschwelle hingegen benötigt zur genauen Ermittlung ein Feinmeßgerät (Meßuhr). Die Schiene wurde für diese Versuche mit der Unterlegplatte verschweißt. Die Meßuhr wurde so angebracht, daß nur die tatsächliche Winkeländerung zwischen Unterlegplatte und Holzschwelle gemessen wurde, so daß Fehler, herrührend von einer Schwellenverbiegung, ausgeschaltet waren. Da bei Einwirkung einer bestimmten gleichmäßigen Momentenbelastung die Verdrehungsbewegung der Unterlegplatte auf der Holzschwelle erst nach sehr langer Zeit zur Ruhe kommt, wurde für alle Versuche folgendes Meßverfahren festgelegt: Die Belastung wird erst dann um weitere 100 kg gesteigert, wenn die Meßuhr während der Belastung in 5 Min. keine größere Bewegung als 0,2 mm anzeigt. Die

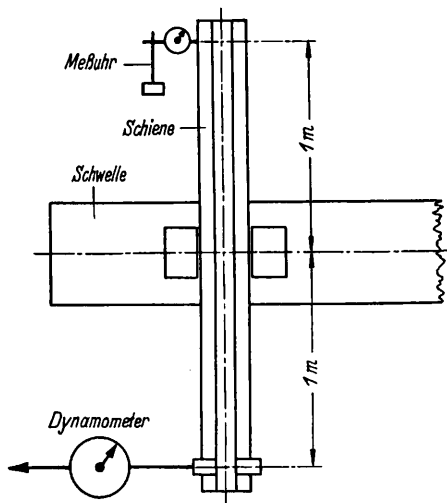


Abb. 2. Aufbau der Versuchsanordnung für Verdrehversuche.

durch eine Vermittlungslinie vereinfachen (Abb. 3). Die Verdrehungen wurden entweder bis zur Zerstörung der Holzschwelle durchgeführt oder bis zur Erreichung der Belastungshöchstgrenze der Versuchsanlage. Zur Feststellung

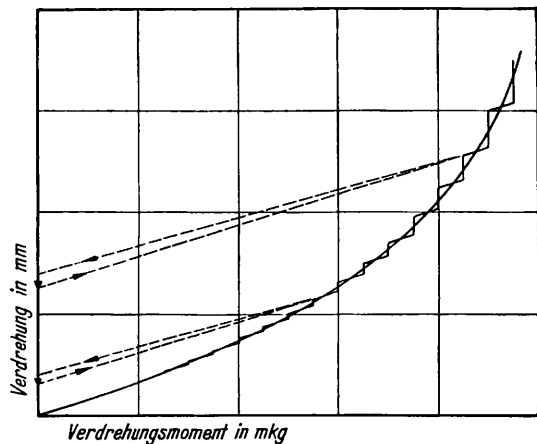


Abb. 3. Interpolation der Meßergebnisse und Hysterese.

der nachbleibenden Wirkung wurde in gewissen Abständen die Belastung für kurze Zeit gänzlich weggenommen.

Es hat sich als notwendig erwiesen, den Versuch nicht nur statisch, mit ruhender Belastung durchzuführen, sondern auch eine Versuchsreihe aufzustellen, bei der eine dynamische Einwirkung vorhanden ist. Diese hat man dadurch erreicht, daß am freien Ende der Schiene ein Elektromotor befestigt wurde, der durch ein außermittiges Gewicht bei der Drehung Schwingungen erzeugt und dadurch die Schienenbefestigung einer starken Rüttelbeanspruchung unterwirft. Für die Messung der Verdrehung zwischen Unterlegplatte und Holzschwelle mußte die Rüttelwirkung von Zeit zu Zeit unterbrochen werden.

Die dynamischen Ergebnisse sind für die Beurteilung insofern besonders wichtig, als sie der Wirklichkeit näher kommen. Es ist sehr schwer, auf dem Versuchswege den verwickelten Verdrehungsvorgang bei Einwirkung der Fahrzeuge nachzuahmen. Die Schienenbefestigung wird einer starken Stoß- und Rüttelbeanspruchung unterworfen und der Aufpreßdruck der Schiene auf die Schwelle wird durch die Achslast der Fahrzeuge vorübergehend sowohl um ein Vielfaches gesteigert als auch stark entlastet. Bei der vorhandenen einfachen Versuchsanlage war die Einführung der großen Achslast nicht möglich. Da sie überall fehlt, ist die gegenseitige Vergleichsmöglichkeit für die verschiedenen Oberbauformen nicht wesentlich gestört. Die Ergebnisse erlauben jedenfalls, die für die Rahmensteifigkeit notwendigen Rückschlüsse zu ziehen.

Versuchsergebnisse.

I. Verdrehungswiderstand zwischen Schiene und Unterlegplatte.

Es wurden der Oberbau K und der Rüping-Oberbau, als die beiden neuzeitlichen Vertreter eines minder rahmensteifen Oberbaues zur Untersuchung ausgewählt. Alte Formen kommen nicht mehr in Betracht. Ferner wurde noch ein Keilfederoberbau untersucht. Es ist dies eine Neuform, die noch nicht verlegt wurde und deren praktische Bewährung daher noch aussteht (Abb. 4).

Die Versuche wurden hier, wie schon angegeben, sowohl statisch als auch mit dynamischer Einwirkung durchgeführt. Aufgezeichnet wurden die Belastungen (Verdrehungsmomente) bei Beginn einer deutlich sichtbaren Bewegung (1), dann beim Anliegen an den Rippen der Unterlegplatte (2). Vor Versuchsbeginn wurde die Schiene möglichst genau eingemittet und so eingebaut, daß die Schienenfußkanten gleichlaufend zu den Rippen lagen und der Abstand auf beiden Seiten gleich war. Die nachfolgenden Ergebnisse stellen Mittelwerte aus mehreren Versuchen dar. Bei allen Versuchen war die Verbindung zwischen Schiene und Unterlegplatte vorschriftsmäßig hergestellt.

A. Oberbau K.

1. Statische Untersuchung:

Pappelholzplättchen alt	Pappelholzplättchen neu
1. . . . 185 mkg	254 mkg
2. . . . 300 mkg	405 mkg

Die Unterschiede sind bemerkenswert groß. Sie finden ihre Erklärung darin, daß bei den alten Pappelholzplättchen die Oberfläche glatt poliert war, während bei den neuen Pappelholzplättchen die rauhe Oberfläche einen größeren Reibungsbeiwert besitzt.

2. Dynamische Untersuchung:

Pappelholzplättchen alt	Pappelholzplättchen neu
1. . . . 25 mkg	35 mkg
2. . . . 195 mkg	148 mkg

Hier zeigen sich die umgekehrten Verhältnisse. Die Ursache ist in dem verschieden elastischen Verhalten der beiden Pappelholzplättchen zu suchen. Der größere Federungsweg des neuen Pappelholzplättchens wirkt sich bei dem dynamischen Versuch ungünstig aus.

B. Rüping-Oberbau.

1. Statische Untersuchung:

1. rund	190 mkg
2.	360 mkg

2. Dynamische Untersuchung.

1. rund	60 mkg
2.	85 mkg

Während sich bei statischer Untersuchung ungefähr die gleichen Verdrehungswiderstände wie beim Oberbau K zeigen,

liefert der dynamische Versuch wesentlich ungünstiger Verhältnisse, die mit dem großen Federweg der Blattfederbefestigung zu erklären sind.

C. Keilfederoberbau.

1. Statische Untersuchung.

Erster Versuch	Zweiter Versuch
1. 205 mkg	1. 120 mkg
2. 360 mkg	2. 280 mkg

Beim ersten Versuch war die Keilfeder gut angespannt. Nach der Verdrehung wurde die Schiene wieder in die Ausgangslage zurückgebracht. Ohne die Keilfeder neu anzuspannen, d. h. nachzuschlagen, wurde der zweite Versuch vorgenommen. Die geringere Anspannung der Feder drückt sich in den kleineren Verdrehungsmomenten aus. Der zweite Versuch hat nur theoretischen Wert.

2. Dynamische Untersuchung:

1.	180 mkg
2.	370 mkg

Die Versuche über den Verdrehungswiderstand zwischen Schiene und Unterlegplatte haben als wesentliches Ergebnis gezeigt, daß die sogenannte elastische Schienenauflagerung mit großem Federungsweg hinsichtlich der Verdrehung bei dynamischen Einflüssen ungünstig ist, was auch gefühlsmäßig sofort einleuchtet. Der Ausdruck „elastische Schienenauflagerung“ allein, wie er häufig gebraucht wird, gibt zu Zweifeln Anlaß. Elastisch ist jede Verbindung, die durch eine vorübergehende Belastung keine bleibende Formänderung erleidet, also auch die feste Keilverbindung, wenn sie sich nicht unter der Belastung plastisch verdrückt. Der große Federungsweg muß deshalb besonders betont werden. Eine

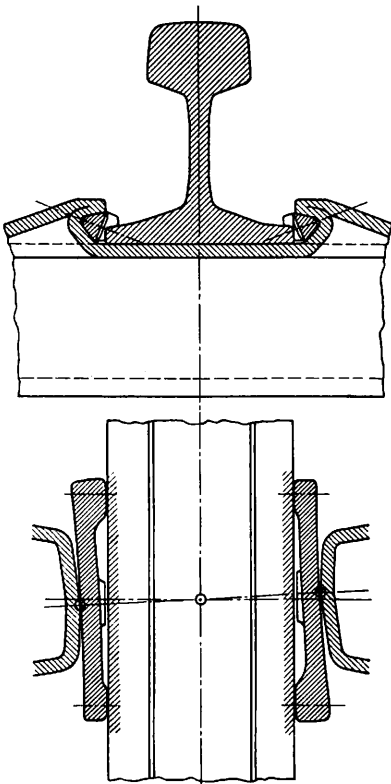


Abb. 4. Keilfederoberbau.

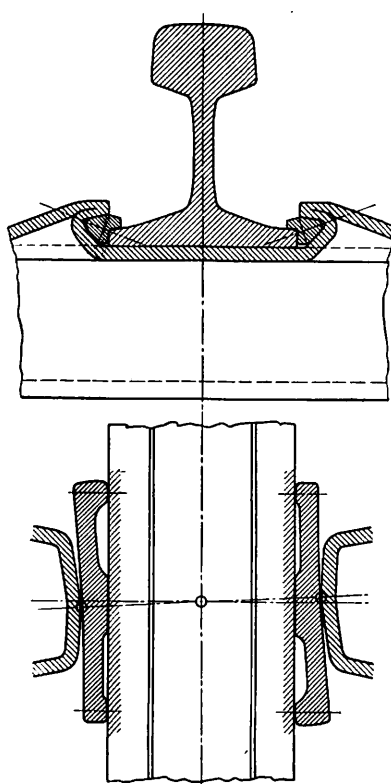


Abb. 5. Federkeiloberbau.

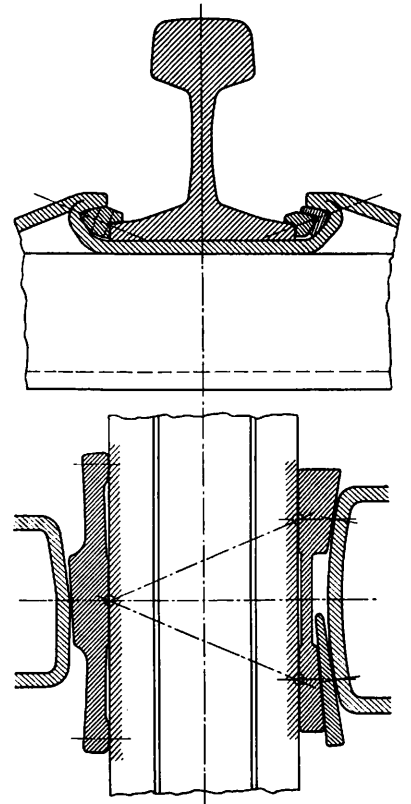


Abb. 6. Spannkeiloberbau.

2. Dynamische Untersuchung:

1.	160 mkg
2.	280 mkg

Die Werte gelten für gut angezogene Federn. Der dynamische Versuch zeigt also auch gegenüber dem ersten statischen Versuch eine Verringerung der Verdrehungsmomente. Der sehr kleine Federungsweg, den die starke Keilfeder nur ermöglicht, erklärt den höheren Verdrehungswiderstand gegenüber Oberbau K und Oberbau Rüping.

Schlägt man die Keilfeder so stark ein, daß der mittlere Ansatz aufliegt, dann erhält man eine Schienenbefestigungsart, bei der die Befestigungsmittel den Namen Federkeil verdienen (Abb. 5). Es ist ein Keil mit gefederten Enden, der auf diese Weise gegen Losrütteln eine erhöhte Sicherheit bietet. Verdrehungsversuche mit dieser Bauart, die als ein Doppelkeil mit Zweipunktsanlage zu bezeichnen wäre, haben folgende Ergebnisse gebracht:

1. Statische Untersuchung:

1.	250 mkg
2.	700 mkg

genaue theoretische Erklärung dieser Versuchsergebnisse würde auf einem System gekoppelter Schwingungen aufbauen und auf die Angabe von Phasenverschiebungen zwischen Federspannkraft und der von außen wirkenden Kraft abzielen. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, daß Dauer-Rüttelversuche an hochgradig rahmensteifen Keilverbindungen (Spannkeiloberbau, Abb. 6) keine Lockerung der Keile zeigten.

