

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

95. Jahrgang

10. Oktober 1940

Heft 19/20

Befestigung eines Bahndammes in Moorgebiet bei vollem Betrieb.

Von Dipl. Ing. Koldewitz, Berlin.

Im Dezember 1938 erfolgte an einer Bahnstrecke ein Dammrutsch. Die Unfallstelle lag an der Kreuzung der Bahn mit der Talmulde eines Baches (s. Bild 1). Im Gegensatz zu der üblichen Form einer Rutschung zeigte sich hier ein 4 m tiefer, senkrechter Absturz der westlichen Hälfte des Betriebsdammes, so daß das betroffene Gleis auf 16 m Länge vollkommen in der Luft hing. Im Gelände war westlich neben der Unfallstelle eine

eine ständige, genaueste Überwachung des Dammes zur rechtzeitigen Erkennung neuer Bewegungen und damit verbundener neuer Gefahren angeordnet.

Eine nur augenscheinliche Beobachtung durch Rottenpersonal o. a. genügte natürlich nicht, sondern es mußte eine genaue vermessungstechnische Überwachung durchgeführt werden. Der Zweck der Messungen war, noch für möglich

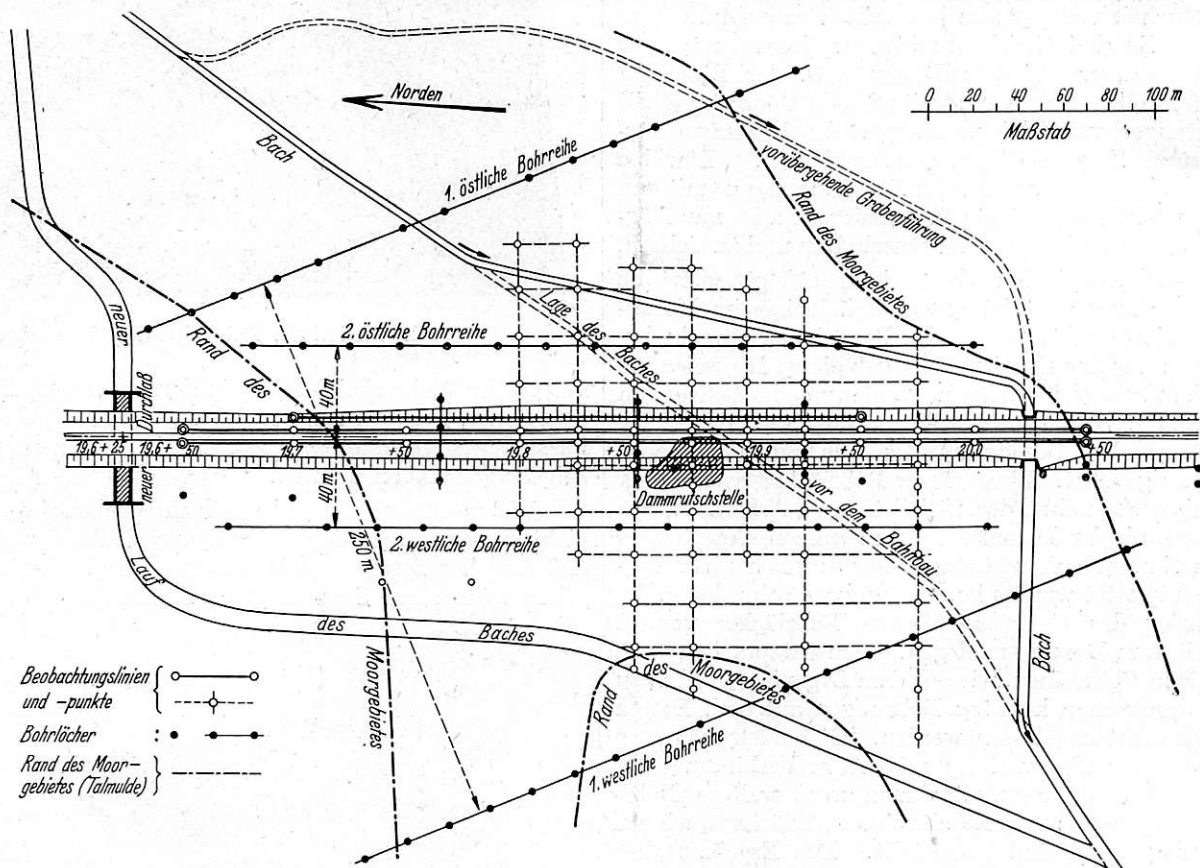


Bild 1. Lageplan der Unfallstelle.

Aufwerfung von 1 bis 1,5 m Höhe und rund 30 m Breite zu erkennen. Beide Tatsachen in Verbindung mit dem Bild der Umgebung — breite nasse Wiesen — deuteten darauf hin, daß der Bahndamm dort auf Moor lagerte, welches seitlich ausgewichen war, wodurch die auf dem Moor ruhenden Schüttmassen des Bahndammes senkrecht abstürzen konnten. Die näheren Ursachen des Dammrutsches zu ermitteln, war von ausschlaggebender Bedeutung für die einzuleitenden Befestigungsmaßnahmen; jedoch soll über die Ergebnisse der Untersuchungen erst weiter unten nach Erledigung der verkehrstechnischen Fragen berichtet werden.

Da die betreffende Bahnstrecke eine dicht belegte Durchgangsstrecke ist, kam eine Sperrung auf längere Zeit nicht in Frage. Die Einbruchsstelle wurde daher schnellstens verfüllt, die Gleise wiederhergerichtet und der Betrieb unter Geschwindigkeitsbegrenzung auf 10 km wieder aufgenommen. Zur Sicherung des Verkehrs wurde bis zur endgültigen Befestigung

gehaltene neue Dambbewegungen bereits in ihren Anfängen zu erkennen und danach weitere Sicherungen zu treffen. Später wurde der Zweck der Messungen durch die Forderung, die zur endgültigen Sicherung des Dammes angesetzten Schutzschüttungen je nach ihrer druckmäßigen Einwirkung auf den Damm zu lenken, erweitert. Daher ist es angebracht, auf das Beobachtungsnetz, das sich durch die Zweckerweiterung nur wenig änderte, etwas näher einzugehen. Hauptforderung war immer die genaue höhen- und seitenmäßige Überwachung des Dammes und eine höhenmäßige Beobachtung des Geländes in weiterem Umkreis. Hierzu wurden für die höhenmäßige Überwachung zwei Längsprofile mit einem Punktabstand von 25 m auf der östlichen und westlichen Seite der Dammkronen angelegt. Die Messungen der Profilmesspunkte erfolgte täglich durch Feinnivellements mit einer Punktgenauigkeit von ± 1 mm für den einzelnen Punkt. Eine Fein-Meßgenauigkeit mußte verlangt werden, da mit der Möglichkeit zu rechnen war, daß eine

etwaige vorhandene Gleitfläche für den Damm nur verhältnismäßig schwach geneigt war, und sich daher Höhenänderungen im Verhältnis zu Seitenänderungen erst bedeutend später bemerkbar machen würden. Durch Anlage von Querprofilen senkrecht zum Damm wurde das östlich und westlich der Unfallstelle liegende Gelände bis zu einer seitlichen Entfernung von 100 m ebenfalls höhenmäßig erfaßt, um auch hier durch tägliche Messungen sofort verdächtige Geländebewegungen erkennen zu können. Als Meßgenauigkeit genügte hier das Zentimeter; eine größere Genauigkeit wäre wegen des unsicheren Untergrundes übertrieben gewesen. Die richtungsmäßige Überwachung des Dammes erfolgte durch Beobachtung der beiden Gleise. Dazu wurde parallel zu jedem Gleis böschungseitig eine feste vom Gleis unabhängige Messungslinie als Bezugslinie gelegt. Die Abstände der äußeren Schienen von diesen Messungslinien wurden alle 10 m von festen Instrumentenständen aus gemessen. Die Abweichungen der täglichen Beobachtungen von denen der Vortage ergeben Gleis- und damit Dammbewegungen mit einer Sicherheit von ± 3 mm je Punkt (Beobachtungsnetz s. in Bild 1). Zu den Gleisbeobachtungen kamen noch die Messungen besonderer auf dem Damm bzw. der Böschung angelegter Pfahlreihen hinzu, um weitgehende Unabhängigkeit der Beobachtungen von Gleisspannungen durch Temperaturänderungen und Zugschütterungen zu haben. Einzelne Ergebnisse der Messungen werden im Zusammenhange mit den Befestigungsmaßnahmen mitgeteilt. Somit war alles nur Mögliche getan, um den Verkehr aufrechtzuerhalten und zu sichern.

Nach der Wiederaufnahme des Verkehrs erfolgte sofort die genaue Untersuchung der Untergrundverhältnisse im Unfallgebiet. Altes Kartenmaterial aus der Bauzeit der Strecke lag nicht mehr vor; nur das Meßtischblatt gab einige Hinweise auf die dort vorhandene Geländeform. Umfangreiche Bohrungen waren daher nötig. Schon vor dem Dammrutsch wurde auf der Westseite längs des Böschungsfußes für einen späteren Streckenausbau gebohrt. Eines dieser Bohrlöcher befand sich z. Z. des Einbruches neben der Unfallstelle in Arbeit. Wenn auch die Frage, ob der Dammrutsch mit diesem Bohrloch in ursächlichem Zusammenhange stand, nachträglich nicht entscheidend beantwortet werden konnte, war es doch ratsam, die zur Erforschung des Geländes nötigen Bohrlöcher vorerst möglichst weit vom Damm anzulegen. Dem entsprachen auch die ersten beiden Bohrreihen, wie aus dem Lageplan (Bild 1) zu ersehen ist; desgleichen konnten Bohrungen auf dem Damm selbst anfangs nicht zugelassen werden. Erst nach mehreren Monaten genauester Überwachung wurden in Verbindung mit den endgültigen Sicherungsmaßnahmen zwei weitere Bohrreihen in Dammnähe sowie viele einzelne Bohrlöcher auch auf dem Damm zugelassen und hergestellt. Das Ergebnis aller Löcher zeigt, daß der Untergrund bis auf eine dünne Decke aus Wurzeln und Flachmoortorf aus Wiesenkalk- und Faulschlamm-schichten besteht, die auf der Ostseite im Zuge des alten Baches Tiefen bis zu 20 m erreichen, während sie auf der Westseite bis zu 17 m mächtig sind. Darunter liegt hauptsächlich Feinsand. In bezug auf die Geländeform liegt eine breite Talmulde vor, die sich in Höhe der Unfallstelle unter Einschließung einer Sandinsel gabelt (s. Bild 2).

In diesem Gebiet herrschte ein jahrelanger Gleichgewichtszustand, bis 1938 eine Störung durch eine anormale Durchfeuchtung des ganzen Gebietes eintrat. Sie stand mit großer Wahrscheinlichkeit in Zusammenhang mit dem Bau eines Abschnittes der Reichsautobahn, die etwa 3 km südlich der Unfallstelle die Talmulde des Baches kreuzt. Der für die Autobahn nötige Damm sollte durch Sprengung in das Moor hineingetrieben werden. Als Vorarbeit dazu erfolgte eine vollkommene Abriegelung des Baches. Der Aufstau wurde sehr groß und reichte seenartig bis fast an die Unfallstelle heran. Es ist nun möglich, daß die große Durchfeuchtung und damit

Herabsetzung der Tragfähigkeit des Faulschlammes in der Umgebung der Rutschstelle durch den Aufstau des Oberflächenwassers herbeigeführt wurde. Nach der Sprengung wurde durch den Bau eines Durchlasses für Abfluß des Baches gesorgt; die Durchfeuchtung aber hielt noch lange Zeit danach an.

Weiter wurde zur Frage der Unfallursachen festgestellt, daß zu der gleichen Zeit etwa 150 m westlich der Dammrutschstelle längere Zeit hindurch eine stärkere Grundwasserabsenkung für den Bau einer Kläranlage erfolgte. Dadurch sind

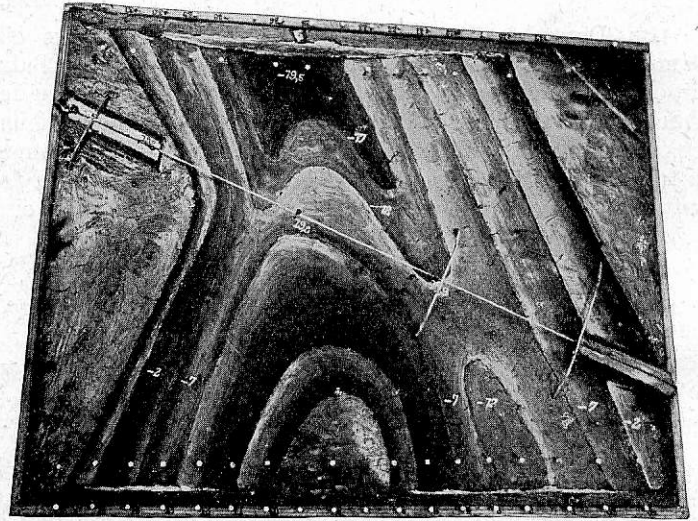


Bild 2. Modell der Talmulde des Moorbettes.

mit großer Wahrscheinlichkeit in den unter dem Faulschlamm lagernden Schwemmsandschichten ungewöhnliche Grundwasserbewegungen aufgetreten, die ebenfalls zu dem Einbruch beigetragen haben können.

Welche dieser Ursachen ausschlaggebend war, läßt sich nicht angeben. Ziemlich sicher kann jedoch behauptet werden, daß das oben bereits erwähnte Bohrloch nur die Auslösung für schon vorhandene Spannungen im Boden und im Damm gab.

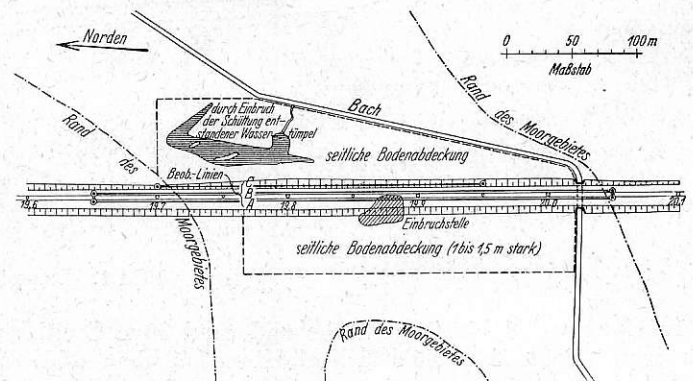


Bild 3. Darstellung der vorläufigen Sicherungsmaßnahmen.

Nach Feststellung dieser Tatsachen wurde sofort mit den Sicherungsmaßnahmen für den Damm begonnen. Die Voruntersuchungen und die Anordnungen für die betriebssichere Durchführung der Bauarbeiten standen unter der verantwortlichen Leitung des Oberreichsbahnrates Dr. Ing. E. Frölich.

In Hinsicht auf einen späteren viergleisigen Ausbau und eine gleichzeitige Höherlegung der Strecke sollte nur eine vorläufige Sicherung des Dammes durchgeführt werden. Es bestand die Absicht, das beiderseits des Dammes liegende Gelände in durchschnittlich 50 m Breite mit einer 1 bis 1½ m starken Sandschicht zu überdecken und damit eine Gegenlast gegen Dammausbrüche zu schaffen (s. Bild 3). Die Schüttungen

sollten gleichmäßig auf beiden Seiten erfolgen, um Gleichgewichtsstörungen zu vermeiden. Für die Durchführung der Arbeiten kam in Hinblick auf den unsicheren Untergrund nur leichtes Baugerät (60 cm-Spur) in Frage; mit den Schüttungen wurde Anfang Januar 1939 begonnen. Bereits nach wenigen Tagen wurde bei den Dammbewachtungen festgestellt, daß beide Gleise richtungsmäßig eine Pendelbewegung in Größe von 0 bis 6 mm ausführten; daraus mußte geschlossen werden, daß der Bahndamm nicht auf festem gewachsenem Boden aufsaß, sondern auf einer unvollständig zusammengepreßten Faulschlammsschicht schwamm. Als unsicher konnte der Damm zwischen km 19,9 + 00 und 20,0 + 00 angesehen werden. Bohrungen bestätigten später diese Feststellung. Im Gelände zeigten sich entsprechend dem Fortschreiten der Schüttungen Senkungen durch die Auflast und Hebungen durch die damit verbundenen Moorverschiebungen. Solche Bewegungen waren zu erwarten und für die Betriebssicherheit bedeutungslos.

Anfang Februar wurde beim Durchfluchten der Gleise die überraschende Feststellung einer ostwärtigen Bewegung des bisher als ungefährdet angesehenen Dammteils von km 19,7 + 20 bis 19,7 + 80 gemacht. Daß es sich hier um eine Dammbewegung handelte und nicht um irgendwelche durch Spannungen entstandenen Bewegungen eines Gleises, ging aus der Übereinstimmung der drei vollkommen voneinander unabhängigen Beobachtungslinien — beide Gleise und eine Pfahlreihe in der Böschung — hervor. Die seitliche Ausbiegung vergrößerte sich von Tag zu Tag um durchschnittlich 4 mm und erreichte in drei Tagen beim östlichen Gleis den Wert von 12 mm; fast den gleichen Wert zeigte die Pfahlreihe auf der Böschung, die wegen der Unabhängigkeit ihrer Punkte voneinander noch ein besseres und sicheres Bild von der Dammbewegung gibt, als der festgefügte Schienenstrang mit seinen Erschütterungen und Spannungen (s. Bild 4). Als Ursache der örtlichen Bewegung des Dammes mußte ungleicher Schüttdruck angesehen werden. Mengenmäßig waren bis zu dem Tage, an dem die Bewegung erstmalig festgestellt wurde, auf der Ostseite rund 5300 cbm, auf der Westseite rund 8700 cbm geschüttet worden, d. h.: auf der Westseite war ein Mehrdruck von nur 3400 cbm vorhanden. Davon entfällt höchstens die Hälfte auf das Geländestück westlich des oben kilometrisch eingegrenzten Dammteiles; jedoch lag dieser Auflast von nur 1700 cbm auf der Gegenseite ein sehr plastisches und, wie später durch Bohrungen festgestellt wurde, tiefes Faulschlammloch gegenüber. Daher genügte die an sich geringe Masse dazu, den Damm in Bewegung zu setzen. Versuche, durch verstärkte Schüttungen auf der Ostseite einen Gegendruck zu schaffen, führten zu immer größeren Einbrüchen und Dammbewegungen (s. Bild 5). Der Faulschlamm wich sehr leicht aus, und es kam so weit, daß der Bach zusammengedrückt wurde und erhebliche Überschwemmungen verursachte. Zu erwähnen wäre noch, daß bei den Einbrüchen stets eine Drehbewegung des Bodens zu beobachten war, und die Einbrüche z. T. sehr plötzlich erfolgten, so daß die Arbeiter stark gefährdet waren.

