

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 1. April 1927

Heft 15

Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin-Frankfurt (Oder).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. Guttstadt.

Bei dem in den Jahren 1841/42 ausgeführten Bau einer Eisenbahn von Berlin nach Frankfurt (Oder) mußte etwa 6 km westlich von Frankfurt (Oder) die Wasserscheide zwischen Elbe und Oder bei dem Dorf Rosengarten überschritten werden. Dieser Scheitelpunkt der Strecke war betrieblich höchst ungünstig, da sich auf beiden Seiten Steilrampen mit Neigungen bis zu 1:100 befanden, was besonders bei dem Aufstieg von Osten her aus dem Odertal ins Gewicht fiel. Obwohl die Scheitelstrecke

Scheitelstrecke liegt. Der dritte Vorteil war das Gewinnen von Bodenmassen für die Aufschüttung des Verschiebebahnhofs. Bei dem Senken waren über 1 Mill. m³ Boden zu beseitigen, die in günstiger Weise und zwar bergab nach dem Verschiebebahnhof befördert werden konnten. Eine Wirtschaftlichkeitsberechnung im Jahre 1906 ergab eine kapitalisierte Ersparnis an Betriebskosten von etwa 1,9 Mill. Mark, während sich die Baukosten nach dem Vorschlag nur auf 1,3 Mill. Mark beliefen.

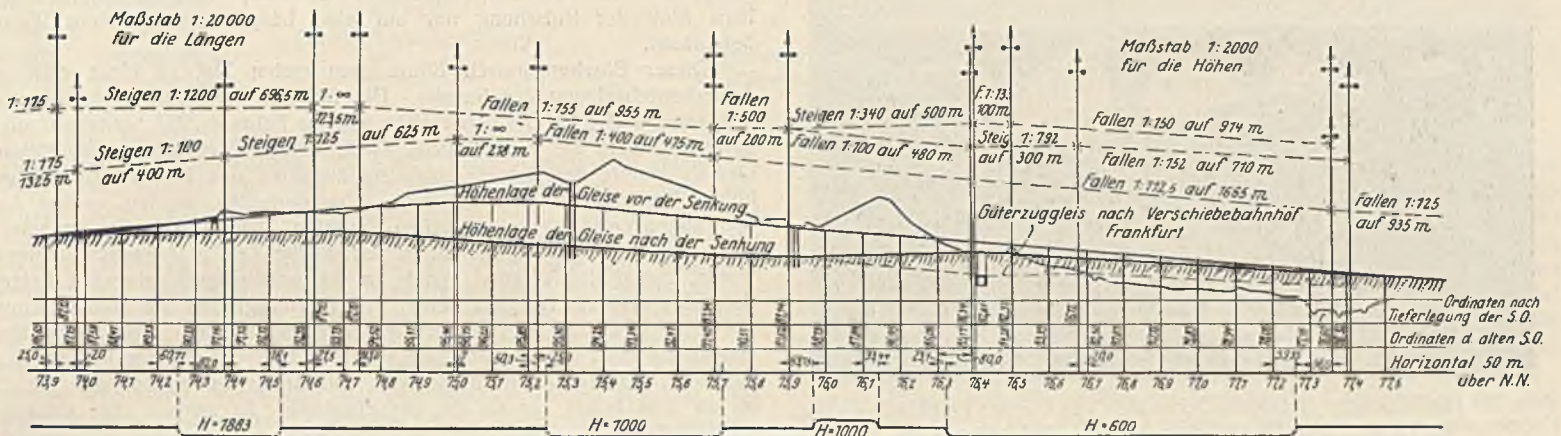


Abb. 1. Höhenplan für die Gradientensenkung.

bis zu 11 m tief in das Gelände eingeschnitten war, betrug der Höhenunterschied gegen den Bahnhof Frankfurt (Oder) etwa 41 m. Für das Überwinden dieser Höhe standen nur etwa 5 km als Längsentwicklung zur Verfügung, das ist eine durchschnittliche Steigung 1:122. Infolgedessen mußten fast alle Züge mit Vorspann- oder Drucklokomotiven befördert werden. Auch waren in Briesen 16 Hilfsbremsen als Verstärkungspersonal für die Güterzüge stationiert.

Nach der Verstaatlichung der Eisenbahnen zeigte sich ein weiterer Mißstand, und zwar in dem Bahnhof Frankfurt (Oder) selbst. In diesen waren allmählich fünf Strecken eingeführt worden, die aber, da sie von verschiedenen Gesellschaften betrieben wurden, vielfach getrennte Anlagen hatten. Anfang der achtziger Jahre wurden zwar Umbauten ausgeführt,

Das Senken der Scheitelstrecke, wobei ihre S.-O. um 8,5 m tiefer gelegt wurde, geschah auf eine Länge von über 3 km. Es entstand von km 74,0 bis km 76,3 ein Einschnitt von 2,3 km Länge und bis zu 24 m Tiefe. Das stärkste Gefälle wurde auf 1:150 abgeflacht (Abb. 1). Die Arbeiten sollten in der Zeit vom 1. März 1911 bis Herbst 1914 ausgeführt werden. Dabei waren drei Bauabschnitte vorgesehen, in denen das Planum unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes allmählich in drei Stufen tiefer geführt werden sollte (Abb. 2). Bodenuntersuchungen wurden in der üblichen Weise vorgenommen, indem Bohrlöcher hergestellt und aus der Reihenfolge der dabei gefundenen Bodenarten ein Schluß auf die Schichtenfolge gezogen wurde. Die Bodenarten selbst wurden geologisch bestimmt, wobei die vor Beginn der Bauarbeiten ausgeführten Bohrlöcher keinerlei

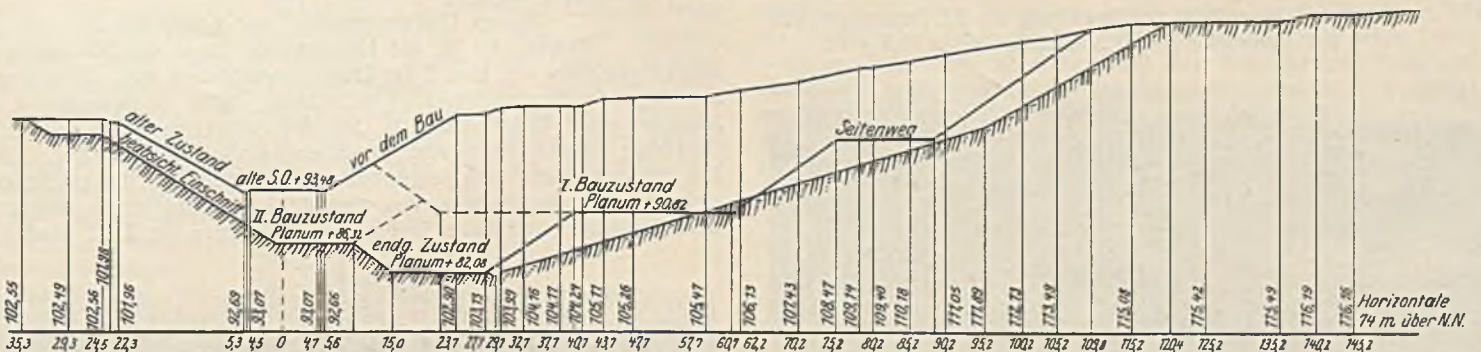


Abb. 2. Querschnitt in km 75,5 + 0 mit Darstellung der Bauzustände.

um die baulichen Anlagen sowie den Betriebsdienst zu vereinfachen. Gegen Ende des vorigen Jahrhunderts ergab sich aber doch die Notwendigkeit einer vollkommenen Umgestaltung der Bahnanlagen in Frankfurt (Oder).

Dabei wurde nordwestlich des jetzigen Bahnhofs längs der Freienwalder Strecke ein großer Verschiebebahnhof vorgesehen, der durch eine besondere Güterzugstrecke an die Berliner Strecke bei Rosengarten angeschlossen wurde. Dieser Plan führte weiter zu dem Gedanken, die betrieblichen Verhältnisse auf der Scheitelstrecke der Berlin-Frankfurter Eisenbahn durch Senken dieser Strecke zu verbessern. Es sollten aber dabei nicht nur Ersparnisse an Betriebskosten erzielt werden. Ein weiterer Vorteil hierbei war ein günstiger Anschluß der neuen Güterzugstrecke vom Verschiebebahnhof aus, da dieser etwa 41 m tiefer als die alte

ungünstige oder warnende Aufschlüsse ergaben. Es wurde unter einer Sandschicht eine Kalkschicht und darunter fetter Ton gefunden. Auch wurde Wasser stellenweise angetroffen.

Während des Baues trat zu einer Zeit, als die endgültige Tiefe des Einschnitts noch nicht erreicht war, in der südlichen Böschung zwischen km 75,5 und 75,6 am 28. August 1911, nachmittags 2 Uhr, plötzlich ohne vorher erkennbare Ursachen eine große Rutschung von über 20 000 m³ Boden ein. Im Jahre 1913 folgte 600 m weiter östlich eine neue Rutschung mit etwa 60 000 m³ Boden. An der ersten Stelle fand am 27. Mai 1914, vormittags 1/2 6 Uhr, und zwar wiederum ohne vorher erkennbare Ursachen, ein weiterer Erdbeben mit etwa 150 000 m³ Boden statt. In den nächsten Jahren traten mehr oder weniger umfangreiche Bewegungen ein, und zwar immer, bis auf zwei Stellen, nur auf der Südseite. 1920 wiederholte sich

an der ersten Stelle eine Rutschung, es schlossen sich Rutschungen weiter östlich bei km 76,2 und 76,4 sowie westlich bei km 74,8, bei km 74,9, ferner zwischen km 75,2 und 75,3 an. Diese Bewegungen zeigten sich zum Teil in den nächsten Jahren wieder an denselben Stellen. Ein größerer Böschungsrutsch ereignete sich im Gebiete der Hauptrutschungen zwischen km 75,4 und 75,6 am 7. Dezember 1922.

Am 26. Dezember 1925 zeigte sich plötzlich an einer bisher ungefährdet gewesenen Böschung, die aber unmittelbar nach Westen an die bisherige Hauptrutschungsstelle anschließt, eine Gefahr. Ein Lokomotivführer meldete um 1/2 8 Uhr abends, daß er bei der Durchfahrt eine Senkung des südlichen Gleises Berlin—Frankfurt gespürt habe. Wenige Stunden darauf, kurz vor 2 Uhr nachts am 27. Dezember 1925, trat ein erheblicher Böschungsrutsch auf der Südseite mit etwa 40 000 m³ Boden zwischen km 75,3 und km 75,4 ein, der beide Gleise auf 100 m Länge zerstörte. Das am Böschungsfuß liegende Gleis Berlin—Frankfurt wurde

auf etwa 25 m Länge bis zu 4 m hochgehoben und nach Norden über das Gleis Frankfurt—Berlin geschoben. Bei letzterem Gleis hatte die Hebung nur das südliche Schwellenende gefaßt und dieses um das nördliche Ende so nach oben gedreht, daß die Schwellen senkrecht standen. Das so gedrehte Gleis legte sich gegen eine an dieser Stelle befindliche Futtermauer (Abb. 3 bis 5a). Bei den weiteren Untersuchungen hat sich übrigens ergeben, daß der Ausdruck des Hochhebens der Gleise zu einer falschen Schlußfolgerung führen kann. Es handelt sich nicht um ein eigentliches Heben des Planums, sondern mehr um ein Hochstauchen, da die abrutschen den Massen an der Böschung der Nordseite Widerstand fanden. Anfang Mai, also nach viermonatlicher Arbeit, gelang es, das alte Planum an dieser Stelle freizulegen, das dabei im großen und ganzen fast unbeschädigt vorgefunden wurde. Es lagen auf dem Planum Tonmassen, die von der Böschung abgerutscht und sich bei der Stauchung sowie dem Anprall an die Nordseite über das Planum geschoben hatten. Die kleine Futtermauer war gänzlich unbeschädigt. Die am Fuß der Südböschung liegende Entwässerungsleitung war aus einer Tiefe von 2 m unter Planum auf eine Höhe von 2,50 bis 3 m über Planum hochgedrückt und dabei gleichzeitig bis zu 6 m nach Norden verschoben. Überhaupt hatte sich der eigentliche Stoß der Rutschung nur auf eine Länge von höchstens 25 m beschränkt.

Dieser Böschungsrutsch führte zum ersten Mal zu einer völligen Außerbetriebsetzung der Strecke. Die früheren Rutschungen hatten nur im Januar 1921, im Dezember 1922 und im Februar 1923 betriebsstörend gewirkt, indem sie das südliche Gleis Berlin—Frankfurt verschütteten. Damals konnte der Betrieb eingleisig zwischen den benachbarten Bahnhöfen Rosengarten und Pillgram aufrechterhalten werden, wobei die Sperrungen drei bis sechs Wochen dauerten. Dieses Mal war es sofort klar, daß das Freilegen der Gleise erhebliche Zeit in Anspruch nehmen würde, zumal die Arbeiten gerade in die ungünstigste Jahreszeit fielen. Es mußte also ein Notgleis neben den Betriebsgleisen zur Durchführung des Betriebes während der Wiederherstellungsarbeiten gebaut werden. Glücklicherweise war in dem Einschnitt auf der Nordseite das Planum des zweiten Bauzustandes noch ziemlich vollständig vorhanden, das jedoch bis zu 6 m höher lag als die Betriebsgleise. Es wurden aber umfangreiche Erdarbeiten erforderlich, um dieses Planum für ein Notgleis instandzusetzen und es an die Strecke anzuschließen. Am Westende war dieses mit einer Rampe 1:100 auf 360 m Länge möglich. Beim Bahnhof Rosengarten, am Ostende aus Richtung Frankfurt, wurde aber eine Steilrampe 1:40 auf 270 m Länge nötig (Abb. 6). Während der Bauarbeiten für dieses Umfahrgleis wurde der Personenverkehr über Cüstrin geleitet, die Güterzüge fuhren teils über Cottbus, teils über Cüstrin oder über Werbig. Für den Lokalverkehr war Pendelbetrieb zwischen Frankfurt und Berlin über Fürstenwalde mit Umsteigen an der Unfallstelle eingerichtet. Nach 14 tägiger Tag- und Nachtarbeit konnte das Umfahrgleis für den Personenverkehr und für die Eilgüterzüge in Betrieb genommen werden. Acht Tage später folgte ein großer Teil der Güterzüge, der Rest nach weiteren acht Tagen.

Dieses Umfahrgleis war betrieblich nur ein Notbehelf, da in die Hauptstrecke außer der Steilrampe ein eingleisiges Stück von etwa 5 km Länge eingeschoben war. Auch mußten alle Züge des Personenverkehrs in Richtung Berlin in Rosengarten zum Ansetzen einer Drucklokomotive für die Steilrampe 1:40 halten, die Güterzüge wurden schon vom Verschiebebahnhof an geschoben. Mitte Juli 1926 waren die Freilegungsarbeiten soweit gefördert, daß ein Streckengleis zur Wiederaufnahme des zweigleisigen Betriebes herangezogen werden konnte. Seit Ende September 1926 fahren die Züge wieder wie



Abb. 3. Die senkrecht stehenden Schwellen des Gleises Frankfurt—Berlin. Im Vordergrund Erdarbeiten für das Umfahrgleis.