II. Verdrehungswiderstand zwischen Unterlegplatte und Holzschwelle.

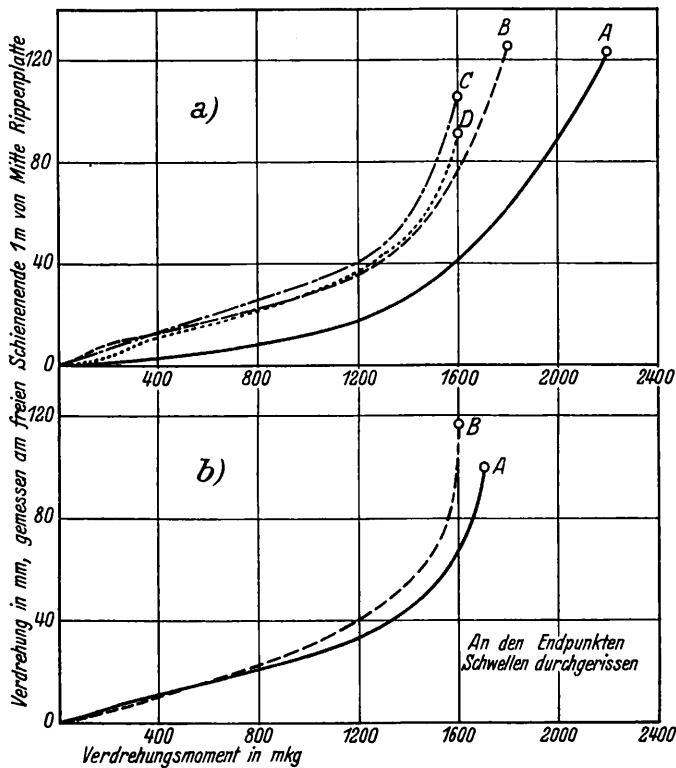
Auf welche Weise diese Versuche durchgeführt wurden, ist im vorigen Abschnitt beschrieben. In den Abb. 7 bis 10 sind die Ergebnisse aufgetragen. Es war leider nicht möglich, umfangreiche Versuchswiederholungen vorzunehmen, jedoch wurden die für die Versuche verwendeten Schwellen so ausgewählt, daß sie den Eigenschaftsgrad eines guten Mittelwertes beanspruchen können. Es ist immerhin möglich, daß in der Praxis gelegentlich erhebliche Abweichungen von den hier veröffentlichten Ergebnissen vorkommen.

Untersucht wurden weiche und harte Holzschwellen,

neue Schwellen und auch alte, die jahrelang im Betrieb gelegen hatten und auf der Strecke sorgfältig ausgebaut wurden. Auch Unterlegplatten mit herausgepreßten Kugelflächen auf der Unterseite, die in ausgefräste Aussparungen der Schwellen eingreifen, um den Verdrehungswiderstand zu erhöhen, wurden geprüft. Zu den Ergebnissen ist folgendes zu sagen:

Bei den neuen Schwellen war, wie zu erwarten, der Verdrehungswiderstand der aufgeschraubten Unterlegplatten auf den harten Holzschwellen wesentlich größer als auf den weichen Schwellen. Der Unterschied zwischen statischer und dynamischer Untersuchung ist bemerkenswert, aber nicht so groß wie bei den Versuchen zwischen Schiene und Unterlegplatte.

Die alten Schwellen zeigen eine Herabsetzung des Widerstandes gegenüber den neuen Schwellen, der besonders



a) I. Versuch, statisch

- A = neue Schwelle, I. Klasse 1935
- B = alte Schwelle aus Betriebsgleis, Einbaujahr 1927
- C = neue Kalottenschwelle I. Klasse 1935, frisch vom Werk
- D = neue Kalottenschwelle I. Klasse 1935 nach 14tägiger Lagerung

b) II. Versuch, dynamisch

- A = neue Schwelle I. Klasse 1935
- B = alte Schwelle aus Betriebsgleis, Einbaujahr 1927

Abb. 7 a und b. Beziehung zwischen Verdrehungsmoment und Verdrehung der Rippenplatte auf Föhrenschwellen (Kiefernswellen).

im Anfang stark ist, also auf eine kleine, im Laufe der Jahre eingetretene Ausweitung der Schraubenlöcher zurückzuführen ist. Die Unterschiede zwischen weichen und harten Holzschwellen sind mit dem Alter des Holzes stark verringert.

Die dynamische Untersuchung zeigt besonders, daß die Kennlinien zwischen neuem und altem Werkstoff in den Schaubildern näher zusammenrücken, die Unterschiede sich also mildern.

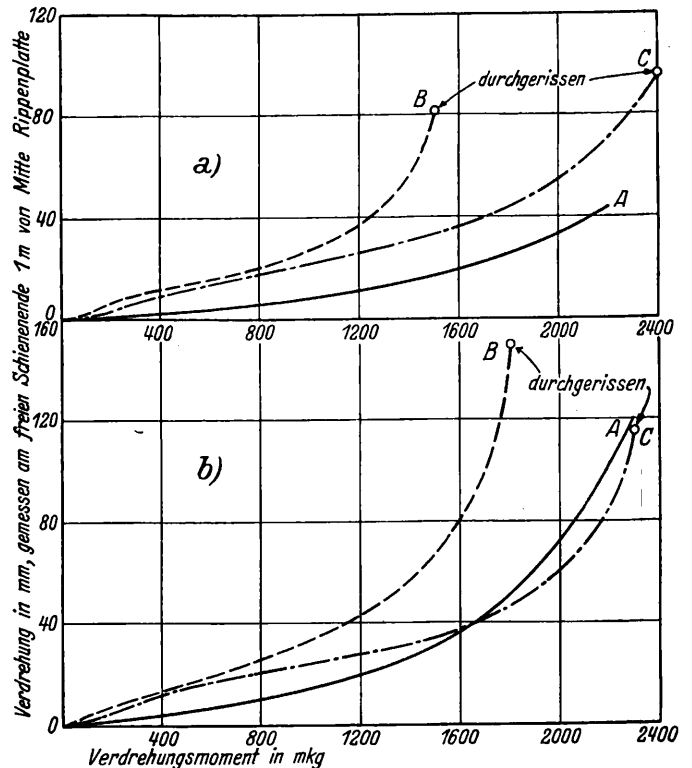
Die Unterlegplatten mit den kugeligen Ansätzen haben ein überraschend ungünstiges Ergebnis gebracht, schlechter als die gewöhnliche Befestigung. Das kann nur so erklärt werden, daß die Ansätze und die Unterseite der Unterleg-

platte nicht gleichartig auf die Holzschwelle aufgepreßt waren. Entweder ist die Aufpressung der Unterlegplatte gut und der Ansatz hat Spielraum in der Aussparung, oder der Ansatz sitzt fest und der Unterlegplatte fehlt der genügende Aufpreßdruck. Der Unterschied zwischen feuchter und trockener Schwelle ist auch noch zu beachten.

Zusammenfassung und Wertung.

Aus den Versuchsergebnissen läßt sich mit hinreichender Klarheit folgende wichtige Tatsache entnehmen:

Der Verdrehungswiderstand der Schiene auf der Unterlegplatte beim Oberbau K und besonders beim Rüping-Oberbau ist wesentlich geringer als der Verdrehungswiderstand der Unterlegplatte auf der Holzschwelle, selbst einer alten Kiefernschwelle. Es ist dabei vorausgesetzt, daß die Unterlegplatte



a) I. Versuch, statisch

- A = neue Schwelle I. Klasse 1935
- B = alte Schwelle aus Betriebsgleis, Einbaujahr 1928
- C = neue Kalottenschwelle I. Klasse 1935

b) II. Versuch, dynamisch

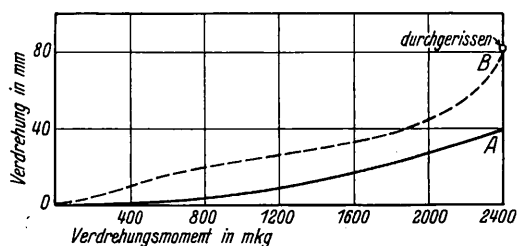
- A = neue Schwelle I. Klasse 1935
- B = alte Schwelle aus Betriebsgleis, Einbaujahr 1928
- C = neue Kalottenschwelle I. Klasse 1935

Abb. 8 a und b. Buchenschwellen.

die übliche Befestigungsart mittels vier Schwellenschrauben besitzt.

Diese Tatsache läßt nun den Schluß zu, daß die anfangs genannten Verbeulungen der Gleislage, das sind die im Laufe der Zeit eintretenden Abweichungen und Verdrückungen des Gleises gegenüber der abgesteckten Achse, ausschließlich auf Verdrehungen der Schiene gegenüber der Unterlegplatte zurückzuführen sind. Diese kleinen seitlichen Verbeulungen des Gleises sind erfahrungsgemäß unvermeidlich bei den bis jetzt verwendeten minder rahmensteifen Oberbauarten und zeigen sich hauptsächlich in Gleisbogen, wo sie durch die Seitenstöße der Fahrzeuge entstehen oder auch durch Bewegungen im Unterbau, wenn gleichzeitig große Druckkräfte im Gleisgestänge vorhanden sind. Der Verdrehungswiderstand zwischen Schiene und Schwelle wird bei einem Stoß oder bei einer Er-

schütterung vorübergehend für kurze Zeit überwunden. Die Schiene wird nach dem Wegfall der Störungsursache in der neuen Lage festgehalten. Diese bleibenden kleinen Verbeulungen beunruhigen den Fahrtlauf und bedeuten, nebenbei bemerkt, eine unerwünschte zusätzliche Biegebeanspruchung der Schiene (Einzwängspannungen). Man muß nun folgende Zusammenhänge besonders im Auge behalten. Die seitlich auf das Gleis wirkenden Kräfte der Fahrzeuge haben ihre Ursache vornehmlich in der Gleislage selbst. Ein schlecht unterhaltenes Gleis mit zahlreichen kleinen Verbeulungen wird viel stärkere Seitenkräfte auslösen als ein gut unterhaltenes Gleis. Man kann sagen, daß die Verbeulungen des Gleises und die Seitenkräfte der Fahrzeuge sich gegenseitig vergrößernd beeinflussen, und zwar in stark ansteigendem Maße. (Ähnlich liegen die Verhältnisse, wenn man Bewegungen im Unterbau und gleichzeitig wirkende Druckkräfte im Gleis als Störungsursache annimmt.) Die Beseitigung dieser kleinen Verbeulungen ist daher in gewissen Zeitabschnitten, solange sie sich noch im Anfangszustand befinden, immer wieder nötig und verursacht erheblichen Kostenaufwand. Die Beseitigung ist nicht nur nötig zur Annehmlichkeit der Fahrt, sondern auch,



Versuch statisch
A = neue Schwelle I. Klasse 1935
B = neue Kalottenschwelle I. Klasse 1935

Abb. 9. Eichenschwellen.

wie die rechnerischen Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit des Gleises*) zeigen, weil derartige kleine Verbeulungen, wenn sie eine bestimmte Größe erreichen, den Ausgangspunkt für eine Gleisverwerfung bilden können. Es wird hier besonders an die sogenannten „Gleisverwerfungen unter dem fahrenden Zug“ erinnert, die häufigste und gefährlichste Verwerfungsart, bei der die Seitenkräfte der Fahrzeuge die nach Entspannung drängenden Schienendruckkräfte in der Verwerfungsarbeit wesentlich unterstützen.

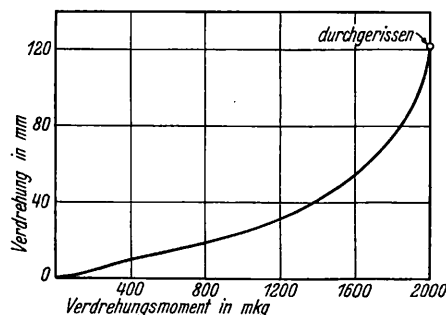
Die Entstehung der kleinen seitlichen Verbeulungen des Gleises von vornherein zu verhindern, wäre ein erstrebenswertes Ziel. Mit den vorhandenen minder rahmensteifen Oberbauarten läßt sich dies, wie die Erfahrung beweist, nicht erreichen. Der Keilfederoberbau verspricht keine wesentliche Besserung.