So wurde die Gefahr für den Damm täglich größer. Als Erfahrungen ergaben sich daraus:

1. Die vorläufige Sicherung des Dammes durch Überdeckung der beiderseits vom Damm gelegenen Geländestreifen scheiterte auf der Ostseite. Sie konnte zu keinem Ergebnis führen, da die Untergrundbedingungen, wie erst hinterher durch Bohrungen festgestellt wurde, hierfür sehr ungünstig waren. Als Gründe wären die zu große Durchfeuchtung und

Beweglichkeit des Faulschlammuntergrundes bei zu schwacher Grasdecke anzusehen. Die starke Durchfeuchtung wurde durch eine Stauwirkung des Baches anlässlich der plötzlich einsetzenden Schneeschmelze begünstigt; die große Beweglichkeit des Faulschlammes aber durch eine durch die Geländeform bedingte gute Ausweichmöglichkeit bei gleichzeitiger großer Tiefe verursacht. Auf der Westseite konnten die Überdeckungsschüttungen wegen der hier geringeren Plastizität des Untergrundes erfolgreich durchgeführt werden. Begünstigend kam hinzu, daß die Schüttungen zeitlich schneller ausgeführt wurden, und der starke Frost dem Boden eine erhöhte Tragfähigkeit gab.

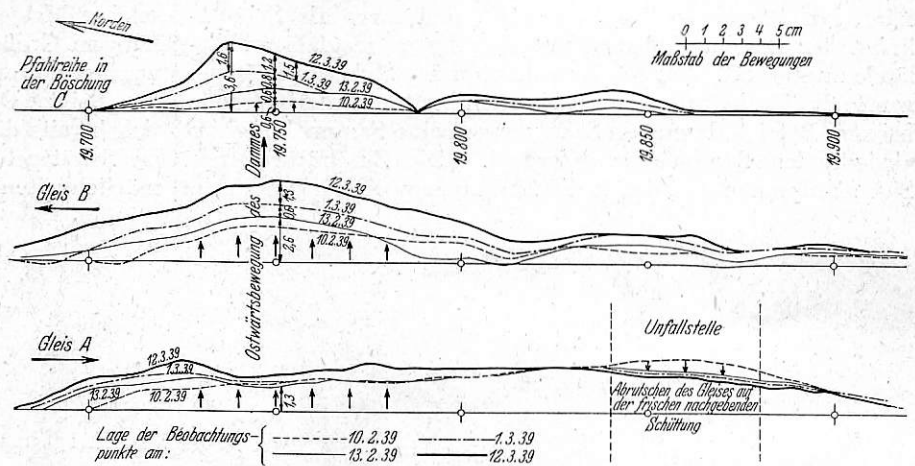


Bild 4. Damm- und Gleisbewegungen in der Zeit vom 10. 2. bis 12. 3. 1939.

2. Die als Sicherungsmaßnahme angeordneten laufenden Überwachungsmessungen des Dammes hatten sich als notwendig und die Anlage der Messungen als richtig erwiesen.

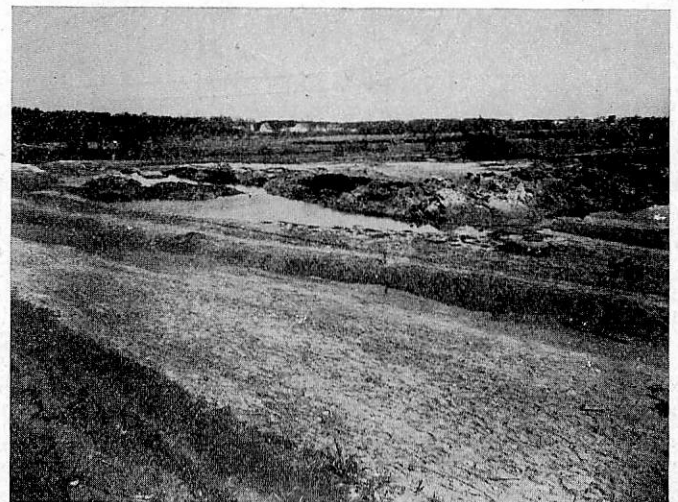


Bild 5. Einbruch der Schüttung auf der Ostseite des Bahnkörpers.

Es war für alle Beteiligten klar, daß eine vorläufige Sicherung nicht mehr ausführbar war. Die endgültige Sicherung des Dammes mußte also in Angriff genommen werden. Unter Hinzuziehung von Sachverständigen wurden mehrere Möglichkeiten erwogen, wie z. B. Moorsprengungen nach vorübergehender Verlegung der Strecke, Bau einer Talbrücke über das gesamte Moorgebiet hinweg, Herstellung von 5 m breiten Fangedämmen zwischen Spundwänden oder Einschließung des gefährdeten Dammes durch bis auf den festen Grund abgeteufte Seitendämme. Die Entscheidung fiel nach genauester Abwägung aller Vor- und Nachteile auf die zuletzt angeführte Möglichkeit, die sowohl in betrieblicher Hinsicht

als auch in bezug auf vorhandene Ausbaupläne für die Strecke günstigste Lösung angesehen wurde (s. Bild 6).

Danach sollten beiderseitig je ein Sicherungsdamm geschüttet werden. Die Absenkung der Dämme bis auf den festen Untergrund sollte allein durch ihr Gewicht bei notfalls überhöhter Schüttung erfolgen; Sprengungen wurden als zu gefährlich für den Bahndamm abgelehnt. Es sollte so weit nach außen geschüttet werden, daß auch der zukünftige Damm nach der Verbreiterung der Strecke auf vier Gleise und nach der Höherlegung um 4,5 m vollständig sicher zu liegen kommt. Damit waren die Außenkanten der Sicherungsdämme erstens durch die wechselnden Moortiefen und zweitens durch die zukünftigen Böschungflächen gegeben und zwar als Schnittlinien der Böschungsebenen mit dem festen tragfähigen Geländeuntergrund. Für die Innenkanten der Sicherungsdämme wurde die Freihaltung einer 9 bis 15 m breiten Sicherheitszone bis zum Bahndamm als Schutz gegen eine Saugwirkung der abgleitenden Sandmassen gefordert. Die Zuschüttung der Sicherheitszonen und damit die Zusammenpressung des hierin

angelegt. Für den Damm selbst wurden die bewährten Messungslinien weiter verwendet. Die Beobachtungsfolge und die Genauigkeitsgrade sind dieselben wie bisher; sie genügten vollauf, die zur planmäßigen Lenkung der Schüttungen nötigen Anhaltspunkte zu liefern.

Zu den weiteren Vorarbeiten gehörte die Herstellung eines Längsprofils vom Untergrund in den Achsen der Sicherheitsdämme. Dazu dienten die oben bereits erwähnten Bohrreihen in 40 m Abstand von der Bahnachse. An Hand der Bohrergebnisse konnten nun auch genauere Schüttpläne aufgestellt und die notwendigen Maßen ermittelt werden, die für jede Seite auf rund 200 000 cbm berechnet wurden. Zur Schüttung solcher Massen kamen natürlich nur Firmen mit leistungsfähigem Großgerät (90 cm-Spur) in Frage. Die beiden Seiten wurden getrennt vergeben.

Bei der Durchführung der Überdeckungsschüttungen hatte sich bereits die Dringlichkeit einer Verlegung des Baches, der im Schüttgebiet lag, gezeigt. Hierzu gab es zwei Lösungsmöglichkeiten (s. Bild 1). Eine Verlegung nach Osten hätte

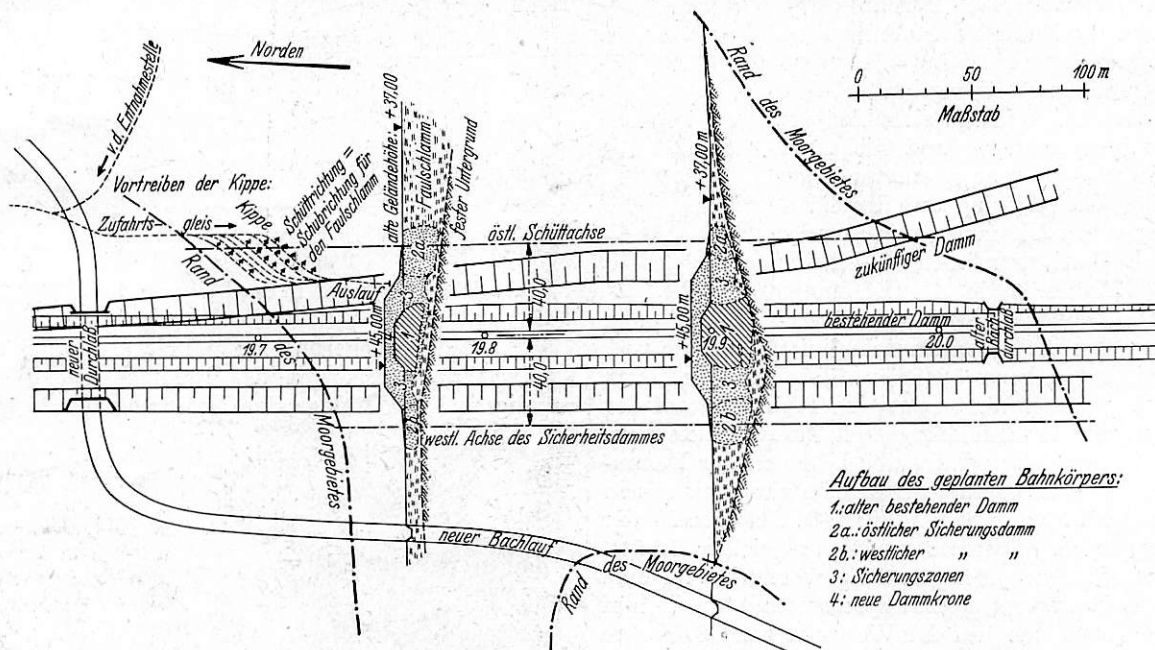


Bild 6. Darstellung der endgültigen Befestigung des Dammes.

verbliebenen Faulschlammes sollten erst im Anschluß an die Absenkung erfolgen.

Als Schüttverfahren wurde Schüttung bei halbseitlicher Lage des Kippgleises unter einem 40 bis 45° Winkel zum Bahndamm gewählt (s. Bild 6). Es konnten dabei zwar jeweils nur vier bis fünf Loren gleichzeitig gekippt werden, dann mußte der Zug umgestellt bzw. später auf ein in die Sicherheitszone vorgestrecktes Ausziehgleis vorgeschoben werden, der Zweck dieses Schüttverfahrens war jedoch, den Faulschlamm seitlich vom Bahndamm abzudrängen. Die Kippe sollte so lange höher getrieben werden, bis sich keine größeren Setzungen mehr zeigten, dann erst durfte sie weiter vorgetrieben werden. Im übrigen sollte zur Beschleunigung sowohl von Norden, als auch von Süden her geschüttet werden.

Im Hinblick auf die Betriebssicherheit wurde gefordert, daß die Schüttungen auf beiden Seiten gleichmäßig unter Wahrung des Gleichgewichtes des Dammes durchgeführt bzw. bei Dammbewegungen der jeweiligen Lage angepaßt werden sollten. Hierzu war wiederum eine vermessungstechnische Überwachung des Dammes notwendig. Die bisherigen Messungsprofile mußten den neuen Anforderungen entsprechend umgestaltet werden. Die Querprofile waren überflüssig, dafür wurden neue Profilreihen in den beiden Sicherheitsstreifen

durch eine Ablenkung des Baches im nördlichen Teil des Moorgebietes und Entlangführen am festen Ackerrand nach Süden bis in Höhe von km 20,050 erfolgen können. Dann wäre ein neuer und in Anbetracht der späteren Ausbauprojekte an 100 m langer Durchlaß nötig gewesen. Wegen der hohen Baukosten des sehr langen Durchlasses und der langen Bauzeit erfolgte die endgültige Bachverlegung in ähnlicher Weise durch eine Verlegung nach Westen. Ein neuer Durchlaß entstand hierfür nördlich der Unfallstelle bei km 19,625. Die Abmessungen des Betonbauwerkes (44 m Länge, 3 m lichte Höhe und Breite) waren dem späteren Streckenausbau angepaßt, auch nahmen sie weitgehend auf wasserwirtschaftliche Ausbaupläne Rücksicht. Auf der Westseite liegt der neue Bachlauf fast parallel zum Bahndamm unter Durchschneidung der Sandinsel. Die Einmündung in den alten Lauf liegt etwa 150 m westlich vom alten Durchlaß bei km 20,020. Die Bachverlegung verzögerte sich durch Schwemmsandstellen im neuen Bachbett und unvorgesehene lange Dauer des Durchlaßbaues, so daß eine Zwischenlösung, d. h. eine vorübergehende Verlegung in der östlichen Linienführung, aber unter Verwendung des alten Durchlasses, ausgeführt wurde. In diesem Zusammenhang soll somit darauf hingewiesen werden, daß es außerordentlich wichtig ist, in Mooregebieten Wasserzuführungen nach Möglich-

keit vor dem Gefahrengelände abzufangen und so zu führen, daß eine Anstauung von Oberflächenwasser nicht vorkommen kann. Allerdings erwies sich während der Schüttungen, daß die westliche Führung des Baches noch zu dicht am Schüttungsgebiet lag. Es kam zu wiederholten Bachverdrängungen, die immer wieder ein Nacharbeiten des Profiles verlangten. Selbst der südwestliche Teil des neuen Bachlaufes, der fast 100 m von der Achse des Schüttdammes entfernt lag, wurde noch in Mitleidenschaft gezogen und um 0,70 m zusammengedrängt.

Nun zu den Schüttungen selbst. Mitte April wurde zuerst auf der Ostseite von Norden her mit den Schüttungen begonnen. Die lange Vorbereitungszeit erklärt sich durch eine Schwierig-

drängte Faulschlamm drückte auch weit nach Norden. Wäre hier ein Damm gewesen, hätte der Faulschlamm Widerstand gefunden, und der Erfolg der Schüttungen wäre beeinflußt worden. Der Knüppeldamm jedoch ließ den ausweichenden Faulschlamm unter sich hindurch; er wurde dabei zwar selbst angehoben und seitlich ausgebogen. Dies behinderte die Fahrt der Lorenzüge aber nur unwesentlich. Außerdem konnte der Knüppeldamm nach Beendigung der Arbeiten bedeutend leichter wieder entfernt werden, als es bei einem Sanddamm der Fall gewesen wäre.

Die Schüttungen wurden, wie angeordnet, am festen Ufer der Talmulde angesetzt. War die Kippe so hoch getrieben, daß

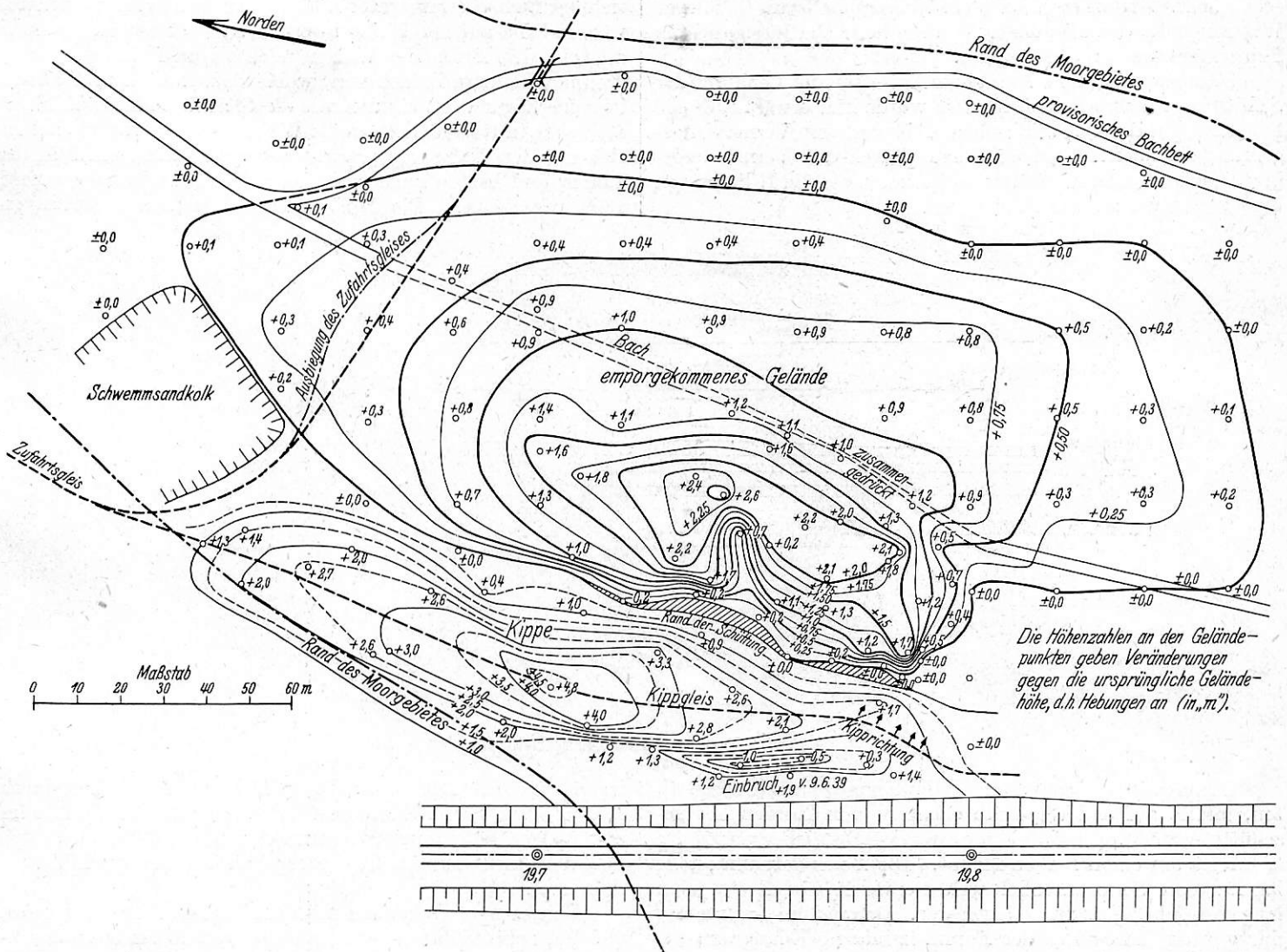


Bild 7. Tachymetrische Geländeaufnahme.

keit bei der Anlage des Zufahrtsgleises, die nicht unerwähnt bleiben soll. Die Bodenentnahmestelle lag auf der Ostseite rund 1 km von der Baustelle entfernt. Die Zufahrtsgleise führten vorwiegend über Äcker, das letzte Stück von 100 m Länge mußte jedoch über das Mooregebiet, das Bachtal, hinweggeführt werden. Hierfür gab es die Möglichkeiten, einen Knüppeldamm anzulegen oder aber einen Zufahrtsdamm durch das Moor bis zur Kippe zu schütten. Die Baufirma entschied sich für den Knüppeldamm. Er wurde aus Baumstämmen und Faschinen in mehrfacher Lage in 8 bis 10 m Breite und 100 m Länge hergestellt und hat sich über Erwarten gut bewährt. Beim Überfahren bog er sich zwar 30 bis 40 cm durch, hielt aber dem Druck der an 90 t schweren Lorenzüge stand. Daß der bewegliche Knüppeldamm die bessere Lösung war, zeigte sich später bei den Schüttungen. Der von der Nordkippe ver-

sich keine größere Setzungen mehr zeigten, wurde sie weiter vorgetrieben. Ein bautechnischer Nachteil dieses Schüttverfahrens ist der, daß das Ende des Kippgleises, das ja bei jedem Vorstrecken immer wieder stark absinkt, entgegen einer üblichen Kiplage stets stark geneigt ist. Zwischenfälle, die als Folge davon durch Reißen der Kupplungen und Ablaufen der vollen Wagen in das Moor hinein vorkommen können, blieben auch nicht aus; mehrere Wagen sind im Moor versunken. Das Endziel aber, die Moorverdrängung, und das ist das wichtige, wurde erfüllt. Es kam ferner vor, daß Teile des auf 3 bis 4 m emporgetriebenen Schutzdammes, die seit Wochen bereits ruhig lagen, plötzlich nachgaben und auf 50 bis 60 m Länge und 8 m Breite um 1,0 bis 1,5 m tief schräg seitlich abrutschten, sobald ein gewisser Überdruck gegen das neben dem Damm liegende zusammengepreßte Moor vorhanden war.