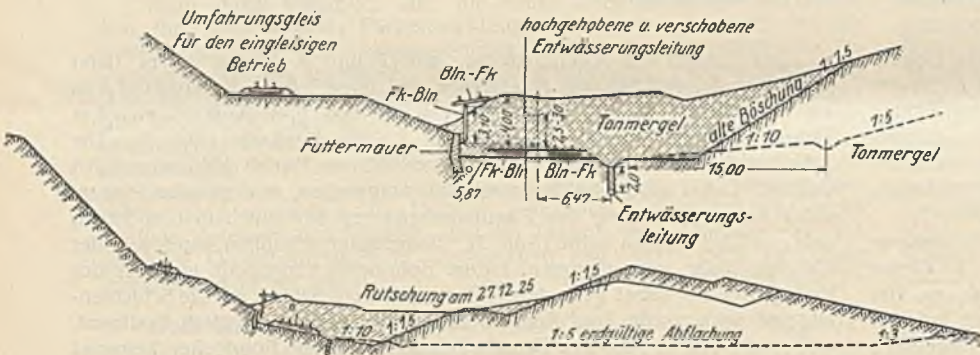


Abb. 4. Querschnitt der Rutschung am 27. Dezember 1925 mit Verdrückung und Stauchung in km 75,3 + 85.

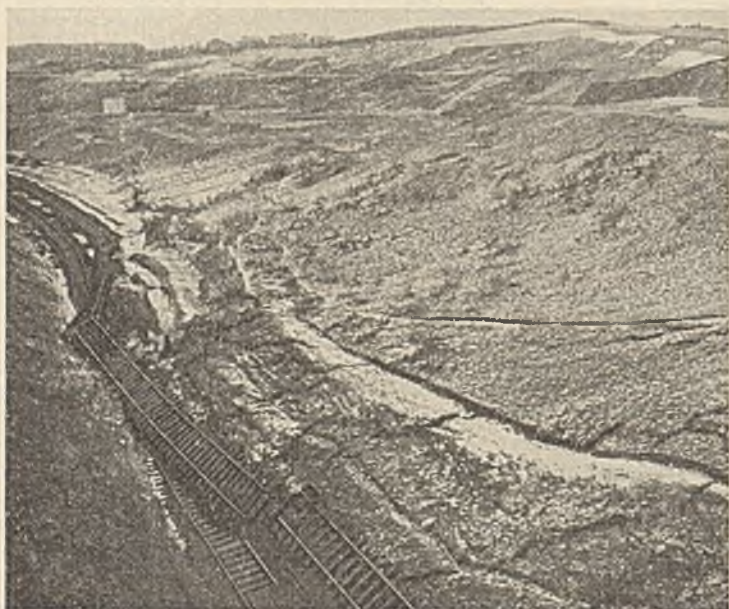


Abb. 5. Blick auf die Rutschung vom 27. Dezember 1925 von Westen mit Abbruch im Gelände rechts oben.

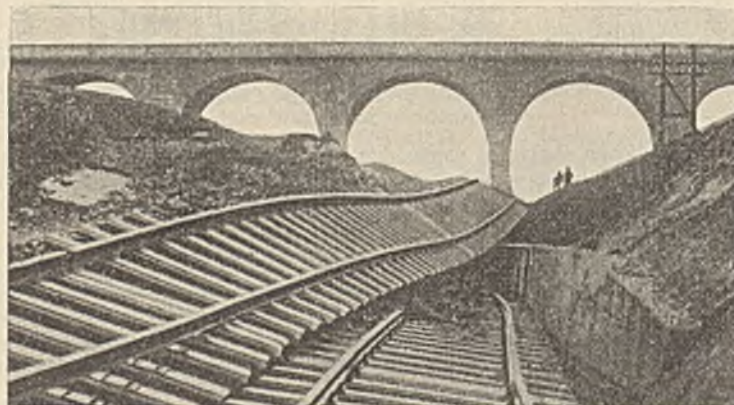


Abb. 5a. Rutschung vom 27. Dezember 1925. Die verschobenen Gleise.

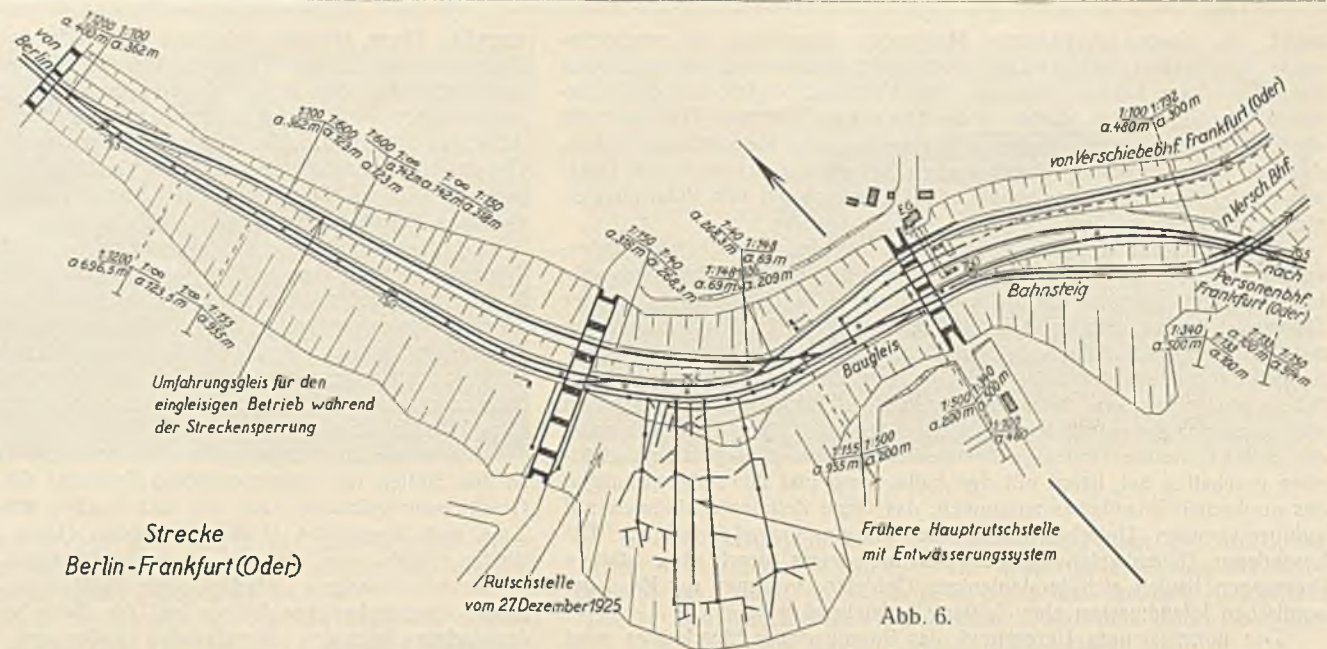
vor dem letzten Erd-rutsch. Jedoch wird das Umfahrgleis auch für die Zukunft ständig betriebsfähig erhalten.

Vom Beginn der Arbeiten für das Senken der Scheitelstrecke an hatte sich die Geologische Landesanstalt in Berlin an den geologischen Forschungen beteiligt. Sie hat auch bei dem Untersuchen der Rutschungen mitgearbeitet und hat in den Jahren 1912 und 1914 Gutachten erstattet. Damals wurde festgestellt, daß sich die Schichten in außerordentlich stark gestörter Lage befinden. Sie streichen von Osten nach Westen und fallen von Süden nach Norden ein. Die Schichtenfolge wurde als dünne, nur wenige Meter starke Oberflächenschicht aus Sand, Kies u. dergl., als darunterliegende Masse von sehr fettem dunklen Tonmergel bis zu mehr als 20 m Mächtigkeit, als darunter folgende Masse von Sand und Kies, dann als eine äußerst mannigfaltig zusammengesetzte Schichtenfolge von interglazialen Ablagerungen, insbesondere Süßwasserkalk und schließlich als dunkler, sehr fetter Tonmergel, der von zahlreichen Gleitflächen, sogenannten Harnischen, durchsetzt ist, ermittelt. Die Ursache der Böschungs-rutsche wurde nur, wie üblich, auf geologischem Gebiet erforscht. Sie wurde in einer Störung der Gleichgewichtslage der Erdschichten gesehen, besonders an den Stellen, wo den auflagernden Sandmassen durch das Vertiefen des Einschnitts der Fuß genommen war. Es wurde aber damals schon erkannt, daß der Einschnitt fast in seiner ganzen Länge gefährdet sei.

Nach diesem Gutachten wurde zur Sicherung des Einschnittes das Beseitigen der auf der Kalkschicht auflagernden Sandmassen vorgeschlagen. Da hierbei aber gewaltige Bodenmengen hätten abbefördert werden müssen, was sehr erhebliche Kosten erfordert hätte, mußte man sich mit der Anlage eines 6 bis 10 m breiten Vorlandes in Höhe des Planums und mit der Anlage von Bermen begnügen. Allmählich würde dann, wie man hoffte, der Einschnitt zur Ruhe kommen. Diese Arbeiten ergaben eine Bodenbewegung von etwa 400 000 m³.

Das Gutachten von 1914 bestätigte das erste Gutachten im großen und ganzen insbesondere in bezug auf die Schichtenlagerung. Es riet ebenfalls zum Abtragen der auflagernden Sandmassen. Der inzwischen ausgebrochene Krieg verhinderte nicht nur eingehendere Untersuchungen, sondern auch großzügige Bauarbeiten. Außer dem Abtragen vieler hunderttausend m³ Boden wurden Rigolen bis zu 9 m Tiefe angelegt. Es wurden weiter Faschinen eingebaut sowie viele tausend Weidenstecklinge eingepflanzt und Lupinen eingesät. Auch wurde ein Ruten-gänger herangezogen, um etwaige Wasseradern zu ermitteln. Man vermutete also immer weiter die Ursachen nur auf geologischem Gebiet. Als Ursache der Böschungs-rutsche sah man eben die wasserführenden Süßwasserkalkschichten an und wollte daher die Böschungen trockenlegen und befestigen.

Vom Sommer 1922 ab wurde versucht, das im Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, Heft 7 vom 1. April 1922 in dem Aufsatz des Regierungsbaurats Lieffers „Beseitigung von Rutschungen auf der Neubaustrecke Annaberg—Deutsch Krawarn“ beschriebene Verfahren zum Trockenlegen von Böschungen unter Anpassung an die örtlichen Verhältnisse anzuwenden. Am Fuße der



Böschung wurde eine tiefliegende Entwässerungsleitung durch den ganzen Einschnitt gebaut, von der die Böschung hinauf Sickerstränge mit Drainrohren führen. Von diesen zweigt ein System von Seitensträngen ab, mit denen die Wasseradern und Wassersäcke in dem Ton abgefangen werden sollten. Diese Stränge wurden daher zum Teil bis zu sehr erheblicher Tiefe ausgeführt. Sie wurden bis etwas über Geländeoberkante mit Kohlschlacke ausgefüllt. An der Einmündung der Seitenstränge in die Hauptstränge wurden Schächte gebaut, die zugleich zum Beobachten des Abflusses dienen.

Im Herbst 1925 untersuchte die Geologische Landesanstalt den Einschnitt darauf, ob sich etwa im tieferen Untergrunde ein paläozoischer Salzstock befindet. In diesem Falle wäre es ausgeschlossen gewesen, der Böschungs-rutsche jemals Herr zu werden, da infolge von Ablaugungsvorgängen das Deckgebirge ständig beweglich gehalten worden wäre. Die mit der Drehwage ausgeführten Untersuchungen bestätigten diese Vermutung glücklicherweise nicht. Das hierauf erstattete Gutachten erkannte aber bereits, daß die Rutschungen doch verwickelter wären, als bisher von Geologen und Technikern angenommen worden war.

Der Böschungs-rutsch vom Dezember 1925 überraschte nicht nur durch seine Plötzlichkeit, sondern auch besonders durch seinen Umfang und seine Gewalt. Es wurde nunmehr klar, daß weder Geologen noch Techniker bisher genügend Hilfsmittel zur Erforschung der Ursachen gehabt hatten. Jetzt durfte weder an Zeit noch an Kosten gespart werden, um durch eingehende und umfangreiche Untersuchungen zu versuchen, Klarheit über die Ursachen zu schaffen.

Das Gelände wurde mit einem Netz von Bohrlöchern und Schächten, insgesamt 126 Stück, überzogen, wobei erstere bis zu 60 m Tiefe, letztere bis zu 25 m abgeteufelt wurden. Dabei wurde die zwar schon früher gewonnene Erkenntnis bekräftigt, daß der Rosengartener Einschnitt ein Gebiet von ganz besonderer geologischer Zusammensetzung freigelegt hat, wie es sonst nur selten zu finden ist. Die Untersuchung der angetroffenen Bodenarten wurde nunmehr nicht nur auf das geologische Gebiet beschränkt, die Bodenarten wurden auch physikalisch und chemisch unter-

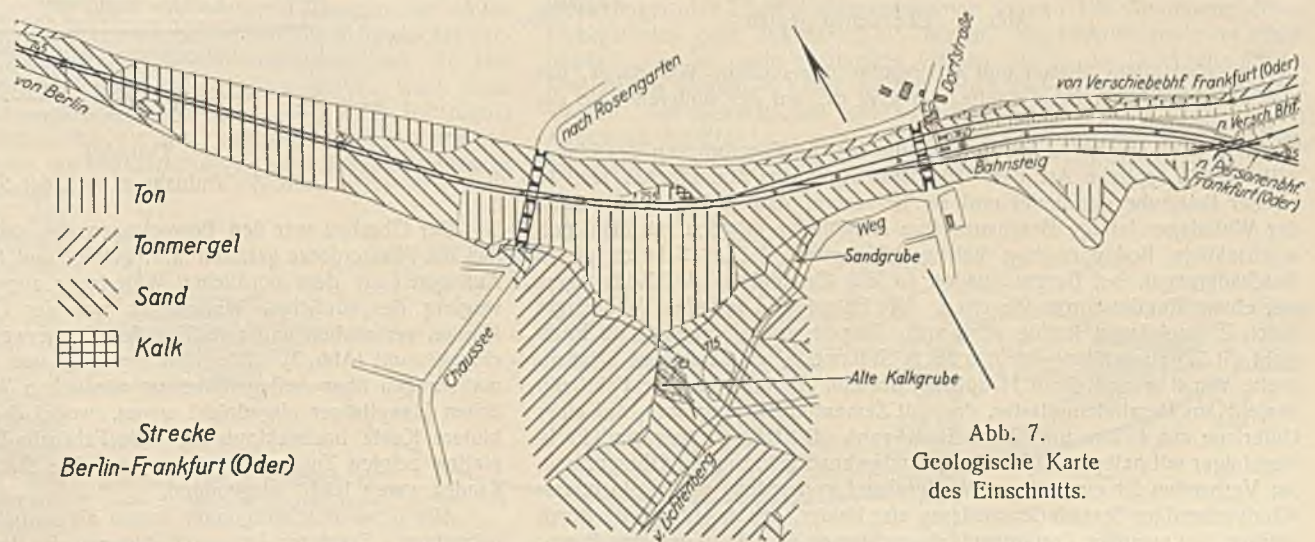


Abb. 7. Geologische Karte des Einschnitts.

sucht. Es wurden physikalische Messungen ausgeführt, um vergleichsweise festzustellen, welcher Zug aufgewendet werden muß, um den Boden aus seiner Lage herauszubringen. Die Versuche zeigten, daß die natürlichen Böschungen des Sandes in der Oberfläche eine zum Teil um mehr als die Hälfte geringere Kohärenz gegenüber den Rutschmassen haben, d. h. es kann von einem physikalischen Rutschen, also von einem Überwinden der inneren Reibung durch den Hangtrieb bei den Rutschmassen nicht gesprochen werden.

Das auf Grund dieser Untersuchungen von der Geologischen Landesanstalt erstattete Gutachten vom 20. April 1926 führt aus, daß die Frankfurter Gegend sowieso schon in der Geologie durch die Eigenart ihrer Schichtenzusammensetzung bekannt ist, durch den bunten Wechsel von tertiären braunkohlenführenden Schichten, solchen des Diluviums, Lehm, tonigen Sanden, Mergelsanden usw., die sich nicht mehr in ihrer ursprünglichen Ablagerungsform befinden, sondern gefaltet, zusammengeschoben und gegeneinander verworfen erscheinen. Die nachträgliche Beeinflussung des Bodens, die die Unterlage für die heutigen morphologischen Verhältnisse geschaffen hat, hängt mit der Auflagerung und den Folgewirkungen des nordischen Inlandeises zusammen, das lange Zeiträume hindurch mit vorübergehenden Unterbrechungen auf diesem Gebiete lastete. Die besonderen Bodenbeeinflussungen des Inlandeises durch ihre starken Pressungen häufen sich in denjenigen Gebieten, in denen der Rand der nordischen Inlandmassen eine Zeitlang feststehend war.