Um das Ziel zu erreichen, könnte man zunächst daran denken, unter Beibehaltung der gegenwärtig üblichen Befestigungsteile (Klemmplättchen, Blattfeder) eine Steigerung des Auflagerdruckes der Schiene auf der Unterlegplatte herbeizuführen. Dies würde zwar den statischen Verdrehungswiderstand der Schiene vergrößern, jedoch bedürfte es wohl einer außerordentlichen, tatsächlich kaum erreichbaren Auflagerdrucksteigerung, um dynamische Wirkungen erfolgreich zu bekämpfen. Es ist nicht anzunehmen, daß sich die durch stoßartige Einwirkungen verursachten, kleinen Verbeulungen auf diese Weise merklich einschränken lassen.

Bei Verwendung eines hochgradig rahmensteifen Oberbaues auf Eisenschwellen (z. B. des Keiloberbaues) ist das Auftreten der kleinen Verbeulungen als Folge des

Betriebes unmöglich. Die beim Einbau bereits entstandenen Verbeulungen werden durch den Betrieb nicht mehr vergrößert, sie sind nur hinsichtlich der Gesamtspannungen der Schiene von Nachteil (Einzwängspannungen). Ihre Erzeugung kann jedoch bei sachgemäßem Einbau und geeigneter Bauart (Spankeiloberbau) verhindert werden.

Bei einem auf Holzschwellen verlegten, hochgradig rahmensteifen Oberbau, wo also nur Schiene und Unterlegplatte unverdrehbar verbunden sind, ist auf Grund der Versuchsergebnisse anzunehmen, daß die kleinen Verbeulungen als Betriebsfolge auch nicht auftreten können. Da die Seitenkräfte der Fahrzeuge mit den Verbeulungen des Gleises in ihrer Größe wachsen, kann die Verdrehungsbeanspruchung der Unterlegplatte bei einem hochgradig rahmensteifen Oberbau nie die Werte erreichen wie bei einem minder rahmensteifen Oberbau (z. B. Oberbau K oder Rüping). Der hochgradig rahmensteife Oberbau vermag von Anfang an bei seinem sauberen Verlegungszustand der noch geringen Neigung zur Verbeulung einen entsprechend großen Widerstand in der Unterlegplattenbefestigung entgegenzusetzen und wird deshalb in der sauberen Lage verharren, während der minder



Versuch statisch
Alte Schwelle aus Betriebsgleis, Einbaujahr 1928

Abb. 10. Lärchenschwellen.

rahmensteife Oberbau zunächst zwischen Schiene und Unterlegplatte nachgibt und wenn er nicht dauernd unterhalten wird, d. h. die Anfangsverbeulungen nicht ständig ausgemerzt werden, einer dann viel stärkeren Beanspruchung der Unterlegplattenbefestigung unterliegt. Die Verdrehungen werden immer größer und Gleisverwerfungen können unter Umständen sogar die Folge sein. Es ist wichtig, diesen Unterschied in der Verdrehungsbeanspruchung der Unterlegplatte beim hochgradig und minder rahmensteifen Oberbau festzuhalten.

Es ist ferner noch angebracht, kurz auf die Grenzen der Verdrehung zwischen Schiene und Unterlegplatte hinzuweisen. Die Verhältnisse sind bei Oberbau K und Rüping dieselben. Die Grenze ist abhängig von den Maßabweichungen der Schienenfußbreite und des Rippenabstandes. Es kann im ungünstigsten Falle eine Verdrehung bis zur Neigung 1:40 auftreten. Ist das Spiel zwischen Schienenfuß und Rippenplatte aufgebraucht, so ist im ungünstigsten Falle die Gleisverbeulung schon so groß, daß sie als betriebsgefährlich angesehen werden muß und bereits als eine Gleisverwerfung bezeichnet werden kann. Für eine Biegelinie in Sinusform und eine Grundlinie von 10 m wird der Pfeil 8 cm. Bei Weiterführung der Gleislagestörung setzt nun der höhere Verdrehungswiderstand zwischen Unterlegplatte und Holzschwelle ein. Bis zu welchem Wert hier allein auf Grund der frei werdenden Schienendruckkräfte die Verdrehungsbeanspruchung wachsen kann, mag folgende Überlegung zeigen:

Die Höchstwerte der Verdrehungsbeanspruchung der Unterlegplatte treten im Zustande der Ausknickung des Gleises auf. Ihre genaue Ermittlung ist kaum möglich. Es

*) VDI 1934 (S. 1153).

genügen überschlägige Berechnungen zur Angabe der Größenordnung. An Vereinfachungen wird dabei angenommen:

1. Daß der Seitenverschiebungswiderstand des Gleises Null sei (Gleis leicht angehoben);
2. daß der Verdrehungswiderstand zwischen Schiene und Unterlegplatte bis zur Erreichung der größten Verdrehung Null sei;
3. daß die Unterlegplatte auf der Holzschwelle unverdrehbar sei (feste Einspannung wie bei Eisenschwelle);
4. daß Längsverschiebungen des Gleises bei der Ausknickung nicht stattfinden;
5. daß die Form der Biegelinie bei der Ausknickung stets einer ganz bestimmten mathematischen Beziehung folgt.

Wir nehmen an, in der Gleislage sei eine Störung von ungefähr sinusförmiger Gestalt vorhanden und am Wendepunkt der Biegelinie sei die Neigung 1:40 erreicht. Beim Auftreten einer genügend großen Druckkraft P knickt das Gleis aus.

Die oben angegebenen Rechnungsvereinfachungen liefern nun bei den wirklich auftretenden Höchstwerten der Druckkraft von 80 t/Schiene und Knicklängen von 7 bis 14 m größte Einspannmomente von rund 3000 mkg. Bei höheren Druckkräften, z. B. 180 t/Schiene, wie sie bei künstlichen Ausknickversuchen erzeugt werden, ergeben sich rechnermäßig Einspannmomente von rund 5000 mkg. In Wirklichkeit sind die Werte kleiner, namentlich bei Holzschwellen wegen der Nachgiebigkeit (Punkt 3). Diesen Ergebnissen ist ferner eine Grenze gesetzt durch den Größtwert der Biegebeanspruchung der Schiene. Es ist für die S 49-Schiene das Widerstandsmoment gegen seitliche Verbiegung $W = 51 \text{ cm}^3$ und die Fließgrenze des Schienenwerkstoffes $= 4300 \text{ km/cm}^2$. Da ergibt sich $M = \sigma \cdot W = 2200 \text{ mkg}$. Das entspricht auch ungefähr dem Höchstwert der Beanspruchung in der verwendeten Versuchsanlage. Wie die Versuche zeigen und auch die Erfahrung bei Gleisverwerfungen mehrfach bewiesen hat, genügt dieser Wert zur Zerstörung einer Schwelle.

Wie groß die Verdrehungsbeanspruchung durch die Fahrzeuge in einem schon stark verbeulten Gleis ist, kann

schwer angegeben werden. Man geht aber kaum fehl, sie in derselben Größenordnung zu schätzen.

Das eingangs aufgestellte Ziel, das Auftreten der kleinen Gleisverbeulungen von vornherein zu verhindern, wäre mit der Einführung einer winkelsteifen Verbindung zwischen Schiene und Unterlegplatte erreicht. Am günstigsten ist dabei die Verwendung eiserner Schwellen. Ein hochgradig rahmensteifer Oberbau auf Holzschwellen wird zweckmäßig in den Bogen und schon in den Übergangsbogen Hartholzschwellen erhalten. Es wird nun vielfach angewendet, daß beim hochgradig rahmensteifen Oberbau die starre Schienenauflagerung Nachteile mit sich bringt. Diese sieht man darin, daß durch den gänzlichen Fortfall eines Federungsweges in der Schienenauflagerung die bei der Aufwärtsbewegung stoßartige Einwirkung von Schiene auf Schwelle nicht mehr genügend abgefangen werde. Die Beanspruchung der Verschraubung der Unterlegplatte auf der Holzschwelle werde durch den Stoß im Vergleich zu den minder rahmensteifen Oberbauarten wesentlich größer und führe unter Umständen frühzeitig zur Zerstörung des Zusammenhalts. Diese Meinungen sind jedoch alle mehr oder weniger vom Gefühl getragen. Grobe Verschätzungen hinsichtlich der Stoßwirkungen sind nur zu leicht möglich. Der Keiloberbau auf Holzschwellen, der in Belgien und im Saargebiet seit Jahren liegt, hat derartige Mängel noch nicht gezeigt. Beim Keiloberbau auf Eisenschwellen, wo die Befürchtung der stärkeren Beanspruchung der Unterlegplattenverschraubung wegfällt, versteifen sich die Befürchtungen auf frühzeitige Keillockerung. Andere Gesichtspunkte fahrtechnischer Art, die bei Verwendung eines starren Oberbaues befürchtet werden, sind meist sehr verschwommener Herkunft. Gründliche Forschung ist hier vonnöten, um die Streitfrage endgültig zu erledigen.

Sobald sich das Unzutreffende der genannten Befürchtungen ganz erweist, kann man behaupten, daß die Einführung des rahmensteifen Oberbaues an Stelle der bisher minder rahmensteifen Bauweisen große Ersparnis an Unterhaltungskosten bringen wird. Die sonstigen Vorzüge des hochgradig rahmensteifen Oberbaues, die in der sicheren Aufnahme großer Druckkräfte und der damit möglichen Einführung langer Schienen beruhen, seien hier nochmals hervorgehoben.

Beitrag zur Berechnung des Querschwellenoberbaues.

Von Dr. Ing. Eugen Czitary, Wien.

Es werden für den Querschwellenoberbau strenge Beziehungen ermittelt, und diese mit bisher vorgeschlagenen Näherungsformeln verglichen.

Die strenge Berechnung des Querschwellenoberbaues verursacht nicht unerhebliche Schwierigkeiten. Es wurden daher bis jetzt nur Sonderfälle in bezug auf die Belastungen untersucht, bei denen die eigentlichen Schwierigkeiten vermieden erscheinen. Da aber mit diesen Sonderfällen der Anwendung zu wenig gedient ist, sind von verschiedenen Seiten Vorschläge für Näherungsberechnungen gemacht worden, die es ermöglichen sollen, auch allgemeinere Belastungsfälle in einfacher Weise zu erledigen¹⁾. Diese Vorschläge entbehren einer strengeren mathematischen Grundlage, sie sind vielmehr bloß auf Überlegungen aufgebaut und weichen demnach auch in ihren Ergebnissen mitunter sogar wesentlich voneinander ab. Im Hinblick auf die Bedeutung, die einer einwandfreien Berechnung des Querschwellenoberbaues gerade heute zukommt,

¹⁾ Vergl. die Abhandlungen von Nemesek, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1930, Heft 5; Saller, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1932, Heft 1; Janicssek, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1933, Heft 9; Saller, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1933, Heft 9; Saller, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1933, Heft 20; Nemesdy-Nemesek, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1934, Heft 11; Jaky-Janicssek, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1934, Heft 11, und Hanker, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1935, Heft 5.

wo sich bei der Eisenbahn so manches wandelt, ist der Versuch einer strengen Lösung wohl angebracht. Es soll damit klärend in die während der jüngsten Zeit nicht mehr verstummende Diskussion über die Frage der vereinfachten Berechnung des Querschwellenoberbaues eingegriffen werden¹⁾.

1. Querschwelle.

Ihre strenge Berechnung ist bereits von Zimmermann durchgeführt worden²⁾, so daß wir uns hier auf die Wiedergabe der Ergebnisse beschränken können. Es bezeichnen (Abb. 1):

P_v die von den Schienen auf die Schwelle übertragenen Belastungen,

η_v die Senkung der Schwelle am Lastangriffspunkt,

E' die Elastizitätszahl der Schwelle,

J' das Trägheitsmoment der Schwelle,

b die Schwellenbreite,

²⁾ Zimmermann, Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues, Berlin 1888.

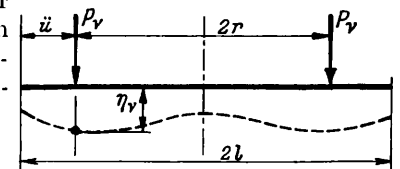


Abb. 1.

r den Abstand der Lasten P_v von der Schwellenmitte,
2l' die Schwellenlänge und
C die Bettungszahl;

dann ist

$$\eta_v = \frac{P_v}{C b L} [\eta_e] \text{ oder genähert nach Diehl } \eta_v = \frac{P_v}{2 C b \ddot{u}}$$

wobei $L = \sqrt[4]{\frac{4 E' J'}{C b}}$ und $[\eta_e]$ einen aus den Zimmermannschen Tafeln zu entnehmenden Hilfswert darstellt²⁾.