Im Gelände war anfangs im Verhältnis zu den ständig absinkenden Massen nur wenig Erhöhung zu sehen. Es war daher die Frage naheliegend, wo denn eigentlich die geschütteten Massen blieben? Hierüber gab eine Ende Juni gemachte tachymetrische Geländeaufnahme interessante Hinweise (s. Bild 7). Sie zeigte zweierlei: erstens daß die bis dahin noch sehr geringen Schüttmassen von 35000 cbm sich schon bis auf 100 m Entfernung von der Kippe durch geringe Erhebungen auswirkten und daher nur wenig sichtbar waren; zweitens daß der Faulschlamm einen sehr hohen Wassergehalt haben mußte. Auf Grund einer Massenberechnung ergab sich ein Wasserabfluß von 10590 cbm im Verhältnis zu 24350 cbm verdrängten Faulschlammes. Daraus ergibt sich ein Wassergehalt von 43%. Der Wert zeigt die damals außerordentlich hohe Verflüssigung des Faulschlammes im Unfallgebiet.

Die tachymetrische Aufnahme hatte für die Lenkung der Schüttungen keine Bedeutung; sie wurde hier erwähnt, da sie besonders gut darlegt, wie auch anscheinend vom Vermessungsgebiet ganz abseits liegende Fragen durch den Vermessungsingenieur, der gerade bei Moorprojekten wertvolle Hilfe leisten kann, beantwortet werden können.

zwischen war der nördliche Teil zwischen km 19,700 und km 19,850 beiderseitig gefestigt; die Arbeiten konzentrierten sich daher von Anfang August an vierseitig auf dem Bereich von km 19,850 bis km 20,020. Die Gefahrenzone lag hier im Gegensatz zu oben wegen der ostwestlichen Streichrichtung der Sohle auf der Westseite, wo ein Moorkolk bis zu 20 m Tiefe im Zuge des alten Baches festgestellt worden war.

Bis zur Verbindung der beiden Kippen wurde der Faulschlamm größtenteils seitlich abgedrängt; nach Schließung der Schutzdämme konnte ein Emporquellen geringer Faulschlamm-massen zwischen Schutz- und Bahndamm nicht mehr vermieden werden. Dabei wurde immer wieder beobachtet, daß sich der Faulschlamm unter Bildung von Walzen empordrehte, während die auf der Walze lagernde Sandschicht nach unten absank. Die Breite der Walzen reichte vom Fuß des Schüttdammes bis zum Bahndamm, wobei der unter dem Gelände liegende Sporn des Bahndammes die Gleitfläche bildete. Holzstäbe, die in Geländehöhe in die Walze gesteckt wurden, hoben sich mit der Walze von einem Tag zum anderen um 0,70 bis 1,00 m und hatten nach einer Woche eine Drehung von fast 180° ausgeführt. Die Höhen der Faulschlamm-erhebungen

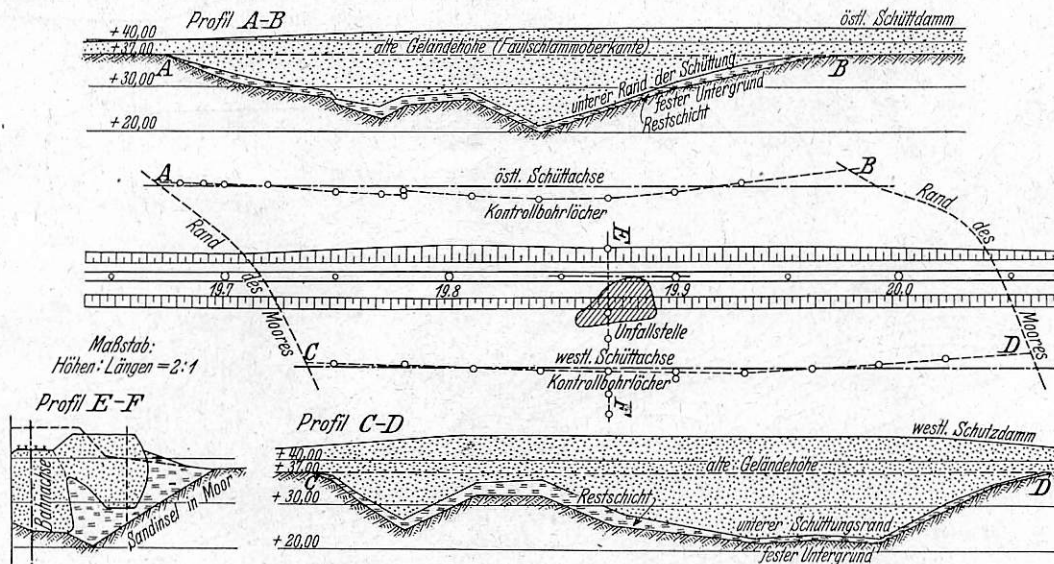


Bild 8. Profile der Sicherheitsdämme.

Um das Gleichgewicht des Bahndammes aufrechtzuerhalten, mußte auf der Westseite ebenfalls von Norden her geschüttet werden. Die Aufnahme des Schüttbetriebes verzögerte sich dort um einen halben Monat. Die Bodenentnahmestelle lag für diese Seite erheblich weiter entfernt, sodaß ein 6 km langes Anfahrtsgleis zu verlegen war. Der spätere Beginn war nur günstig, da erstens der Damm immer noch langsam ostwärts ging und sich wiederholt neue Risse am Dammfuß gezeigt hatten, zweitens aber die Streichrichtung der Talsohle von Westen nach Osten verlief und im Westen wesentlich geringere Moortiefen als im Osten vorhanden waren, daher bedeutend weniger Massen zum Auffüllen genühten. Wiederholt mußten zur Vermeidung von Gleichgewichtsstörungen die Schüttungen auf der Westseite eingestellt bzw. vermindert werden, bis auf der Ostseite genügender Gegendruck vorhanden war. Hierzu gaben die Beobachtungsmessungen in Verbindung mit dem augenscheinlichen Absinken der Schüttmassen die nötigen Hinweise.

Zur Beschleunigung der gesamten Arbeit war von Anfang an geplant, auch von Süden her beiderseitig zu schütten. Da aber auf der Westseite bei der Aufnahme der Schüttungen mit einem sofortigen Zusammendrücken des im Moorgebiet liegenden Baches zu rechnen war, konnte auf beiden Südkippen erst nach der endgültigen Bachverlegung begonnen werden. In-

lagen zwischen 1 bis 5 m; die größten wurden später durch Bagger- bzw. Handaushub beseitigt, um gefährliche Nester im zukünftigen Bahndamm zu vermeiden.

Welches ist nun das Gesamtergebnis der oben geschilderten Arbeiten?

Bohrungen, die laufend mit dem Vorschreiten der Kippen auf den Schüttdämmen in Abständen von 10 bis 30 m durchgeführt wurden, zeigen, daß das von der Reichsbahndirektion angewendete Schüttverfahren sich vollkommen bewährt hat (s. Bild 8). Es ist der bis zu 20 m starke Faulschlamm bis auf eine gepreßte Schicht von $\frac{1}{2}$ bis $2\frac{1}{2}$ m Stärke verdrängt worden. Die Restschicht ist derartig zusammengedrückt, daß sie als tragender Untergrund gelten kann. Nur auf der Westseite war in Höhe von km 19,870 ein größerer Faulschlammrest unter dem Schüttdamm verblieben. Die Ursache hierfür lag in einer Abweichung von dem oben angegebenen Schüttverfahren, wodurch die Nordkippe zu schnell vorwärtsgetrieben wurde. Die Folge war, daß der Schüttdamm, als er in das weiche und tiefe Gebiet westlich km 19,950 kam, eine Abriegelung für die rückwärtigen, etwas festeren Faulschlamm-massen bildete. Durch Aushub des zwischen dem Betriebs- und Schüttdamm eingeschlossenen Faulschlammes konnte auch hier noch eine nachträgliche Absenkung des Schüttdammes erreicht werden, so daß also durch das Ab-

weichen von dem Schüttverfahren der Gesamterfolg nicht beeinträchtigt wurde.

Im ganzen gesehen ist an der Unfallstelle die theoretische Forderung, daß die Schutzdämme bis auf den tragenden Untergrund abzusenken seien, praktisch restlos erfüllt worden. Ganz wesentlich ist dabei, daß die Sicherung des Bahndammes unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes erreicht wurde. Der

Damm ist durch Seitendämme, die ohne jede Sprengung lediglich durch Eigengewicht und besonderes Schüttverfahren abgesenkt wurden, trogartig festgelegt worden. Entscheidend für das Gelingen des gewählten Schüttverfahrens haben die ständigen Beobachtungsmessungen und die genaue Geländeuntersuchung durch Bohrungen beigetragen.

Zur Ermittlung der Höhe eines Ablaufberges und der Neigung der Steilrampe.

Von Reichsbahnrat Dr. Ing. Potthoff.

Im Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1938 S. 128 hat Prof. Dr. Ing. Wilhelm Müller angegeben, wie man die Höhe eines Ablaufberges und die Neigung der Steilrampe berechnet, wenn die Geschwindigkeitshöhenlinie, die die Neigung w und am Rampenfuß F die Höhe $h = \frac{v^2}{2g'}$ hat, weiter die Länge q der Steilrampe und der Halbmesser r gegeben sind, mit dem der Berggipfel ausgerundet ist. Diese Aufgabe läßt sich in einer neuen, besonders einfachen Weise lösen.

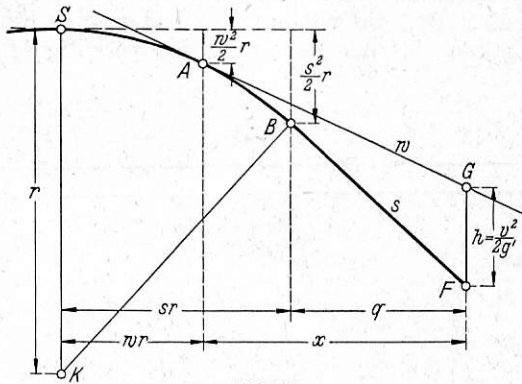


Bild 1.

In Bild 1 sind der Ablaufberg und die gegebenen Größen eingezeichnet. Gesucht ist der Abstand x des Ablaufpunktes A vom Fußpunkt F der Rampe und die Neigung s der Steilrampe. Dann ist die Höhe des Ablaufberges bestimmt. Bei den geringen Neigungen des Längsschnittes am Berg ist es erlaubt, sämtliche Längen im Grundrißschatten den wirklichen Längen gleichzusetzen und die Gipfelausrundung durch eine Parabelgleichung zu beschreiben.

Die Gleichungen für die Längen und für die Höhen lauten:

$$q + sr = x + wr \quad \dots \quad 1)$$

$$h + wx + \frac{w^2}{2} r = sq + \frac{s^2}{2} r \quad \dots \quad 2)$$

Aus Gleichung 1) folgt durch eine einfache Umformung

$$s = \frac{x - q}{r} + w \quad \dots \quad 1a)$$

Durch Einsetzen in Gleichung 2) ergibt sich nach dem Ausrechnen

$$x = \sqrt{q^2 + 2hr} \quad \dots \quad 3)$$

Prof. Müller kommt in seinem Buch „Die Fahrdynamik der Verkehrsmittel“ 1940, S. 226 ebenfalls auf unsere Gleichung 3.

Für die bisherigen Ermittlungen war die Länge q als gegeben angenommen. Dieses Maß ist durch die Länge der ersten Verteilungsweiche und durch einen Sicherheitsabstand der Weichenspitze vom Punkt B bestimmt, der so gewählt wird, daß zwischen zwei ablaufenden Wagen ein ausreichender Abstand zum Umstellen der Weiche entsteht. Es ist zweckmäßig, diese Annahmen bei der möglichen Zuführungsgeschwindigkeit v_0 nach der Ermittlung der Laufzeiten zu prüfen.

Man kann auch eine bestimmte Neigung s der Steilrampe als gegeben annehmen, unter dieser Voraussetzung aus den Gleichungen 1) und 2) q und x berechnen und dann prüfen, ob

bei einer bestimmten Zuführungsgeschwindigkeit v_0 die erste Weichenspitze weit genug vom Berggipfel entfernt ist. Wenn man für s einen möglichst großen Wert, also z. B. 1:15, wählt, erhält man kleine Werte für q , x und die Berghöhe.

Aus Gleichung 1) und 2) erhält man

$$x = \frac{h}{s - w} + \frac{r}{2} (s - w) \quad \dots \quad 4)$$

und

$$q = \frac{h}{s - w} - \frac{r}{2} (s - w) \quad \dots \quad 5)$$

Die vorstehenden Ableitungen setzen voraus, daß der Fußpunkt F der Steilrampe festliegt. Der Neigungswechsel bei F muß aber ebenfalls abgerundet werden und die Länge der Ausrundung liegt erst fest, wenn man die Neigung s aus den Gleichungen 3) und 1a) errechnet hat.

Es kann zweckmäßig sein, den Beginn der Ausrundung an einem Weichenstoß oder am Anfang einer Gleisbremse festzulegen und eine Rechnung vorzunehmen, die die Ausrundung am Rampenfuß berücksichtigt (Bild 2).

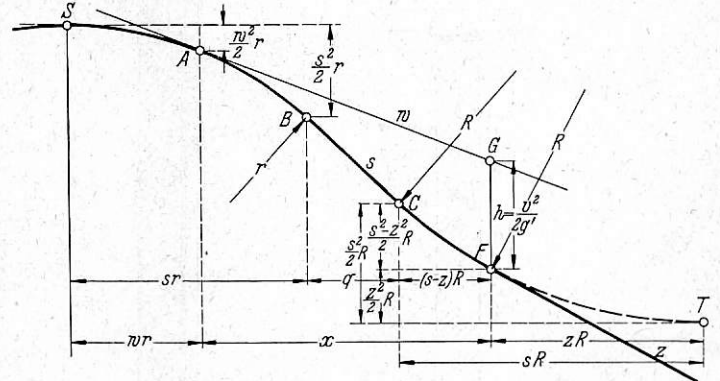


Bild 2.

Wir machen dieselben Annahmen über w , h , q und r wie oben. Die Neigungen s und z sollen mit einem Halbmesser R ausgerundet werden. Diese Ausrundung zwischen den Punkten C und F beschreiben wir durch ein Parabel mit dem Scheitel T , was bei den geringen Neigungen erlaubt ist.

Die waagerechte Entfernung CF ist dann $(s - z) R$ und der Höhenunterschied $\frac{s^2 - z^2}{2} R$.

Wir stellen wieder die Längen- und die Höhengleichung auf:

$$(s - z) R + q + sr = x + wr \quad \dots \quad 6)$$

$$h + wx + \frac{w^2}{2} r = \frac{s^2 - z^2}{2} R + sq + \frac{s^2}{2} r \quad \dots \quad 7)$$

Gleichung 6) formen wir um zu

$$s = \frac{x + wr + zR - q}{R + r} \quad \dots \quad 8)$$

und setzen diese Größe in Gleichung 7) ein.

Nach der Ausrechnung ergibt sich

$$x = -(z - w) R \pm \sqrt{(z - w)^2 (R + r) R + q^2 + 2h(R + r)} \quad \dots \quad 9)$$

Diesen Wert setzt man in Gleichung 8) ein und erhält aus Gleichung 7) die Berghöhe.

Setzt man in Gleichung 9) den Halbmesser $R = 0$, so ergibt sich Gleichung 3).

Die selbsttätigen Warnanlagen an Wegübergängen auf eingleisigen Strecken der Niederländischen Eisenbahnen.

Von Abteilungsvorstand Dipl. Ing. J. H. Verstegen.

Nachdem nunmehr auch zwei Wegübergänge auf eingleisigen Strecken mit selbsttätigen Warnanlagen ausgerüstet sind (im ganzen sind bis jetzt gegen 20 Anlagen im Betrieb), soll hiermit die Beschreibung unserer Lösung dieser Frage die früheren Abhandlungen abschließen (vergl. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. Heft 24 vom 15. Dezember 1938 für zweigleisige Strecken mit Dampftrieb und Heft 1/2 vom 1. Januar 1940 für elektrisch betriebene zweigleisige Strecken)*).

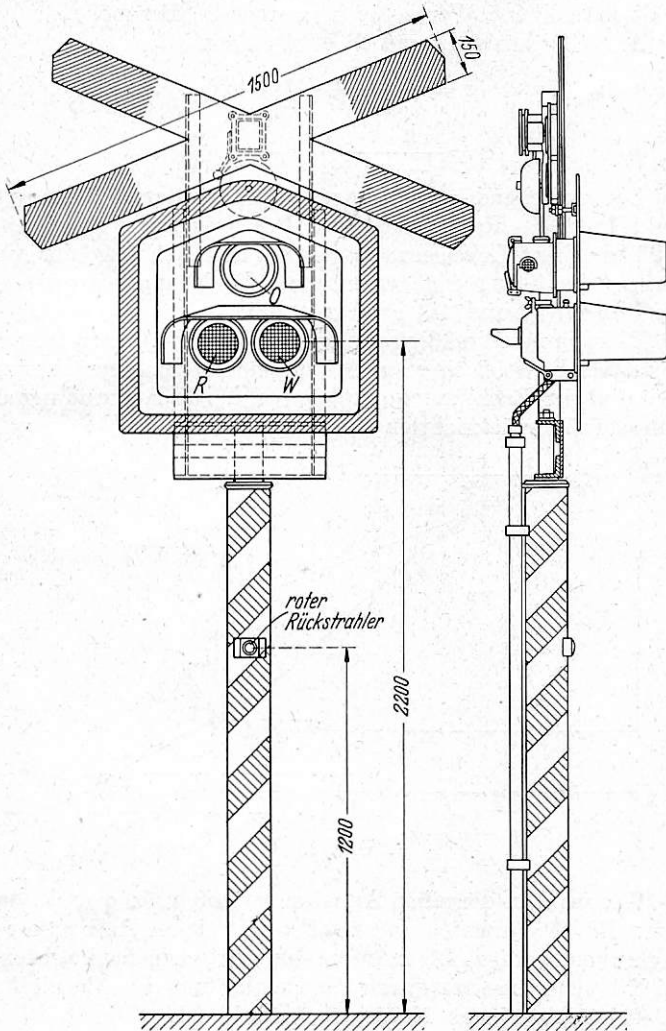


Bild 1. Signal für Einzelgleis.