Der normale tiefe Untergrund des Rosengartener Einschnittes wird aus den im wesentlichen aus Ton zusammengesetzten tertiären Schichten gebildet. Sie wurden aber durch die früheren Aufschlüsse noch nicht

erreicht. Diese tertiären Schichten sind nicht nur innerhalb ihres festen Zusammenhanges, soweit der Einfluß des Eisdrucks reichte, durchknetet und beeinflusst. Sie sind auch von dem Eise stellenweise vollkommen aufgearbeitet worden und bilden dann in diesem Zustande den Stoff der diluvialen Schichten, zum mindesten einen wesentlichen Teil derselben. Gesetzmäßige Mächtigkeiten oder regelmäßige Reihenfolge in der Überlagerung gibt es in diesem wirt zusammengesetzten Gebiete für die einzelnen Schichten überhaupt nicht (Abb. 7).

Die Sande und Tone treten abwechselnd an die Oberfläche. Die alt-diluvialen schwarzgrauen Tone zusammen mit interglazialen Kalken, Tonen und Sanden durchragen verschiedentlich in Form aufgewölbter, mehr oder weniger breiter Buckel die jüngeren Schichten. Dabei wurde im Planum der Ton bei einer Tiefe von 56 m noch nicht durchteuft. Diese Aufsattelungen der ursprünglich eben abgelagerten Tone sind auf ein drückendes und streichendes Wirken eines späteren Vorstoßes des Inlandeises zurückzuführen.

Die ersten Böschungsrutsche sind sicherlich dadurch entstanden, daß an den Stellen der emporgewölbten Tonsättel die hangenden Sand- und Geschiebemergelmassen auf der nach Norden geneigten Grenzfläche der Tone nach Wegnahme ihres schützenden Haltes im Planum abglitten. Weiter glaubte man, daß die wasserundurchlässigen Sandmassen auf ihrer wasserundurchlässigen Unterlage abgerutscht seien, sobald das durch die Sande durchgedrungene Wasser auf die Tone gelangt war, wobei die dazwischen liegenden interglazialen Kalke und schmierigen Tone als Schmiermittel wirkten. Es müssen aber schon damals außer dem Abgleiten des Sandes Bewegungen in den Tonen aufgetreten sein. (Schluß folgt.)

Hebung und Wiederherstellung einer durch Hochwasser beschädigten Brücke bei Wesel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Conradt, Essen.

Bei dem gewaltigen Hochwasser des Rheins und der Lippe im Januar 1926 wurde die Spellener Straßenbrücke in Friedrichsfeld bei Wesel, die unweit des Rheins den im Bau befindlichen Kanal Wesel—Datteln überbrückt, beschädigt. Infolge der außerordentlichen Höhe des Wassers hatte es sich als notwendig erwiesen, die in der Nähe der Brücke gelegene Baugrube für die Schleuse Friedrichsfeld, um einen Einsturz der Baugrube zu verhindern, der Hochwasserflut freizugeben. Der Erdkern, der die Schleusenbaugrube gegen das östlich anschließende ausgehobene Kanalbett abschloß, leistete dem hohen Überdruck nicht genügend Widerstand und brach durch. Das Wasser stürzte damit in das Kanalbett und traf an der Spellener Brücke auf den noch stehengebliebenen, das Kanalbett durchquerenden ehemaligen Straßen-

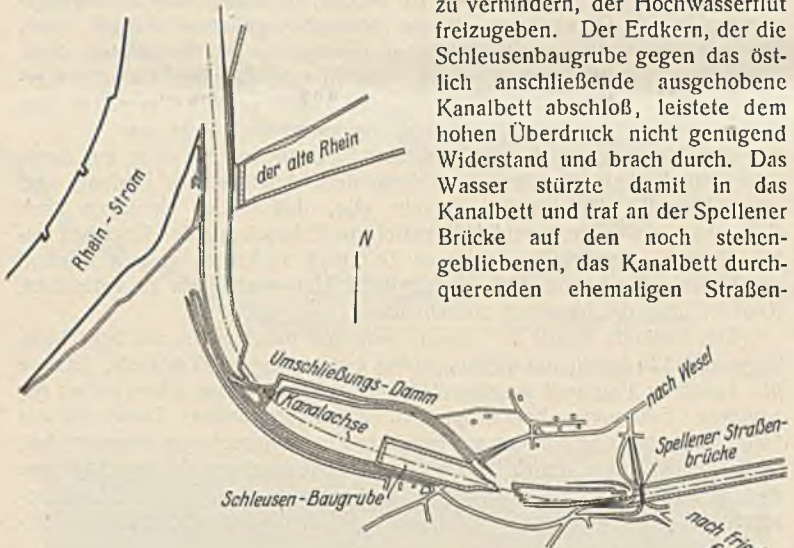


Abb. 1. Übersichtslageplan.

damm, überflutete diesen und unterspülte das südliche Widerlager, das sich auf der Wassereintrichseite um 2,56 m, auf der anderen Seite um 1,30 m senkte (Abb. 1 u. 2).

Das beschädigte Bauwerk stellt eine für die Kanalbrücken des Lippe-seitenkanals typische Art dar. Die Widerlager aus Stampfbeton sind in offener Baugrube gegründet und so bemessen, daß nach einer Senkung der Widerlager infolge Bergbaues ihre Aufhöhung möglich ist. Die entwerfsmäßige Bodenpressung betrug $2,75 \text{ kg/cm}^2$. Zum Schutze gegen Beschädigungen bei Bergsenkungen ist die Grundplatte des Widerlagers mit einem Rundeisenrost versehen. Die Flügel sind mit dem Widerlager durch Eiseneinlagen kräftig verspannt. Der eiserne Überbau ist in Flußstahl (St 37) ausgeführt; er hat 56 m Stützweite, eine nutzbare Straßenbreite von 8 m und einen Hauptträgerabstand von 8,70 m. Die Fahrbahn besteht aus Basaltkleinpfaster, das, mit Zementmörtel vergossen, auf einer Unterlage aus Beton und Zores-Eisen ruht. Die Hauptträger sind Fachwerkträger mit halbparabelförmiger, durchgehend gekrümmter Obergurtung. An Verbänden ist ein unterer Windverband vorhanden, sowie ein oberer Windverband im Bereich der mittleren vier Felder, der an jeder Seite durch kräftige vollwandige Portalriegel abgeschlossen ist. Das gesamte Eigen-

gewicht des Überbaues beträgt rd. 500 t, das Eisengewicht rd. 250 t. Die Brücke wurde im Jahre 1921 erbaut.

Die sofort nach dem Unfall vorgenommenen Feststellungen und Aufmessungen an der Brücke ergaben folgendes:

Das Widerlager hatte sich, wie bereits erwähnt, auf der Westseite um 2,56 m, auf der Ostseite um 1,30 m gesenkt. Infolge der ungleichen Senkung hatte das Widerlager in Höhe der Auflager eine seitliche Verschiebung um 1,45 m nach Westen erlitten. Das nördliche Widerlager war in seiner entwerfsmäßigen Lage geblieben. Der Mauerkörper des gesenkten Widerlagers zeigte — abgesehen von Einrissen im Brüstungsmauerwerk — in seinem Gefüge keine Schäden.

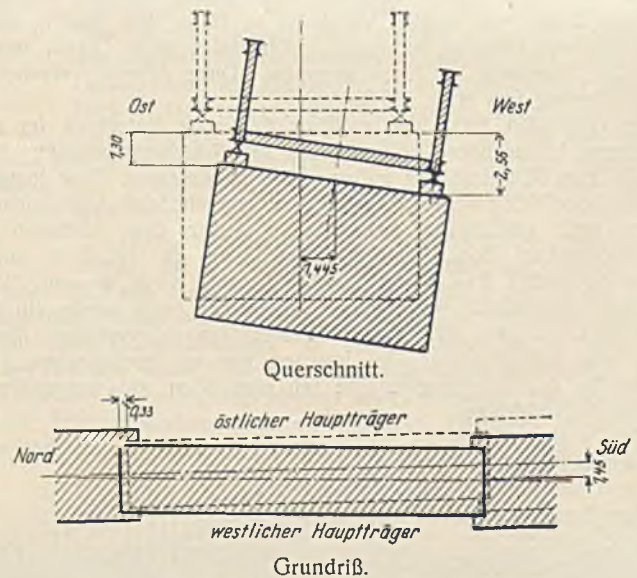


Abb. 3. Aufnahme nach der Senkung.

Der Überbau war den Bewegungen des südlichen Widerlagers, ohne daß die Pflasterdecke gerissen war, gefolgt und hatte sich von den festen Auflagern auf dem nördlichen Widerlager abgeschoben. Durch die Bewegung des südlichen Widerlagers war der Überbau um 33 cm nach Norden verschoben und zwischen dem Mauerwerk beider Widerlager fest eingeklemmt (Abb. 3). Die Einklemmung war so stark, daß die Aufmauerungen über Auflagerhöhe am nördlichen Widerlager durch den östlichen Hauptträger abgedrückt waren, wobei der Auflagerbock um seine hintere Kante hochgekippt war. Die Fahrbahn-Endabschlüsse und Gleitplatten zeigten Zusammendrückungen. Die Stäbe des unteren Windverbandes waren leicht ausgebogen.

Alle diese Beschädigungen waren als verhältnismäßig geringfügig zu betrachten. Ernsterer Art waren dagegen die Beschädigungen des oberen



Abb. 2.



Abb. 4.

Windverbandes, dessen Streben teils ausgeknickt, teils gerissen waren, während die Zwischenriegel starke Ausbiegungen zeigten und die Endportale sich in S-förmigen Linien gebogen hatten.

Die Schäden waren in der Hauptsache veranlaßt durch eine diagonal zur Brücke wirkende Druckkraft Q von etwa 180 t aus der Einklemmung zwischen den Widerlagern und durch die infolge der windschiefen Lage des eisernen Überbaues verursachte Verschiebung der Obergurtnotenpunkte.

Die Wiederherstellung der Brücke war sowohl des gestörten Verkehrs wegen als auch um des Bauwerkes selbst willen aufs schnellste, aber doch mit aller Vorsicht durchzuführen. Diese Arbeit umfaßte in der Hauptsache zwei Vorgänge, nämlich:

- die Hebung, Wiedereinrichtung und Instandsetzung des eisernen Überbaues und
- den Ausbau des südlichen Widerlagers zu einem neuen, der richtigen Brückenlage wieder angepaßten Auflagerkörper.

Vor Durchführung der Wiederherstellungsarbeiten am eisernen Überbau war eingehend zu untersuchen, welche Spannungen durch die Formänderung und die Einklemmung entstanden waren, um feststellen zu können, ob — außer den dem Auge sichtbar beschädigten Teilen — noch andere Bauteile im Querschnitt oder im Nietanschluß so hoch beansprucht waren, daß ihr Ersatz notwendig war. Die Grundlage dieser Untersuchung bildete ein genaues Aufmaß des Formänderungszustandes. Es wurde die genaue Lage der oberen und unteren Gurtung beider Hauptträger an jedem Knotenpunkte durch genaue Höhen- und Seitenmessung in der Weise bestimmt, daß am Obergurt je vier Kanten, am Untergurt die zwei äußeren Kanten in ihrer Höhen- und Seitenlage aufgemessen wurden. Auf diese Weise war es möglich, ein genaues räumliches Netz der verformten Brücke aufzuzeichnen, welches die Verwindung der Hauptträger wiedergab. Bei der dann aufgestellten Berechnung wurde weiter der bei der Aufstellung im Jahre 1921 durch genaue Messungen ermittelte Zustand des Überbaues nach der Vernietung berücksichtigt, bei der den oberen Gurten unerhebliche seitliche Abweichungen aus der Sollage von einigen Millimetern belassen waren. Die Berechnung erstreckte sich in der Hauptsache auf die Nachrechnung der aus Querträgern und Ständern gebildeten Halbrahmen, auf die Nachrechnung der Hauptträger und des unteren Windverbandes. Die Halbrahmen hatten infolge der Verwindung der Brücke Zusatzkräfte erhalten, die Spannungen zur Folge hatten, die teilweise bis nahe an die Streckgrenze herangingen, sie jedoch nicht überschritten. Für den unteren Windverband trat außer der seitlichen Komponente infolge der Schiefelage der Brücke noch die Zusatzbeanspruchung durch das Einklemmen hinzu. Eine Nachrechnung der Streben ergab, daß die ein-klemmende Kraft ein Maß von 183 t überschreiten mußte, wenn diese Streben ausknicken sollten. Da Ausknickungen jedoch nicht feststellbar waren, konnte man schließen, daß die Kraft von 183 t nicht überschritten war. Für diese Last waren die Beanspruchungen auch in den Anschlüssen der Streben in den zulässigen Grenzen geblieben. Für den Endquerträger am südlichen Widerlager ergab sich im Anschluß eine Beanspruchung von rd. 1900 kg/cm². Für den oberen Windverband wurden infolge der Wirkung der Kraft Q und infolge der verschiedenen Schräglagen der beiden Obergurte Spannungen festgestellt, die über der Bruchgrenze lagen und daher zu einer Beschädigung einzelner Stäbe führten (vergl. Abb. 4).

In den Portalriegeln ist eine Beanspruchung über die Streckgrenze hinaus nicht festgestellt worden. Die aussteifende Wirkung der Betonfahrbahndecke, noch erhöht durch das in Mörtel verlegte Kleinpflaster, blieb bei den Berechnungen außer Ansatz. Man muß jedoch annehmen, daß diese Decke den unteren Verband stark entlastet hat.

Kurz zusammengefaßt war das Ergebnis der rechnerischen Ermittlungen, daß an keiner Stelle der Haupttragteile eine Überschreitung der Streckgrenze nachgewiesen wurde. Dem Ergebnis der Rechnung entsprechend sind denn auch bei der Hebung und Ausrichtung des eisernen Überbaues alle Formänderungen — mit Ausnahme derjenigen im oberen Windverbande — vollständig wieder zurückgegangen.

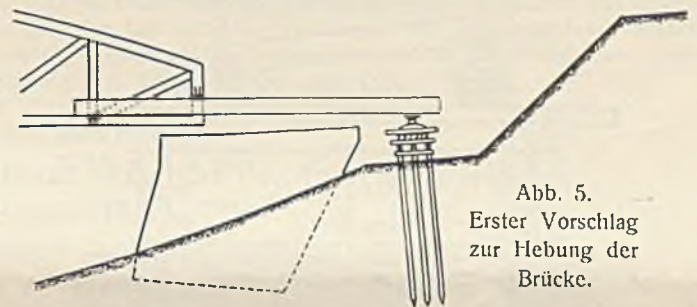


Abb. 5.
Erster Vorschlag zur Hebung der Brücke.