Da sowohl $\frac{[\eta_e]}{C b L} = \text{konst.} = k$ als auch $\frac{1}{2 C b \ddot{u}} = \text{konst.} = k$, gilt

$$\eta_v = k P_v \dots \dots \dots 1)$$

2. Schiene.

Sie stellt einen unendlich langen Träger auf nachgiebigen, voneinander gleich weit entfernten Stützen dar. Als Belastung nehmen wir an einer beliebigen Stelle eine Einzellast an. Zuzufolge Gültigkeit des Superpositionsgesetzes erledigen sich damit auch alle anderen durch verschiedene Lastgruppen

hervorgerufenen Belastungsfälle. In den nachfolgenden Entwicklungen bezeichnen:

Q die Belastung der Schiene,

a ihren Abstand von der rechten Stütze,

E die Elastizitätszahl der Schiene,

J das Trägheitsmoment der Schiene,

l den Abstand der Unterstüzungen,

y_v die durch die Last Q gesenkten Höhenlagen der Stützen, wobei $y_v = 1 - \eta_v$ und

M, die Stützenmomente sind.

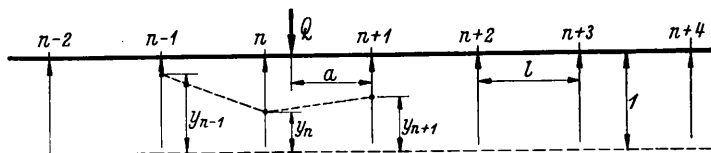


Abb. 2.

Die Dreimomentengleichungen³⁾ lauten dann mit Bezug auf Abb. 2 für die vier der Last benachbarten Stützen:

$$\begin{aligned} n-1^{\text{te}} \text{ Stütze: } & M_{n-2}l + 4M_{n-1}l + M_n l = 6EJ \left(\frac{y_{n-1} - y_{n-2}}{l} - \frac{y_n - y_{n-1}}{l} \right) \\ n^{\text{te}} \text{ ,, } & M_{n-1}l + 4M_n l + M_{n+1}l = \frac{Qa}{l} (l^2 - a^2) + 6EJ \left(\frac{y_n - y_{n-1}}{l} - \frac{y_{n+1} - y_n}{l} \right) \\ n+1^{\text{te}} \text{ ,, } & M_n l + 4M_{n+1}l + M_{n+2}l = \frac{Q(l-a)}{l} [l^2 - (l-a)^2] + 6EJ \left(\frac{y_{n+1} - y_n}{l} - \frac{y_{n+2} - y_{n+1}}{l} \right) \\ n+2^{\text{te}} \text{ ,, } & M_{n+1}l + 4M_{n+2}l + M_{n+3}l = 6EJ \left(\frac{y_{n+2} - y_{n+1}}{l} - \frac{y_{n+3} - y_{n+2}}{l} \right) \end{aligned}$$

und die Einführung der Stützendrücke gemäß Gl. 1) liefert nach einer Vereinfachung:

$$\begin{aligned} & M_{n-2} + 4M_{n-1} + M_n = \\ & = -\frac{6EJ}{l^2} k (2P_{n-1} - P_{n-2} - P_n) \\ & M_{n-1} + 4M_n + M_{n+1} = \\ & = \frac{Qa}{l^2} (l^2 - a^2) - \frac{6EJ}{l^2} k (2P_n - P_{n-1} - P_{n+1}) \\ & M_n + 4M_{n+1} + M_{n+2} = \\ & = \frac{Q(l-a)}{l^2} (2la - a^2) - \frac{6EJ}{l^2} k (2P_{n+1} - P_n - P_{n+2}) \\ & M_{n+1} + 4M_{n+2} + M_{n+3} = \\ & = -\frac{6EJ}{l^2} k (2P_{n+2} - P_{n+1} - P_{n+3}). \end{aligned}$$

Der Zusammenhang zwischen Stützendruck und den Stützenmomenten ist durch die Beziehungen gegeben³⁾:

$$\begin{aligned} P_{n-1} &= \frac{2M_{n-1}}{l} - \frac{M_{n-2}}{l} - \frac{M_n}{l} \\ P_n &= \frac{Qa}{l} + \frac{2M_n}{l} - \frac{M_{n-1}}{l} - \frac{M_{n+1}}{l} \\ P_{n+1} &= \frac{Q(l-a)}{l} + \frac{2M_{n+1}}{l} - \frac{M_n}{l} - \frac{M_{n+2}}{l} \\ P_{n+2} &= \frac{2M_{n+2}}{l} - \frac{M_{n+1}}{l} - \frac{M_{n+3}}{l} \end{aligned}$$

Die Einsetzung dieser Ausdrücke in die Momentengleichungen ergibt:

$$\left. \begin{aligned} M_{n-2} + 4M_{n-1} + M_n &= -\frac{6EJ}{l^3} k (-Qa + M_{n-3} - 4M_{n-2} + 6M_{n-1} - 4M_n + M_{n+1}) \\ M_{n-1} + 4M_n + M_{n+1} &= \frac{Qa}{l^2} (l^2 - a^2) - \frac{6EJ}{l^3} k (-Q[l-3a] + M_{n-2} - 4M_{n-1} + 6M_n - 4M_{n+1} + M_{n+2}) \\ M_n + 4M_{n+1} + M_{n+2} &= \frac{Q(l-a)}{l^2} (2la - a^2) - \frac{6EJ}{l^3} k (Q[2l-3a] + M_{n-1} - 4M_n + 6M_{n+1} - 4M_{n+2} + M_{n+3}) \\ M_{n+1} + 4M_{n+2} + M_{n+3} &= -\frac{6EJ}{l^3} k (-Q[l-a] + M_n - 4M_{n+1} + 6M_{n+2} - 4M_{n+3} + M_{n+4}) \end{aligned} \right\} \dots 2).$$

Hinsichtlich der weiteren Rechnung soll zwischen Stellung der Last Q in Feldmitte und über einer Stütze unterschieden werden. Für den ersten Fall ist $a = \frac{l}{2}$ und für den zweiten $a = l$, wenn die Last über der n^{ten} Stütze steht. Zunächst möge der erste Sonderfall weiter untersucht werden.

³⁾ Vergl. beispielsweise Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1921: Gehler, Statik der Baukonstruktionen, Seite 353. Die Stützenmomente sind dabei negativ vorausgesetzt.

a) Last steht in Feldmitte.
Bezeichnet man $\frac{6EJ}{l^3} k = c$ und setzt man zur Abkürzung weiter

$$\frac{4c-1}{c} = a, \quad \frac{6c+4}{c} = b \quad \text{und} \quad \frac{c-3}{c} = d,$$

so nimmt das Gleichungssystem 2) folgende, für die weitere Behandlung sich besser eignende Form an:

Zerlegt man jetzt in Unterdeterminanten nach Gliedern der ersten Spalte, so lautet die ν^{te} :

$$W_{\nu, 2n-1} = \begin{vmatrix} 1 & x_1 & x_1^2 & \dots & x_1^{2n-2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & x_{\nu-1} & x_{\nu-1}^2 & \dots & x_{\nu-1}^{2n-2} \\ 1 & x_{\nu+1} & x_{\nu+1}^2 & \dots & x_{\nu+1}^{2n-2} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & x_{2n} & x_{2n}^2 & \dots & x_{2n}^{2n-2} \end{vmatrix}$$

$$W_{\nu, 2n-1} = \frac{W_{2n}}{(x_{\nu}-x_1)(x_{\nu}-x_2)\dots(x_{\nu}-x_{\nu-1})(x_{\nu+1}-x_{\nu})\dots(x_{2n}-x_{\nu})} \dots \dots \dots 8).$$

Mithin ergibt sich für das Moment an der n^{ten} Stütze

$$M_n = \frac{Z_n V_{2n}}{Z_{2n} V_{2n}} = \frac{-\frac{I f_{\nu}}{I I x_{\nu}^n} \left[(-1)^{1+1} \frac{\varphi_1}{f_1} x_1^{2n-1} W_{1, 2n-1} + \dots + (-1)^{1+2n} \frac{\varphi_{2n}}{f_{2n}} x_{2n}^{2n-1} W_{2n, 2n-1} \right]}{I I f_{\nu} W_{2n}} \frac{Q_1}{2}$$

und mit Berücksichtigung der Gl. 8)

$$M_n = -\frac{1}{I I x_{\nu}^n} \left[\frac{\varphi_1}{f_1} \frac{x_1^{2n-1}}{(\dots)} - \frac{\varphi_2}{f_2} \frac{x_2^{2n-1}}{(\dots)} + \dots - \frac{\varphi_{2n}}{f_{2n}} \frac{x_{2n}^{2n-1}}{(\dots)} \right] \frac{Q_1}{2}$$

Berücksichtigt man weiter, daß die Ausrechnung der Nenner für die Glieder in der eckigen Klammer beim ν^{ten} Glied gemäß Gl. 8)

$$\begin{aligned} (\dots) &= (x_{\nu}-x_1)(x_{\nu}-x_2)\dots(x_{\nu}-x_{\nu-1})(x_{\nu+1}-x_{\nu})\dots(x_{2n}-x_{\nu}) \\ &= (-1)^{\nu} 2n x_{\nu}^{2n-1}; \nu = 1, 2, \dots, 2n \text{ liefert, so folgt nach Vereinfachung} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{Q_1}{2} \sum_{\nu=1}^{2n} \frac{\varphi_{\nu}}{f_{\nu}} \dots \dots \dots 9)$$

$\gamma)$ Auswertung des für das Stützmoment gewonnenen Ausdrucks.

Die einzelnen Summenglieder haben die Form

$$\frac{\varphi_{\nu}}{f_{\nu}} = \frac{x_{\nu}^2 - d x_{\nu} - d + x_{\nu}^{-1}}{x_{\nu}^2 - a x_{\nu} + b - a x_{\nu}^{-1} + x_{\nu}^{-2}}$$

wobei bekanntlich

$$x_{\nu} = e^{\frac{2k\pi i}{2n}}; k = 0, 1, 2, \dots, 2n-1 \text{ und } \nu = k+1.$$

Im vorliegenden Falle entsteht für $\lim n = \infty$ bei gleichzeitigem Übergang von ν auf k

$$\sum_1^{2n} \frac{\varphi_{\nu}}{f_{\nu}} = \int_0^{2n-1} \frac{x_k^3 - d x_k^2 - d x_k + 1}{x_k^4 - a x_k^3 + b x_k^2 - a x_k + 1} x_k dk.$$

Da

$$x_k dk = e^{\frac{2k\pi i}{2n}} dk = \frac{2n}{2\pi i} de^{\frac{2k\pi i}{2n}} = \frac{2n}{2\pi i} dx,$$

folgt weiter

$$\sum_1^{2n} \frac{\varphi_{\nu}}{f_{\nu}} = \frac{2n}{2\pi i} \int_{x_k=0}^{x_k=2n-1} \frac{x^3 - d x^2 - d x + 1}{x^4 - a x^3 + b x^2 - a x + 1} dx.$$

Dies in Gl. 9) eingeführt liefert, wenn noch berücksichtigt wird, daß $x_{\nu}^n = \pm 1$ und demnach $I I x_{\nu}^n = \pm 1$,

$$M_n = \frac{Q_1}{2} \int_{K_r=1} \frac{x^3 - d x^2 - d x + 1}{x^4 - a x^3 + b x^2 - a x + 1} dx = \frac{Q_1}{2\pi i} \int_{K_r=1} \frac{\varphi(x)}{f(x)} dx.$$

Das Integral erstreckt sich über den Rand eines im Komplexen liegenden Kreises mit dem Radius $r=1$. Für ein derartiges Integral gilt allgemein

Die allgemeine Lösung dieser Determinante ist durch

$$W_{\nu, 2n-1} = (x_2-x_1)(x_3-x_1)\dots(x_{\nu-1}-x_1)(x_{\nu+1}-x_1)\dots(x_{2n}-x_1) \dots \dots \dots (x_{2n}-x_{2n-1})$$

gegeben, da W_{2n} in Gl. 6) die allgemeine Lösung

$$W_{2n} = (x_2-x_1)(x_3-x_1)\dots(x_{2n}-x_1) \dots \dots \dots (x_{2n}-x_{2n-1})$$

hat⁴⁾. Es folgt daraus

$$W_{\nu, 2n-1} = \frac{W_{2n}}{(x_{\nu}-x_1)(x_{\nu}-x_2)\dots(x_{\nu}-x_{\nu-1})(x_{\nu+1}-x_{\nu})\dots(x_{2n}-x_{\nu})} \dots \dots \dots 8).$$

Mithin ergibt sich für das Moment an der n^{ten} Stütze

$$M_n = \frac{Z_n V_{2n}}{Z_{2n} V_{2n}} = \frac{-\frac{I f_{\nu}}{I I x_{\nu}^n} \left[(-1)^{1+1} \frac{\varphi_1}{f_1} x_1^{2n-1} W_{1, 2n-1} + \dots + (-1)^{1+2n} \frac{\varphi_{2n}}{f_{2n}} x_{2n}^{2n-1} W_{2n, 2n-1} \right]}{I I f_{\nu} W_{2n}} \frac{Q_1}{2}$$

und mit Berücksichtigung der Gl. 8)

$$M_n = -\frac{1}{I I x_{\nu}^n} \left[\frac{\varphi_1}{f_1} \frac{x_1^{2n-1}}{(\dots)} - \frac{\varphi_2}{f_2} \frac{x_2^{2n-1}}{(\dots)} + \dots - \frac{\varphi_{2n}}{f_{2n}} \frac{x_{2n}^{2n-1}}{(\dots)} \right] \frac{Q_1}{2}$$

$$\int_K \frac{\bar{\varphi}(x)}{f(x)} dx = 2\pi i \left(\frac{\bar{\varphi}(x_1)}{f'(x_1)} + \dots + \frac{\bar{\varphi}(x_m)}{f'(x_m)} \right),$$

worin x_1, x_2, \dots, x_m die Wurzeln der Gleichung $\bar{f}(x)=0$ darstellen, die innerhalb des Gebietes K liegen.