Die Lösung für eingleisige Strecken ist in signaltechnischer Hinsicht grundsätzlich verschieden von der für zweigleisige Strecken, ja die Frage ist sogar in ebenso befriedigender Art mit „Ruhestrom“ nicht lösbar wie für zweigleisige Strecken. Mildern wirkt die Tatsache, daß der Unterschied erst fühlbar wird wenn sehr hohe Bedingungen an die Lösung gestellt werden und daß wir den Unterschied durch verschiedene Vervollständigungen so klein wie möglich gemacht haben. Nichtsdestoweniger: der Unterschied besteht.

Wie früher schon beschrieben wurde, führen wir die Warnung dadurch herbei, daß der Zug eine Strecke isolierten Gleises kurzschließt, wobei dieses Gleisstück sich über den Wegübergang hinüber erstreckt. Das Gleisrelais, in Ruhe-

*) Inzwischen (dieser Aufsatz wurde im Frühjahr eingesandt) sind wieder einige zu voller Zufriedenheit in Betrieb genommen.

strom geschaltet, fällt durch den Kurzschluß ab und schaltet dabei die roten Blinklichter sowie die Wecker an, die weißen Blinklichter gleichzeitig ab.

(Bild 1 zeigt das vollständige Signal für eingleisige Bahnen.) Die Ruhestromschaltung des Relais bietet ein Höchstmaß an Sicherheit, weil jede Störung im Stromkreis des Relais nach der sicheren Seite arbeitet, indem sie das Abfallen des Relais bewirkt.

Wenn wir dieselben Bedingungen für eingleisige Strecken stellen, so überdecken die beiden stromdichten (isolierten) Gleise einander teilweise (Bild 2), so daß drei isolierte Gleisstrecken entstehen, wovon das mittlere Stück nur den Wegübergang selbst enthält. Wollte man nun am Ruhestromprinzip zu 100% festhalten, was in signaltechnischer Hinsicht erwünscht wäre, so würde ein Zug, der am Wegübergang schon vorüber ist, die roten Blinklichter auch hinter sich wirksam halten, bis der Zug auch das jenseitige Ende des

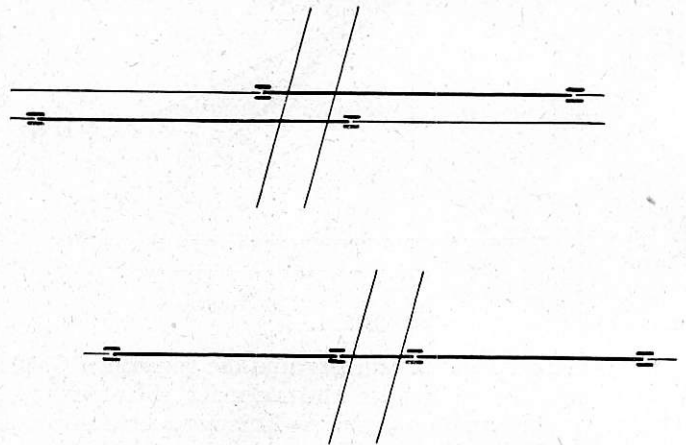


Bild 2. Isolierte Gleise. Doppelt- und Einzelgleis.

stromdichten Gleises geräumt hat. Das ist aber für den Straßenverkehr untragbar. Auch würde die Achtung vor dem roten Blinklicht bedenklich herabgesetzt werden, wenn es noch immer brennen müßte bis der Zug etwa $\frac{3}{4}$ km am Wegübergang vorbei ist. Um dem entgegenzuwirken ist man gezwungen, einem Gleisrelais, das durch Kurzschluß des Zuges abgefallen ist, seinen Einfluß auf das Gefahrensignal zu nehmen. Wie man es auch wenden möge, bedeutet das eine Verletzung des hochzuhaltenden Ruhestromprinzips. Wir haben versucht, die Unzulänglichkeit so klein wie möglich zu machen, ja sogar fast bis auf Null zu verringern, was aus der nachfolgenden Beschreibung hervorgeht.

In vielen ausländischen Ausführungen, z. B. in Amerika, hat man die Frage durch Einführung einer Art Doppelrelais gelöst. Die beiden Anker stehen dabei untereinander in mechanischer Abhängigkeit und der mittlere isolierte Teil ist nicht in die Sicherung einbezogen. Lösungen, die das mittlere Stück ungesichert lassen, sind nicht recht befriedigend, weil ein kurzer Zug, beispielsweise ein Triebwagen, beim Anhalten auf dem kurzen Zwischenstück oder schon in sehr langsamer Fahrt weißes Blinklicht hervorrufen kann. Die mechanische Abhängigkeit der beiden Anker ist derart, daß ein Anker der für eine Zugrichtung abfällt den anderen Anker derart sperrt, daß dieser nicht vollständig abfallen kann, wenn nachher der Zug den zweiten stromdichten Gleisabschnitt besetzt.

Obschon die mechanische Abhängigkeit dank den reichen Erfahrungen amerikanischer Fachleute und der sorgfältigen

feinmechanischen Herstellung einen hohen Grad von Zuverlässigkeit erreicht hat, schien es uns doch nicht ratsam, die Sicherheit, die ganz vom Abfallen des Relais abhängig bleibt, auf eine feinmechanische Einrichtung abzustellen.

Wir haben deshalb die Lösung in Relais gesucht, und zwar gemäß Bild 3 zuerst in drei Gleisrelais 1, 2 und 3 in Ruhestromschaltung, die von drei stromdichten Gleisteilen abhängen, weiter in zwei Hilfsrelais 4 und 5 in Arbeitsstromschaltung, durch die nun die Zugrichtung festgelegt wird, um damit, abhängig von der Zugrichtung, die Folgen des Abfallens des Relais 2 oder 1 aus dem Wege zu räumen.

Die Relais 4 und 5 sind also in „Arbeitsstrom“ geschaltet, d. h. sie sind im Regelzustand abgefallen, sie werden erst durch Wirkung des Zuges angezogen. Das ist notwendig, weil diese Relais entgegengesetzt wirken wie die Gleisrelais: Diese Relais bringen nämlich, wenn sie durch die Vorbeifahrt des Zuges anziehen, hinter dem Zug die „Fahrt frei“-Signale zum Vorschein. Deshalb soll die angezogene Lage als Arbeitslage dienen, damit Störungen nicht „Fahrt frei“-Signale herbeiführen können. Es wäre dafür zweckmäßiger, das Rubestromprinzip etwas weiter so zu kennzeichnen: „bei stromlosem Relais soll der Gefahrzustand eintreten“.

Die Wirkung ist folgende: Ein von links kommender Zug bringt gemäß Bild 2 zuerst Relais 1 zum Abfallen. Die roten Blinklichter leuchten auf, die Wecker fangen zu klingeln an, die weißen Blinklichter erlöschen. Sodann wirkt Relais 3 beim Befahren der isolierten Teile 1 und 3. Sind diese beiden Gleisrelais abgefallen, während Gleisrelais 2 noch angezogen bleibt, wird Hilfsrelais 5 angezogen, wobei Hilfsrelais 4, das für die entgegengesetzte Richtung gilt, abgeschaltet wird. Sodann werden zuerst die Kontakte des Relais 1 und 2 im Stromkreis des Relais 5 überbrückt, und zwar durch einen Kontakt an Relais 5 selbst. Beim Befahren des stromdichten Teiles 2 fällt Relais 2 ab, wobei ein Kontakt an Relais 2 einen anderen Weg im Stromkreis für Relais 5 öffnet, und zwar über den Zug auf dem Gleisteil 2, so daß das Anziehen des Relais 3, wenn Gleisteil 3 frei wird, keinen Einfluß auf Relais 5 hat. Die Lage ist also jetzt folgende: Der Zug ist über den Wegübergang gefahren, befindet sich also nur noch auf Gleisteil 2, Gleisrelais 2 ist also abgefallen, Hilfsrelais 5 ist jedoch noch angezogen. Diese Gruppenbildung schaltet die roten Blinklichter aus, unterbricht die Wecker und schaltet die weißen Blinklichter an. Wenn der Zug Gleisteil 2 verläßt, zieht Gleisrelais 2 wieder an, Relais 5 fällt ab, so daß der ursprüngliche Zustand wieder hergestellt ist. Das Abfallen des Relais 5 soll etwas träger sein als das Anziehen des Relais 2, damit sie nicht, wenn auch nur für einen Augenblick, beide zugleich abgefallen sein können und demzufolge einen Augenblick rotes Blinklicht erscheint.

Da die gestellten Bedingungen viele Kontakte der fünf Relais in den verschiedenen Stromkreisen erfordern, bot sich eine schönere Lösung, alle Bedingungen in einem besonderen Relais 8, mit Kontakten in den Stromkreisen festzulegen. Relais 8 ist natürlich wieder in Ruhestromschaltung. Die Bedingungen für die Kontakte 1 bis 5 im Stromlauf des Relais 8 sind: das Relais kann nur angezogen sein, wenn sämtliche

Gleisrelais 1, 2 und 3 angezogen sind (also kein Zug anwesend ist) oder wenn Gleisrelais 1 abgefallen ist, jedoch Relais 4 (und damit 2 und 3 ebenfalls) angezogen ist (der von rechts kommende Zug ist am Wegübergang vorüber und besetzt nur noch Gleisteil 1) oder wenn Gleisrelais 2 abgefallen ist, jedoch Relais 5 (und 1 und 3 ebenfalls) angezogen ist (der Zug von links ist am Wegübergang vorüber und besetzt nur noch Gleisteil 2).

Übrigens ist die Schaltung der vorher beschriebenen gleich:

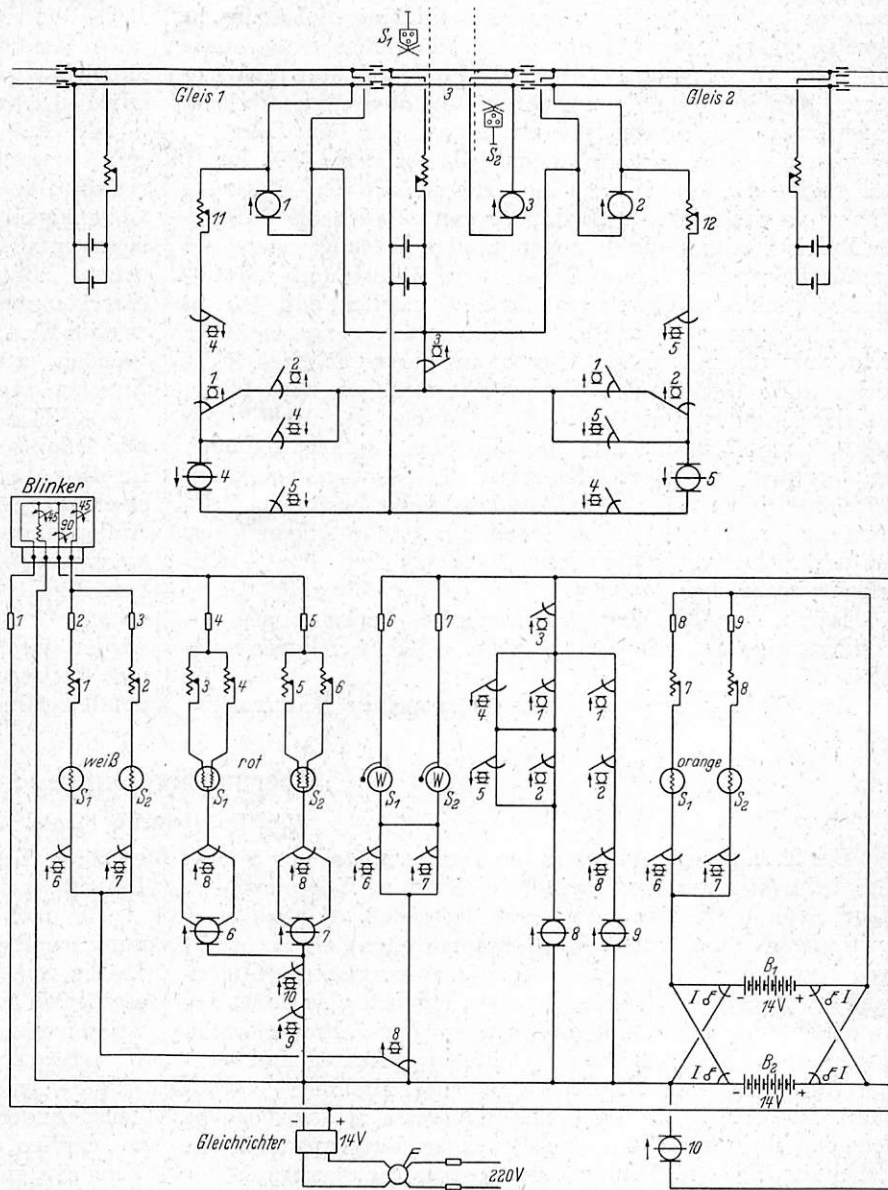


Bild 3. Schaltung für Einzelgleis.

nur ist auch noch ein Kontakt des Relais 8 in den Stromlauf des Zeitrelais 9 geschaltet (ebenso wie die Kontakte der Gleisrelais 1, 2 und 3), weil eine Störung im Stromlauf des Relais 8 dieselbe Folge hat wie eine Störung in den Gleisstromläufen, nämlich das fortwährende Brennen der roten Signale und Klingeln der Wecker. Hier setzt dann das Zeitrelais ein, das nach dem eingestellten Zeitraum von 3 bis 5 Minuten diesen Signalen ein Ende macht und die orangefarbenen Störungssignale einschaltet.

Die Zusammenschaltung des Relais 4 mit Relais 1 und des Relais 5 mit Relais 2 bedarf noch einer Erläuterung. Die Regulierung der Relais 4 und 5 ist derart, daß — obgleich die mittlere Gleisbatterie (3) entgegengesetzte Polrichtung hat wie die Gleisbatterien 1 und 2, um das Abfallen der Relais 4 und 5 hinter dem Zug zu erleichtern — nichtdestoweniger

das Aufheben des Kurzschlusses durch den Zug genügen muß, um das Hilfsrelais auch ohne Hilfe der Gegenpolarität zum Abfallen zu bringen, weil mit der Möglichkeit einer Störung der Gleisstromläufe 1 oder 2 gerechnet werden muß.

Die Abhängigkeit des Abfallens der Relais 4 und 5 vom Aufheben des Kurzschlusses durch den Zug beim Verlassen von Gleisteil 1 oder 2 ist eigentlich überflüssig, weil das Anziehen der Relais 1 oder 2 hinter dem Zug die Relais 4 oder 5 schon zum Abfallen bringt. Diese Ergänzung wurde aber vorgesehen, um so weit wie möglich der eingangs betonten grundsätzlichen Unzulänglichkeit der Schaltung für Einzelgleis entgegenzukommen. Wenn nämlich Gleisrelais 1 oder 2 hinter dem Zug wegen einer Störung nicht anzieht, könnte ohne die zusätzliche Einwirkung überdies Relais 4 oder 5 nicht abfallen. Die Abhängigkeit der Relais 4 und 5 ebenfalls von den Gleisteilen 1 und 2 gibt dann doch noch eine Möglichkeit des Abfallens. Wieder aber mit einer Ausnahme, wenn nämlich die Störung der Relais 1 oder 2 durch ungenügenden Bettungswiderstand verursacht wird, weil dann Relais 4 oder 5 doch noch hängenbleiben könnte. Dadurch wäre dennoch möglich, daß sich ein Zug in entgegengesetzter Richtung des vorangegangenen Zuges nicht ankündigen würde. Aber sogar dieser Möglichkeit ist noch ein Hindernis in den Weg gestellt durch das Zeitrelais 9, das nur von den drei Gleisrelais abhängig ist. Bleibt also Relais 1 oder 2 hinter dem Zug abgefallen, so schaltet nach der bestimmten Zeit das Zeitrelais die Störungssignale an. Wäre infolge der Nähe eines Bahnhofs dieser bestimmte Zeitraum zu lang, dann könnte noch durch eine Abhängigkeit mit der Sicherungsanlage dieses Bahnhofs diese letzte Möglichkeit unterdrückt werden.

Damit sind die eingangs erwähnten Vorkehrungen geschildert, die unsere Sicherungsanlage so hochwertig wie möglich machen.

Abschließend soll noch etwas näher auf die Bedingungen

für das Anziehen der Relais 4 oder 5 eingegangen werden. Man könnte meinen, daß z. B. für einen Zug von links das Abfallen des Relais 1 genügt, um Relais 5 anzuziehen. Nimmt man jedoch an, daß Relais 1 wegen einer Störung abgefallen ist, so wäre Relais 5 schon ohne Mitwirkung eines Zuges angezogen. Wenn jetzt ein Zug, von rechts kommend, Gleis 2 befährt und Relais 2 dadurch abfällt, wenn dann weiter die Störung des Gleisstromkreises 1 jetzt plötzlich verschwindet, so würden weiße Signale auftreten, während ein Zug von rechts her naht. Deshalb ist das Anziehen der Relais 4 und 5 auch vom Abfallen des Gleisrelais 3 abhängig gemacht, so daß auch diese Möglichkeit ausgeschlossen ist, weil dazu nunmehr zwei Gleisrelais gleichzeitig gestört sein müßten.

Die fertigen Anlagen arbeiten bis jetzt vorzüglich. Sollte sich herausstellen, daß die Regulierung der Relais 4 und 5 auf die Dauer zu Schwierigkeiten führt, dann könnten wir die Abhängigkeit der Relais von den isolierten Gleisen fortfallen lassen, weil schließlich auch das Zeitrelais die Unzulänglichkeit deckt. Das Zeitrelais, das für Anlagen auf zweigleisigen Strecken nur als Umschalter auf die orangefarbenen Störungssignale dient, wenn die roten Signale länger als 3 bis 5 Minuten brennen, erfüllt auf diese Weise für Anlagen auf eingleisigen Strecken zugleich eine Sicherungsaufgabe.