Für die Hebung des Überbaues kamen in der Hauptsache drei Vorschläge in Betracht. Ein erster Vorschlag plante, die Hauptträger der Brücke durch über das südliche Widerlager hinwegragende starke Träger zu verlängern und das Heben von diesen Trägern aus vorzunehmen (Abb. 5). Die Anbringung der Träger sowie ihre Querschnittbemessung bereitete jedoch Schwierigkeiten. Ein zweiter Vorschlag zog in Betracht, die Brücke am Endquerträger auf dem südlichen Widerlager zu heben (vergl. hierzu die Beschreibung der Endquerträger im Zentralbl. der Bauverw. 1913, S. 13/14). Mit Rücksicht jedoch auf die hohe Beanspruchung, die der Endquerträger erlitten hatte, sowie auch auf die Unsicherheit, die in dem gesunkenen Widerlager bei neuer Belastung liegen konnte, entschloß man sich, auch diesen Weg nicht zu gehen. Ein dritter Vorschlag, nach dem die Arbeit auch ausgeführt wurde, sah die Aufstellung eines besonderen Pfahlgerüsts unter dem Ständer 2 am Südende der Brücke vor, von dem aus das Heben und die noch sonst auszuführenden Bewegungen des Überbaues vorzunehmen waren. Die Anordnung dieses Pfahlgerüsts geht aus Abb. 6 u. 7 hervor. Es bestand aus zwei Pfahlbündeln von je neun gerammten Pfählen, die — der Durchführung der Rammarbeit wegen — außen seitlich neben den Hauptträgern angeordnet wurden. Auf diesen Böcken ruhte ein schwerer Unterzug aus sechs I 60 zur Aufnahme der Klotzlager und Hubpressen für das Anheben des Überbaues. Ein Pfahlbündel erhielt bei Zugrundelegung der ungünstigsten Lage des

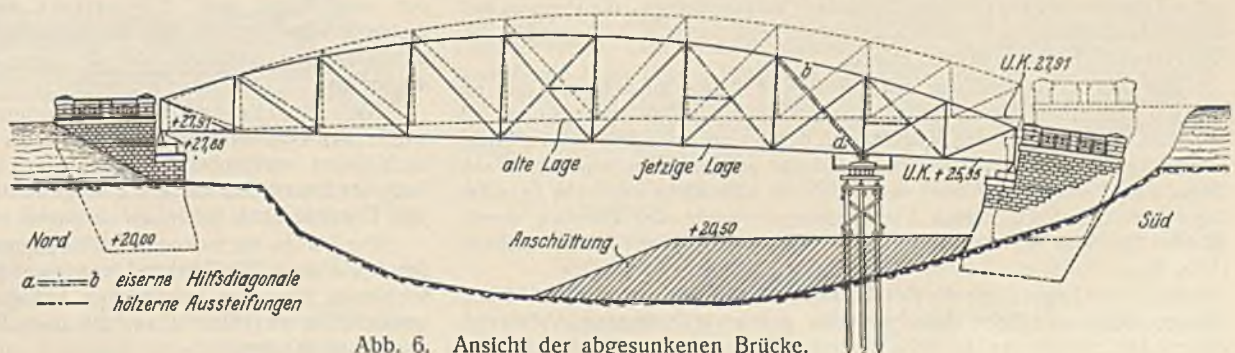


Abb. 6. Ansicht der abgesunkenen Brücke.

Überbaues eine Großlast von rd. 210 t. Ein Pfahl war demnach mit 23,3 t belastet und hatte rechnerisch eine vierfache Sicherheit nach der Brixschen Formel. Die zu hebende Last betrug 155 t auf jeder Seite. Zu ihrer Bewältigung waren Wasserdruckhebebocke von 200 t Tragkraft vorhanden. Da die Auflagerkraft bei der Hebung vom Punkte 0 nach Punkt 2 verlegt wurde, ergab sich für die Hauptträger eine Umlagerung der Stabkräfte für Eigengewicht, so daß es nötig wurde, einige Verstärkungen in das Füllwerk der Hauptträger einzuziehen. Die Verstärkungen bestanden aus eisernen Hilfsstreben *a—b* und hölzernen schrägen und senkrechten Aussteifungen.

Um den Überbau in die richtige Lage zurückzuführen, waren folgende Bewegungen nötig:

a) Hebung des westlichen Hauptträgers am Auflager 0 auf dem südlichen Widerlager um + 2,556 m, am Auflager 0' auf dem nördlichen Widerlager um + 0,029 m; Hebung des östlichen Hauptträgers am Auflager 0 auf dem südlichen Widerlager um + 1,308 m, am Auflager 0' auf dem nördlichen Widerlager um — 0,085 m.

b) Querverschiebung der Brücke am südlichen Widerlager um 1,445 m von Westen nach Osten, am nördlichen Widerlager um 0,03 m von Westen nach Osten.

c) Längsverschiebung der Brücke um 0,33 m von Norden nach Süden.

Nach dem Bauplan, der genau zur Durchführung kam, wurden die Arbeiten in folgender Reihenfolge ausgeführt:

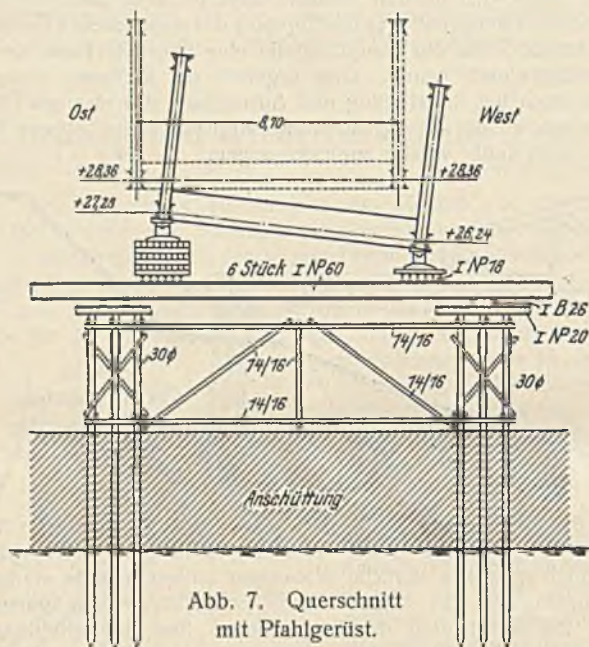


Abb. 7. Querschnitt mit Pfahlgerüst.

Zunächst wurden die Hauptträger in der vorgesehenen Weise verstärkt. Der Überbau wurde, damit er infolge seiner windschiefen Lage beim Heben nicht noch weitere unerwünschte Bewegungen erfuhr, gegen beide Widerlager versteift und an den Auflagerpunkten durch Keile gesichert. Darauf wurde zunächst nur der westliche Hauptträger vom Gerüst aus angehoben, wobei der Überbau auf dem nördlichen Widerlager und mit dem östlichen Hauptträger auf dem südlichen Widerlager liegen blieb. Nach erstem, kurzem Lüften des westlichen Hauptträgers wurde das bewegliche Lager ausgebaut, ebenso der darunter befindliche Auflagerquader, und eine neue wagerechte Auflagerfläche in Beton zur Aufnahme des Gegenklotzlagers für den weiteren Hebevorgang hergestellt. Nach dem Abbinden dieser Lagerfläche wurde der westliche Hauptträger unter wechselweiser Abstützung durch die Wasserdruckpresse auf dem Bockgerüst und durch Klotzlager auf dem südlichen Widerlager so hoch gehoben, wie der östliche lag. In gleicher Weise wurde der östliche Hauptträger vom südlichen Widerlager abgehoben. Danach wurde der ganze Überbau bis zur richtigen Höhenlage emporgehoben, die Pumpen auf dem Unterstützungsbock wurden ausgebaut und durch Rollenlager für die Querverschiebung der Brücke ersetzt.

Für diesen Vorgang war noch Rücksicht darauf zu nehmen, daß es sich um keine reine Verschiebung, sondern um einen Drehungsvorgang handelte, der sich um den Kugelzapfen des festen Auflagers des östlichen Hauptträgers auf dem nördlichen Widerlager vollzog. Das westliche feste Lager wurde daher ausgebaut und durch ein allseitig bewegliches Behelfslager ersetzt. Nach diesen Vorbereitungen wurde der Überbau durch Winden in die entwerfsmäßige Seitenlage verschoben bzw. gedreht (Abb. 8).

In dieser Lage blieb die Brücke etwa 2½ Monate auf dem Stützbock stehen, wobei sämtliche Auflagerpunkte gut verkeilt wurden. Während dieser Zeit wurde der südliche Widerlagerkörper aufgemauert. Gleich-

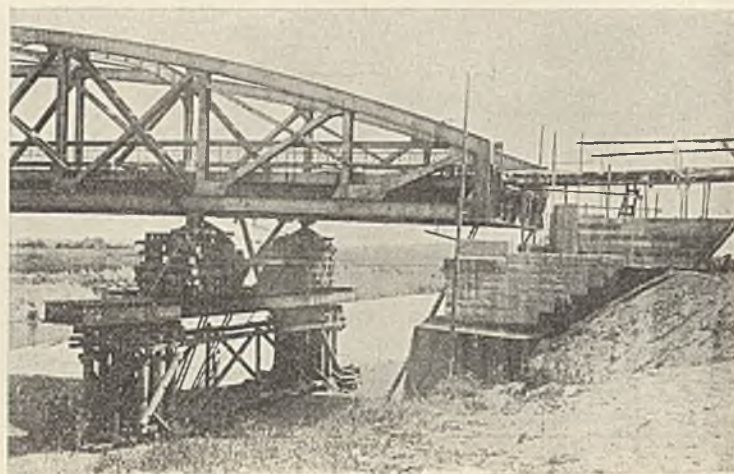


Abb. 8.

zeitig wurde der obere Windverband durch Einbau von neuen Stäben wiederhergestellt, die Endabschlüsse wurden instand gesetzt und die Niete aufs sorgfältigste untersucht. Alle irgendwie zu Befürchtungen Anlaß gebenden Niete wurden durch neugeschlagene Niete ersetzt.

Für die Wiederherstellung des südlichen Widerlagers war zunächst in Aussicht genommen, das alte Widerlager bis zur Höhe N.N. + 24,70 abzutragen, bis zur Fundamentsohle durch einen Fuß zu verbreitern und hierauf bis zur erforderlichen Höhe wieder aufzubauen (Abb. 9). Auf Anregung der ausführenden Baufirma kam jedoch eine Lösung zur Ausführung, nach der zur Aufnahme der Lagerdrücke der Brücke in der richtigen Lage ein die ganze Breite des alten Widerlagers überspannender Eisenbetonbalken aufgebracht wurde, der das alte Widerlager klammerartig umfaßte (Abb. 10 u. 11). Die Kosten für diese Ausführung stellten sich, da alle Arbeiten unterhalb der Grundwasserlinie vermieden wurden, bedeutend niedriger als bei der zuerst in Aussicht genommenen Ausführung. Da die statische Untersuchung eine günstige Übertragung der Kräfte in den Untergrund ergab — die Mittelkraft blieb im mittleren Drittel der Bodenfuge, die größte Kantenpressung betrug 3,7 kg/cm² —, wurde diese Lösung zur Ausführung gebracht.

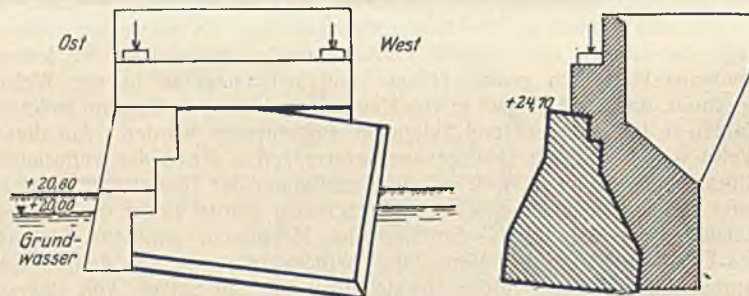


Abb. 9. Erster Vorschlag zur Wiederherstellung des Widerlagers.

Die Ausführung geschah derart, daß das alte Widerlager bis 24,70 N.N. abgetragen wurde. Zur innigen Verbindung des neuen mit dem alten Mauerwerk wurden auf der Rückseite des alten Widerlagers drei Stufen eingestemmt und auf der Vorderseite im Abstände von etwa 1 m Schlitzte hergestellt, in die kräftige Rundeisenanker eingelegt wurden. Der aufgesetzte, 2,50 m breite und 2 m hohe Eisenbetonbalken wurde, damit er die erheblichen Biegemomente und Querkräfte aus den Auflagerkräften der Brücke aufnehmen konnte, mit starken Rundeisen bewehrt.

Die alten Widerlagerflügel wurden abgebrochen, die neuen Flügel mit dem Auflagerkörper durch Eiseneinlagen gut verspannt und zur Sicherheit auf je einen Eisenbetonbalken gestützt, der auf den Stümpfen der alten Flügel und im Mauerwerk des Widerlagers auflag. Zur Vermeidung von Zugrissen bei Bergsenkungen wurde in der Rückwand des neuen Widerlagerkörpers über die ganze Höhe verteilt ein Rundeisenrost angeordnet.

Nach Beendigung dieser Wiederherstellungsarbeiten am Widerlager wurde der Überbau noch um 33 cm in der Längsrichtung von Norden nach Süden verschoben. Hierauf wurden die Lager vergossen, nachdem festgestellt war, daß das wiederhergestellte Widerlager die Belastung durch den Überbau ohne Schaden aufnehmen konnte.

Der Einbau der zu ersetzenden Teile umfaßte 4147 kg Eisenkonstruktion für den oberen Windverband und zwei Knotenbleche des unteren Windverbandes über dem beweglichen Auflager. Dazu kamen 2696 kg Eisenkonstruktion an Hilfsstreben, die nach Beendigung der Arbeiten wieder ausgebaut wurden.

Alle Arbeiten am Widerlager und am eisernen Überbau sind planmäßig durchgeführt worden. Irgendwelche Schwierigkeiten oder Störungen sind nicht eingetreten, Unfälle haben sich nicht ereignet. Die Brücke ist seit längerer Zeit wieder dem Verkehr übergeben. Nachteilige Folgen haben sich an keiner Stelle, weder am Widerlager noch am Überbau, gezeigt. Insbesondere der eiserne Überbau hat sich trotz der erheblichen Verwindungen, die er durch den Unfall erlitten hatte, gut bewährt. Es war möglich, ihn mit verhältnismäßig geringen Mitteln wieder so instand zu setzen, daß man die Gewähr erhielt, keinen schadhafte Teil behalten zu haben.

Das gute Verhalten des Überbaues ist der Konstruktionsart zu verdanken, insbesondere dem Einbau der kräftigen oberen Portalriegel, deren konstruktiver Zweck hauptsächlich in der Verhinderung elastischer Einbiegungen der Hauptträger bei Verkehrslast besteht, die aber im vorliegenden Falle sich als außerordentlich wirksame Erhalter des Bauwerks bewiesen haben. Der Werkstoff der Brücke ist, wie oben angegeben, Flußstahl St 37. Man darf im Zweifel sein, ob die Brücke bei Ausführung in dem heute viel verwendeten, aber weniger dehnbaren Flußstahl St 48 derartig starken Verwindungen gut standgehalten hätte.

Die Hebung und Wiederherstellung des eisernen Überbaues war unter

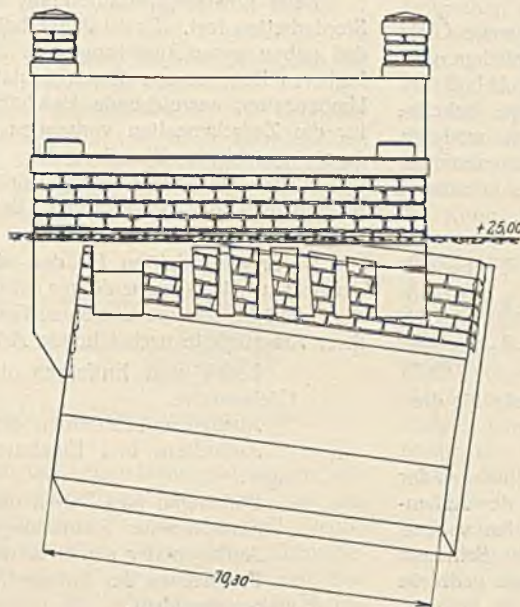


Abb. 10. Aufmauerung des südlichen Widerlagers.

