

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 21. April 1939

Heft 17

Die Bauwerke der Reichsautobahnstrecke Ingolstadt—München.

Von Walter Haußmann, München.

Grundsätze für die Ausbildung der Streckenbauwerke in Anpassung an die Eigenart der Landschaft und die bodenständigen Baustoffe. Einzelheiten der Bauausführung. Besprechung der zur Anwendung gelangten Regelbauwerke und einer Reihe von Sonderbauwerken.

Bereits im September 1938 gelangte das Teilstück Ingolstadt—Wolnzach zur Eröffnung, und im Monat Oktober ist mit dem größeren Reststück Wolnzach—München die gesamte Strecke Ingolstadt—München und damit das Schlußglied der Reichsautobahnlinie Berlin—München dem Verkehr übergeben worden.

Die unter der Leitung der OBR München erstandene Strecke Ingolstadt—München durchschneidet drei klar voneinander geschiedene Landschaften: die Donauebene, das nordbayerische Hügelland, die Münchener Ebene (Abb. 1). Die Teilstrecke im Hügelland bildet mit 37 km Länge den Hauptanteil, die Strecke in der Donauebene mißt 17 km, der südliche Endteil in der Münchener Ebene bis zum Eintritt in das Stadtgebiet von München — so weit wurde die Kraftfahrbahn zunächst fertiggestellt — mißt 10 km. Diese Gliederung der Strecke legte es nahe, auch in der Art der Ausführung der Kunstbauten eine Scheidung eintreten zu lassen, und zwar wurde in der Donauebene als Baustoff der Massivbauteile Beton gewählt, der ja in dieser Schotterebene als der örtlich gegebene Baustoff angesprochen werden kann. Im Hügelland, wo die tertiäre Unterlage an die Oberfläche tritt und mit ihren Tonablagerungen die Grundlage für die niederbayerische Ziegelindustrie bildet, muß der Backstein als der bodenständige Baustoff angesprochen werden, und auch in der Münchener Ebene ist der Backstein der heimische Baustoff und der verputzte Ziegelbau die landesübliche Bauweise. Natürlich kommt verputzter Backsteinbau für Ingenieurbauwerke nicht in Frage. Es wurde daher die Anknüpfung bei der Tatsache gesucht, daß

das große öffentliche Bauwerk im alten Bayern schon immer im Ziegelrohbau ausgeführt wurde. (Frauenkirche in München, Martinskirche in Landshut, niederbayerische Dorfkirchen, mittelalterliche Tore.) Man entschloß sich in Anlehnung an diese Bauten, die Bauwerke der Reichsautobahn mit Ziegelsteinen zu verkleiden, und es wurde sowohl der Abschnitt im Hügelland wie auch der in der Münchener Ebene nach diesem Grundsatz ausgeführt, und zwar erhielten sämtliche Bauwerke bis herab zum kleinsten Durchlaß Ziegelverkleidung. Eine Ausnahme bildet lediglich der große Talübergang von Geisenhausen, die sogenannte „Hollendaubrücke“.

Sie wurde mit Granit verkleidet, da die für ihre Ausführung in Ziegelmauerwerk benötigten Ziegmengen dem Wohnungsbau nicht entzogen werden durften. Die Überbauten der Streckenbauwerke wurden der örtlichen Übung entsprechend in Eisenbeton ausgeführt, Stahlüberbauten kamen da zur Anwendung, wo die technischen Rücksichten es erforderten.

Von dem Nordabschnitt, den Bauten in der Donauebene, ist neben der Donaubrücke, über die an anderer Stelle berichtet wird, konstruktiv und ihrer Gestaltung nach eine Gruppe von sieben Überführungen bemerkenswert. Der hohe Grundwasserstand dieser Gegend in Verbindung mit dem Umstande, daß die Kraftfahrbahn dort annähernd geländegleich liegt, führte zu einer dichten Folge von Überführungen. Diese Bauwerke stehen in der weiten Ebene als Silhouette gegen den Himmel und sind deshalb in hohem Maße mitbestimmend für das landschaftliche Gesamtbild. Es lag nahe, sie möglichst leicht und durchsichtig zu gestalten, darum gelangten in dieser Strecke in einheitlicher Weise Vierfeldbrücken auf Eisenbetoneinzelstützen zur Anwendung (Abb. 2, 3). Im Hinblick auf die erhöhte Rostgefahr bei der an solchen Stützen vielfach üblichen Ausbildung unvollkommener Gelenke durch Einschnürung des Betonquerschnitts und Kreuzung der Eisen wurden die Stützen oben und