Als Nachtrag sei erwähnt, daß noch eine Ergänzung für alle Anlagen vorgesehen ist. Wenn nämlich einmal die Batterie für die roten und die weißen Signale wegen Störung so weit erschöpft sein sollte, daß die roten Signale nicht mehr zum Aufleuchten kommen, dürften auch die Relais 6 und 7 nicht angezogen bleiben, weil dann die orangefarbenen Signale von der Reservebatterie nicht eingeschaltet würden. Eine untere Grenze der Batteriespannung soll daher überwacht werden durch Relais 10, das die roten Stromläufe unterbricht und die orangefarbenen anschaltet, bevor der Spannungsabfall gefährlich werden kann.

Oberbauberechnung?

Von Dr. Heinrich Pihera.

Der T. A. (Techn. Ausschuß des Vereins Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen) stellte durch einen Vorversuch in Haarlem am 10. Dezember 1913 fest, daß die Schienenspannungen eines (nicht frisch unterstopften) Gleises nicht proportional der Radlast wachsen, sondern langsamer. Amerikanische Versuche¹⁾ bestätigten dies, ergaben aber auch, daß unmittelbar nach dem Unterstopfen annähernd Proportionalität zwischen Lastgröße und Schienenspannung und -senkungen besteht und daß die Senkungen größtenteils elastisch sind. Sie bestätigten damit die Ergebnisse der eingehenden Versuche Bastians²⁾ über die Druckverteilung quadratischer und runder Platten. Des weiteren besagen die amerikanischen Versuche, daß die Größe der Senkungen im Verhältnis zur Last bestimmt wird durch die Bauart des Gleises (Steifigkeit der Schiene, Schwellenabstand, Stärke und Nachgiebigkeit der Bettung) und seinen Erhaltungszustand. Wenn Gleise im Betrieb im allgemeinen keine Proportionalität zwischen der Größe der Senkung und der Last zeigen, so liegt dies, wie Cuënot³⁾ und Vogel⁴⁾ feststellten, nur daran, daß die üblichen Schwellen nur mit ihren Enden aufliegen, weil sie sich verbiegen, die Bettung ungleich beanspruchen und daher (beim nicht rein elastischen Verhalten der Bettung) mehr oder weniger hohl liegen; denn mit den über das Gleis rollenden Lasten beginnen und wachsen infolge der unvollkommenen Federung der Schienenunterlage die bleibenden Setzungen, und zwar besonders jene der stärksten beanspruchten Bettungsteile. Sie verursachen damit ein ständig wachsendes Hohlliegen der Schwelle; die Spannungen wachsen nicht mehr gleichmäßig, sondern anfangs rascher und erst bei

größeren Lasten proportional zu deren Anwachsen (Bild 1, Linie 2).

Je nach dem Erhaltungszustande werden daher die Spannungen und Senkungen eines und desselben Gleises unter gleichen Lasten verschieden sein und damit die Streuung der Versuchsergebnisse größer. Zu solchen Streuungen gibt aber auch das verschiedene Verhalten des Unterbaues und Untergrundes Anlaß. Um möglichst einfache Verhältnisse zu schaffen, müßten daher Versuche, auf deren Ergebnisse Formeln aufgebaut werden sollen, in der Geraden an frisch unterstopften Gleisen mit Schienen ähnlicher Bauart der verschiedensten Trägheitsmomente (möglichst bis Radlasten und Schienenspannung. $J = 5000 \text{ cm}^4$) ausgeführt werden. Erst dann wären Versuche an älteren Gleisen durchzuführen.

Als Maß der Elastizität der Schwellenlager gab Winkler⁵⁾ an $C = 4$ bis 45 , im Mittel 9 kg/cm^3 ; er empfahl aber noch Versuche. Der T. A.⁶⁾ führte solche Versuche aus und leitete aus ihnen ab $C = 5,7$ bis $55,4$, im Mittel $C = 8 \text{ kg/cm}^3$. Er bestätigte damit die Angaben Winklers. Vogel⁴⁾ empfiehlt für Holzschwellen $C = 6$ bzw. 8 und 10 je nach der Bedeutung der Gleise.

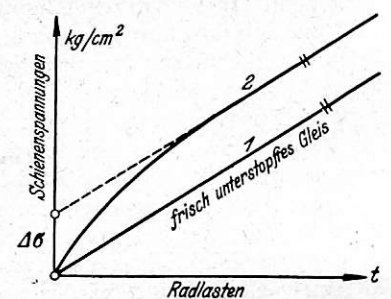


Bild 1.

Radlasten und Schienenspannung.

Die Verbiegung der frisch unterstopften Schwellen, deren Formänderungen noch annähernd jener der Bettung gleich sind, haben einen gewissen, aber gegenüber dem Einfluß der Unterlagsziffer untergeordneten Einfluß auf die Beanspruchung der Schiene. Es hatten daher jene Forscher⁷⁾ recht, die bei der Oberbauberechnung die Schwelle (entsprechend ihrer unterstopften Länge) als Einzelunterlage auffaßten. (In neuerer Zeit wird diese Berechnungsart mit Unrecht als Vorschlag Diehl⁶⁾ bezeichnet.)

Den Einfluß einer Last auf die benachbarten Schienenquerschnitte untersuchte die WhC⁸⁾ (Westinghouse Electric & Manufacturing Co) vor Ausführung ihrer eigentlichen Versuche. Sie fand, daß die erhaltene Einflußlinie der Biegemomente im großen ganzen mit jener für eine Langschwelle berechneten übereinstimmt, daß aber die Nullpunkte weiter vom Lastpunkt entfernt sind, als die Langschwellentheorie ergibt. Nun berechnete Loewe⁵⁾ für einen Querschwellenoberbau und $\gamma = 1 (5,188) \dots x_0 = 0793 (1,122) a$ und für den Langschwellenoberbau $x_0 = 0709 (1,071) a$. Beim Querschwellenoberbau ist also x_0 größer. Die Versuche der WhC wurden ausgeführt auf Gleisen mit Schienen von 110 (130) lbs Gewicht, $J = 2597 (3020) \text{ cm}^4$, $W = 352 (385) \text{ cm}^3$ und $a = 22'' = 56 \text{ cm}$.

Daß sich ein größerer Wert x_0 ergibt, mag auch daher rühren, daß die Senkungen (und damit die Spannungen) nicht nur von der Druckverteilung durch die Schiene, sondern auch von jener durch die Bettung, den Unterbau und Untergrund²⁾, ¹⁰⁾, ¹¹⁾, ¹²⁾ beeinflusst werden.

Aus den Ergebnissen der Versuche des T.A.⁶⁾ und der WhC sowie jenen einer rechnerischen Untersuchung muß man schließen, daß mit elastischer Lagerung der Schwellen gerechnet werden muß, daß aber das Maß dieser Elastizität aus Versuchen mit isolierten Schwellen abzuleiten ist, während alle bisherigen Angaben über den Schwellensenkungsdruck aus Senkungsbildern eines Gleises unter einer gegebenen Lastenfolge abgeleitet wurde. Je nach der Größe von γ sollte mit einem Schienenstück auf vier bzw. sechs Schwellen, also mit verschiedenen Formeln gerechnet werden. Besser wäre eine einheitliche Formel für eine unendlich lange Schiene¹⁴⁾ oder die Einführung eines stellvertretenden Langschwellenoberbaues, welche Annahme heute mit Rücksicht auf die schwereren Schienen und die geringeren Schwellenabstände zulässig wäre.

Schon Flamache¹⁵⁾ fand, daß sich der Querschwellenoberbau dem Langschwellenoberbau ähnlich verhalte und die erwähnten amerikanischen Versuche⁸⁾ sowie jene Wasjutynskis¹¹⁾ bestätigen dies. Die Berechnung des Langschwellenoberbaues ist schon für Einzellasten einfacher und bietet auch besondere Vorteile bei der Berechnung des Einflusses von Lastengruppen¹⁶⁾. Das mag auch Timoshenko¹¹⁾ 1915 veranlaßt haben, den Querschwellenoberbau als Langschwellenoberbau zu rechnen. Für eine unendlich lange Schiene fand Winkler⁵⁾ das Biegemoment unter einer Einzellast

$$M = \frac{1}{4} GL \text{ worin } L = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{bC}} = a \sqrt[4]{\frac{\gamma}{1.5}} \text{ und } b = \frac{f}{a}$$

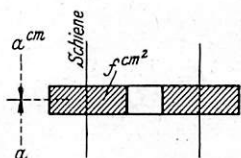


Bild 2. Unterstopfung der Schwelle.

Eine solche Berechnung liefert zwar Momente, die etwas kleiner sind als die Feldmomente des Querschwellenoberbaues, sie ist aber ohne weiteres zulässig, solange γ nicht zu klein wird,

also bei schweren Schienen und geringer Schwellenteilung. Durch Umformung der Formel Winklers erhält man

$$M = \frac{1}{4} \sqrt[4]{4E} \sqrt[4]{\frac{1}{C}} G \sqrt[4]{\frac{J}{b}} = \frac{13.6}{\sqrt[4]{C}} G \sqrt[4]{\frac{J}{b}}$$

für $E = 2150000 \text{ kg/cm}^2$.

Für einen mittleren Wert $C = 8$ ergibt sich $M = 8 G \sqrt[4]{\frac{J}{b}}$. Winkler rechnete mit $E = 2,040,000$ und gab als mittleren Wert an $M = 7,7 G \sqrt[4]{\frac{J}{b}}$, für $E = 2,150,000$ und $C = 5$ würde sich ergeben $M = 9 G \sqrt[4]{\frac{J}{b}}$ und für $C = 15$ $M = 7 G \sqrt[4]{\frac{J}{b}}$.

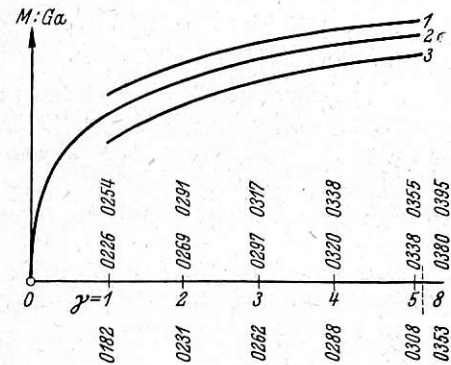


Bild 3.

- 1 = Feldmomente nach Czitary.
- 2 = Langschwellenmomente.
- 3 = Stützenmomente nach Czitary.

$$\text{Es wäre demnach } 7 \sqrt[4]{\frac{J}{b}} \leq \frac{M}{G} \leq 9 \sqrt[4]{\frac{J}{b}}$$

Für irgendeine Lastengruppe und $C = 8$ würde sich dann ergeben $M = \kappa G \sqrt[4]{\frac{J}{b}}$, wobei¹⁶⁾ $\kappa < 8$.

Man könnte also auch heute noch den Oberbau für irgendeine Belastung nach der Formel Winklers für Langschwellen rechnen (wir haben keine bessere) und könnte die erforderliche Grundlage einer solchen Berechnung, die zulässige Beanspruchung, mit dem T.A. aus bewährten Oberbauanordnungen ableiten. Aber wozu der Umweg über die zulässige Beanspruchung, deren Festsetzung leicht zu einer Überschätzung des Wertes der Rechnungsergebnisse verleitet? Man vergleicht besser die Biegemomente der Schienen (unter Voraussetzung gleicher Beanspruchung) und leitet daraus den zulässigen Radruck ab; den will man ja kennen, nicht die Beanspruchung. Ist das Biegemoment der Schiene eines Oberbaues, der sich unter bestimmten Verkehrsverhältnissen bewährt hat,

$$M = \kappa G \sqrt[4]{\frac{J}{b}}, \text{ also } \sigma = \frac{M}{W}$$

so wäre das Biegemoment der Schiene eines anderen Oberbaues mit anderen Schienen und anderer nutzbarer Schwellenauf-lagerfläche unter sonst gleichen Verhältnissen

$$M_1 = \kappa G_1 \sqrt[4]{\frac{J_1}{b_1}} \text{ und } \sigma = \frac{M_1}{W_1}$$

$$\text{somit } W_1 = \frac{M_1}{M} W = \frac{G_1}{G} \sqrt[4]{\frac{J_1}{b_1} \cdot \frac{J}{b}} \cdot G$$

$$\text{und } G_1 = \frac{W_1}{W} \sqrt[4]{\frac{J}{b} \cdot \frac{J_1}{b_1}} \cdot G \dots \dots \dots 1).$$

Bei gleichen Schwellenabmessungen wäre

$$G_1 = \frac{W_1}{W} \sqrt[4]{\frac{J a}{J_1 a_1}} \cdot G \dots\dots\dots 2)$$

und bei gleicher nutzbarer Schwellenauflegerfläche ($b = b_1$)

$$G_1 = \frac{W_1}{W} \sqrt[4]{\frac{J}{J_1}} \cdot G \dots\dots\dots 3).$$

Bei wesentlicher Änderung der Fahrgeschwindigkeit könnte deren Einfluß (von Schwingungen angesehen) in ähnlicher Weise mit Hilfe der Geschwindigkeitsziffer berücksichtigt werden. Diese ist bekanntlich für gleichmäßige Bettung und unter der Voraussetzung, daß die Bildung und Rückbildung der Senkung keine Zeit erfordert, annähernd gegeben, durch die Formel¹⁷⁾

$$\alpha = \frac{1}{1 - \omega \frac{G v^2 a}{6 E J g}} \dots\dots\dots 4).$$

Die Werte ω sind für unnachgiebige Stützen am größten und nehmen mit wachsender Elastizität der Stützen ab, ihre Werte sind in folgender Zusammenstellung ausgewiesen. Im weiteren Verlauf wurde mit Rücksicht auf mögliche Frostwirkungen (nahezu unnachgiebige Stützen) mit $\omega = 1$, gerechnet.

Zusammenstellung¹⁷⁾ der Werte ω .

Belastungsfall	$\gamma = 0$	1	2	3	5	10
2∞	1,375	0,375	0,316	0,295	0,278	0,263
3∞	1,083	0,396	0,298	0,258	0,224	0,196
4∞	1,156	0,422	0,314	0,265	0,217	0,175
6∞	1,141	0,428	0,331	0,282	0,238	0,178
Z	1,183	0,541	0,583	0,508	0,331	0,454
2	1,273	0,438	0,449	0,473	0,468	0,155
3	1,131	0,464	0,421	0,388	0,286	—
4	1,169	0,479	0,434	0,369	0,195	—
1∞	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500

Auch der Umstand, daß die Bildung und Rückbildung der Stützensenkung Zeit braucht, wirkt sich bei hohen Geschwindigkeiten wie eine Abnahme der Elastizität der Stützen aus. (Aus den Versuchen Wasiutynkis kann man eine Senkungsgeschwindigkeit von 15 bis 25 mm/sec ableiten.) Frisch unterstopfte Gleise dürften kleinere Werte ergeben.

In Formel 4 ist alles in Kilogramm, Zentimeter und Sekunden ausgedrückt; führt man die Geschwindigkeit V km/Std. und die Radlast G in t ein, so erhält man

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{G V^2 a}{16,500 J}} \dots\dots\dots 5).$$

Für den Oberbau, der sich unter gegebenen Verkehrsverhältnissen bewährt hat, wäre das größte Biegemoment

$$M_v = \alpha M_0 = \sigma W,$$

für den anderen Oberbau unter anderen Verkehrsverhältnissen

$$M_{v_1} = \alpha_1 M_{0_1} = \sigma W_1,$$

daraus ergibt sich dann

$$\alpha M_0 W_1 = \alpha_1 M_{0_1} W$$

und schließlich der zulässige Raddruck:

$$G_1 \leq \frac{G_1'}{1 + \frac{1}{16,500} \left(\frac{G_1' V_1^2 a_1}{J_1} - \frac{G V^2 a}{J} \right)} \dots\dots\dots 6).$$

worin $G_1' = G \frac{W_1}{W} \sqrt[4]{\frac{J b_1}{J_1 b}} \dots\dots\dots 6'.$

Für eine bloße Änderung der Verkehrsverhältnisse, also $J = J, W = W, a = a, b = b, G_1' = G$ würde die Formel lauten

$$G_1 \leq \frac{G}{1 + \frac{G a}{16,500 J} (V_1^2 - V^2)} \dots\dots\dots 7),$$

beispielsweise $V = 120$ km/Std., $V_1 = 165$ km/Std., $J = 1700$ cm⁴, $a = 65$ cm.

$$G_1 \leq \frac{G}{1 + 0,078 \frac{G a}{J}} = \frac{G}{1 + 0,030 G}$$

$$G = 10 (12) [15]^t \quad G_1 \leq 7,7 (8,8) [10,3]^t.$$

Soll bei gegebener Unterschwellung der Schienen anläßlich des Überganges zu anderen Verkehrsverhältnissen eine andere Schiene eingeführt werden, so gilt $a = a_1$ und $b = b_1$

$$G_1 \leq \frac{G_1'}{1 + \frac{a}{16,500} \left(\frac{G_1' V_1^2}{J_1} - \frac{G V^2}{J} \right)} \dots\dots\dots 8)$$

worin $G_1' = G \frac{W_1}{W} \sqrt[4]{\frac{J}{J_1}} \dots\dots\dots 8'.$

Beispielsweise sollen die neuen 152 lbs-Schienen¹⁸⁾ für Achsdrücke von 45,4 t und $V = 160$ km/Std. bestimmt sein, während die 130 lbs-Schienen für Adr. = 36,3 t und $V = 128$ bemessen sind. Entsprechen die 130 lbs-Schienen letzteren Verkehrsverhältnissen, so würden die 153 lbs-Schienen bei $V = 128$ km/Std. für Adr. = 47,0 t entsprechen und bei gleichzeitiger Erhöhung der Fahrgeschwindigkeit auf $V = 160$ km/Std. nach Formel 8 für Adr. = 44,2 t ausreichen.

Bisher wurde stillschweigend angenommen, daß die gemessenen Spannungen nur von lotrechten Kräften herrühren; das ist natürlich auch in der Geraden nicht der Fall. Man kann aber mit roher Annäherung annehmen, daß die waagerechten Kräfte in ähnlich gebauten Schienen Spannungen hervorrufen, die proportional jenen der lotrechten Kräfte wachsen, daß es also genügt, mit lotrechten Kräften zu rechnen. Die Größe der letzteren, der ruhenden Achslasten, kennen wir ziemlich genau, die Änderungen ihrer Verteilung auf die beiden Räder während der Fahrt infolge von Ungleichmäßigkeiten der Gleislage, Federschwankungen usw. können wir nur schätzen. Daß die Ausgleichhebel der Lokomotiven und Tender bei größeren Geschwindigkeiten in Frage sind, ihre Aufgabe zu erfüllen, muß man bezweifeln. Rechnerisch kann man von den dynamischen Wirkungen nur jene der lotrechten Fliehkräfte ermitteln und diese nur annähernd. Die Berechnung der Wirkungen der waagerechten Kräfte¹⁹⁾ ist wesentlich unständlicher und ihrem Ergebnis wegen der vielen mitspielenden Faktoren noch unsicherer. Man führt sie mit Zimmermann deshalb in der Oberbauberechnung besser nicht ein.