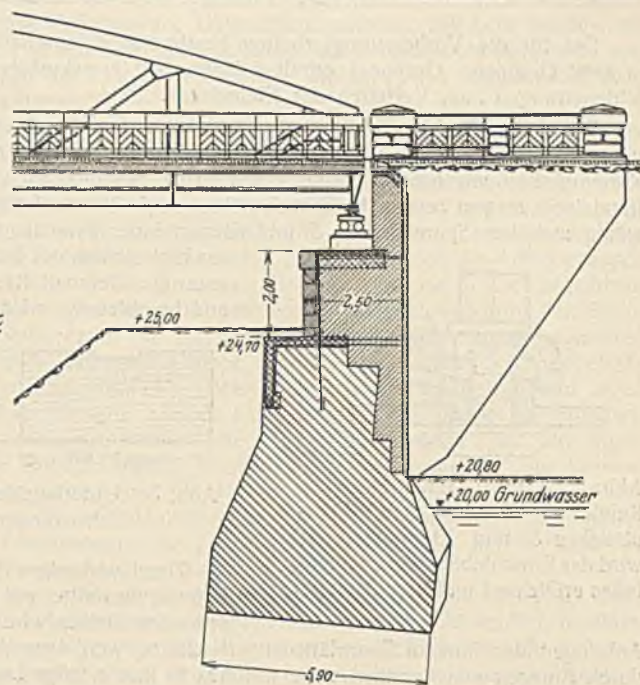


Abb. 11. Querschnitt durch das Widerlager.

Leitung der Kanalbauabteilung Essen der Brückenbauanstalt Hein, Lehmann & Co. A.-G. in Düsseldorf, die Ausführung der Arbeiten für die Wiederherstellung des beschädigten Widerlagers der Eisenbetonfirma Schäffer & Co. A.-G. in Duisburg übertragen. Die örtliche Bauleitung wurde durch das Kanalbauamt Wesel wahrgenommen.

Das Einstampfverfahren für die Gleisbettung beim Verlegen des neuen Oberbaues der Deutschen Reichsbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von K. Becker, Eisenbahningenieur in Darmstadt.

1. Allgemeines.

Das Unterfüllen der eisernen Schwellen und das Dichten des Schwellenkoffers im Eisenbahngleis bot schon von jeher Schwierigkeiten. Diese steigerten sich mit der Einführung des Reichsoberbaues B auf Eisen-schwellen, der jetzt auf einem großen Teil der Hauptbahnstrecken der Deutschen Reichsbahn verlegt wird. Bei ihm sind die trogförmig ausgebildeten Schwellen 100 mm hoch. Ihre Breite beträgt bei Mittelschwellen 260 mm und bei den Breitschwellen für die Schienenstöße 440 mm. Um diese außergewöhnlich großen Hohlräume mit Bettungsstoff dicht zu unterfüllen, ohne dabei das Gestein zu zertrümmern, reichte das allgemeine Stopfverfahren nicht aus. Es mußten Mittel und Wege erdacht werden, um auch hier eine gute Gleislage, die bekanntlich eine feste Lagerung der Schwellen voraussetzt, zu erzielen. Diese führten zu einem neuen Verfahren, dem Einstampfverfahren, unter Verwendung von Füllkästen für das Einbringen und Dichten der Gleisbettung. Und zwar war es die Reichsbahndirektion Oldenburg, die dieses Verfahren beim Gleisumbau mit Reichsoberbau B auf Eisenschwellen zuerst angewendet hat. Man spricht daher auch vom „Oldenburger Verfahren“. Es beruht auf der Verwendung offener, trogförmiger Lehren oder Rahmen aus Holz, jetzt meist aus Eisen (Abb. 1), deren Innenraum dem Hohlraum der Schwellen genau entspricht. Die gleichzeitig als Füllkasten dienenden Lehren werden auf den vorher geebneten Untergrund aus Bettung gesetzt — neuerdings mit etwas Abstand von diesem auf seitlich gelagerte Lehrschienen gehängt — und dann mit Stein-schlag der üblichen Korngröße gefüllt, der bis zu einer ausreichenden Dichte gestampft wird. Als-dann heben zwei Mann die Füllkasten

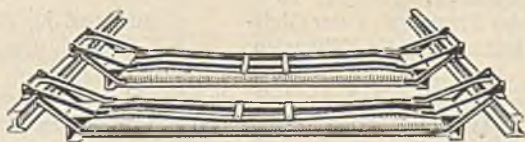


Abb. 1. Füllkasten für Gleisbettung.

vorsichtig ab, legen sie für die nächste Schwelle bereit und setzen auf den gestampften Bettungskörper eine Schwelle usf., bis alle Schwellen für das neue Gleis unterfüllt und gelagert sind.

Die Vorzüge des Einstampfverfahrens gegenüber dem Stopfverfahren sind:

Erzielung einer festen Lage der Schwellen sofort beim Einbauen des Gleises bei wesentlicher Schonung des Bettungsstoffes.

Vollständiges Ausfüllen des Hohlraumes unter den Schwellen mit Stein-schlag, ohne daß dieser dabei, wie beim Stopfen, zertrümmert wird.

Lagerung der einzelnen Steine in den obersten Schichten der Bettung derart, daß sie mit ihrer vollen Fläche und nicht mit ihren Kanten an der Innenseite der Schwellen anliegen, daher größere Dichte bei geringerer Reibung.

Verbilligung der Gleiserhaltung, da sich die Nacharbeiten infolge einer durch satte Füllung der Schwellen erzielten festen Gleislage wesentlich verringern.

Das Einstampfen des Bettungsstoffes in die Füllkasten geschieht unter Berücksichtigung eines Sackmaßes von 10 bis 20 mm. Hierdurch wird erreicht, daß die Schwellendecke fest auf den Bettungskörper gedrückt wird, und daß sie infolgedessen die von den Eisenbahnfahrzeugen auf sie einwirkenden Druckbelastungen allein aufnimmt und nicht der unterste Wulst ihrer Seitenschenkel, wie es bei mangelhaft unterstopften Schwellen häufig der Fall ist. Es empfiehlt sich jedoch, das Sackmaß vorerst nicht zu groß zu wählen, um eine zu hohe Lage des neuen Gleises zu vermeiden. Zu diesem Zwecke muß das Setzen einer umgebauten Gleis-strecke noch einige Tage nach ihrer Fertigstellung an Höhenpfählen genau beobachtet werden, um festzustellen, welches Sackmaß den Schwellenkoffern zwecks Erzielung einer gleichmäßigen Höhenlage des Gleises bei den weiteren Arbeiten zu geben ist.

2. Vorbereitungen des Gleisumbaus.

Bevor mit dem Umbau einer Gleis-strecke mit Reichsoberbau auf Eisenschwellen nach dem Einstampfverfahren begonnen wird, müssen ebenso wie beim älteren Verfahren, alle Vorbereitungen sorgfältig erledigt sein, damit das Gleis nicht länger dem Betriebe entzogen wird, wie in der Anweisung für die Gleissperrung vorgesehen ist. Zu den Vorbereitungsarbeiten gehören insbesondere:

Herbeischaffen und Bereithalten ausreichender Oberbau- und Bettungsstoffe.

Gangbarmachen der Schrauben an dem auszubauenden Gleis. Vollzähliges Vorhandensein brauchbarer Arbeitsgeräte.

Freihalten der umzubauenden Gleis-strecke von Oberbau- und Bettungsstoffen in einem Abstände von mindestens 1,80 m von Gleismitte.

Die für die Vorbereitungsarbeiten bestimmte Mannschaft teilt man in zwei Gruppen. Gruppe 1 erhält 4 Mann und zweckmäßig einen Einschienenwagen zum Verteilen des Kleineisens.

Wenn alle Stoffe verteilt sind, werden an den für das neue Gleis vorgesehenen Schwellen die äußeren Hakenschrauben, Spurplättchen und Klemmplatten angebracht. Dabei hat es sich bewährt, nach Abb. 2 ein Rundeisen *R* von etwa 12 mm Durchm. und 10 cm Länge behelfsmäßig zwischen Spurplättchen *S* und Klemmplatte *K* zu legen, wodurch das Einschieben des Schienenfußes unter die Klemmplatten erleichtert und beschleunigt wird.

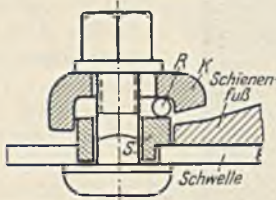


Abb. 2. Durch Einlegen eines Rundeisens *R* zwischen Spurplättchen *S* und Klemmplatte *K* wird das Einschieben des Schienenfußes erleichtert und beschleunigt.

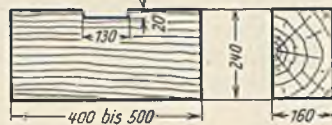


Abb. 3. Unterlagsklotz für die Lehrschienen.

Durch vorheriges Einbauen der Befestigungsmittel auf der Außenseite des Gleises wird das spätere Anbringen der inneren Spurplättchen erleichtert, weil dann die Schienen durch Anlegen von Spreizen ohne weiteres in ihre richtige Lage gedrückt werden können.

Arbeitsgruppe 2 gibt man mindestens 6 Mann. Sie versetzen zunächst die Unterlagsklötze (Abb. 3), für die Lehrschienen nach Richtung und Höhe. Hierbei benutzen sie eine Latte, auf der auch die Schwelleneinteilung vermerkt ist (Abb. 4).

Arbeitsgruppe 2 gibt man mindestens 6 Mann. Sie versetzen zunächst die Unterlagsklötze (Abb. 3), für die Lehrschienen nach Richtung und Höhe. Hierbei benutzen sie eine Latte, auf der auch die Schwelleneinteilung vermerkt ist (Abb. 4).

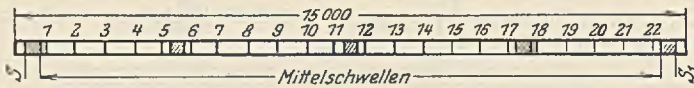


Abb. 4. Die Unterlagsklötze für die Stoßschwellen liegen bei *S*, *S*₁ und für die Mittelschwellen zwischen 5 u. 6, 11 u. 12, 17 u. 18.

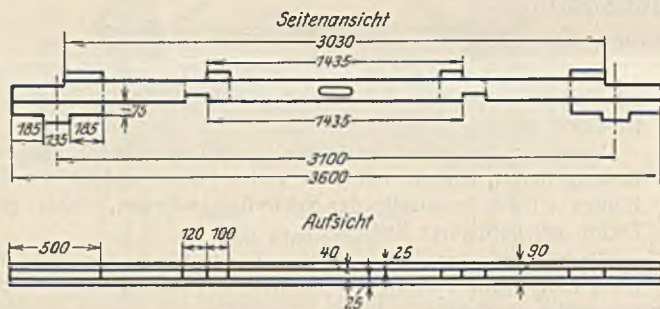


Abb. 5. Lehre zum Ausrichten der Unterlagsklötze und Schienen.

Eine Lehre nach Abb. 5 dient zum Ausrichten der Unterlagsklötze und Lehrschienen.

In Gleisbogen mit einem Halbmesser von weniger als 1000 m sind die Stöße der inneren Lehrschienen zu denen der inneren Gleisschienen versetzt. Es ist deshalb beim Verlegen der Lehrschienen darauf zu achten, daß ihre Stoßlücken im äußeren Gleisstrange entsprechend größer und im inneren kleiner als im gewöhnlichen Gleis vorgesehen werden, damit die Stöße der inneren Lehrschienen gegen die der inneren Schienen des Gleises entsprechend vorrücken können. Man verfährt in diesem Falle, um umständliche Berechnungen auf der Baustelle zu vermeiden, praktisch nach dem Lehrsatz: „Eine Senkrechte in der Mitte der Sehne geht durch den Mittelpunkt des Kreises“ und überträgt nach Abb. 6 mit einem Holzkreuz, bei dem der als Bogensehne dienende Balken 3 m und der andere etwa 3,20 m ist, die neue Teilung für die Schwellen auf die Lehrschienen. In der Darstellung bezeichnen *l* und *l*₁ die beiden Lehrschienen, *S* und *S*₁ die Schienen des vorhandenen Gleises.

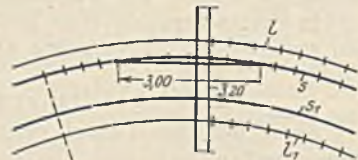


Abb. 6. Hilfslehre für das Einteilen der Schwellenabstände in Gleisbogen.

3. Ausführung des Gleisumbaus.

Für jede Gleisumbaustelle müssen zum Einbringen der Bettung mindestens 10 Füllkasten für Mittelschwellen, 2 für Stoßschwellen, 22 Stampfer und 2 Meßlehren bereitgehalten werden.

Die Mannschaft teilt man in Gruppen von je vier Leuten und gibt den einzelnen Gruppen die Nummer 1, 2, 3 usw.

Beim Einstampferverfahren fällt der größte Teil der sonst erforderlichen Stopparbeiten fort. Es ist daher beim Einteilen der Leute darauf zu halten, daß neben guter Ausführung die für den Umbau einer Gleisstrecke verfügbaren Zugpausen voll ausgenutzt werden, und daß auch außerhalb der Umbauzeiten ausreichende Beschäftigung in der Nähe der Arbeitsstelle für die Zwischenzeiten vorhanden ist. Dies läßt sich meist erreichen durch geschickte Einteilung der für den Umbau erforderlichen Vorbereitungs- und Nacharbeiten, Aufräumen der Baustelle, Abbefördern oder Aufsichten der ausgebauten Gleisstoffe, Reinigen der alten Bettung, Arbeiten an benachbarten Gleisen.

Bevor die Arbeiten für den eigentlichen Umbau einsetzen, schreibt der Rotten- oder Gruppenführer auf die seitlich ausgerichteten Lehrschienen die Arbeitsbezirke der einzelnen Gruppen an. Jede Gruppe führt innerhalb ihrer Arbeitsstelle nachstehende Arbeiten aus:

Lösen und Entfernen der Schrauben in der umzubauenden Gleisstrecke.

Ausbau und Entfernen der alten Schwellen.

Auflockern und Einebnen der Bettung der alten Schwellenlager.

Einhängen und Füllen der Bettungsfüllkasten.

Stampfen des Steinschlags in den Füllkasten.

Auflagen der neuen Schwellen auf die Schwellenkoffer.

Freimachen der inneren Schwellenlöcher für die einzubauenden Hakenschrauben.

Zum Aussetzen der auszubauenden Schienen und zum Einsetzen der neuen Schienen werden mehrere Arbeitsgruppen zusammengezogen.

Außerdem bildet man einen aus 4 Mann bestehenden Laschentrupp, der die Stoßverbindungen am auszubauenden Gleis entfernt, die Laschen an den Lehrschienen löst, am eingebauten Gleis die neuen Stoßverbindungen wiederherstellt, den Anschluß an das vorhandene Gleis bewirkt und die Schienenpaßstücke mit dem Einschienenwagen vorbringt.

Der Laschentrupp kann auch noch mit dem Einbringen des Steinschlags, Entfernen der Schrauben aus den ausgebauten Schwellen sowie dem Sondern und Zusammenlegen der Altstoffe beschäftigt werden.

Ist die Umbaustelle für den Zugverkehr gesperrt und durch die vorgeschriebenen Signale (Signal 5 und 6 der Signalordnung) gedeckt, dann werden die Laschen des Gleises vom Laschentrupp, die übrigen Befestigungsteile von den anderen Arbeitsgruppen innerhalb der ihnen zugewiesenen Abschnitte gelöst. Alsdann werden die freigemachten Schienen unter Zusammenziehen mehrerer Arbeitsgruppen ausgesetzt und die alten Schwellen mit dem Kleineisen (Schrauben, Klemmplatten usw.) innerhalb eines jeden Gruppenbezirks entfernt.

Nachdem der alte Oberbau beseitigt ist, lockert die Gruppe 1 und 2 mit der Spitzhacke die alten Schwellenlager, während Nr. 3 und 4 den Steinschlag, soweit nötig, beiseite werfen. Dabei ist darauf zu achten, daß die neuen Schwellenlager von vornherein so tief ausgehoben werden, daß die einzusetzenden Füllkasten für die Bettung frei hängen (vergl. Abb. 1). Alsdann hängen Nr. 3 und 4 einen Füllkasten auf die Lehrschienen an die Stelle, die die erste neue Schwelle erhalten soll. Nr. 1 und 2 füllen den Kasten mit Steinschlag, während ihn Nr. 3 und 4 feststampfen, wobei sich ein Mann auf den Kasten stellt, um dessen Verschieben zu verhindern.