Es kommt also jetzt darauf an, die Gleichung $f(x) = x^4 - a x^3 + b x^2 - a x + 1 = 0$ aufzulösen. Zuzufolge ihrer symmetrischen Bauart ist diese Gleichung eine reziproke; ihre Lösung gelingt leicht mit der Substitution

$$y = x + \frac{1}{x}.$$

Führt man dies und außerdem noch für a und b die Werte ein, so ergibt sich

$$y_{1,2} = \frac{4c - 1 \pm \sqrt{1 - 24c}}{2c} = \frac{4c - 1 \pm i\sqrt{24c - 1}}{2c},$$

da in allen praktischen Fällen $24c > 15$.

Die vier Wurzeln von $f(x) = 0$ bestimmen sich aus

$$y_{1,2} = x + \frac{1}{x}.$$

Diese Wurzeln sind paarweise konjugiert komplex und reziprok. Wir haben unter ihnen jene auszuwählen, die innerhalb des komplexen Kreises $K_{r=1}$ liegen.

Innerhalb des Kreises vom Radius 1 liegen nur

$$x_2 = \frac{y_1 - \sqrt{y_1^2 - 4}}{2} \quad \text{und} \quad x_3 = \frac{y_2 + \sqrt{y_2^2 - 4}}{2}.$$

Für die weitere Rechnung erweist sich eine Partialbruchzerlegung von $\frac{\varphi(x)}{f(x)}$ als vorteilhaft. $f(x)$ in Wurzelfaktoren geschrieben, lautet:

$$f(x) = (y-y_1)(y-y_2) = (x^2 - y_1 x + 1)(x^2 - y_2 x + 1)$$

$$\frac{\varphi(x)}{f(x)} = \frac{A_1 x + B_1}{x^2 - y_1 x + 1} + \frac{A_2 x + B_2}{x^2 - y_2 x + 1}.$$

Durch Koeffizientenvergleich ergibt sich

$$A_1 = \frac{8c - 3}{4c} y_1$$

$$\text{bzw. } B_1 = A_1, A_2 = 1 - A_1, B_2 = A_2.$$

⁵⁾ Siehe die Beispiele.

Die Koeffizientendeterminante hat demnach die gleiche Form, wie bei Stellung der Last in Feldmitte. Wir wollen nur darauf Bedacht nehmen, daß die Anzahl der Stützen ebenso wie im ersten Fall $2n$ ist.

ζ) Berechnung der Zählerdeterminante für das Moment an der Stütze mit der Last.

Führt man in die Koeffizientendeterminante, und zwar in jener Zeile, welche M_n entspricht, an Stelle der dort befindlichen Glieder die rechten Seiten unseres Gleichungssystems 19) ein, so folgt

$$Z_n = \begin{vmatrix} 1 & -a & 1 & & 1 & -a & +b \\ & 1 & & & 1 & -a & +b & -a \\ & & 1 & -a & +b & -a & & 1 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ & & & & n & n+1 & n+2 & \\ & & & & 1 & -2 & 1 & \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 2n-2 & 1 & -a & +b & -a & & & 1 \\ 2n-1 & -a & +b & -a & & 1 & & \\ 2n & +b & -a & & 1 & & & -a \end{vmatrix} \cdot Q l \dots 20).$$

Die Berechnung dieser Determinante deckt sich mit jener im ersten Fall. Berücksichtigen wir, daß hier $\varphi_\nu = x_\nu - 2 + x_\nu^{-1}$; $\nu = 1, 2, \dots, 2n$, so erhalten wir

$$M_n = \frac{Q l}{2n \prod x_\nu^n} \sum_1^{2n} \frac{\varphi_\nu}{f_\nu} \dots 21).$$

η) Auswertung des für das Stützenmoment M_n gewonnenen Ausdruckes.

$$\frac{\varphi_\nu}{f_\nu} = \frac{x_\nu^2 - 2x_\nu + 1}{x_\nu^4 - a x_\nu^3 + b x_\nu^2 - a x_\nu + 1} x_\nu,$$

$$M_n = \frac{Q l}{2\pi i} \int_{K_r=1} \frac{x^2 - 2x + 1}{x^4 - a x^3 + b x^2 - a x + 1} dx.$$

Die Ausrechnung liefert

$$M_n = -\frac{Q l c}{2} \sqrt{\frac{8\sqrt{3}(1+8c) - 16}{192c^2 + 16c - 1}} \dots 22).$$

$$M_{n-1} = -\frac{\sqrt{(384c^2 + 384c)\sqrt{3}(1+8c) + 3840c^2 + 192c - 48} Q l}{\sqrt{576c^2 + 48c - 3}} + \frac{Q l}{8} + \frac{Q l}{2} \dots 26).$$

Mit den bisher eingeführten Vernachlässigungen erhalten wir schließlich

$$M_{n-1} = -\sqrt{\frac{(c+1)\sqrt{3}(1+8c) + 10c}{6c}} \cdot \frac{Q l}{4} + \frac{Q l}{2} \dots 27).$$

c) Beliebige Laststellung.

Aus den bisherigen Untersuchungen erkennt man, daß auch eine beliebige Laststellung bei der Behandlung keine Schwierigkeiten verursacht. Allerdings weisen die Ergebnisse nicht mehr jene einfache Form auf, die wir bei den Sonderfällen erhalten haben. Soweit es sich um Fragen der Beanspruchung des Eisenbahnoberbaues handelt, ist die Aufgabe jedenfalls erschöpfend genug behandelt, da die Spannweite (Schwellenentfernung) klein ist. Es ist jedoch möglich, daß dem behandelnden Gegenstand auch von seiten der allgemeinen Statik einiges Interesse entgegengebracht wird; dafür sollen die nachfolgenden Ausführungen gelten.

Betrachtet man die allgemeinen Momentengleichungen, die für einen Abstand a der Last Q von der $n+1$ ten Stütze angeschrieben wurden und vergleicht man mit dem Momentengleichungssystem der behandelten Sonderfälle, so kommt man zu dem Ergebnis, daß auch in diesem allgemeinen Falle das Stützenmoment M_n in der Form

$$M_n = K \Sigma \frac{\varphi(x_\nu)}{f'(x_\nu)} \dots 28)$$

Die Vernachlässigung der beiden letzten Glieder des Nenners gestattet das Ergebnis auf die noch einfachere Form

$$M_n = -\frac{Q l}{4} \sqrt{\frac{\sqrt{3}(1+8c) - 2}{6}} \dots 23)$$

zu bringen.

Auch für diesen Belastungsfall wollen wir aus den schon erwähnten Gründen das Moment auf der Nachbarstütze bestimmen.

θ) Berechnung der Zählerdeterminante Z_{n-1} für das Moment auf der der Last folgenden Stütze.

Durch Einführung der Koeffizienten auf der rechten Seite des Gleichungssystems in die $n-1$ te Zeile der Koeffizientendeterminante ergibt sich

$$Z_{n-1} = \begin{vmatrix} 1 & -a & 1 & & 1 & -a & +b \\ & 1 & & & 1 & -a & +b & -a \\ & & 1 & -a & +b & -a & & 1 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ & & & & n & n+1 & n+2 & \\ & & & & 1 & -2 & 1 & \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 2n-2 & 1 & -a & +b & -a & & & 1 \\ 2n-1 & -a & +b & -a & & 1 & & \\ 2n & +b & -a & & 1 & & & -a \end{vmatrix} Q l \dots 24).$$

Die weitere Rechnung ist identisch mit jener bei Stellung der Last in Feldmitte. Wir erhalten daher

$$M_{n-1} = -\frac{Q l}{2n \prod x_\nu^{n+1}} \sum_1^{2n} \frac{\varphi_\nu}{f_\nu} \dots 25).$$

ι) Auswertung des für das Stützenmoment M_{n-1} erhaltenen Ausdruckes.

$$\frac{\varphi_\nu}{f_\nu} = \frac{x_\nu^2 - 2x_\nu + 1}{x_\nu^2 - a x_\nu + b - a x_\nu^{-1} + x_\nu^{-2}},$$

$$M_{n-1} = -\frac{Q l}{2\pi i} \int_{K_r=1} \frac{x^3 - 2x^2 + x}{x^4 - a x^3 + b x^2 - a x + 1} dx.$$

darstellbar ist. Darin bedeutet K eine Konstante, $f'(x_\nu)$ die gleiche Funktion wie bei den behandelten Sonderfällen und $\varphi(x_\nu)$ eine aus den absoluten Gliedern des allgemeinen Gleichungssystems sich zusammensetzende Funktion. Diese absoluten Glieder enthalten auch den Abstand a . Demnach ist $\varphi(x_\nu)$ auch eine Funktion von a und es gilt

$$\varphi(x_\nu) = t a^3 + u a^2 + v a + w \dots 29),$$

worin die von a unabhängigen Größen zu Konstanten t, u, v und w zusammengefaßt sind. Aus den Gl. 28) und 29) geht hervor, daß sich die Einflußlinie für das Stützenmoment aus kubischen Parabeln zusammensetzt; wir haben für diese durch die Behandlung von Sonderfällen eine Anzahl von Punkten gewonnen. Dadurch erscheint der Verlauf der Einflußlinie für das Stützenmoment genügend gekennzeichnet, so daß von einer eingehenderen Behandlung abgesehen werden kann. Die allgemeinen Zusammenhänge zwischen Moment und Querkraft erlauben ferner auch die Querkrafteinflußlinie in einfacher Weise zu ermitteln⁶⁾.

⁶⁾ Wenn für die Ermittlung der Stützenmomente die Determinanten verwendet wurden, so geschah dies deshalb, weil dieses Verfahren das nächstliegende ist. Außer der Determinantenmethode liefern die Methode der Differenzgleichungen und des Heavyside-Kalküls bequeme Hilfsmittel zur Bestimmung der Stützenmomente.

3. Anwendung der Ergebnisse auf den Querschwellenoberbau.

Eine solche Untersuchung kann nur dann von Wert sein, wenn sie sich auch über die in der Wirklichkeit vorkommenden Grenzfälle erstreckt. Wir wählen zu diesem Zweck den Reichsoberbau K 49, dessen kennzeichnende Grundwerte in der nachfolgenden Zahlentafel zusammengestellt sind.

Zahlentafel 1.

Trägheitsmoment um die horizontale Schwerachse	$J_x = 1781 \text{ cm}^4$
Schwellenlänge bei Verwendung von Holzquerschwellen	$2l' = 260 \text{ cm}$
Entfernung der Schienenaufstandspunkte	$2r = 150 \text{ cm}$
Schwellenüberstand	$\ddot{u} = 55 \text{ cm}$
Schwellenbreite	$b = 26 \text{ cm}$
Schwellenentfernung	$l = 65 \text{ cm}$

Als Bettungsbeiwerte führen wir $C = 3, 15$ und 30 kg/cm^3 ein.

Mit $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$ für den Schienenstahl ergibt sich daraus

Zahlentafel 2.

C	$k = \frac{1}{2Cb\ddot{u}}$	$c = \frac{6EJk}{l^3}$	der Momenten best. zugrunde gelegt
3	0,0001333	10,33	10
15	0,0000267	2,07	2
30	0,0000133	1,03	1
∞	0	0	0

Die Berechnung der Stützenmomente wird daher für $c = 0, 1, 2$ und 10 durchgeführt.

Daraus folgt

Zahlentafel 3.

c	Last steht in Feldmitte		Last steht über einer Stütze	
	M_n [Gl. 10)]	M_{n-1} [Gl. 17)]	M_n [Gl. 22)]	M_{n-1} [Gl. 26)]
0	+0,07925	-0,02123	0	0
1	-0,00476	+0,05414	-0,17573	+0,05206
2	-0,04170	+0,06476	-0,22689	+0,04221
10	-0,16587	+0,04716	-0,37468	-0,03006

Alle Werte sind noch mit Ql zu multiplizieren. Zur Bestimmung der übrigen Stützenmomente sind die Beiwerte a, b und d notwendig, da diese Momente aus den allgemeinen Momentengleichungen 3) und 19) auf Grund der nunmehr bekannten M_n und M_{n-1} zu ermitteln sind.