Nach den angegebenen Formeln könnte man vorgehen, solange nur einzelne Fahrzeuge (Lokomotiven) die größeren Raddrücke verursachen. Die Erhaltungskosten würden, trotz den größeren Bettungsdrücken unter den größeren Radlasten geringer, weil die jährlichen Gesamtbelastungen der einzelnen Schwellen, infolge der besseren Druckverteilung der kräftigeren Schienen, geringer würden. Bei allgemeinem Übergang zu den größeren Raddrücken (bei Lokomotiven und Güterwagen) würden die Bettungsdrücke allgemein größer und mit ihnen auch die Erhaltungskosten. Dieselbe Wirkung hätte, unabhängig von der Größe der Radlasten, ein starkes Anwachsen der jährlichen Verkehrslasten. Dann wäre es eine Frage der Wirtschaftlichkeit, ob es nicht zweckmäßiger wäre, die Schienen mit Rücksicht auf die jährlichen Verkehrslasten zu bemessen.

Quellen:

- 1) Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1929 von Gruenewald, „Amerikanische Versuche zur Messung der Schienenspannungen“. Das auf einer rauchgeschwärzten Platte aufgezeichnete Bild wurde unter einem Mikroskop 75 fach vergrößert und dann ausgewertet. Meßlänge 4" = 102mm.
- 2) Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1906, Ergänzungsband, Bastian, „Das elastische Verhalten der Gleisbettung und ihres Untergrundes“.
- 3) Cuénot, „Etude sur les déformation des voies de chemin de fer“, Paris 1905.
- 4) Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1940, Vogel, „Veränderung der Bettung unter Stahl- und Holzschwellen“.
- 5) E. Winkler, „Der Eisenbahnoberbau“, Prag 1871.
- 6) Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1937, Driessen, „Die einheitliche Berechnung des Oberbaues“.
- 7) Allgemeine Bauzeitung 1888, Loewe, „Zur Theorie des Eisenbahnoberbaues“. Hoffmann, „Der Langschwellenoberbau der Rheinischen Bahn“, Berlin 1888. Zeitschrift für Bauwesen 1889, Schwedler, „Beitrag zur Theorie des Eisenbahnoberbaues“. Zentralblatt der Bauverwaltung 1890, Engesser, „Querschwellenoberbauberechnung“. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1914, Pihera, „Statische und dynamische Oberbaubeanspruchungen“.
- 8) Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1933, „Versuche der WhC“. Bulletin of the A.R.E.A. 1932.
- 9) Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1915, Loewe, „Einflußlinien zur Berechnung der Eisenbahnschiene“.
- 10) Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1899, A. Wasiutynski, „Beobachtungen über die elastischen Formänderungen des Eisenbahngleises“. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1915, Moyer, „Verteilung senkrechter Drücke im Boden“ (Engineering Record 1914, I. Bd.).

¹¹⁾ A. Wasiutynski, „Recherches experimentales sur les déformations élastiques et le travail de la superstructure des chemins de fer“, Paris 1937. Wasiutynski verwendete Dehnungsmesser von 80 mm Meßlänge. Die Dehnungen wurden auf einem Filmband festgehalten.

¹²⁾ Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1940, Pihera, „Einfluß der Druckverteilung des Unterbaues und des Untergrundes auf die Biegemomente der Stützendrucke der Schiene“.

¹³⁾ Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1938, Hanker, „Entwicklung der Oberbauberechnung“.

¹⁴⁾ Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1936, Czitary, „Beitrag zur Berechnung des Querschwellenoberbaues“.

¹⁵⁾ Bulletin 1906, Flamache, „Recherches sur les flexions de rails“.

¹⁶⁾ Daß Lastengruppen der üblichen Radstände kleinere Biegemomente ergeben, ist seit langem aus rechnerischen Untersuchungen und Versuchen bekannt. Driessen schrieb das Verdienst, auf diesen Umstand aufmerksam gemacht zu haben, mit Unrecht van Dyk zu. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1883, Loewe, „Über die Betriebssicherheit der Eisenbahngleise“. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1888, Engesser, „Zur Berechnung des Eisenbahnoberbaues“. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1899, Skibinsky, „Beitrag zur Berechnung des Querschwellenoberbaues“. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1907, Cornea, „Beitrag zur Ermittlung der Anstrengung der Eisenbahnschiene“. Der Ingenieur 1913, van Dyk, „Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues“. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. Pihera, „Statische und dynamische Oberbaubeanspruchungen“.

¹⁷⁾ Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1914, Pihera, „Statische und dynamische Oberbaubeanspruchungen“.

¹⁸⁾ Bulletin 1932, S. 262.

¹⁹⁾ Bödecker, Uebelacker, Heumann.

Persönliches.

August Mertz zum Gedenken.

Am 12. Mai 1940 verschied in seinem 63. Lebensjahre Oberreichsbahnrat August Mertz, einer der verdienstvollsten Mitarbeiter an dem gewaltigen Werk der Technischen Vereinbarungen über den Bau und den Betrieb der Hauptbahnen und Nebenbahnen (TV.) sowie der Grundzüge für den Bau und den Betrieb der Lokalbahnen (Grz.) 1930. Fünf Jahre Arbeit haben der zur Neubearbeitung der TV. und Grz. 1909 vom Technischen Ausschuß im Mai 1925 gewählte Sonderausschuß und die aus seiner Mitte gebildeten Gruppenausschüsse unter Mitwirkung der Fachausschüsse des Vereins Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen diesem Werk gewidmet. Jedem der dabei beteiligt gewesenem Mitarbeiter wird jene allererste Beratung des Sonderausschusses in Weimar, den 22./23. Oktober 1925, unvergessen geblieben sein, in der das Eisenbahnzentralamt Berlin die für die Durchführung der Arbeiten ausgearbeiteten, bis ins Einzelne gehenden Vorschläge gemacht hatte, nach denen dann tatsächlich verfahren wurde. Sie waren in der Hauptsache Mertz zu danken und haben die schwierige und ungeheuer große Arbeit bis zu ihrem Abschluß geleitet. Mertz selbst war Mitarbeiter im Gruppenausschuß B (Bau und Unterhaltung der Fahrzeuge), im Sonderausschuß und im Fassungsausschuß, er war es, der zusammen mit dem unermülichen Schriftführer Carus die Niederschriften über die Verhandlungen im Gruppenausschuß B verfaßte und die Unterlagen für die Sitzungen jeweils vorbereitete. Ohne diese vorzüglichen Vorarbeiten wäre es nicht denkbar gewesen, die dem Gruppenausschuß B obgelegene Aufgabe in 15 Beratungen zu bewältigen. Daneben war dauernde Fühlungnahme mit den übrigen Gruppenausschüssen nötig, um die Einheitlichkeit des Werkes sicher zu stellen und das Werk zu dem zu machen, was es ist. Auch diese Arbeit lag zum größten Teil dem Zentralamt ob. Daß diese Aufgabe dem auf haarscharfe Durchsetzung kristallklarer Ordnung und Fassung bedachten Kollegen Mertz nicht immer leicht war, ist zu verstehen. Wer Mertz näher

stand, fühlte mit, wie er kämpfte und rang, das Werk zum internationalen Standardwerk der Eisenbahnfachwelt zu gestalten.

Im Zeitenlauf verblaßt das rein Subjektive dieses Werdeganges, der Kreis der Mitarbeiter wird kleiner und verschwindet schließlich, aber bestehen wird, solange es schienengebundene Fahrzeuge gibt, der Name Mertz in seinem aus 15 Abhandlungen bestehenden Werk „Entstehung und Entwicklung der Bestimmungen der TV.“; über das Mertz selbst in dieser Zeitschrift (Heft 22 vom 15. November 1936, Hefte 11 und 12 vom 1. und 15. Juni 1940) auszugsweise berichtet hat. Unendlich viel Mühe und Arbeit hatte den Bearbeitern der Neuauflage der TV. 1930 gemacht, die Entstehungsgeschichte der einzelnen Bestimmungen der TV. 1909 in allen Einzelheiten zu ergründen, weil man nicht ändern und ergänzen kann, wenn man sich nicht restlos über das Zustandekommen der vorhandenen Bestimmungen klar ist. Wiederholt war darum im Laufe der Bearbeitung ausgesprochen worden, es möchte späteren Bearbeitern der TV. diese Quellenforschung erspart werden und es möchte deshalb alsbald in einem „Kommentar“ festgehalten werden, was die einzelnen Bearbeiter gefunden hatten. Wie selten diese Quellen zum Teil geworden sind, beweist beispielsweise das Kapitel Achsstand. Hier fand sich nur noch an einer einzigen Stelle Deutschlands (RBD. Karlsruhe) die Sammlung der Niederschriften aus dem Jahre 1873, die auswiesen, wie man zu der auch in der BO. vom Jahre 1905 getroffenen, auf Grund der Überarbeitung der TV. aufgegebenen Festlegung des zulässigen festen Achsstandes von 4,5 m bei Lok. gekommen war. Daß diese Arbeit von Mertz auch für den Eisenbahnwissenschaftler wertvoll bleibt, bedarf keiner Erläuterung. Diese überaus große Arbeit hatte Mertz allein übernommen; er allein, das darf doch gewißlich heute ausgesprochen werden, war imstande, sie durchzuführen.

Mertz war der Sohn des nachmaligen Eisenbahndirektors Mertz. Er war in St. Johann-Saarbrücken geboren und nach

dem Studium auf der Technischen Hochschule Berlin 1903 bei der Eisenbahndirektion Saarbrücken in den Eisenbahndienst getreten. Mit den TV. hatte er schon 1909 als Hilfsarbeiter des Eisenbahnzentralamtes bei Neubearbeitung des § 125 der TV. 1909 (Wagenlängen, Überhänge) zu tun gehabt, nahezu sechs Jahre war er Hilfsarbeiter in der Eisenbahnabteilung des vorm. Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, 1920 wurde er Vorstand des Eisenbahn-Versuchsamtes für Wagen in Potsdam und Mitglied des preußischen Personen- und Güterwagenausschusses, ab 1925 bis zu seinem Tode war er Dezernent und Mitglied des Eisenbahn-Zentralamtes Berlin.

Mertz zeichnete ein scharfer Verstand, ein rastloser Fleiß und in ganz seltenem Ausmaß eine peinliche Gewissenhaftigkeit und Pünktlichkeit aus, Gaben, ohne die die Abhandlungen über die Entstehung und Entwicklung der Bestimmungen der TV. nicht denkbar gewesen wären. Mertz war von einer seltenen Objektivität und von absoluter Uneigennützigkeit. Alle Kollegen, die Mertz näher kannten, werden den von uns gegangenen Mitarbeiter in treuem Andenken bewahren. Dankbar wird aber auch der VMEV. und die Nachwelt für die Arbeit dieses Eisenbahners bleiben.

Heinrich Baumann.

Rundschau.

Die Berliner Nordsüd-S-Bahn.

In Ergänzung der Beschreibung im Heft 21/1936 dieser Zeitschrift des nördlichen Teils der Berliner Nordsüd-S-Bahn wird nachstehend der am Bahnhof Unter den Linden anschließende südliche Teil derselben behandelt. Die Angaben sind gleichfalls der Verkehrstechnik Heft 9/1940 entnommen. Beim Bau der Südstrecke traten Schwierigkeiten und Verzögerungen einerseits dadurch auf, daß infolge Anpassung an die geplante Umgestaltung von Groß-Berlin Entwurfsänderungen erforderlich wurden, andererseits die Arbeitskräfte und Baustoffe infolge der inzwischen beseitigten Arbeitslosigkeit und der starken anderweitigen Inanspruchnahme der Bautätigkeit nicht immer in dem benötigten Umfange zur Verfügung standen.

Der wichtigste Bahnhof der S-Südstrecke ist der Bahnhof Potsdamer Platz nicht nur wegen des sehr lebhaften Straßenverkehrs, sondern auch wegen Einführung des Südrings der Stadt- und Ringbahn in die neue Strecke, dessen Züge hier entweder enden oder in beiden Richtungen der S-Bahn weitergeführt werden können. Der nächstwichtigste Bahnhof ist der S-Anhalter Bahnhof, an dessen Südende die verlegte Wannseebahn und die Bahn von Lichterfelde-Ost und Zossen einlaufen. Außerdem soll am Nordende noch eine unterirdische Gleisverbindung zum Görlitzer Fernbahnhof geschaffen werden. Den Verkehr der Reisenden zum Anhalter Fernbahnhof vermittelt ein unterirdischer Verbindungsgang von Bahnsteig zu Bahnsteig. Für die Gepäck- und Postbeförderung zwischen S-Bahnhof und Fernbahnhof sind besondere Tunnel mit Aufzügen vorhanden.

Die Bahnsteige der S-Bahn sind so gestaltet, daß die Bahnsteigplatten rund 90 cm zum Gleis überragen und so eine gefahrenfreie Unterschulpmöglichkeit bei Fliegerangriffen bieten.

Von den teilweise sehr schwierigen Bauausführungen seien einige besonders bemerkenswerte kurz geschildert: Bei Unterfangung der Wohn- und Geschäftsgebäude mußte vermieden werden, daß sich nach Inbetriebnahme der neuen S-Bahn die Erschütterungen und Geräusche des Betriebes auf die unterfangenen Gebäude übertragen. Aus diesem Grunde ist die Abstützung derselben unabhängig von den Tunnelwänden ausgeführt. Bild 1 zeigt ein solches unterirdisches Abfangbauwerk, dessen Trägerrostüberbau hinter der Tunnelwand auf einer Parallelmauer aufliegt. Auf der Tunnelseite ruht der Rost mittels eines Unterzuges gelenkig auf neun Stahlstützen, die den Tunnelkörper frei durchdringen und unterhalb der Tunnelsohle isoliert gegründet sind.

Bei Unterfahrung des Landwehrkanals war seitens der Wasserstraßenverwaltung der völligen Sperrung desselben für die durchgehende Schifffahrt während der Dauer von sechs Wintermonaten zugestimmt. Der Unterwassertunnel konnte hier daher in einem Zuge ausgeführt werden. An dieser Stelle überquert jedoch die Hochbahn den Kanal auf hochliegender Fachwerkbrücke unter spitzem Winkel, so daß der westliche Brückenpfeiler über den Tunnel zu liegen kam. Eine Unterfangung dieses massiven Brückenpfeilers erschien nicht angebracht. Bei einem vorübergehenden Ersatz desselben durch ein einfaches Bockgerüst hätte dieses wegen der sehr schiefen Lage der Brücke so weit vom bestehenden Auflager entfernt sein müssen, daß eine umfangreiche Verstärkung des Brückenfachwerks notwendig geworden wäre. Es wurde daher die in Bild 2 dargestellte vorübergehende Unterstützung durch zwei Fachwerkträger von den gleichen Feldweiten wie die des Überbaues gewählt. Die Umlagerung von dem abzubrechenden Brückenpfeiler auf diese Fachwerkstützkonstruktion wurde durch hydraulische Pressen vorgenommen. Der endgültige Brückenpfeiler der Hochbahnbrücke wurde so hergestellt, daß eine unnötige Belastung der Tunneldecke vermieden wurde.

Der Tunnel wurde in offener Baugrube unter Begrenzung durch Fangedämme hergestellt. Zur Sicherstellung des Wasserablaufs im Kanal wurde eine Heberanlage aus fünf Eisenrohren eingebaut, die mit Saugpumpen versehen waren (Bild 3). Da der Tunnelstahl durch sein Gewicht allein nicht auftriebsicher war, ist er an beiden Ufern mit Ballastbetonkörpern belastet.

Die Baukosten des Tunnels waren natürlich entsprechend der

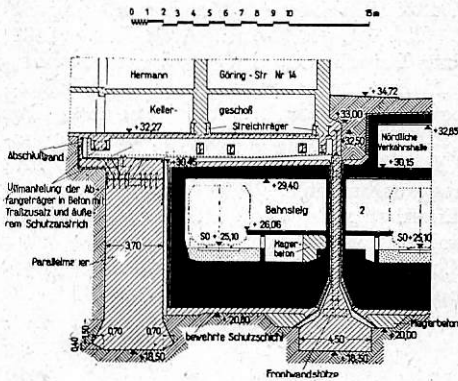


Bild 1. Querschnitt durch das Abfangbauwerk unter dem südlichen Gebäudeteil der AWAG (Hermann-Göring-Straße 13).

der starken anderweitigen Inanspruchnahme der Bautätigkeit nicht immer in dem benötigten Umfange zur Verfügung standen.

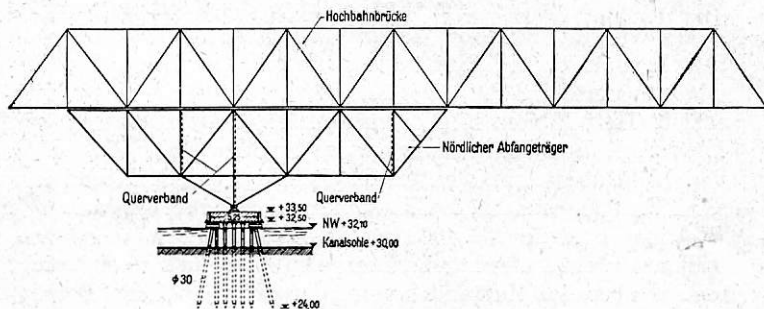


Bild 2. Systemskizze für die Abfangung der Hochbahnbrücke über den Kanal.

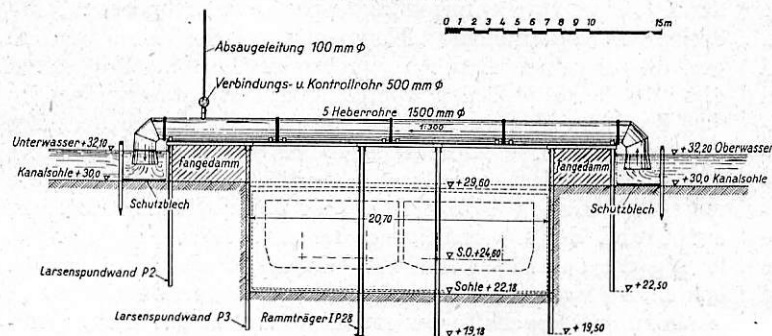


Bild 3. Heberanlage zur Sicherstellung des Wasserablaufs.

Außerdem brachte die Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs besonders am Potsdamer Platz erhebliche Verzögerungen in den Bauarbeiten mit sich.

Örtlichkeit sehr verschieden; am höchsten waren sie am Potsdamer Platz. Durchschnittlich sind rund 22 Mill. $R.M./km$ für die eigentliche Tunnelstrecke aufgewendet.

Die selbsttätige Streckenblockanlage ist für eine Zugfolge von $1\frac{1}{2}$ Min. eingerichtet. Sr.