Zum Einstampfen der Bettungsstoffe dienen eiserne glockenförmige Stampfer nach Abb. 7 mit einem Gewicht von 8 bis 10 kg.

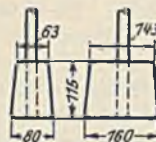


Abb. 7. Stampfer für das Einstampfen der Gleisbettung in die Füllkasten.

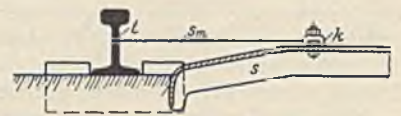


Abb. 8. Stichmaß für die richtige Seitenlage der Schwellen.

Ist der Bettungsstoff eingebracht und festgestampft, dann heben 2 Mann den Füllkasten ab und setzen ihn an der Stelle für die nächstfolgende Schwelle wieder ein. Die beiden anderen Leute der Arbeitsgruppe holen inzwischen eine Schwelle und stülpen sie über den gestampften Bettungskörper. Dabei muß nach Abb. 8 für die richtige Seitenlage der Schwelle *S* ein Stichmaß *S*_m zwischen Klemmplatte und Lehrenstange *l* der Lehrschiene eingehalten werden, um eine genaue Lage der Schwelle zu gewährleisten.

Wenn die Schwelle richtig liegt, wird sie mit einigen Schlägen des Stampfers fest auf ihr Lager getrieben. Die Nähe der Lochungen für die Schienenbefestigungsteile darf jedoch keine Schläge erhalten, weil die Schwellendecke an diesen Stellen leicht einreißt.

Während Nr. 1 und 2 der Arbeitsgruppe eine neue Schwelle verlegen, richten Nr. 3 und 4 den Platz für den Füllkasten der nächsten Schwelle her. Diese Arbeit muß beendet sein, bis Nr. 1 und 2 die vorherige Schwelle fertig verlegt haben. Dann wird der Kasten von Nr. 1 und 2 wieder gefüllt und die Füllung von Nr. 3 und 4 gestampft. In dieser Reihenfolge setzen die Arbeiten sich fort, bis alle Schwellen für das neue Gleis mit Bettung unterfüllt und verlegt sind.

Um eine genaue Lage des Gleises zu erhalten, werden vor dem endgültigen Aufbringen der Schienen die Einteilungen unter Zuhilfenahme einer Meßlehre nochmals geprüft und die Lage der Schwellen und Unterstütkungsklötze für die Lehrschienen an einem Gleisstrange des alten Oberbaues — in Bogen am äußeren Strange — mit Ölkreide vermerkt.

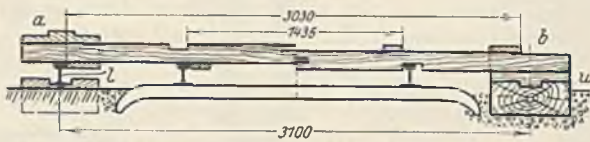


Abb. 9. Prüflehre für die Lehrschienen und Unterlagsklötze.

Sorgfalt ist auch auf das Versetzen der Unterstütkungsklötze zu verwenden, weil von ihrer genauen Lage die richtige Höhe und Lage des Gleises abhängt. Ihre Unterkante soll etwa 22 cm unter S.-U. liegen und ihre Entfernung von den Schienen des alten Gleises etwa 50 cm betragen. Auch müssen die Ausschachtungen für die Klötze ausreißend bemessen sein, damit sie beim Ausrichten der Lehrschienen nach Bedarf verschoben werden können. Zweckmäßig verlegt man die Klötze am Anfang und Ende der umzubauenden Gleisstrecke zuerst und in der Mitte zuletzt und richtet sie dann mit Hilfe von Visiertafeln ein. Hierauf prüft man ihre genaue Höhenlage und die der Lehrschienen nochmals mit der Wasserwaage und einer Lehre (Abb. 9). Die eine Seite dieser Lehre (Abb. 9a) dient zum Nachprüfen der Lehrschienen, die andere

(Abb. 9b) zum Verlegen der Unterstütkungsklötze. Alsdann werden die Schienen des neuen Oberbaues zunächst als Lehrschienen aufgesetzt und an den Stößen mit Laschen verbunden, die für jeden Schienenstoß zwei Schrauben erhalten.

Sind in der beschriebenen Weise alle Schwellen genau nach der Teilung auf den Lehrschienen auf den gestampften Bettungsunterlagen verlegt, dann setzen etwa 16 bis 20 Leute gemeinsam sämtliche Schienen auf die Schwellen und drücken sie mit Holzspreizen gegen die bereits eingebauten äußeren Spurplättchen. Die bisherigen Lehrschienen sind nunmehr zu Fahrschienen geworden. Nunmehr treten die Arbeitsgruppen wieder einzeln in ihren jeweiligen Bereich. Gruppe 1 und 2 nehmen die Kreuzhau und drücken in den inneren Schwellenlöchern den Stein-schlag zur Seite, damit die Hakenschrauben von oben eingeführt werden können. Inzwischen holen Gruppe 3 und 4 das für die Schienenbefestigung auf der Innenseite des Gleises erforderliche Kleinseln und legen es zum Einbauen bereit. Gruppe 1 und 2 setzen die inneren Befestigungs-teile ein, während Nr. 3 und 4 die äußeren Teile etwas lösen, die Rund-eisen (vergl. Abb. 2) wieder herausnehmen und sammeln, die Klemm-platten richtig setzen und die Hakenschrauben anziehen. Während die übrigen Leute die Schienenbefestigungsmittel einsetzen und festschrauben, bringt der Laschentrupp die Laschenverbindungen im neuen Gleise an und stellt den Anschluß an das vorhandene Gleis her.

Ein in dieser Weise ausgeführtes Gleis darf, nachdem es der erste Zug mit verminderter Geschwindigkeit von höchstens 45 km/Std. befahren hat, von den folgenden Zügen mit voller Geschwindigkeit befahren werden. Es genügt somit sowohl in betrieblicher als auch in baulicher Hinsicht allen Anforderungen mindestens so gut wie ein nach dem alten Verfahren hergestelltes Gleis. Hierzu tritt noch der wirtschaftliche Vor-teil, der bei einer guten und dichten Gleisbettung infolge Schonung der Schienen, Schwellen und Fahrzeuge erreicht wird. Es wäre daher zu begrüßen, wenn das jetzt noch in der Entwicklung befindliche Einstampf-verfahren für die Gleisbettung weiter verbessert und — vielleicht durch Maschinenbetrieb — immer mehr ausgebaut würde.

Vermischtes.

Kragkonstruktion für den 16 stöckigen Turmaufbau eines Hochhauses. Der Erweiterungsbau des Roanoke-Turmhauses in der West-Madison-Str. in Chicago ist bemerkenswert sowohl wegen der zu seiner Höhe geringen Breite von nur 12,20 m als auch wegen der kühnen Auskragung der oberen 16 Geschosse über das Dach des bestehenden alten Gebäude-teils. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 16. 12. 1926 hat der neue Turmanbau mit den 21 Geschossen bis zur Höhe des alten Baues deren 37 und von der Gründung bis zum Dach eine Gesamthöhe von 141,90 m (Abb. 1). Der Grundriß (Abb. 2), der in den unteren Geschossen bis zur Höhe des alten Baues nur 12,20 x 26,53 m mißt, wird durch diese Auskragung im 22. Geschöß auf eine Breite von 17,50 m erweitert, nimmt dann allerdings nach oben wieder stufenweise ab.

Der Betonunterbau wurde, wie in Chicago üblich, mit Hilfe offener Senkkästen gegründet, die etwa 31 m tief unter Pflaster-O.-K. bis auf den festen Baugrund abgesenkt wurden. Die äußeren Pfeiler an der Ost- und Westseite sind (Abb. 2) hart an die Grundstücksgrenze gesetzt, so daß die Unterstütkung des auskragenden Teils auch durch die gesamten Wandlasten beansprucht wird und dadurch ihre Gesamtbelastung noch annähernd zentrisch auf die Pfeiler übertragen kann; da ferner die Grundrißteilung für den Neubau nur zwei Felder vorsieht, kommen für die mittlere Säulenreihe negative Momente von beiden Feldern her in Frage. Die beiden Nachbargebäude sind ebenso bis auf festen Felsen gegründet, eine Unter-

fangung war somit bei ihnen nicht erforderlich. In zwei Fällen wurden an Stelle eines breiten Pfeilers Zwillingspfeiler mit 15 cm Zwischenraum ausgeführt, um dadurch die freie Kraglänge und damit die Abmessungen der Kragträger zu vermindern. Diese Zwillingspfeiler sind am Kopf durch

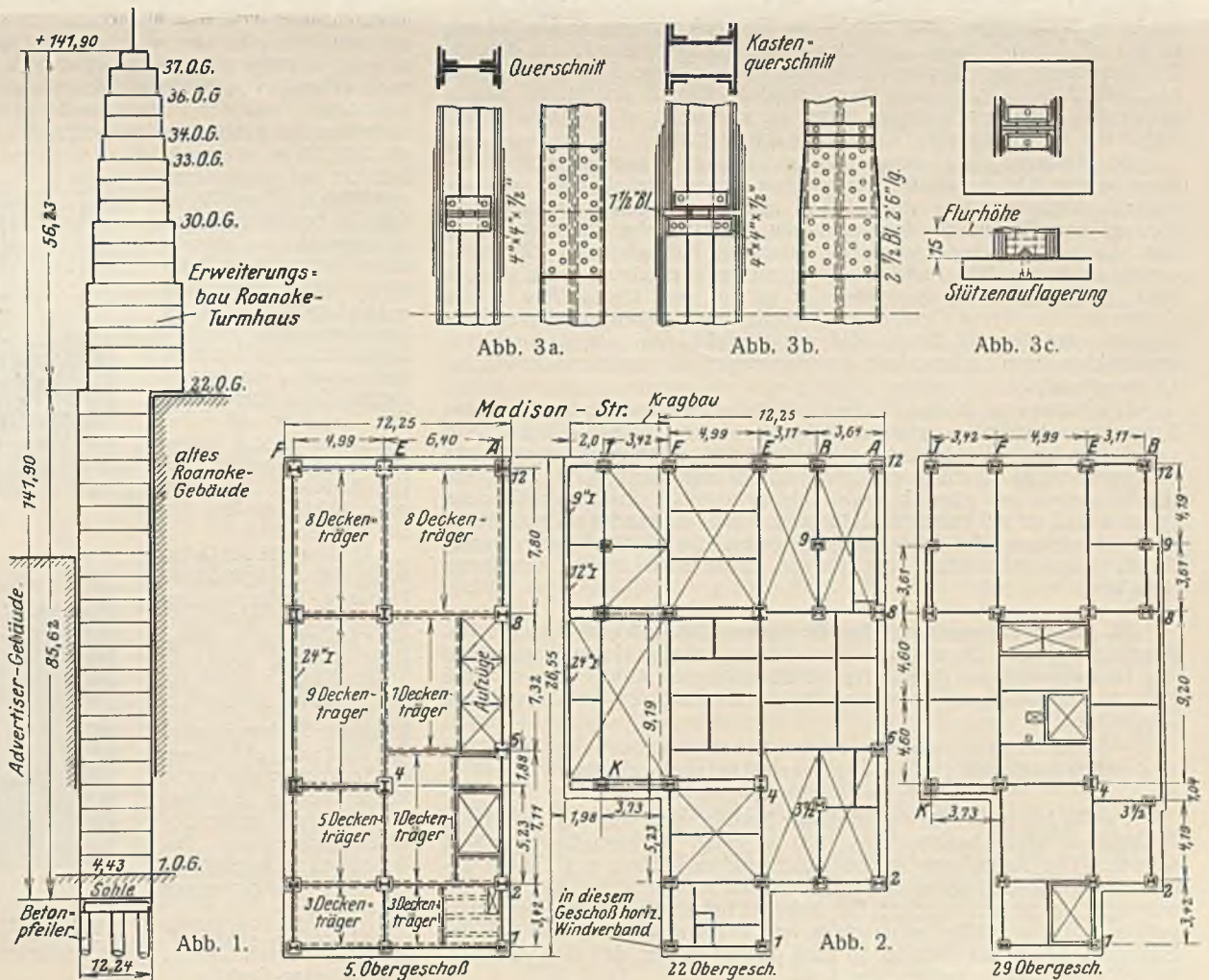


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Eisenbetonbalken verbunden und wie alle anderen mit eisernen Kopfplatten abgedeckt. Für die meisten der Hauptsäulen, die durch zwei Stockwerke durchgeführt wurden, sind genietete Träger des üblichen H-Querschnitts (Abb. 3a) verwendet, doch finden sich zur Aufnahme besonders schwerer Lasten auch Kastenträger nach Abb. 3b. Der mit einer Gesamtlast von

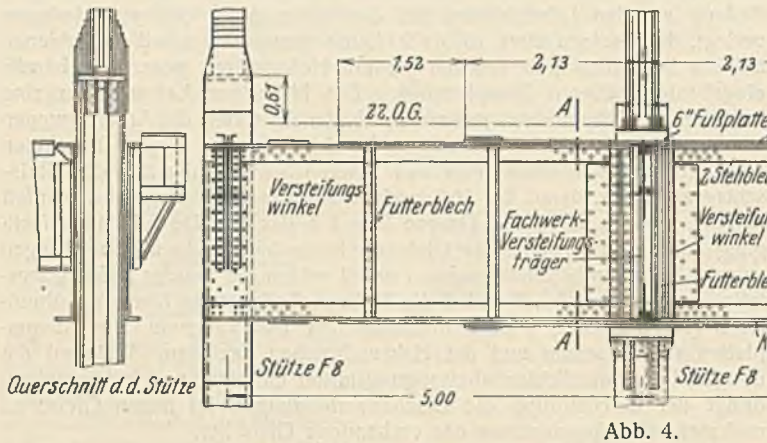


Abb. 4.

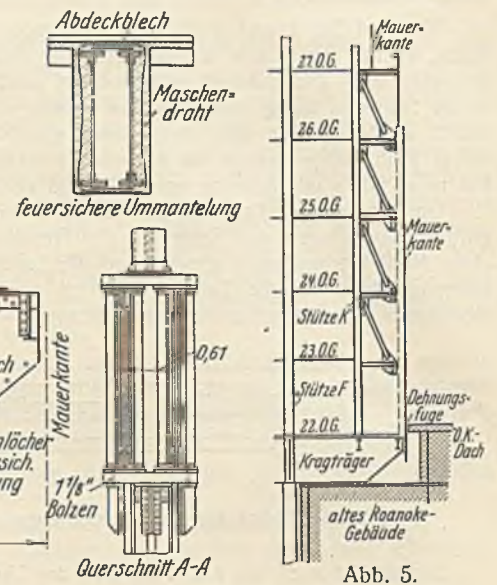


Abb. 5.

2578 t am stärksten beanspruchte Säulenquerschnitt besteht aus zwei Blechen $40,6 \times 5,68$ cm, zwei 66 cm breiten Kopfplatten von zusammen 13,3 cm Stärke und vier Winkleisen $20,3 \times 20,3 \times 2,8$ cm. Ungewöhnlich ist die Anordnung von Fußplatten (Abb. 3c), zu denen man sich hier jedoch zur gleichmäßigeren Auflagerung und Lastverteilung an Stelle des einfachen Einbetonierens in die Pfeiler entschloß. Erforderlich war dazu sorgfältiges Abgleichen der Pfeilerköpfe auf die vorgeschriebene Ordinate und glattes Abschneiden und Nacharbeiten der Säulen-Stoßflächen, die fest an die Platte anschließen mußten, die auf den Pfeiler in einem 5 cm starken Mörtelbett verlegt wurde.