Zahlentafel 4.

c	$a = \frac{4c-1}{c}$	$b = \frac{6c+4}{c}$	$d = \frac{c-\frac{3}{4}}{c}$
1	3,00	10,00	0,250
2	3,50	8,00	0,625
10	3,90	6,40	0,925

Mit Hilfe der Gl. 3) für Stellung der Last in Feldmitte und 19) für Stellung der Last über einer Stütze folgt schließlich

Zahlentafel 5.

ν	Last steht in der Feldmitte				Last steht über einer Stütze			
	c=0	c=1	c=2	c=10	c=0	c=1	c=2	c=10
n	+0,07925	-0,00476	-0,04170	-0,16587	0	-0,17573	-0,22689	-0,37468
n-1	-0,02123	+0,05414	+0,06476	+0,04716	0	+0,05206	+0,04221	-0,03006
n-2	+0,00567	+0,01663	+0,03707	+0,08893	0	+0,03483	+0,05529	+0,08173
n-3	-0,00147	-0,00101	+0,00740	+0,06399	0	+0,00463	+0,01952	+0,07996
n-4	+0,00019	-0,00213	-0,00228	+0,03020	0	-0,00246	+0,00059	+0,04620
n-5		-0,00052	-0,00223	+0,00791	0	-0,00124	-0,00276	+0,01727
n-6			-0,00070	-0,00180	0	-0,00010	-0,00140	+0,00175
n-7				-0,00385	0		-0,00023	-0,00345

In den Abb. 3a und b sind die Ergebnisse dieser Berechnungen bildlich aufgetragen.

Die Werte für M_n bis M_{n-5} der Zahlentafel 5 können weiter dazu benutzt werden, die Einflußlinie für das Stützenmoment M_n aufzuzeichnen (vergl. Abb. 3c). Der Verlauf der Stützenmomente und jener der Einflußlinie legen nun die Frage nahe, ob es möglich ist, die Berechnung des Querschwellenoberbaues auf einen Langschwellenoberbau zurückzuführen. Es wird zu diesem Zweck das Moment unter der Last bei Stellung in Feldmitte oder über einer Stütze dem Momente unter der Last eines gedachten Langschwellenoberbaues gleichzusetzen sein.

Für das Moment unter der Last ergab sich: in Feldmitte

$$M = \sqrt{\frac{1 + \sqrt{3(1+8c)}}{6}} \frac{Ql}{4} \dots \dots \dots 12)$$

an einer Stütze

$$M = \sqrt{\frac{\sqrt{3(1+8c)} - 2}{6}} \frac{Ql}{4} \dots \dots \dots 23);$$

der parabolische Mittelwert daraus ist⁷⁾

$$M_m = \frac{Ql}{4} \left[\sqrt{\frac{\sqrt{3(1+8c)} - 2}{6}} + \frac{2}{3} \left(\sqrt{\frac{\sqrt{3(1+8c)} + 1}{6}} - \sqrt{\frac{\sqrt{3(1+8c)} - 2}{6}} \right) \right]$$

$$M_m = \frac{Ql}{4} \sqrt{\frac{\sqrt{3(1+8c)}}{6}} \dots \dots \dots 30).$$

Dies dem Moment unter der Last eines gedachten Langschwellenoberbaues gleichgesetzt ergibt

$$\frac{Ql}{4} \sqrt{\frac{\sqrt{3(1+8c)}}{6}} = \frac{Q}{4} \sqrt{\frac{4EJ}{Cb}}$$

Die Charakteristik des gedachten Langschwellenoberbaues ist also

$$K = l \sqrt{\frac{\sqrt{3(1+8c)}}{6}} = \sqrt{\frac{4EJ}{Cb}} \dots \dots \dots 31).$$

⁷⁾ Hierdurch tragen wir näherungsweise den sekundären Wirkungen Rechnung (Flächenlagerung der Schiene auf den Schwellen, Einfluß der Verdrehung der Schwellen und der Reibung zwischen Schwellen und Bettung) worüber genauer zu einem späteren Zeitpunkt berichtet werden soll.

Der Momentenverlauf des gedachten Langschwelleroberbaues deckt sich im allgemeinen hinreichend mit der Momentenlinie des Querschwelleroberbaues, um eine solche Näherungsberechnung für die Anwendung als geeignet bezeichnen zu dürfen.

Eine Vereinfachung der Gl. 31) liefert

$$\frac{1 + 8c}{12} l^4 = \frac{4EJ}{C\bar{b}}$$

und die Unterdrückung der 1 im Zähler der linken Seite

$$\frac{c l^4}{6} = \frac{EJ}{C\bar{b}}$$

worin

$$c = \frac{6EJk}{l^3}$$

Dabei ist $k = \frac{[\eta_0]}{C\bar{b}L}$ genau nach Zimmermann oder

$k = \frac{1}{2C\bar{b}\bar{u}}$ genähert nach Diehl (Abb. 1). Da für den ge-

gedachten Langschwelleroberbau in Gl. 31) sowohl dessen Steifigkeit EJ als auch die Fußbreite \bar{b} erscheint, läßt sich entweder über die eine oder über die andere eine Annahme machen: je nachdem, ob der gedachte Langschwelleroberbau die gleiche Steifigkeit wie die Schienen des Querschwelleroberbaues oder dieselbe Auflagerbreite wie die Schwellen des Querschwelleroberbaues haben soll. Beide Annahmen sind durchaus einwandfrei. Die erste ist von Timoshenko vorgeschlagen und in jüngster Zeit von Dr. Saller besonders empfohlen worden, während sich die zweite Jaky-Janicsek und Nemesdy-Nemcsek zu eigen gemacht haben. Setzt man also zunächst voraus, daß gemäß dem Vorschlage von Timoshenko die Steifigkeit des gedachten Langschwelleroberbaues die gleiche ist wie die des in Rechnung gezogenen Querschwelleroberbaues, so ergibt sich aus Gl. 31)

$$\bar{b} = \frac{6EJ}{Ccl^4} = \frac{6EJ}{C \frac{6EJk}{l^3} l^4} = \frac{1}{Ckl} = \frac{1}{C \frac{1}{2C\bar{b}\bar{u}} l} = \frac{2\bar{b}\bar{u}}{1} \dots 32)$$

was sich mit dem Vorschlage Timoshenkos deckt und wodurch dieser streng begründet erscheint.

Ersetzt man hingegen den betrachteten Querschwelleroberbau durch einen Langschwelleroberbau gleicher Auflagerbreite, wie die Schwellen des Querschwelleroberbaues, so entsteht

$$\begin{aligned} \bar{EJ} &= \frac{Ccb l^4}{6} = \frac{C \frac{6EJk}{l^3} b l^4}{6} = CEJkb l = \\ &= CEJ \frac{1}{2C\bar{b}\bar{u}} b l = \frac{EJl}{2\bar{u}} \dots 33). \end{aligned}$$

Dieses Ergebnis hat zwar eine gewisse Ähnlichkeit mit der von Jaky-Janicsek und Nemesdy-Nemcsek vorgeschlagenen Beziehung

$$\bar{EJ} = \frac{EJl + E'J's}{2\bar{u}} \dots 34),$$

weicht aber doch wesentlich dadurch von ihr ab, daß die Steifigkeit der Querschwelle im Zähler nicht erscheint und ihr Vorkommen in dieser Gleichung durch die Theorie des nachgiebig — punktgelagerten Durchlaufträgers wissenschaftlich nicht begründet werden kann.

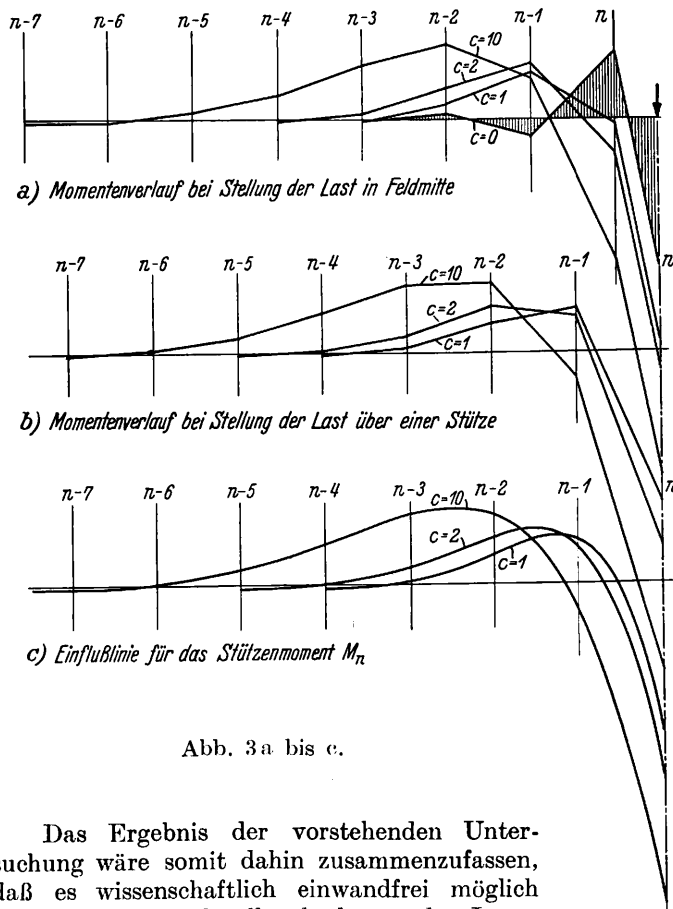


Abb. 3a bis c.

Das Ergebnis der vorstehenden Untersuchung wäre somit dahin zusammenzufassen, daß es wissenschaftlich einwandfrei möglich ist, den Querschwelleroberbau als Langschwelleroberbau auf nachgiebiger Unterlage zu berechnen, wobei bei der Berechnung zweckmäßig die Vorschläge von Timoshenko-Saller zu benutzen wären. Bezüglich des Momentenverlaufs für den gedachten Langschwelleroberbau könnte überdies noch von jener Vereinfachung Gebrauch gemacht werden, die Saller im Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1932, Heft 1, vorgeschlagen hat.

Rundschau.

Allgemeines.

Die Deutsche Reichsbahn im Jahre 1935.

Wirtschaftliche Entwicklung: Die im Jahre 1935 auf fast allen Gebieten vermehrte Geschäftstätigkeit brachte auch der Reichsbahn als Hauptträgerin des allgemeinen Verkehrs eine beträchtliche Steigerung der Verkehrs- und Betriebsleistungen, die so groß sind, daß der Leistungsumfang des letzten Friedensjahres 1913 im allgemeinen erreicht, z. T. sogar überschritten wurde. Trotzdem haben aber die Einnahmen der Reichsbahn nicht die Höhe angenommen, die eigentlich erwartet werden konnte. Der Hauptgrund dürfte wohl in der Tatsache zu suchen sein, daß sowohl im Personen-, als auch im Güterverkehr der Großteil der Beförderungsleistungen zu ermäßigten Tarifen erfolgte. Der Betriebsüberschuß von rund 155 Millionen $\mathcal{R}M$ ist zwar

wesentlich höher als im vergangenen Jahr, er vermag aber noch nicht die Aufwendungen für den Beitrag an das Reich und den Schuldendienst, für die Rückstellungen und sonstigen Lasten abzudecken. Die Reichsbahn muß folglich bemüht bleiben, in irgendeiner Weise eine Entlastung ihrer Rechnung zu erzielen und hat daher zunächst eine teilweise, geringe Erhöhung der Gütertarife im Januar 1936 beschlossen.

Verkehr und Betrieb: Die Aufwärtsbewegung des Güterverkehrs zeigte sich in den erhöhten Güterwagenstellungszahlen, die bei Nichtberücksichtigung des Saargebietes um etwa 4% höher lagen als 1934. Der Großgüterwagenverkehr konnte infolge der Erhöhung der Zahl dieser Wagen von 916 auf 961 weiter ausgebaut werden. Auch der Behälterverkehr hat zugenommen. Die Zahl

der Behälter wurde auf rund 13000 erhöht und damit konnte die weiter gestiegene Nachfrage nach diesem Transportmittel fast immer gedeckt werden. Die Bestrebungen nach Erhöhung der Güterzuggeschwindigkeiten sind fortgesetzt worden. Bei den Nahgüterzügen hob sich die Geschwindigkeit dank des Einsatzes weiterer Kleinlokomotiven um 9%. Versuche mit Einradschiebern, die auf Bahnhöfen mit geringem Verkehrsanfall die Kleinlokomotiven ersetzen sollen, waren erfolgreich. Der Ausbau der Zugverbindungen wurde durch Erhöhen der Geschwindigkeiten auf Nebenbahnen, neue Schnellverbindungen, Einrichten von Bezirksschnellverkehr, Einsatz von Triebwagen usw. verbessert. Am 20. August konnte ferner der erste Reichsbahn-Autobusverkehr auf einer Reichsautobahnstrecke eröffnet werden. Im Dampflokotivbetrieb stiegen die durchschnittlichen Laufleistungen zwischen zwei Hauptausbesserungen um etwa 3% auf rund 118000 km. Der Ausbesserungsstand betrug im Jahresdurchschnitt 14,2%. Im Laufe des Jahres wurden 160 überalterte Lokomotiven ausgemustert, 138 neue Lokomotiven angeliefert, und zwar 82 Schnellzug- und 56 Nebenbahnlokomotiven, außerdem kamen 330 Dampflokotiven der Saarbahnen hinzu. Am Jahresende waren noch rund 500 Lokomotiven überzählig. Der Brennstoffverbrauch der Dampflokotiven auf 1000 km erhöhte sich um 0,5% gegenüber dem Vorjahr und betrug rund 13,7 t.