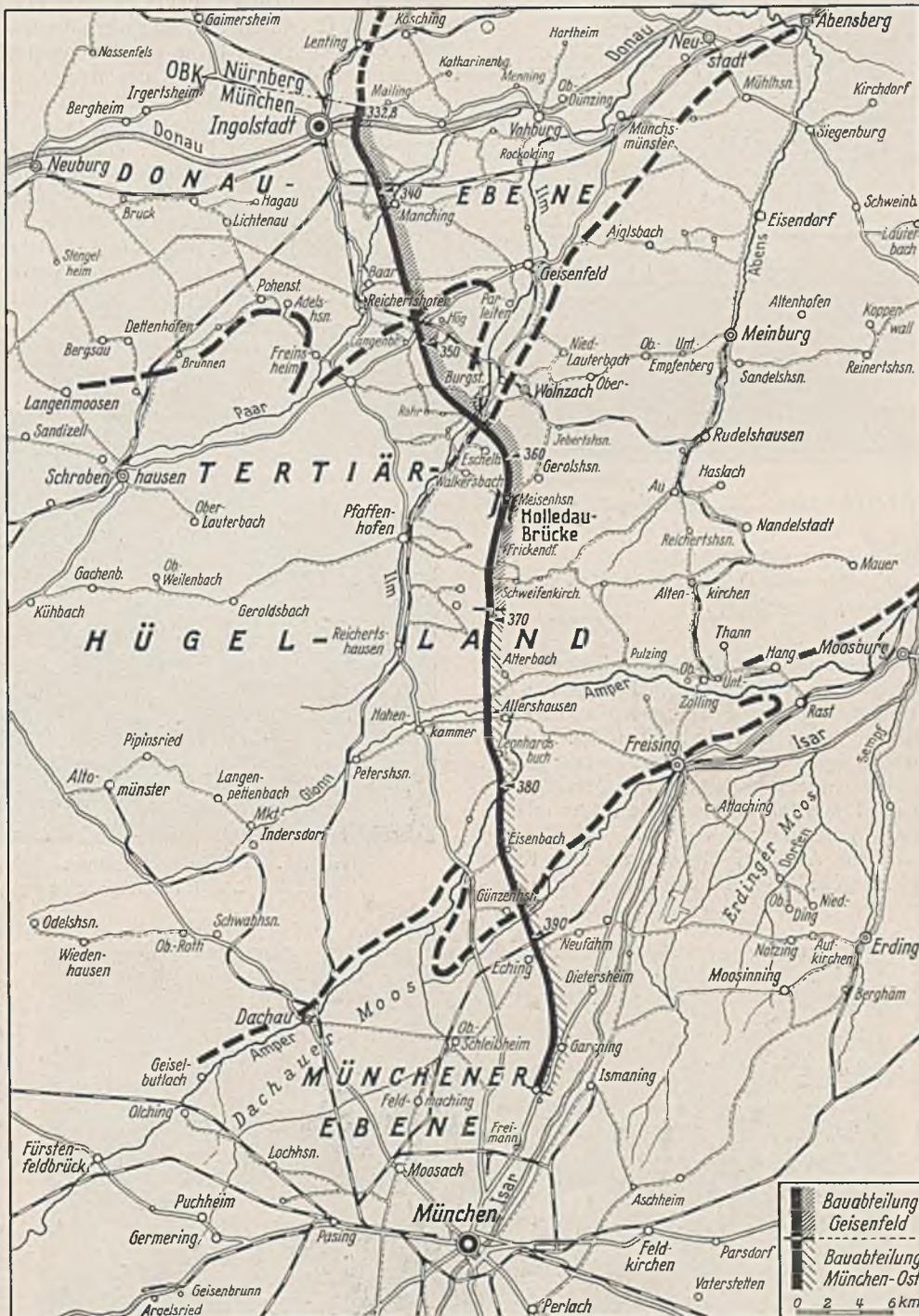


Abb. 1. Übersichtsplan mit Einzeichnung der drei von der Strecke durchschnittenen Landschaften.