Der Grundriß (Abb. 2) sah 15 Säulen vor, die in drei Reihen stehen und nach beiden Richtungen durch Träger verbunden sind. Sechs dieser Säulen gehen bis zum 34., vier bis zum 35. und zwei zum 37. Stockwerk durch; außerdem war in den oberen Stockwerken eine Anzahl von Zwischenstützen erforderlich.

Für die Zwischendecken und den Windverband waren Vollwandträger gewählt mit Rücksicht auf die bei einem so hohen Turmhaushaus erforderliche Steifigkeit des Eisengerippes. Die in der Längsrichtung des Gebäudes durchgehenden eisernen Hauptträger tragen Eisenbeton-Deckenträger, die in etwa 90 cm Abstand verlegt sind und eine Betondecke tragen, deren Stärke in den unteren Geschossen — wo Holzdielen verlegt sind — 6,3 cm, in den mit Zementfußboden versehenen oberen Geschossen 7,6 cm beträgt. Die Anordnung der Windverbände, bei der die enge Fensterteilung zu berücksichtigen war, ist aus dem Grundriß (Abb. 2) ersichtlich; wegen der großen Höhe des Gebäudes waren sie sowohl für alle inneren Hauptträger wie für die äußeren Wandträger vorgesehen.

Die Ausladung der oberen 16 Geschosse über dem alten Roanoke-Haus beträgt 5,50 m; als Tragkonstruktion dienen zwei doppelte und ein einfacher Vollwandträger von 2,135 m Höhe und 10,66 m Gesamtlänge, die auf den Säulen an der westlichen Gebäudeseite aufliegen. Wie Abb. 4a zeigt, reichen sie gerade unter den Fußboden des 22. Stockwerks, in dessen Höhe auch die wagerechte Verstrebung liegt, kragen etwa 5,50 m über die genannten Säulen aus und tragen (Abb. 4) die Säulen für die oberen Geschosse. Die Stärke des eben erwähnten Fußbodens unter dem 22. Stock wird mit Rücksicht auf die starke Eisenkonstruktion zum Unterschiede von derjenigen der anderen Decken auf 15 cm gebracht.

Die Stützen im 22. bis 27. Geschoß stehen nicht am freien Ende der Kragträger, sondern — wie aus Abb. 4 u. 5 hervorgeht — nur 3,73 m vor den unteren Wandstützen, wodurch das den Träger beanspruchende Biegemoment erheblich geringer wird. Wandträger und Eisenschwerk der Wände werden nämlich nach Abb. 5 in jedem Stockwerk über die äußeren 1,85 m mit schrägen Hängeeisen und wagerechten Druckstäben an die zurückgesetzten Säulen angeschlossen. Im 27. Stockwerk konnte, da dort die Außenwände zurücktreten, diese zweckmäßige Anordnung fortfallen. Ki.

30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Fortsetzung). Mit Bezug auf seine bereits auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins von 1922 erörterten Grundsätze für die Sicherung obertägiger Bauwerke berichtete Prof. Dr.-Ing. Mautner, Düsseldorf über

„Die neuen bergschadensicheren Wasserbehälter der Stadt Essen (Lagerungsverhältnisse von Bauwerken im Bergbausenkungsbereich)“.

Vor 30 Jahren war in unmittelbarer Nachbarschaft der neu errichteten Behälter ein Wasserbehälter von 7200 m³ Inhalt in Stampfbeton erbaut worden. Die Ausführung bestand aus zwischen Pfeilern und Gurten gespannten Stampfbetongewölben, irgendwelche Rücksicht auf den Bergbau war nicht genommen worden: Der Behälter hat durch den Bergbau derart gelitten, daß er völlig unbrauchbar und der Wasserverlust zur Zeit der Errichtung der neuen Behälter so groß geworden war, daß eine Kammerhälfte in 24 Stunden nahezu leer lief.

An den Neubau des Behälters ging die Verwaltung nur sehr vorsichtig heran, da ein Neubau auf senkungsfreiem Gelände aus betrieblichen Gründen nicht möglich war.

Die Ausführung eines gesicherten Behälters für den erforderlichen Inhalt von 4000 m³ erwies sich als wirtschaftlich unmöglich. Man entschloß sich daher zu einer Aufteilung in zwei gleiche Behälter von je 2000 m³, die im Abstände von 1,25 m voneinander errichtet wurden, so daß sie auch bei den größten zu erwartenden Verschiebungen durch Pressungen sich gegenseitig nicht beeinflussen konnten. Von dem im Senkungsbereich auch bei niedrigen Bauwerken merkbaren Bewegungen des Untergrundes geben die Abb. 3 u. 4 ein anschauliches Bild.

Im vorliegenden Falle bestand der Baugrund aus „Hodelboden“, d. h. einem stark klüftigen, durch glaziale Einwirkungen zerriebenen Ton-schiefer, der seiner Tragfähigkeit nach ungefähr dem Lehmboden entspricht.

Es lag mit Rücksicht auf die zu erwartenden bedeutenden Senkungsunterschiede nahe, eine statisch bestimmte Lagerung auf drei Punkten anzuordnen, wie sie bei zahlreichen kleineren Behältern mit Erfolg ausgeführt worden ist. Indessen mußte diese Absicht aufgegeben werden: Die Lagerung auf drei Kugelkipplagern reicht zur Sicherung nicht aus, weil es sich bei den Wirkungen des Abbaues nicht nur um Senkungsunterschiede, sondern auch um bedeutende wagerechte Bewegungen handelt, und weil ferner bei den vorhandenen Lasten die Beanspruchung der Lager zu groß und ihre Ausbildung selbst deshalb und endlich in Anbetracht der zu erwartenden Senkungsunterschiede kaum möglich ist. Man entschloß sich daher, von der statisch bestimmten Lagerung abzugehen und die nachstehende Ausführung zu wählen.¹⁾ — Hiernach ruht der im Grundriß 23×23 m messende Behälter auf einer derart verkleinerten Grundfläche, daß die Bodenpressungen im ungestörten Zustande schon beträchtlich hoch sind, nämlich etwa 4 at. — Die Lagerfläche besteht aus einem quadratischen Tragkranz, der in der Mitte noch durch ein wagerechtes Kreuz versteift ist. Das Tragwerk selbst besteht aus 2×5 Längs- bzw. Querwänden, die von Bankett-U. K. bzw. vom Behälterboden bis zur Decke reichen.

Die Vorteile der Gründung mit hochgewählter Planungs- Bodenpressung bei absichtlich verkleinerter Grundfläche bestehen darin, daß die möglichen Auskragungen bei der Lage des Bauwerks am Rande der Senkungsmulde und die Freilage im Innern der Senkungsmulde um so kleiner werden, je kleiner das Verhältnis der größten Bodenrandpressung zu derjenigen im ungestörten Zustande angenommen

¹⁾ Vergl. „Beton u. Eisen“ 1927, Heft 7, Abb. I des Betontag-Berichts.

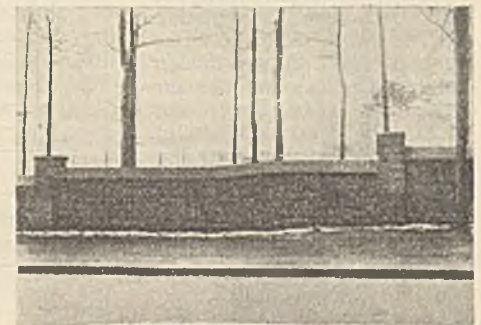


Abb. 3.



Abb. 4.

Abb. 3 u. 4. Vortrag Mautner: Wirkungen von Bodensenkungen und -pressungen im Bergbausenkungsbereich.

wird. Die wagerechten Zerrungs- und Pressungskräfte, die aus den Reibungskräften genau berechenbar sind, werden durch diese kräftigen Bankette mit Sicherheit aufgenommen; dabei wirkt das wagerechte Mittelkreuz noch etwaigen wagerechten Verdrehungen entgegen.

Die Aufnahme der gewaltigen Momente und Querkräfte gestattet sich in den zur Verfügung stehenden engen Wandquerschnitten sehr schwierig. So mußten z. B. als obere Hauptbewehrung allein $445 \text{ cm}^2 = 28$ Rundeisen $\phi 45$ und als untere und gleichzeitig Zerrungsbewehrung 212 cm^2 untergebracht werden, die in vier bis fünf Lagen übereinander anzuordnen waren. — Da die Eisen nur verlegbar waren, wenn sehr große Stablängen verwendet wurden, entschloß man sich zur Verwendung des elektrischen Schweißverfahrens für die Stoßverbindungen. Die längsten Stäbe waren 32 m lang und hatten Abbiegungen von 7 m Höhe. Abb. 1 (Heft 14, S. 221) gibt einen Begriff von der Dichtigkeit der Bewehrung und den dadurch bedingten Schwierigkeiten der Verlegung. Für diese wurde ein Kran verwendet, der in einer Behälterzelle aufgestellt fand, jedes Eisen wurde an einer besonderen Gabel zur Vermeidung zu großer Durchbiegungen aufgehängt.

Da es darauf ankam, einen vorzüglich zugfesten Beton zu erhalten, mußte dem Mörtelaufbau besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, und es gelang, durch Zusammenmischung verschiedener Sande annähernd die von O. Graf empfohlene Kornzusammensetzung zu erreichen. Das günstige Ergebnis war beim Gießen ohne weiteres ersichtlich, da es möglich war, den Beton mit geringstem Wasserzusatz in breiter Form aus der Gießrinne zu gewinnen. Wegen der starken Eiseneinlagen wurde zur Erzielung eines dichten Betons die Schalung mit Preßluftschlämmern planmäßig dauernd bearbeitet, die Qualität des so gegossenen Betons entsprach den Erwartungen.

Obwohl das Bauwerk als zwei getrennte Behälter ausgeführt wurde, sollte es eine einheitliche Gesamtansicht bieten (vergl. Abb. 2, Heft 14, S. 221). Es wurden daher die an die Behälter angehängenen Schieberkammern durch einen Zwischenbau verbunden, der aber so zwischen ihnen eingefügt ist, daß er bei ihren gegenseitigen Bewegungen keine Pressungen erfährt.

Die Behälter sind nach Vollendung probeweise gefüllt worden, wobei der Wasserverlust nicht größer sein durfte als der an Verdunstungsschalen ermittelte. Das Bauwerk hat diese Probefüllung bestanden und ist bereits in Betrieb.

An den Vortrag schloß sich eine Aussprache, an der sich die Herren Dr.-Ing. e. h. Schlüter, Dr. Sachs, Dr. Reese und Prof. Kayser beteiligten und die sich in der Hauptsache um die Vor- und Nachteile der Dreipunktlagerung einerseits, sowie der Flächenlagerung andererseits drehte und die Notwendigkeit möglichst großer Wirtschaftlichkeit auch für diese Sonderausführungen betonte.

„Der Bau der Zwillings-Schachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O.“

war, soweit die Fördereinrichtungen in Frage kamen, bereits auf der vorjährigen Tagung Gegenstand eines Vortrages gewesen.²⁾ Nunmehr berichtete Regierungsbaurat Möller über die eigentliche Bauausführung, die Baustelleneinrichtung, die Arbeitsverfahren und die erzielten Arbeitsleistungen.

Auszuführen sind im ganzen die Verlegung der Mündung des Oder-Spree-Kanals, die Begradigung und Vertiefung der anschließenden Kanalstrecke nebst Neubau einer Straßenbrücke, Anlage eines Umgehungskanals von rd. 3 km Länge und eines Hafens, eines Nadelwehres, dreier größerer Brücken, eines Speisekanals, Ausbau des oberen und unteren Vorhafens der Schachtschleuse und schließlich als Hauptbauwerk die Zwillings-Schachtschleuse.

Dieses neue Abstiegsbauwerk ergänzt die bisherige aus drei Schleusen bestehende Schleusentreppe und überwindet nunmehr das ganze bis zu 14 m betragende Gefälle in einem einzigen Hub. Für die Schifffahrt wird dadurch der Aufenthalt, der bisher etwa einen Tag betrug, auf etwa eine Stunde verkürzt.

Die Zwillings-Schachtschleuse (Abb. 5) besteht, wie schon der Name sagt, aus zwei nebeneinanderliegenden Schleusen. Jede Schleusenkammer erhält eine nutzbare Länge von 130 m und eine Breite von 12 m.

Besondere Sparbecken sind nicht vorgesehen, doch dient immer eine Schleusenkammer der andern als Sparbecken, wodurch 50% Wasser gespart werden. Die Schleusen werden vom Oberwasser durch Zylinderventile gefüllt, das Wasser tritt vom Drempel aus in die Schleusenkammer ein. Als Verbindungsventile von Schleuse zu Schleuse zur Bewirkung der Wasserersparnis sind liegende Zylinderventile vorgesehen, die zwischen den beiden Oberhäuptern liegen und deren anschließende Kanäle auch im Drempelhohlraum münden. Zur Entleerung der Schleusen dienen Kanäle, die am Unterhaupt in der Mittelmauer liegen und durch Rollkeilschütze verschlossen werden. Als Schleusentore sind an den Oberhäuptern Klapptore und an den Unterhäuptern Hubtore mit den erforderlichen Aufbauten vorgesehen. Trennungsfugen sind in genügender Anzahl vorhanden. Besonderer Wert ist auf die zweckmäßige Einrichtung der Schleusen für den Schifffahrtsbetrieb gelegt worden, dabei ist insbesondere auf die Verwendung von Schwimmpollern, die hier zum ersten Male ausgeführt werden,

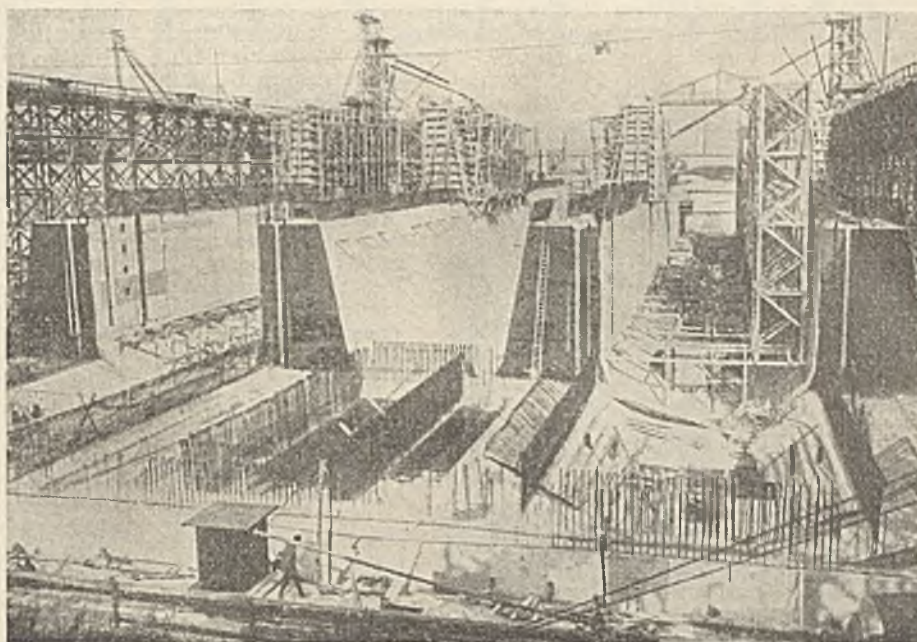


Abb. 5. Vortrag Möller: Zwillings-Schachtschleuse bei Fürstenberg a. d. Odr. Bauaufnahme.

hinzuwiesen. Oberhalb und unterhalb der Schleusen sind Leitwerke aus eisernen Spundwänden von rd. 80 m Länge vorgesehen.³⁾

Vor dem Bau der Schleusen mußte in der über $600\,000 \text{ m}^3$ umfassenden Baugrube der Grundwasserspiegel um rd. 15 m abgesenkt werden, wozu rd. 300 Brunnen in vier Staffeln erforderlich waren, ebenso wurde der Umgehungskanal bis an die Baustelle heran fertiggestellt, um als Hafen für die Zufuhr der Baustoffe zu dienen. Da das Bauwerk mehr als $130\,000 \text{ m}^3$ Beton und rd. 6000 t Eisen umfaßt, erforderte der Transport und die Verarbeitung der Baustoffe sorgfältige und umfassende Maßnahmen und einen starken Gerätepark, von dem 1 Kabelkran, 1 Elevator, 1 Seilbahn, 1 Siloanlage für Traß und Zement, 3 Vormischmaschinen, 5 Hauptmischmaschinen und eine Anzahl kleinerer Geräte und Maschinen von der Reichswasserstraßenverwaltung dem Unternehmer zur Verfügung gestellt wurden.