Der elektrische Betrieb wurde durch die Eröffnung der Strecken Augsburg—Nürnberg und Schönebeck—Bad Salzungen von 2070 km auf rund 2220 Streckenkilometer erweitert. Die Umstellungsarbeiten auf der Schwarzwaldbahn gingen planmäßig weiter. Beschlossen wurde ferner die Einführung des elektrischen Zugbetriebes auf der Strecke Nürnberg—Halle, mit Abzweig Großkorbetha—Leipzig (rund 350 Streckenkilometer), sowie auf der 26 km langen Strecke zwischen Stuttgart—Zuffenhausen und Weil der Stadt. Bei allen in der Durchführung begriffenen und geplanten Arbeiten ist man besonders bemüht, nur heimische Werkstoffe zu verwenden; es wurden daher verschiedentlich Versuche in dieser Richtung unternommen.

Die Zahl der Triebwagen mit eigener Kraftquelle erhöhte sich 1935 um 160 Stück, ihre kilometrische Leistung gegenüber dem Vorjahr um rund 38%. Begünstigt wurde diese Steigerung durch den vermehrten Einsatz von Schnelltriebwagen (Berlin—Köln, Berlin—Frankfurt a. M. und Altona—Köln).

Bautätigkeit: Die Bautätigkeit war im Rahmen der verfügbaren Mittel außerordentlich rege. Neben einer Reihe von Streckenausbauten (zweite, dritte oder vierte Gleise) sind besonders zu nennen: Berliner Nord-Süd-S-Bahn, Rügendamm, Hamburger Umgehungsbahn, Rheinbrücken bei Maxau und Speyer, Neubaustrecke Türkismühle—Kusel in der Pfalz, Umbau der Nebenbahn Heidenau—Altenberg in Sachsen auf Vollspur. Alle diese Bauten laufen noch und werden erst 1936 bzw. später fertig werden. Auf einer Reihe von Bahnhöfen z. B. Augsburg—Oberhausen, Garmisch-Partenkirchen, Flensburg, Saalfeld, konnten Um- und Erweiterungsarbeiten vollendet werden, während auf anderen Bahnhöfen diese Arbeiten entweder weitergeführt oder neu begonnen wurden.

Bei den Bahnunterhaltungsarbeiten spielten 1935 Tunnelarbeiten eine große Rolle, dazu kamen ferner Maßnahmen zur Erhöhung der Sicherheitsverhältnisse bei Wegübergängen (Sichtverbesserungen usw.). Im Gleisbau mußte infolge der angespannten Finanzlage eine gewisse Zurückhaltung geübt werden. Trotzdem konnten 1300 km Gleis und 4500 Weicheneinheiten erneuert werden. Die Herrichtung der Strecken für höhere Geschwindigkeiten wurde weiter verfolgt (Linienverbesserungen, Einbau von Flachweichen). Auch die Unterhaltungsarbeiten an Brücken und sonstigen Hochbauten führte man in der üblichen Weise durch; u. a. sind nunmehr von den 760 vorhandenen Bögen der Berliner Stadtbahn 634 verstärkt. Die Sicherungs- und Fernmeldeanlagen sind an vielen Stellen ergänzt und erneuert worden. In erheblichem Maße wurde der Einbau von Zugbeeinflussungseinrichtungen gefördert.

Dampf- und Motorlokomotiven: Die Beschaffung von Dampflokotiven umfaßt die Reihen 01, 03, 64 und 86. Dazu kamen die neuen Stromlinienlokomotiven (Reihen 05 und 61), sowie sechs Stück leichte Verschiebe-Tenderlokomotiven, Reihe 89⁰ und eine 1 E 1-Heißdampf-Dreizylinder-Tenderlokomotive, Reihe 84, mit 70 km/h Höchstgeschwindigkeit. Diese, für die Strecke

Heidenau—Altenberg bestimmt, erhielt neuartige Lenkgestelle, Bauart Schwartzkopff-Eckardt, mit denen sie Bogen bis herab zu 100 m Halbmesser einwandfrei befahren kann. Ferner wurde eine 1 C 1-Nebenbahn-Diesellokomotive mit Voith-Flüssigkeitsgetriebe für 100 km/h Höchstgeschwindigkeit angeliefert. Die Zahl der neu gebauten Kleinlokomotiven ging 1935 zurück, da der Bedarf zunächst fast vollkommen gedeckt ist. Bemerkenswert ist, daß unter den Kleinlokomotiven sich 18 Fahrzeuge befinden, die mit Gaserzeugern für Schmelkoksbetrieb und Sauggasmotoren ausgerüstet sind.

Elektrische Lokomotiven und Triebwagen: Für die in Betrieb genommene Strecke Augsburg—Nürnberg, sowie für bereits vorhandene Strecken wurden 20 neue elektrische Lokomotiven eingestellt. Neu in Auftrag gegeben wurden u. a. zwölf Schnellzuglokomotiven 1 Do 1, Reihe E 18. Auf der Berliner S-Bahn kam der neue Versuchstriebwagenzug für 120 km/h Geschwindigkeit zur Ablieferung. Bestellt wurden neue dreiteilige Wechselstrom-Triebwagen, davon zwei für 160 km/h. Eine Anzahl zwei- und dreiteilige Schnelltriebwagen mit eigener Kraftquelle wurden beschafft und z. T. in Dienst gestellt. Das Streben nach Leistungssteigerung führte bei diesen Fahrzeugen zur Entwicklung neuer Motoren, von denen die Auflademotoren besonders erwähnt seien. Auch beim Bau der Dampftriebwagen konnten beachtliche Fortschritte erzielt werden.

Personen-, Güterwagen, Bremsen: Die 1935 neu eingestellten Personenwagen wurden wegen des starken Wettbewerbes mit anderen Verkehrsmitteln besonders gut und bequem ausgestattet (Verlängerung der Abteile, sehr gute Polsterung, selbsttätig regelnde Heizeinrichtung usw.). Eingehende Untersuchungen über den Wagenlauf mußten wegen der Erhöhung der Geschwindigkeiten von der Wagenversuchsabteilung vorgenommen werden. Bei den Personenwagen wurden diese Versuche zu einem gewissen Abschluß gebracht, bei den Güterwagen hingegen laufen die Untersuchungen noch. Immerhin konnten aber die schon vorliegenden Ergebnisse beim Bau neuer Güterwagen für höhere Geschwindigkeiten verwertet werden. Die Bemühungen zur Verbesserung der Bremse der Fahrzeuge wurden fortgesetzt. Für die im Bau befindlichen Schnelltriebwagen ist eine elektrisch gesteuerte Hildebrand-Knorr-Bremse durchgebildet worden, während die neuen in D-Zügen laufenden Wagen (auch vierachsige Güterwagen) eine besonders leistungsfähige Hiksbbremse erhielten, die vier Stellungen besitzt (SS, S, P und G).

Kraftwagen, Straßenfahrzeuge: Der reichsbahneigene Kraftwagenpark wurde durch Beschaffung von 5- und 3 t-Lastwagen, sowie einer großen Anzahl Anhänger weiter verstärkt. Die im Vorjahr gelieferten Holzgaswagen haben sich so gut bewährt, daß weitere 25 Fahrzeuge dieser Art beschafft werden. Für den neuen Autobahnverkehr standen elf Schnellreisewagen bereit. Einen außerordentlichen Aufschwung nahm der Verkehr der Straßenfahrzeuge für die Beförderung ganzer Eisenbahnwagen. Wiederum konnten 1935 zwei neue Schwerlastfahrzeuge für Lasten bis zu 80 t in Dienst gestellt werden.

Schiffe: Als Ersatz für die Raddampfer „Nürnberg“ und „Greif“ beschaffte die Reichsbahn im Berichtsjahr zwei neue Dieselmotorschiffe „Deutschland“ und „Baden“ mit einem Fassungsvermögen von je 800 Personen. Beide Schiffe erhielten den bewährten Voith-Schneider-Propeller-Antrieb.

Werkstätten: Infolge der erhöhten Betriebsleistungen war auch der Arbeitsanfall in den Ausbesserungswerken und sonstigen Werkstätten größer. Trotzdem gelang es, ermöglicht durch sorgfältigen Arbeitsausgleich zwischen den Werken, jederzeit reibungslos die Fahrzeuge für die großen Spitzenleistungen des Reiseverkehrs (z. B. Reichsparteitag usw.) bereitzustellen.

Stoffwirtschaft: Der Notwendigkeit zur vorzugsweisen Verwendung von Heimstoffen wurde durch Einrichtung von Arbeitsgemeinschaften auf den Gebieten der wichtigsten Rohstoffe Rechnung getragen. Auch die Altstoffwirtschaft erfuhr besondere Förderung (Rückgewinnung von Altölen, Rückführung der Altmehle).

Reichsbahn und Öffentlichkeit: Die Feier des hundertjährigen Bestehens der deutschen Eisenbahnen gab der Reichsbahn besonderen Anlaß, ihre Verbundenheit mit der Öffentlichkeit zu zeigen (Eisenbahnausstellung in Nürnberg, Jahrhundert-Feiern).

Reg.-Bmstr. E. Wohlbe VDI.

Neue Eisenbahn in Persien.

Eine Bahnstrecke von großer Bedeutung nähert sich in Persien ihrer Vollendung. Sie wird eine Verbindung zwischen dem Kaspischen Meer und dem Persischen Golf herstellen und durchschneidet Persien von Norden nach Süden. Ihre Länge beträgt etwa 1300 km. Die Bahn wird die erste durchgehende Linie in Persien sein, das bisher nur einige kleinere Stichbahnen besaß. Der Grund für den Mangel an Eisenbahnen liegt in den Schwierigkeiten der geographischen oder besser gesagt topographischen Lage Persiens, da das Land von hohen Gebirgen eingeschlossen ist, deren Überquerung durch Bahnen mit sehr großen Kosten verbunden ist.

Die Landeshauptstadt Teheran teilt die Baustrecke in zwei Abschnitte, und es ist von Interesse, daß die Ausführung des nördlichen Teils ursprünglich in Händen einer deutschen Firma gelegen hat. Später ist hierin eine Änderung eingetreten und die ganze Baustrecke wurde einem dänischen Syndikat übertragen, welches unter Aufsicht des persischen Eisenbahn-Ministeriums

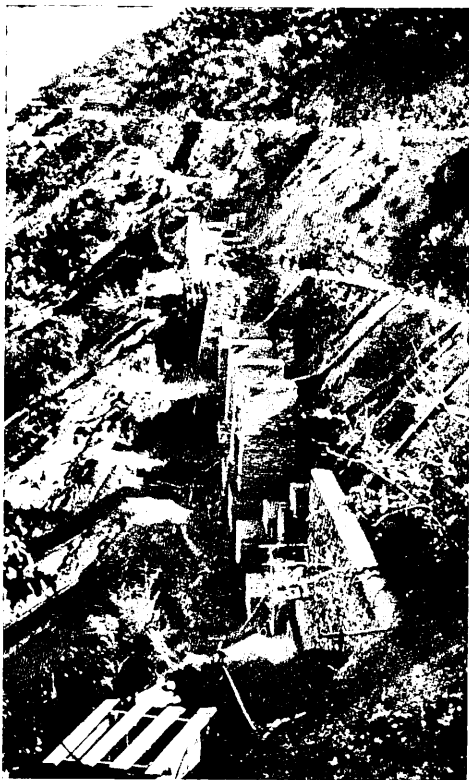


Abb. 1. Viadukt Pfeiler und anschließende Stützmauern.

arbeitet. Die durchweg eingleisige Bahn hat Normalspur (1.435 m), als stärkste Neigung 1:36 und als kleinsten Bogenhalbmesser 200 m. Bis jetzt ist der Oberbau auf imprägnierten Holzschwellen verlegt; da im nördlichen Gebiet große Waldungen liegen; für den südlichen Teil sind neben Holzschwellen auch eiserne Schwellen vorgesehen. Das nördliche Persien ist ein fruchtbares Gebiet. Reis, Tee, Tabak, Baumwolle usw. werden angebaut, mußten jedoch bisher größtenteils an russische Käufer abgegeben werden, was drückend auf die Preise wirkte und auch zu politischen Zwecken ausgenutzt wurde. Vom Kaspischen Meer führt eine im Betrieb befindliche Strecke bis Chirja. Von hier aus mußte die Bahn zunächst auf den Nordabhang des Elburzgebirges hinaufgeführt werden. Der Höhenunterschied bis zur Wasserscheide beträgt 2100 m. Das Gebirge fällt nach Norden so steil ab, daß es notwendig war, durch Längenentwicklung und Anordnung von Kehrtunnels die erforderliche Höhe zu erklimmen. Die Tunnel haben eine Länge bis 1,5 km. Eine derartige Bauausführung ist natürlich kostspielig. Erheblich größere Kosten verursachte jedoch die außerordentlich ungünstige Beschaffenheit des durchschnittlichen Geländes. Der Boden ist größtenteils derartig lose und unsicher, daß starke Stützmauern auf große Länge aus-

geführt werden mußten. An manchen Stellen mußten neben den Stützmauern Tunnel angelegt werden, um zu verhüten, daß die Bahnstrecke von den stets in Bewegung befindlichen Gebirgsmassen überschüttet wurde. An einer Stelle mußte ein solcher Tunnel mit starker Bewehrung durch Eisenbahnschienen hergestellt und wegen der steilen Bergwand auf eine Stützmauer von 24 m Höhe abgestützt werden.