Normale und Speziialschienen der italienischen Staatsbahnen.

Seit dem Jahre 1912 wird der gesamte Bedarf an normalen Schienen der italienischen Staatsbahnen im Inlande gedeckt, mit Ausnahme einer Lieferung von 83000 t aus Nordamerika im Jahre 1917, als die Eisenerzeugung des Landes ganz für die Kriegsführung gegen Deutschland und Österreich benötigt wurde.

Die Länge der normalen Schienen wurde im Jahre 1934 auf 36 m festgesetzt und seither werden kürzere Schienen weder hergestellt noch verlegt. Gleichzeitig führte man Schienen mit 46,3 kg/m Gewicht, für Tunnel mit 50,6 kg/m Gewicht, ein. Nach neuestem Beschluß sollen für besonders stark befahrene Strecken Schienen von 49,05 kg Metergewicht verwendet werden. Der Schienenstahl wird fast ausschließlich im Siemens-Martin-Ofen gewonnen, vereinzelt auch im Elektroofen. Der Block, aus welchem zwei Schienen von 36 m Länge und 46,3 kg/m Gewicht gewalzt werden, hat die Abmessungen $580^2 \times 1700$ mm (unten 540^2 , oben 620^2). Das Gewicht eines solchen Blockes beträgt etwa 5200 kg. Nach dem Auswalzen auf 250×170 mm Querschnitt werden am unteren Ende 100 kg abgetrennt, am oberen, poröseren Ende jedoch etwa 1600 kg also zusammen rund $\frac{1}{3}$ des ursprünglichen Gewichtes des Blockes; dann erfolgt das Vor- und Auswalzen in je fünf Gängen. Von der fertigen Schiene werden an der ursprünglich unteren Blockseite nochmals 70 kg, an der oberen 35 kg abgeschnitten, so daß das Gewicht der beiden fertigen Schienen 3333 kg beträgt. Der Stahl muß folgenden Bedingungen genügen: Zugfestigkeit $Z \geq 70$ kg/mm²; Produkt aus Zugfestigkeit und Dehnung in % = 900 für $Z = 70$ bis 72, = 800 für $Z = 72$ bis 75, = 750 für $Z > 75$ kg/mm². Chemische Zusammensetzung: Phosphor höchstens 0,05%, Schwefel höchstens 0,07%, Arsen nur in Spuren zulässig, Kohlenstoff möglichst nicht über 0,5%, Mangan-gehalt etwa 1,3% bei nicht mehr als 0,15% Silicium. Außer Zugproben werden Schlagproben, Biegeproben und Korrosionsproben nach Bauman vorgenommen, insbesondere wird wie bei der DR. aber die ganze Herstellung überwacht. Die Gewährzeit beträgt fünf Jahre. Regelmäßig werden jährlich zwischen 40000 und 50000 t normale Schienen beschafft, so daß rund 2000 km dauernd unter Gewähr stehen. Die Untersuchung der verlegten Schienen erfolgt mit dem Apparat von Sperry*). Dieser erzeugt rings um die Schiene ein kräftiges Magnetfeld, dessen Veränderungen infolge von Ungleichmäßigkeiten im Schienenquerschnitt (Risse, Einschlüsse, Abblätterungen usw.) in dem betreffenden Streckenabschnitt aufgezeichnet werden.

Schienen besonderer Art müssen verlegt werden: 1. in Gleisbögen, wodurch die Reibung zwischen Spurkranz und äußerer Schiene eine starke Abnutzung eintritt; 2. auf Strecken mit besonders dichtem und schwerem Verkehr, insbesondere auf Steigungen und in der Nähe der Sicherungssignale, wo der Schienenverschleiß infolge der Bremsungen ein größerer ist; 3. in Tunneln, wo die Schienen der Einwirkung der Verbrennungsgase und zuweilen auch von Bodengasen und der großen Feuchtigkeit ausgesetzt sind. Von den Streckengleisen der italienischen Staatsbahnen mit 46,3 und 50,6 kg-Schienen liegen 880 km in Gleisbögen von $H \leq 500$ m, von den Gleisen mit 36 kg-Schienen 2280 km. Von letzteren sollen 1640 km mit schwereren Schienen ausgerüstet werden.

In den oben mit 1. und 2. bezeichneten Fällen werden gehärtete Schienen oder Verbundschienen verlegt. Die Härtung wird erzielt dadurch, daß man kalte Luft oder zerstäubtes Wasser über die vom Walzen noch heiße oder wiedererwärmte Oberfläche des Schienenkopfes bläst oder dadurch, daß man den Schienenkopf in ein Wasserbad taucht. Das letztere Verfahren ist das der französischen Firma Neuves Maisons geschützt; danach gehärtete Schienen haben gute Ergebnisse gezeitigt. Nach dem Walzen, bei etwa 800°, wird der Schienenkopf zu rund $\frac{4}{5}$ etwa 5 Min. lang rythmisch in das Wasserbad getaucht, bis seine Temperatur

*) A. Boselli-Donzi, Prüfwagen nach Sperry zum Nachweis innerer Fehler der Schienen. La tecnica professionale, April 1935.

500 bis 600° beträgt, was mit dem Pyrometer nachgeprüft wird. Untersuchungen der Brinellhärte und der Werkstoff-Festigkeit so gehärteter Schienen ergaben beispielsweise:

	Brinellhärte		Festigkeit kg/mm ²	
	I	II	I	II
Schienenkopf nahe der Lauffläche . .	321—340	340—418	107—113	113—139
Schienenkopf nahe der waagerechten Mittellinie	228—248	241—269	76—82,7	80,4—89,7
Schienenkopf, unterer Teil . . .	217—228	228—241	72,4—76	76—80,4

Verbundschienen, bei welchen der Kopf im wesentlichen aus extrahartem Stahl (z. B. 109 kg/mm² Festigkeit, 12% Dehnung), Steg und Fuß aus halbhartem Stahl (z. B. 47,8 kg/mm² Festigkeit, 26,5% Dehnung) besteht, wurden aus Deutschland nach den Herstellungsverfahren der Klöckner-Werke, Osnabrück, und des Bochumer Vereins, Bochum, bezogen. Eine Härteprüfung im Querschnitt ergab z. B.: Kopf 114 kg/mm² Festigkeit, Steg und Fuß je 51 kg/mm² Festigkeit.

Ist die Aufgabe, die starke Abnutzung der Schienen durch Reibung in gewissen Streckenabschnitten zu verhindern, befriedigend gelöst, so kann man Gleiches von der Korrosion nicht behaupten. Die Verwendung von Schienenstahl, der mit Nickel oder Mangan legiert ist, verbietet sich aus Gründen des Preises oder der Schwierigkeit des Walzens. Da der günstige Einfluß des Kupfers auf die Verhütung der Korrosion bekannt war, machten die italienischen Staatsbahnen Versuche mit kupferhaltigen Stahlsorten in Legierungsstufen von 0,25 bis 0,6%. Die Ergebnisse waren durchaus negativ, da sich gegenüber unlegiertem Stahl keine Besserung erzielen ließ. Die Beschaffung von kupferhaltigen Schienen wurde deshalb wieder eingestellt. Glücklicherweise bringen die fortschreitende Elektrisierung und die Verwendung von Triebwagen mit Verbrennungsmotoren eine wesentliche Verbesserung der Luftzusammensetzung in den Tunneln mit sich, was die Erhaltung begünstigt und auch die Überwachung der Schienen erleichtert. Schn.

Riv. tecn. Ferr. ital. Juli 1940.

Der Einfluß großer Geschwindigkeiten der rollenden Last auf das Gleis.

Professor Dr. tech. Mitjuschin, Moskau, macht in Sozialistisches Transport 1940, Heft 3, den Vorschlag, für die Berechnungen der Schiene sich nicht, wie bisher vielfach üblich, auf die Schienenmitte, sondern auf den Schienenstoß als den schwächsten Teil der Schiene zu beziehen. Der Form des eingefahrenen bzw. von der Last durchgebogenen Schienenstoßes legt er dabei die Formel der defektiven Hyperbel (siehe Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1934, Heft 14) zugrunde, die er erstmalig schon 1929 in den Arbeiten des Moskauer Instituts der Transportingenieure vorgeschlagen hat: $y = \frac{a}{x^2 + b^2}$. Auf Grund dieser Formel kommt er zu folgendem Ergebnis für die Gesamtdurchbiegung am Stoß unter bewegter Last:

Gesamtdurchbiegung = Durchbiegung bei unbelastetem Gleis + statischer Durchbiegung unter der Last + zusätzliche Durchbiegung unter der bewegten Last, wobei für diese zusätzliche Durchbiegung unter bewegter Last, die also eigentlich den Einfluß der Geschwindigkeit der rollenden Last auf das Gleis darstellt, sich die Größe $\frac{2a}{g^2 \beta^4}$ ergibt. Dabei ist $a = \frac{a}{V^2}$, $\beta^2 = \left(\frac{b}{V}\right)^2$ und $g^2 = \frac{K}{m} \cdot a$ und b sind obiger Formel der defektiven Hyperbel zu entnehmen. V ist die Zuggeschwindigkeit in cm/sek., k ist ein Festwert, der von der Steifigkeit des Gleises abhängt und m die Masse des ungefederten halben Radsatzes. Auf Grund von Beispielrechnungen für verschiedene am unbelasteten Gleis vorhandene Durchbiegungen des eingefahrenen Stoßes und verschiedene Geschwindigkeiten der Last weist Mitjuschin nach, daß die zusätzliche Durchbiegung des Stoßes unter bewegter Last ganz wesentlich abhängig ist von der schon vor dem Auftreten der Last am Stoß

vorhandenen Durchbiegung, mit anderen Worten von dem Zustand der Gleisunterhaltung. Ist aber das Gleis gut erhalten und in allen Teilen von guter Beschaffenheit, dann kann man mit Zuversicht und Ruhe an eine Erhöhung der Zuggeschwindigkeiten herangehen. Ist dieser gute Gleiszustand und eine dementsprechend hohe Zuggeschwindigkeit einmal erreicht, dann sind die Aussichten für eine weitere Geschwindigkeitserhöhung recht günstig, denn diese Erhöhung wirkt dann nicht mehr auf eine Erhöhung, sondern eher auf eine Erniedrigung der Spannungen im Gleis hin, und zwar dadurch, daß die Kräfte zu kurze Zeit einwirken, als daß unter ihnen große Formänderungen zu ihrer Entwicklung Zeit fänden. Den gleichen Gedanken, daß die Geschwindigkeit an sich, frei von allen Nebeneinflüssen schonend auf das Gleis wirken müsse, habe ich schon im Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1926, Heft 8, entwickelt.

Dr. Saller.

Eisenbahnbau in Spanien.

Die direkte Verbindung Madrid—Burgos, 282 km, wurde im März 1926 beschlossen und der Bau im Juni 1928 begonnen. Sie ist gegenüber der Strecke über Segovia um 82 km und gegenüber jener über Avila um 88 km kürzer. Im Jahre 1932 wurde der Bau zurückgestellt, nachdem schon mehr als $\frac{1}{3}$ der Gesamtkosten verausgabt war, weil die Bahn angeblich nur lokalen Belangen diene.

Nunmehr, nach der nationalen Erhebung, werden die Bauarbeiten wieder fortgesetzt.

Auf der Strecke Zamora—Orense ist der 6 km lange Tunnel von Padornelo fertiggestellt und man rechnet damit, daß noch in diesem Jahre die Teilstrecke von Zamora nach Puebla de Sanabria eröffnet werden kann.

Die strategische Bahn von Ferrol nach Gijón, welche die Provinzen Asturias und Galicia verbinden soll, wurde 1921 begonnen und soll jetzt zu Ende geführt werden. Unter anderen größeren Arbeiten sind die Brücken über die Flüsse Junco und Sor, der Viadukt von Canero und verschiedene Bahnhöfe fertiggestellt.

Der Studienausschuß für die Verbindung Santander—Mediterráneo, d. h. für die Verbindung des Golfes von Vizcaya mit dem Mittelmeer, befaßt sich mit drei Möglichkeiten: die eigentliche Strecke Santander—Mediterráneo, jene von Pasajes nach Taragona und eine elektrifizierte, doppelgleisige, normalspurige (1676 mm) Strecke Bilbao—Barcelona. Die letztere, für welche viele Gründe sprechen, hat die meiste Aussicht auf Verwirklichung. In diesem Zusammenhang wird auch der Bahnbau Trepaderne—Areta—Arrigorriaga—Bilbao gefördert, welche Strecke die beiden Häfen Santander und Bilbao verbindet. Ihre Länge beträgt 70 km. Sie stellt gegenüber der bestehenden eine um 44 km nähere Verbindung von Burgos mit dem Hafen von Bilbao her.

Schn.
Ferr. y Tranv. 1940.

Bücherschau.

Handbuch der Werkstoffprüfung, Band II. Die Prüfung der metallischen Werkstoffe. Herausgegeben von Professor Dr.-Ing. E. Siebel. Berlin: Julius Springer 1939. Preis geh. 66.— *R.M.*, geb. 69.— *R.M.*

Von dem großen Werk „Handbuch der Werkstoffprüfung“ ist jetzt als erstes Buch der zweite Band erschienen, der die gesamte Prüfung der metallischen Werkstoffe mit Ausnahme der zerstörungsfreien Prüfung umfaßt. Das über 700 Druckseiten umfassende und viele gute Bilder und Skizzen enthaltende Buch wurde unter Mitarbeit bekannter Forscher aus wissenschaftlichen Instituten und aus den Materialprüfanstalten der Industrie von Professor Dr.-Ing. Siebel herausgegeben. Neben den wissenschaftlichen Grundlagen behandelt das Buch ausführlich die Ausführung und die Fehlermöglichkeiten aller Prüfverfahren und gibt einen ausgezeichneten Überblick über die zur Verfügung stehenden Prüfmaschinen und Geräte.

Nachdem in der Einleitung die physikalischen Grundlagen der Metalle besprochen sind, behandelt der erste Teil die Festigkeitsprüfung der Werkstoffe bei ruhender Beanspruchung. Hier ist besonders wertvoll, daß einmal eindeutige Begriffsbestimmungen für die verschiedenen Werkstoffeigenschaften gegeben werden, so z. B. auch für die Proportionalitätsgrenze, die bisher in keiner Literatur wirklich exakt gekennzeichnet war. Der zweite Abschnitt behandelt die Festigkeitsprüfung der Werkstoffe bei schlagartiger Beanspruchung. Wie bei statischer Beanspruchung werden hier die verschiedenen Festigkeitsprüfungen bei einmaliger Stoßbeanspruchung und bei Dauerschlagversuchen klar geschildert und der Einfluß von Probeform, Temperatur und anderen Versuchsbedingungen auf die Auswertung der Versuchsergebnisse gekennzeichnet. Der dritte Abschnitt, der die Dauerfestigkeitsprüfung bei schwingender Beanspruchung behandelt, faßt die Ergebnisse der vielen Forschungsarbeiten, die in den letzten Jahren auf dem Gebiet der Dauerfestigkeitsprüfung der Werkstoffe veröffentlicht wurden, zu einem äußerst brauchbaren Auszug zusammen. Gerade bei diesem Abschnitt kommt der besondere Vorteil des Buches zum Ausdruck, daß dem in der Praxis stehenden Materialprüfer das Nachlesen der in der Literatur nur sehr verstreut zu findenden Forschungsarbeiten erspart bleibt. Der vierte Abschnitt behandelt die Festigkeit der Werkstoffe bei hohen und tiefen Temperaturen. Hier wird eindeutig zwischen Kurzzeitversuchen, die die Warmzugfestigkeit und Warmstreckgrenze ergeben, und sehr langzeitigen Dauerstandversuchen unterschieden. Gerade die eingehende Behandlung der Dauerstandversuche und der hierfür erforderlichen Prüfeinrichtungen wird wesentlich dazu beitragen, die auf diesem Gebiet teilweise bestehenden Unklarheiten zu beseitigen. Die gesamte Härteprüfung ist in dem fünften Abschnitt zusammengefaßt. Hier werden alle Härteprüfverfahren einschließlich der

in der Praxis nur wenig gebräuchlichen Verfahren, wie z. B. die Pendelhärteprüfung nach Herbert, kritisch betrachtet und ihre Ergebnisse mit dem grundlegenden Prüfverfahren nach Brinell verglichen. Am Schluß dieses Kapitels wird ein sehr beachtlicher Vorschlag zu einem einheitlichen Härteprüfverfahren gemacht. Der sechste Abschnitt umfaßt die technologischen Prüfungen, bei denen auch die Prüfungen aller Schweißverbindungen aufgenommen wurden. In diesem sehr ausführlich gehaltenen Kapitel dürfte wohl keine technologische Probe, die praktische Bedeutung gewonnen hat, vergessen sein. In dem nächsten Abschnitt des Buches werden Prüfungen sehr verschiedener Art, wie Verschleißprüfung, Prüfung der Zerspanbarkeit und die Erosions- und Korrosionsprüfung zusammengestellt. Die Verschleißprüfung wird leider zu kurz und nicht umfassend genug behandelt, während die Abschnitte über Zerspanbarkeit, Erosion und Korrosion für die Praxis im allgemeinen ausreichend gebracht werden. Die im achten Kapitel zusammengefaßten physikalischen Prüfungen vervollständigen das Handbuch der Werkstoffprüfung durch leichtverständliche Begriffsbestimmungen und klar geschilderte Meßverfahren. Das neunte Kapitel behandelt in ausgezeichneter, kurzer und doch umfassender Art das ganze Gebiet der metallographischen Prüfung. Besonders wertvoll ist hier die Zusammenstellung und Beschreibung der neuesten und besten Metallmikroskope und auch der Einrichtungen zur thermischen Behandlung der Werkstoffe. Das Kapitel über die chemische Untersuchung der Metalle und ihrer Legierungen kann natürlich nur das Grundsätzliche der Methoden bringen, weil eine Schilderung aller Analysen und ihrer wissenschaftlichen Grundlagen ein eigenes Buch erfordert. Es ist aber sehr begrüßenswert, daß doch in diesem Buch auf die moderne Spektralanalyse und ihre neuesten Apparate näher eingegangen wird. Ein kurzes aber interessantes Kapitel über festigkeitstheoretische Untersuchungen schließt das wertvolle Buch über die Prüfung der metallischen Werkstoffe ab.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß mit dem zweiten Band des Handbuches der Werkstoffprüfung ein Werk geschaffen wurde, das alle Kenntnisse von Wissenschaft und Praxis über die Prüfung metallischer Werkstoffe in idealer Weise zusammenfaßt. Das Buch wird deshalb bald für jeden, der in den Forschungsanstalten der Industrie und in den wissenschaftlichen Materialprüfstätten mit Werkstoffprüfung zu tun hat, ein unentbehrlicher Ratgeber werden.