Der Beton wird von den Mischmaschinen in Feldbahnzügen zur Baustelle geschafft und hier von rd. 20 m hohen Fördergerüsten aus durch Gießrinnen in die Baublöcke geleitet. Auf den Hochgerüsten laufen noch zwei kleinere Gießtürme, die zur Herstellung der höher gelegenen, geringere Massen enthaltenden Mauerwerke dienen. Es wurden auf diese Art Durchschnittsleistungen von 834 m^3 je Betonierungstag und Höchstleistungen bis zu 1750 m^3 täglich bei 21 Arbeitsstunden erreicht.

Vor Beginn der Bauarbeiten wurden an Betonbauwerken im oberen Vorhafen sowie im Baustofflaboratorium des Neubauamtes umfangreiche Versuche und Untersuchungen zur Auswahl der Baustoffe, der Mischungsverhältnisse und der Arbeitsverfahren gemacht. Diese führten zur Verwendung eines breiigen Betons mit im Mittel 10,5 G-% Wasser, bestehend aus 1 Rt. Zement, 0,5 Rt. Traß, wozu je nach der Bedeutung des Bauteiles 6 bzw. 5 bzw. 4,5 Rt. Zuschläge traten. Die Untersuchungen wurden während der ganzen Bauzeit fortgesetzt.

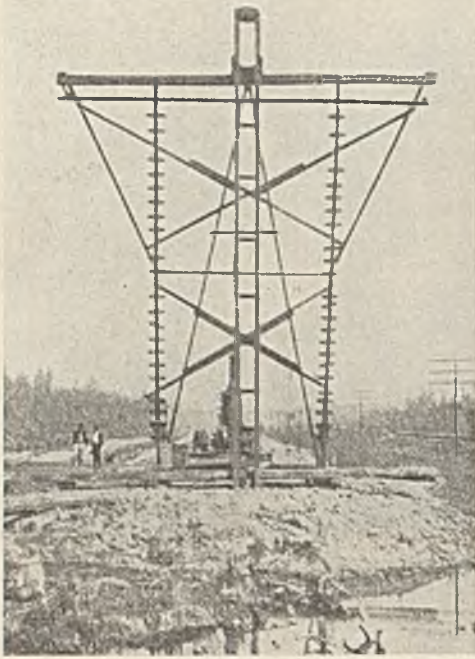
Die erreichten Würfelstärken sind gut, auch die Dichtigkeit oder besser Wasserundurchlässigkeit des Betons ist durchaus zufriedenstellend. Die Verarbeitungsmöglichkeit des breiigen Betons beim Transport und beim Gießen war sehr gut, hierbei haben insbesondere die gewählte Kornzusammensetzung der Zuschläge und die vorteilhafte Bauweise mit den kurzen Rinnenlängen günstig gewirkt. Im Bauwerk zeigt der Beton ein durchaus gleichmäßiges Gefüge, Setz- und Schwindrisse, die zu Bedenken Anlaß geben könnten, sind nicht aufgetreten. Die Kosten für den Bau betragen bisher im Mittel für 1 m^3 nur 34,96 R.-M. für Beschaffung, Transport und Aufbereitung der Baustoffe einschl. Stromkosten, hierzu kommt für die vom Staat beschaffte Einrichtung der Baustelle rd. 4,00 R.-M./ m^3 und für die Eisen im Mittel 10,68 R.-M./ m^3 . (Fortsetzung folgt.)

Brücke über den Menam bei Bangkok. Die neue eiserne Brücke über den Menam liegt wenige Kilometer oberhalb von Siam Hauptstadt Bangkok und ist die einzige feste Uferverbindung am Unterlauf des genannten Flusses. Vor kurzem wurde nach dem „Hamb. Fremdenbl.“ die Brücke nach siebenjähriger Bauzeit dem Verkehr übergeben. Der Bau hat insgesamt fünf Öffnungen, von denen die Mittelöffnung 120 m, die beiden seitlichen Flußöffnungen je 84 m und die seitlichen Vorflutöffnungen je 77 m Stützweite haben. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 442 m; sie ist für eine eingleisige Eisenbahn und für Straßenverkehr eingerichtet. Die Herstellungskosten beliefen sich auf etwa $7\frac{1}{2}$ Mill. Mark. Bei Vergebung des Auftrages war eine deutsche Firma in scharfem Wettbewerb mit der französischen, die den Bau jetzt ausgeführt hat. Der deutsche Vorschlag war an und für sich günstiger beurteilt, nur erlaubten damals die politischen Verhältnisse noch nicht, den Auftrag nach Deutschland zu vergeben.

³⁾ Vergl. a. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 11: Köllie, Eiserne Spundwände bei Schleusen.

²⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 14.

Ein Rammgerüst mit verstellbaren Läufertruten, das zum Rammen von 53 Pfahljochen für eine neue Straßenbrücke zwischen New Orleans und Hammond verwendet und in Eng. News-Rec. vom 9. Dezember 1926 beschrieben wurde, ist in der nebenstehenden Abbildung wiedergegeben:



Das Gerüst ließ sich auf einen Prahm von $24,40 \times 7,93$ m Grundfläche und 1,83 m Bordhöhe setzen, der mittels Motorboots von Joch zu Joch geschleppt wurde, und stand auf einem Unterbau aus neun Gleitbalken von 30×30 cm Querschnitt und 7,93 bzw. 14,63 m Länge, auf denen es in der Richtung der Pfahlreihe verschoben werden konnte.

Das Rammgerüst selbst hat zwei 18 m lange und in 6 m Abstand parallel zueinander kräftig verstrebt Schwellen, an deren hinterem Ende auf drei starken Querbalken die Zweitrommel-Dampfwinde aufgestellt ist. Während sich dieser Teil der Konstruktion nicht wesentlich von

ähnlichen Ausführungen unterscheidet, weicht das Gerüst für die Läufertruten dadurch von ihnen ab, daß die Streben parallel, ebenfalls in 6 m Abstand voneinander, also in derselben Ebene wie die Leitern angeordnet sind und oben nicht im spitzen Winkel zusammenlaufen.

Die Posten sind fest miteinander sowie mit dem über ihr oberes Ende gelegten starken, 12 m langen Holz verankert und verstrebt, das die Führung zum seitlichen Verschieben der Läufertruten trägt. Unter ihm und in derselben senkrechten Ebene läuft ein zweites Holz, das auf den vorderen Enden der die Winde tragenden Schwellen aufliegt. Die Läufertruten sind aus Holz von der üblichen Bauart; nahe am oberen Ende haben sie ein kräftiges eisernes Lager für eine Laufrolle, die auf einer Fahrachse auf dem oberen Querbalken läuft und mit deren Hilfe die Läufertruten etwa 5,50 m nach jeder Seite hin aus der Mitte verschoben werden können. Das Gerüst wird auf beiden Seiten durch Kabel (Wanten) festgehalten.

Jedes Joch der Brücke bestand aus fünf Pfählen, die alle senkrecht einzurammen waren. Die Endjoch hatten noch zwei weitere Pfähle als Gründung der seitlich abschließenden Bohlwände. Ki.

Technische Hochschule Aachen. Der Erste Bergrat Dr.-Ing. Böker aus Aachen ist zum Honorarprofessor in der Fakultät für Stoffwirtschaft ernannt worden; er erhielt einen Lehrauftrag für den Unterricht über „Bergwirtschaft und Geschichte des Bergbaues“.

Technische Hochschule Braunschweig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Oberbaurat Erwin Nagel in Braunschweig in Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen in der wissenschaftlichen Straßenbauforschung.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. In der „Bautechnik“ 1926, Heft 50, vom 19. November bringt Herr Reg.-Baumeister Günthel eine Besprechung meiner Denkschrift über „Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund, zur Frage ihrer Wirtschaftlichkeit“ (Berlin 1926, Verlag der Verkehrstechnik, mit 43 Textabb. und 53 Tab).

Herr Günthel greift aus der 213 S. umfassenden Denkschrift nur einen auf 4 S. behandelten Punkt, die Anlagekosten, heraus, springt dann sofort von der Denkschrift auf die Arbeiten der Studiengesellschaft über, die sich mit der Propagierung der Städtebahn befaßt, und weiter auf einen Vortrag über, den ich am 8. Oktober 1926 in Essen gehalten habe. Dabei führt er aus, daß ich die von der Studiengesellschaft vorgenommene Ermittlung der Baukosten als „vage Schätzungen“ bezeichnet habe. Das ist jedoch nicht zutreffend, denn ich habe in meinem Vortrage den Ausdruck „vage Schätzungen“, wie dies auch allgemein richtig aufgefaßt worden ist und die stenographische Niederschrift zeigt, nur von den Verkehrsschätzungen der Studiengesellschaft gebraucht, nicht aber von der Ermittlung der Anlagekosten.

Wenn Herr G. — was in die Buchbesprechung nicht hineingehörte, weil es in meiner Denkschrift gar nicht zum Ausdruck gekommen ist — bereits in den ersten Zeilen mitteilt, daß die Arbeit auf Veranlassung des Bergbauvereins verfaßt sei, so hätte er entsprechend meinen Mitteilungen in dem Vortrag in Essen auch nicht verschweigen dürfen, daß ich die Arbeit als wissenschaftliche Arbeit ohne Beeinflussung von irgend einer

Seite verfaßt habe und daß allerdings, wie ich in dem Vortrag in Essen mitgeteilt habe, das Ergebnis ein wenig anders ausgefallen wäre, wenn ich den Auftrag von der die Bahn propagierenden Studiengesellschaft erhalten haben würde; denn da ich in diesem Falle eine gewisse Verantwortung dafür hätte übernehmen müssen, daß der errechnete Verkehrsumfang auch wirklich eintritt, so hätte ich alsdann die Verkehrsschätzungen vorsichtiger durchführen müssen, d. h. das Wirtschaftsergebnis wäre in der Gesamtheit sogar noch ungünstiger ausgefallen.

Ich habe volles Verständnis dafür, daß ein Angehöriger einer Unternehmerfirma, die lohnende Aufträge aus dem Bau der Städtebahn erhofft, meine Arbeit, die die Unwirtschaftlichkeit der Städtebahn erweist, nicht begrüßt. Eine Interessenpolitik darf aber nicht soweit getrieben werden, daß in einer Buchbesprechung versucht wird, den Wert einer wissenschaftlichen Arbeit in unsachlicher Weise zu mindern. Selbst wenn Herr Günthel meine Arbeit wirklich gelesen hätte, so würde er doch wohl nicht in der Lage gewesen sein, sie — bis auf die vier, die Anlagekosten behandelnden Seiten — kritisch zu würdigen.

Dr.-Ing. E. Giese, Professor für großstädtisches Verkehrswesen an der Technischen Hochschule zu Berlin.

Herr Prof. Dr.-Ing. Giese erklärt, daß er den Ausdruck „vage Schätzungen“ nur von den Verkehrsschätzungen der Studiengesellschaft gebraucht hat, nicht aber von der Ermittlung der Anlagekosten. Da ich mich lediglich auf die Besprechung der Anlagekosten beschränkt habe, und diese Anlagekosten nach der Erklärung des Herrn Prof. Giese nicht als vage Schätzungen anzusprechen sind, so ist nicht recht ersichtlich, worin der Versuch einer Wertminderung der Gieseschen Arbeit bestehen soll und besonders, inwiefern das „in unsachlicher Weise“ geschehen ist, selbst wenn dabei eine „Interessenpolitik“ getrieben sein sollte. Herr Prof. Giese kennt mein Verhältnis zur Studiengesellschaft nicht; es erübrigt sich daher, auf den Schlußsatz einzugehen.

Günthel.

Nachdem Herr Günthel durch seine Worte: „selbst wenn dabei eine Interessenpolitik betrieben sein sollte“ gewissermaßen zugegeben hat, daß seine Buchbesprechung vom Standpunkte der Interessenpolitik verfaßt ist, erübrigen sich eingehendere Ausführungen meinerseits. Ich möchte nur noch bemerken, daß ein Schriftsatz, der aus einer umfangreichen, inzwischen von der Fachwelt als bedeutungsvoll anerkannten Arbeit nur einen einzigen, auf wenigen Seiten behandelten Punkt herausgreift, nicht den Anspruch einer sachlichen Buchbesprechung erheben kann.

Dr.-Ing. Giese.

Herr Reg.-Baumeister Günthel verzichtet auf ein Schlußwort.
Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Wilhelm Schäfer, Werkdirektor des E. A. W. Cottbus, als Mitglied zur R. B. D. Kassel, die Reichsbahnrate Scholl, bisher beim E. B. A. 1 Köln, zur R. B. D. Köln, Eitel, bisher beim E. B. A. 1 Hagen (Westf.), zum E. B. A. 1 Köln, Kiderlin, Vorstand der Betriebs- und Bauinspektion Donauwörth, als Vorstand zur Bauinspektion I Nürnberg, Fabian, bisher bei der R. B. D. Kassel, als Werkdirektor zum E. A. W. Fulda, Grütznier, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts Liegnitz, als Mitglied zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Schumacher, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts 2 Berlin, als Mitglied zur R. B. D. Kassel, Siekmann, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts Gleiwitz, als Mitglied zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Dr.-Ing. Osthoff, Vorstand des Eisenbahn-Maschinenamts Cottbus, als Mitglied zur R. B. D. Stettin, Plock, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Potsdam, als Vorstand zum Eisenbahn-Maschinenamt 2 Berlin, Pabst, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Paderborn Hauptbahnhof, als Vorstand zum Eisenbahn-Maschinenamt Liegnitz, Selige, Werkdirektor des E. A. W. Halberstadt, als Vorstand zum Eisenbahn-Maschinenamt Cottbus und Kothe, Leiter einer Abteilung beim E. A. W. Chemnitz, als Werkdirektor zum E. A. W. Cottbus.

Übertragen: den Reichsbahnoberinspektoren Dejosoz die Stellung des Hauptkassenrendanten bei der R. B. D. Münster (Westf.) und Otto Hoffmann die Stellung des Vorstandes des E. V. A. Insterburg.

Gestorben: die Reichsbahnamtswärter Spletstößer, Vorstand des Vermessungsbureaus bei der R. B. D. Berlin, und Lüthje, Hauptkassenrendant bei der R. B. D. Münster (Westf.).

Preußen. Der Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst, bisher beim Polizeipräsidium — Verwaltung der Berliner Wasserstraßen — in Berlin, ist in die Verwaltung des preußischen Ministeriums für Volkswohlfahrt übernommen worden. Er wird bei der Staatlichen Prüfungsstelle für statische Berechnungen in Berlin beschäftigt.

INHALT: Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin-Frankfurt (Oder). — Hebung und Wiederherstellung einer durch Hochwasser beschädigten Brücke bei Wesel. — Das Einstampfverfahren für die Gießeibettung beim Verlegen des neuen Oberbaus der Deutschen Reichsbahn. — Vermischtes: Kragkonstruktion für den 16 stückigen Turmbau eines Hochhauses. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Fortsetzung.) — Brücke über den Menam bei Bangkok. — Rammgerüst mit verstellbaren Läufertruten. — Technische Hochschule Aachen. — Technische Hochschule Braunschweig. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.