Die Erdbebengefahr mußte bei Anlage der Bauwerke ebenfalls berücksichtigt werden, und starke Regengüsse verlangen eine umfassende Entwässerung und Bekleidung der Böschungen mit Steinpackung oder Abpflasterung.

Die beigelegten Abbildungen geben bei genauer Betrachtung einen Eindruck der zu überwindenden Schwierigkeiten.

Abb. 1 zeigt einen im Bau befindlichen Viadukt mit beiderseits anschließenden Stützmauern, die notwendig waren, weil das abfallende Gebirge für Anlage einer Bahnböschung zu steil war.

Abb. 2 zeigt die Anordnung einer ausgedehnten Stützmauer, die infolge des faulen Gesteins an der angeschnittenen Bergwand notwendig wurde.

Als Baumaterial wurde Sandstein von guter Beschaffenheit vorgefunden. Da der zur Verfügung stehende Zement teuer und teilweise minderwertig war, so wurden die Bauwerke zum großen Teil in Bruchsteinmauerwerk statt in Beton ausgeführt.



Abb. 2.

Ausgedehnte Stützmauer an einer angeschnittenen Bergwand.

Das Dänische Syndikat hat es für notwendig gehalten, eine besondere Untersuchungsanstalt für Baumaterialien für die Baustrecke einzurichten, da in dem Baugelände verschiedene Mineral-salze vorkamen, die in kurzer Zeit auf die Bauwerke zerstörend einwirken können, wenn nicht Vorbeugungsmaßnahmen getroffen werden.

Die Wasserscheide wurde mit einem Tunnel von mehr als 3 km Länge durchquert. Hiermit war der schwierigste Teil der nördlichen Baustrecke überwunden. Nach Süden fällt das Elburzgebirge flacher ab.

Über die Bauausführung auf dem südlich von Teheran gelegenen Streckenabschnitt sei erwähnt, daß hier noch größere Schwierigkeiten zu bewältigen waren, da das Gebirge hier ähnlich den Canyons in Nordamerika gestaltet ist, nämlich teilweise aus Schluchten mit senkrechten Wänden aus Basalt oder Porphyrr besteht, die manchmal nur einen gegenseitigen Abstand von 9 m, eine Tiefe von 90 m und mehr haben, und die von reißenden Flüssen durchströmt werden. Die für die Strecke neu beschafften Lokomotiven und Wagen sind europäischen, zum großen Teil englischen Ursprungs. Das Brückenmaterial für die nördliche Strecke ist von deutschen Firmen geliefert.

Nach ihrer Inbetriebnahme wird die neue Bahn nicht nur wirtschaftlich, sondern auch politisch große Bedeutung haben, indem das nördliche und südliche Persien, die bisher nur durch Karawanen oder neuerdings auch durch Autoverkehr verbunden waren, eine schnelle, bequeme und sichere Verbindung miteinander erhalten.

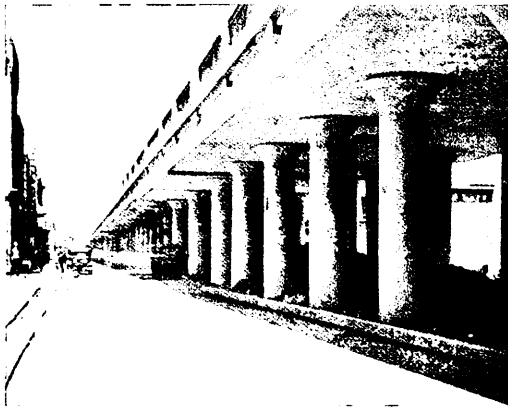
Sr.

Rly. Gaz. vom 26. Juli 1935.

Bahnunterbau, Brücken und Tunnel; Bahnoberbau.

Neuartiger Viadukt innerhalb einer nordamerikanischen Stadt.

In der Stadt Elmira im Staate New York sind kürzlich 15 Eisenbahn-Planübergänge durch schienenfreie Kreuzungen mittels Hebung der Bahn ersetzt worden. Unter den hierbei hergestellten Bauwerken bietet ein Viadukt von 480 m Länge einige Besonderheiten. Wie die untenstehende Abbildung des noch nicht ganz fertigen Bauwerks zeigt, besteht der Viadukt durchweg aus Beton. Auf zwei Drittel seiner Länge trägt er zwei durchgehende Hauptgleise, auf dem andern Drittel außer diesen noch ein abzweigendes Gütergleis, also insgesamt drei Gleise. Auf dem erstgenannten Stück sind daher zwei Reihen Säulen, auf letzterem drei Reihen Säulen angeordnet. Die zwei Reihen Säulen verlaufen in einem gegenseitigen Abstand von 5,34 m, während die drei Reihen Säulen einen solchen von je 4,65 m von Mitte zu Mitte Säule voneinander haben. Der gegenseitige Abstand der Säulen untereinander in der Längsrichtung beträgt 5,50 m.



Die an anderen Stellen innerhalb der Stadt ausgeführte Gleishebung auf Dammschüttungen zwischen Stützmauern konnte hier nicht gewählt werden, da hiermit eine unzulässige Einengung der längs der Bahn laufenden Straße verbunden gewesen wäre. Die Erhaltung einer bestimmten Straßenbreite machte es auch notwendig, die Decke des Viadukts beiderseits über die nahe an der Straßenkante stehenden Säulen auszukragen, um eine genügende Breite für den Bahnkörper zu gewinnen.

Ursprünglich war beabsichtigt, für den Viadukt eine Eisenkonstruktion zu wählen, doch wurde in Rücksicht auf Schalldämpfung und besseres Aussehen innerhalb einer Stadt einem Bauwerk aus bewehrtem Beton der Vorzug gegeben.

Auf der zweigleisigen Strecke hat die Decke des Viadukts eine Breite von 9,15 m; auf der dreigleisigen Strecke eine Breite von 13,11 m. Der Durchmesser der mit verbreiterten Köpfen versehenen Säulen schwankt zwischen 70 und 85 cm.

Die Decke des Viadukts ist durch Ausdehnungsfugen in einzelne Abschnitte von je 22,5 m bis 38 m geteilt. Sie ist im übrigen als durchgehender Balken aus bewehrtem Beton gebildet. Bei Berechnung der Abmessungen sowohl der Decke als auch der Säulen war zu berücksichtigen, daß der Viadukt im Gefälle liegt und daß sich außerdem eine Haltestelle in der Nähe desselben befindet, so daß sowohl die Bremskräfte als auch die durch Anziehen der Züge entstehende Beanspruchung berücksichtigt werden mußten. Außerdem wurden die durch Temperaturunterschiede entstehenden Spannungen und die ungleichmäßige Beladung der Wagen in Rechnung gestellt.

Abdichtung der Decke und Wasserabführung erfolgten in ähnlicher Weise wie bei den Bauwerken der Deutschen Reichsbahn und bieten keine Besonderheiten.

In Rücksicht auf den unsicheren Baugrund erfolgte die Fundierung des Viadukts in seiner ganzen Länge auf Betonpfählen, auf denen eine durchgehende Betonplatte liegt, welche die Säulen trägt. Die Betonpfähle mit einem Querschnitt von 40 cm Breite jeder Seite und abgeschrägten Ecken wurden gruppenweise unterhalb der Säulen eingetrieben und haben eine Länge von 3,5 bis 7 m. Besonders bemerkenswert bei der Fundierung war der Umstand, daß ein Teil der Betonpfähle bei strengem Frost unter Verwendung von schnellbindendem Zement und Behandlung mit heißem Dampf hergestellt und schon drei oder vier Tage nach ihrer Herstellung in den verhältnismäßig harten Boden eingetrieben wurden.

Unter dem Viadukt kreuzen vier Straßen. Für den Straßenverkehr bietet die gewählte Konstruktion mit Säulen eine gute Übersicht.

Rly. Age vom 29. Juni 1935.

Elektrisches Auftauen von Weichen bei den italienischen Staatsbahnen.

Um die Weichen im Winter frei zu halten, wurden seit dem Winter 1932/33 Versuche mit Dampf, heißem Wasser und elektrischem Strom durchgeführt. Bei den schweren Schneefällen im Jahr 1933 hat sich die Überlegenheit der elektrischen Erwärmung herausgestellt. Für diese boten sich wieder verschiedene Wege: man brachte drei oder vier Einzelelemente an jeder Anschlagsschiene an oder einen isolierten, elektrischen Widerstand in metallischer Röhre auf die ganze Länge der Anschlagsschiene oder ein Kupferband am Schienensteg, das unter Strom von nur $1\frac{1}{2}$ bis 3 V gesetzt wurde. Alle diese Verfahren arbeiteten zufriedenstellend, aber es erschien vorteilhaft, einem Verfahren den Vorzug zu geben, das nicht einzelne Teile einer außerordentlichen Erhitzung aussetzt. Nach dieser Erwägung war das zweite der genannten Verfahren zu wählen. Als sich das Verfahren in dieser Form auch unter den tieferen Temperaturen der Brennerbahn bewährt hatte, entschloß man sich, in dem Bahnhof Mailand 439 Weichen für diese Erwärmung einzurichten. Dafür wurden im ganzen 1206 elektrische Erhitzer eingebaut. Die Erhitzer bestehen aus Kupferrohren von 2 mm Wandstärke. Sie sind ausgefüllt mit feuerfestem Stoff, in den die elektrischen Widerstände aus Nickel-Chrom-Draht eingebettet sind. Als Widerstand sind starke Drähte von hohem mechanischem Widerstand und praktisch unbegrenzter Lebensdauer. In dem milden Winter 1933/34 wurden 129 400 kWh verbraucht, deren Kosten nur etwa den 20. Teil von dem Betrag ausmachen, den die Freihaltung von Hand erfordert hätte. Allerdings müssen die Anlagekosten noch berücksichtigt werden.

Dr. S.

Sowjetrussische Eisenbahnbrücke mit Gummiunterlagen im Gleise.

Wie der Oberbaufachmann des Moskauer Ingenieurinstituts für Verkehr Prof. Mitjuschin berichtet, wurde nach einem vom Lehrstuhl für Eisenbahnen ausgearbeiteten Plan eine Eisenbetonbrücke ohne Schotterbettung im Bahnhof Podlipki erbaut. Die Schienen liegen auf Holzbalken und zwischengeschalteten Gummipfatten von 275 cm² Fläche und 1,0 cm Stärke. Der Planung sind dynamische Versuche, bei denen eine Lokomotive bei 35 km/h Geschwindigkeit verwendet wurde, vorausgegangen. Der Gummi hat dabei als Unterlagestoff für Gleise wertvolle, teilweise ganz unerwartete Eigenschaften gezeigt. Er hält Drücke von über 1000 kg/cm² aus, während nur 40 kg/cm² erforderlich sind. Dabei verliert der Gummi auch bei -60° Kälte seine Elastizität nicht. Die dynamischen Versuche, bei denen Geigerinstrumente zur Beobachtung verwendet wurden, erwiesen eine Herabsetzung der dynamischen Kennziffer um die Hälfte. Man kann so die Fahrbahn von Eisenbahnbrücken bedeutend weicher gestalten und alte Brücken, deren Stahl ermüdet ist, noch länger erhalten. Die Kosten sind gering.

Dr. S.

Sämtliche in diesem Heft besprochenen oder angezeigten Bücher sind durch alle Buchhandlungen zu beziehen.

Der Wiederabdruck der in dem „Organ“ enthaltenen Originalaufsätze oder des Berichtes, mit oder ohne Quelleangabe, ist ohne Genehmigung des Verfassers, des Verlages und Herausgebers nicht erlaubt und wird als Nachdruck verfolgt.

Als Herausgeber verantwortlich: Direktor bei der Reichsbahn Dr. Ing. Heinrich Uebelacker in Nürnberg. — Verlag von Julius Springer in Berlin.
Druck von Carl Ritter G. m. b. H. in Wiesbaden.