A. Jünger, VDI.

Die elektrische Kraftübertragung. Von Dipl. Ing. Herbert Kyser unter Mitarbeit von Dipl. Ing. Karl Heinz Kyser. 3. Band: Bau und Betrieb des Kraftwerkes, 2. Teil, die elektrische Ausgestaltung des Kraftwerkes und der Übertragung, Stromerzeugung, Schalt- und Sicherungsanlagen für Kraftwerke und Netz, Ent-

wurfgestaltung, Betrieb und Wirtschaftlichkeit. Dritte vollständig umgearbeitete und erweiterte Auflage. 486 Abbildungen, 51 Zahlentafeln und 32 Rechenbeispiele auf 616 Seiten. Berlin: Julius Springer 1940. Preis 57.— *R.M.*

Angesichts der großen Stofffülle hat sich Kyser gezwungen gesehen, den dritten Band seines Werkes für die dritte Auflage in zwei Teile zu zerlegen, deren erster bereits vor einigen Jahren erschien und deren zweiter nunmehr vorliegt. Dieser wiederum zerfällt in vier Abschnitte und behandelt im ersten die Gleichstromerzeugung, Akkumulatoren und Wechselstromerzeuger. Neben dem elektrischen und mechanischen Aufbau der Maschinen, der Kühlung und Lüftung, werden hier die Wechselstromerzeuger, ihrer Bedeutung durchaus entsprechend besonders eingehend gewürdigt.

Die gewaltige Ausdehnung und Zusammenschaltung der Netze, wie sie die letzten Jahre mit sich brachten, machte es notwendig dem Parallel- und Verbundbetrieb einen besonderen Abschnitt vorzubehalten. Alle hier einschlägigen Fragen der synchronen Leistung, der synchronisierenden Leistung, der Stabilität, ferner die Eigenschwingungen der Maschinen, das Pendeln und vor allem die sehr wichtigen Regelprobleme finden eine ebenso gründliche wie klare Behandlung.

Der dritte und umfangreichste Abschnitt beschäftigt sich mit den Schalt- und Schutzvorrichtungen der elektrischen Anlagen und Netze. Angefangen von den Schmelzsicherungen für niedere Spannungen bis zu den Hochspannungsleistungsschaltern werden alle Schaltgeräte, ihre Wirkungsweise und Verwendung einer umfassenden Betrachtung unterzogen. Bei den Erörterungen über den Schalterantrieb wird, wenn man insbesondere die Erfahrungen des vergangenen strengen Winters berücksichtigt, der Druckluftantrieb wohl zu günstig beurteilt. Ein eingeschaltetes ausführliches Kapitel über die Beanspruchung der Anlagenteile durch den Kurzschlußstrom, das von dem Sohn des Verfassers, Dipl. Ing. Karl Heinz Kyser stammt, befaßt sich nach kurzen theoretischen Ausführungen im einzelnen mit der Bestimmung der Widerstände der Maschinen und Leistungsanlagen, der Berechnung der Kurzschlußströme und schließlich mit den Maßnahmen zur Verminderung oder örtlichen Begrenzung der Kurzschlußströme. Der in der letzten Zeit zu immer höherer Bedeutung gelangten Verwendung von Magnesium und Aluminium im Schaltanlagenbau wird dabei gebührend Rechnung getragen. Bei den Untersuchungen über den Schutz gegen unzulässige Stromüberlastungen und über die Schutzvorrichtungen gegen Überspannungen dürfte die Beurteilung der heute gebräuchlichsten Überspannungsableiter von AEG und SSW etwas zu optimistisch sein. Das Problem des Überspannungsschutzes, besonders in bezug auf die Schaltüberspannungen ist heute noch nicht so einwandfrei geklärt, wie man nach den Ausführungen des Verfassers annehmen könnte, sondern harrt noch immer der endgültigen Lösung. Kapitel über Betriebsüberwachungsgeräte und über die Schalt- und Bedienungsanlagen beschließen den dritten Abschnitt. Das letzte Kapitel gibt noch zu dem Bemerkten Veranlassung, daß Kyser in der Frage der grundsätzlichen Schaltung der Kraftwerke die Bedeutung der Generatorsammelschiene, einer zwischen den Stromerzeugern und Umspannern mit Leistungsschaltern versehenen Einfach- oder Doppelsammelschiene, zweifellos überschätzt. Das derzeitige Ausmaß der Energieversorgung und die damit angewachsenen Kraftwerksleistungen machen es fast unmöglich, Anlagen mit solchen Schienen zu bauen, da Kurzschlußströme auftreten können, die u. U. mit einfachen Mitteln nicht mehr zu beherrschen sind. Man wird bei solchen Werken wohl immer zur „Kurzkupplung“ zwischen Generator und Umspanner greifen müssen. Erwähnung hätte in diesem Zusammenhang auch verdient die Ergänzung der Kraftwerksschaltung mit Kurzkupplung durch eine einfache Hilfsschiene zwischen Umspanner und Stromerzeuger ohne Leistungsschalter. Sie wird mehrfach angewandt und gestattet die zu verschiedenen Blöcken gehörenden Maschinen und Umspanner zusammenzuschalten, was sich in manchen Notfällen als sehr zweckmäßig erwiesen hat.

Gegenstand des vierten und letzten Abschnittes des Buches sind Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen, die sich mit den wichtigen Fragen des Anlagekapitals ebenso eingehend befassen, wie mit der Verzinsung, Abschreibung, den Verwaltungs-, Geschäfts- und Betriebskosten usw. und vor allem auch die für die Stromverrech-

nung notwendigen Meßgeräte entsprechend würdigen. Das Muster eines Stromlieferungsvertrages bildet den Abschluß der wichtigen und für die Beurteilung jedes Projektes unumgänglich notwendigen Betrachtungen.

Auch diesen 2. Teil des 3. Bandes zeichnen jene Vorzüge aus, die an den bereits erschienenen Bänden zu rühmen waren, Vorzüge, unter denen nicht der geringste ist, daß der Verfasser, so sehr er auch bisweilen ins Einzelne geht, stets das Grundsätzliche scharf heraushebt und sich bei aller wissenschaftlichen Gründlichkeit nie im Theoretischen verliert, sondern immer lebendige Fühlung mit der Praxis behält. Wenn er dabei vermeidet sich über die einzelnen Bauarten, die von den Firmen auf den Markt gebracht werden, zu verbreiten, so ist dies angesichts des großen Umfangs des Werkes im Hinblick auf die Übersichtlichkeit nur zu begrüßen.

Was dem Buch eine eigene Note verleiht, ist die stete Bezugnahme des Verfassers auf die VDE-Vorschriften, die er im allgemeinen im Wortlaut anführt. Damit gewinnt das Buch erhöhten Wert für die Studierenden, die auf diese Weise rechtzeitig mit diesen in der Praxis eine entscheidende Rolle spielenden Vorschriften vertraut gemacht werden.

Eine wertvolle Ergänzung der Ausführungen bildet neben 32 Rechenbeispielen das höchst instruktive Material an Bildern, zahlreichen Kurvenblättern und Tabellen. Ein angefügtes Verzeichnis der Formelzeichen erleichtert die Benützung der vorkommenden Formeln.

Nicht gering zu schätzen sind die ausführlichen Literaturangaben zur Weiterorientierung in den einzelnen angeschnittenen Fragenkomplexen.

Mit diesem Teilband, dem der Verlag die gewöhnliche Sorgfalt und Gediegenheit in der Ausstattung angedeihen ließ, liegt nun Kysers Werk abgeschlossen vor, was von der Fachwelt, die es längst unter die Standwerke der elektrotechnischen Literatur eingereiht hat, aufs lebhafteste begrüßt werden wird.

Gerhard Krienitz.

Anleitung für die vereinfachte Trägerrostberechnung mit Hilfstafeln, Formeln und Beispielen. Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt. Berlin 1940. Wilhelm Ernst & Sohn. 104 Seiten mit 89 Textabbildungen. Preis geh. 7.40 *R.M.*

Das Buch ist eine Ergänzung und Anleitung zu dem im vorigen Jahre 1939 erschienenen Heft: „Die vereinfachte Berechnung zweiseitig gelagerter Trägerroste“ vom gleichen Verfasser und Verlag, das bereits im Org. Fortschr. Eisenbahnwes., Heft 17 vom 1. September 1939, besprochen und empfohlen wurde.

Das Buch behandelt zunächst wieder die Trägerrostmodelle, wobei vor allem auf die richtige und sorgfältige Herstellung der Modelle und die Durchführung von Proben hingewiesen wird, um Fehlerquellen beim Messen möglichst zu vermeiden. Die früheren und neuen Abbildungen geben hierfür gute Winke. Die Messungen werden unterteilt in 1. Einflußflächen der Knotenübertragungskräfte, 2. Einflußflächen der Momente und Querkkräfte, 3. Einflußflächen der Durchbiegungen, und 4. die Querverteilungszahlen. Die Begriffe und das Messen der Werte werden eingehend erläutert.

Es folgen im Abschnitt IV Formeln und Hilfswerte für die vereinfachte Trägerrostberechnung ohne Modelle, und zwar in Taf. 1 bis 10 Querverteilungszahlen für Trägerroste mit 3 bis 8 gleichen Hauptträgern bzw. verstärkten Randträgern. Die Formeln gelten zunächst unter Annahme eines Querträgers in Hauptträgermitte. Für mehrere Querträger und für durchlaufende oder eingespannte Träger sind Steifigkeitsbeiwerte entwickelt, die in den Formeltafeln 1 bis 10 berücksichtigt werden können.

In den Abschnitten V und VI wird die Berechnung der Hauptträger und der Querträger mit Knotenübertragungskräften und mit Querverteilungszahlen bei einem Querträger und bei mehreren Querträgern gezeigt. In vielen Abbildungen sind die Formen der Einflußlinien und Einflußflächen der Momente und Querkkräfte aufgezeichnet, sodaß man ein klares Bild über den Gang der Berechnung erhält.

Anschließend werden Richtlinien für die bauliche Ausbildung von Trägerrosten in Stahl und Eisenbeton gegeben.

An vier Beispielen aus dem Straßenbrückenbau wird die Anwendung des Modell- und rechnerischen Verfahrens und deren Auswertungen gezeigt.

Im ersten Beispiel wird eine Straßenbrücke in Eisenbeton von 15,6 m Stützweite, die neben zwei gleichen Mittelträgern stärkere Randträger und nur einen Querträger in der Mitte besitzt, berechnet.

Die Fehler, die man rechnerisch begeht, wenn man die Trägerrostwirkung außer acht läßt, betragen für die Momente des Mittelträgers bis 34%, des Randträgers bis 76%, des Querträgers sogar 83%, für die Querkraft am Randträger 56%. Baulich würden bei der Berechnung ohne Querverteilung an Bewehrungseisen in den Mittelträgern je 17 Stück \varnothing 40 mm, in den Randträgern je 9 \varnothing 42 mm, im Querträger 2 \varnothing 26 mm erforderlich, während bei der Berechnung mit Querverteilung die Mittelträger an Bewehrungseisen nur je 10 Stück \varnothing 40 mm, die Randträger dagegen je 13 \varnothing 42 mm, und der Querträger 8 \varnothing 32 mm erhalten.

Das zweite Beispiel behandelt eine Straßenbrücke mit über zwei Öffnungen durchlaufenden Hauptträgern. Der Vergleich der Werte der Berechnung ohne Querverteilung mit der Trägerrostberechnung für die Verkehrslasten allein ergibt noch größere Unterschiede. Dieses Ergebnis ist besonders für leichte Stahlbrücken bemerkenswert.

Im dritten Beispiel wird die Berechnung der Querträgerkräfte mit Knotenübertragungskräften, deren Einflußflächen am Modell gemessen wurden, gezeigt.

Die Berechnung des vierten, schwierigeren Beispiels, einer zweifeldrigen Straßenbrücke in einer Kurve und mit schiefen Abschlüssen, ist auf Grund durchgeführter Modellmessungen durchgeführt.

Beide Bücher Leonhardt's ermöglichen nunmehr dem Ingenieur, der die grundlegenden Aufgaben der Statik beherrscht, die lastverteilende Wirkung der Querträger bei Trägerrosten zu berücksichtigen. Sie verdienen daher weiteste Verbreitung.

Eckner.

G. Schikorr: Über den chemischen Angriff von Holzschutzmitteln auf Eisen. 1940, 66 Seiten. Berlin: Julius Springer. Preis geh. 13.60 *R.M.*

Im Heft 5 der wissenschaftlichen Abhandlungen der deutschen Materialprüfungsanstalten gibt G. Schikorr Versuchsergebnisse über den chemischen Angriff von Holzschutzmitteln auf Eisen bekannt. Schikorr stellt in Laboratoriumsversuchen fest:

1. Ob und in welchem Maße Holzschutzmittel beim Tränkvorgang eiserne Kessel angreifen.
2. Ob in getränktem Holz eiserne Verbindungsteile mehr zum Rosten neigen als in ungetränktem Holz.

Schikorr verwendet die üblichen wäßrigen Salzlösungen: Natriumfluorid, Zinksilikofluorid, Magnesiumsilikofluorid, Natriumbichromat wasserfrei, geschmolzen, Kupfersulfat, Quecksilberchlorid, Zinkchlorid wasserfrei und Dinitrophenol und einige Holztränkmittel gegen den Hausbock, Hausschwamm und endlich ein Feuerschutzmittel.

In Standversuchen, bei denen Stahlblättchen in die Lösungen bei verschiedenen Temperaturen getaucht werden, wird die Einwirkung der Tränklösung auf die Stahlteile untersucht, in Schraubenversuchen, bei denen Schrauben in getränkte Holzklötzchen geschraubt und in einem Raum mit Schwefelsäuredämpfen aufgehängt werden, wird untersucht, wie getränktes Holz auf die Rostbildung einwirkt.

Die in Tabellen und Schaubildern aufgestellten Ergebnisse lassen erkennen, daß zwischen Mitteln unterschieden werden muß:

1. Die Eisen beim Stand- und Schraubenversuch stark angreifen, also Tränkkessel und Eisenbauteile (Schrauben, Nägel usw.) im Bauwerk gefährden.

2. Beim Standversuch stark und beim Schraubenversuch wenig angreifen und umgekehrt.

Für die Praxis können noch solche Mittel verwendet werden, die das Rosten der Eisenteile nicht beschleunigen, den Tränkkessel aber anfänglich stark angreifen. Für derartige Salztränkmittel schlägt Schikorr vor, diese mit „Sparbeizen abzustumpfen“.

Die beiden Mittel, die nach Schikorr's Versuchen bei den Stand- und Schraubenversuchen die größte Gewichtsabnahme

hervorriefen CuSO_4 und HgCl_2 , scheidet heute im praktischen Gebrauch auch schon deshalb aus, weil für die Beschaffung der jeweiligen Grundstoffe Cu und Hg erhebliche Devisenmengen benötigt würden.

Mit dem von Schikorr angegebenen Versuchsweg ist es möglich, die vielen auf dem Markt angebotenen „Holzschutzmittel“ vor der Verwendung auf ihr Verhalten gegenüber Eisen zu beurteilen und miteinander zu vergleichen.

Dr. Gröner.

Wissenschaftliche Abhandlungen der deutschen Materialprüfungsanstalten. I. Folge, Heft 5: Holzschutzmittel, Prüfung und Forschung. 76 Abb. Berlin: Julius Springer 1940. IV, 66 S., geh. 13.60 *R.M.* Daraus: E. Motzkus, Prüfung des Einflusses von Anstrich- und Holzschutzmitteln auf die Brennbarkeit von Holz.

In einem Versuchsbericht über die Prüfung des Einflusses von Anstrich- und Holzschutzmitteln auf die Brennbarkeit von Holz gibt E. Motzkus im Heft 5 der wissenschaftlichen Abhandlungen der deutschen Materialprüfungsanstalten eine Übersicht über die Prüfverfahren und zeigt wie die Brennbarkeit von Holz und Holzschutzmitteln untersucht werden kann. (Verfahren von Schulz-IG-Farben, durch Brandfleklänge nach etwa 8 Sek. dauernder Flammeneinwirkung und Verfahren von Vila durch Brandfleklängen-Vergleich, bis zur Entzündung, nach 5, 10 und 15 Sek. Einwirkungsdauer der Flamme.)

Motzkus entwickelt hieraus ein Verfahren zur Ermittlung der Entzündbarkeit von Holz und Anstrichmitteln, das überraschende Zusammenhänge zwischen Brandfleklänge und Entzündungszeit ergibt.

Brandprüfungen am fertigen Bauwerk oder an eingebautem Holz durchzuführen ist ungenau, weil die Abmessungen der einzelnen Bauteile und die aufgetragenen Schutzmittelmengen stark schwanken. Motzkus führt deshalb seine Versuche an Holzplatten aus, die unter bestimmten Gesichtspunkten ausgewählt und roh verwendet, mit Anstrichen oder Holzschutzmitteln versehen werden. Damit ist es möglich, jederzeit Versuchswiederholungen auszuführen.

Motzkus weist nach, daß auf Grund der Firmenangaben, wie ein Schutzmittel verwendet werden soll (etwa Gebrauchs- menge g/m^2) ganz bestimmte Proben und Querschnitte ausgewählt werden müssen, um Schutzmittel beurteilen und miteinander vergleichen zu können.

Es werden dann einzeln die Verfahren beschrieben mit denen Motzkus den Einfluß eines beliebigen Schutzmittels auf die Brennbarkeit von Holz festgestellt hat und mit denen Kennzahlen ermittelt wurden. Da allerdings die Ermittlung dieser Kennzahlen für ein bestimmtes Holzschutzmittel umständlich ist, müssen gut eingerichtete Forschungsstellen zur Verfügung stehen.

Dr. Gröner.

Shell-Taschenbuch für Werkstatt und Betrieb. Herausgegeben von Dipl.-Ing. Rognitz, Berlin, unter Mitarbeit des Shell-technischen Dienstes. Uhlands technischer Verlag, Leipzig. 4.50 *R.M.*

Es handelt sich bei dem Taschenbuch um ein Druckerzeugnis der deutschen Shell-Werke, der Rhenania-Ossag Mineralölwerke, Hamburg, also eines der führenden Unternehmen der Ölindustrie, die sich mit der Veredlung eingeführter Öle befassen. Das Buch verfolgt den Zweck, die Ölfragen des technischen Betriebes in Zusammenhang mit den für Industrie- und Werkstattbetrieb wichtigen Gebieten zu behandeln und im Schrifttum verstreute Unterlagen über Ölfragen zusammenzufassen. Es wird dem Betriebsfachmann dadurch von praktischem Nutzen sein.

Weiter gingen uns zu:

Die Laufbahn der technischen Inspektoren und technischen Assistenten bei der Deutschen Reichsbahn. Zweite, neubearbeitete und erweiterte Auflage 1940. Verlag Otto Elsner, Berlin. Zusammenstellung der derzeit gültigen Bestimmungen über Vorbildung, Ausbildung, Prüfung, Anstellung, Beförderung, Aufstieg und Besoldung. Preis kartoniert 1.80 *R.M.*

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