strebt, die Fugen wenig hervortreten zu lassen. Unter diesem Gesichtspunkte wären zurückgesetzte Fugen das Ideal. Ihre Verwendung bietet jedoch in unserem Klima mit seinem häufigen Wechsel von Frost- und Tauwetter zu viele Angriffspunkte, eine dunkle Verfugung macht die Bauwerke für unsere Landschaft zu düster, weiße Verfugung tritt zu sehr hervor und zerreißt die Flächen. Nach verschiedenen Versuchen wurde eine gelbliche Verfugung gewählt, deren Tonung der Farbe des anstehenden Bodens nahekommt. Als geeignete Mischung des Fugenmörtels wurde ein Gemenge aus vier Teilen lehmfreiem, gelblichem Quarzsand, wie er in der Gegend zum Teil unmittelbar neben den Bauwerken vorkommt, einem Teil hellgrauem Portlandzement und einem Teil Weißzement gewählt. Um die Färbung des Betons der so erhaltenen warmen Gesamttönung der Ziegelflächen anzupassen, wurden dem Beton die für die Gesamtansicht des Bauwerks bestimmenden Teile gelblicher Zuschlagstoffe beigegeben. Der Beton, der im übrigen aus weißgrauem Kies und Sand aufgebaut ist, wie er in den Ablagerungen der Flüsse in den eiszeitlichen Schotterfeldern der Münchener Ebene ansteht, erhielt einen Zusatz von gelblichem Schotter, und zwar bekamen die sichtbaren Stampfbetonbauteile einen 30 cm dicken Vorsatz, dem jeweils 40% der größten Korngröße (30/70 mm) in leichtgelbem Juraschotter und 10% der nächsten Korngröße in kräftiggelbem Travertin beigegeben wurden. Beim Eisenbeton wurden dem Beton der Kragplatten, Randbalken und bei Platten dem äußersten halben Meter der Platte in gleicher Weise farbgebende Zuschläge beigegeben.

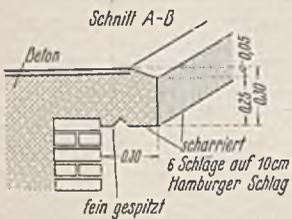


Abb. 8c. Bei schräger Oberkante der Mauer tauchen die Ziegelschichten hinter dem Gesimse unter.

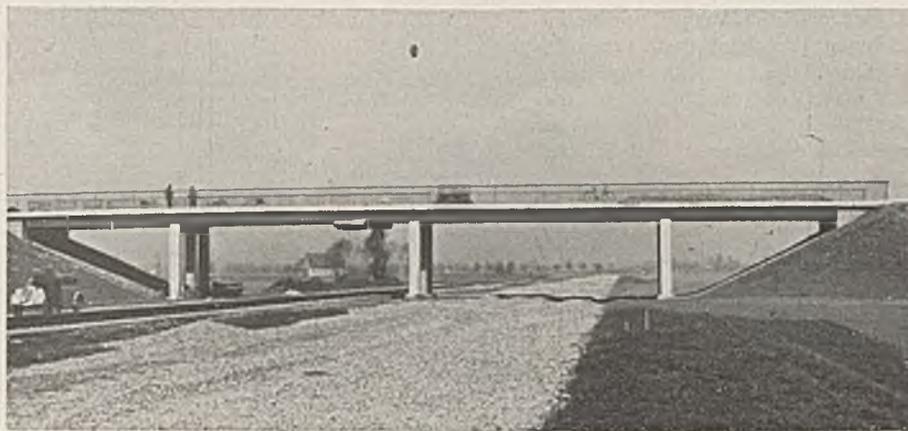


Abb. 6. Feldwegüberführung. Platte.

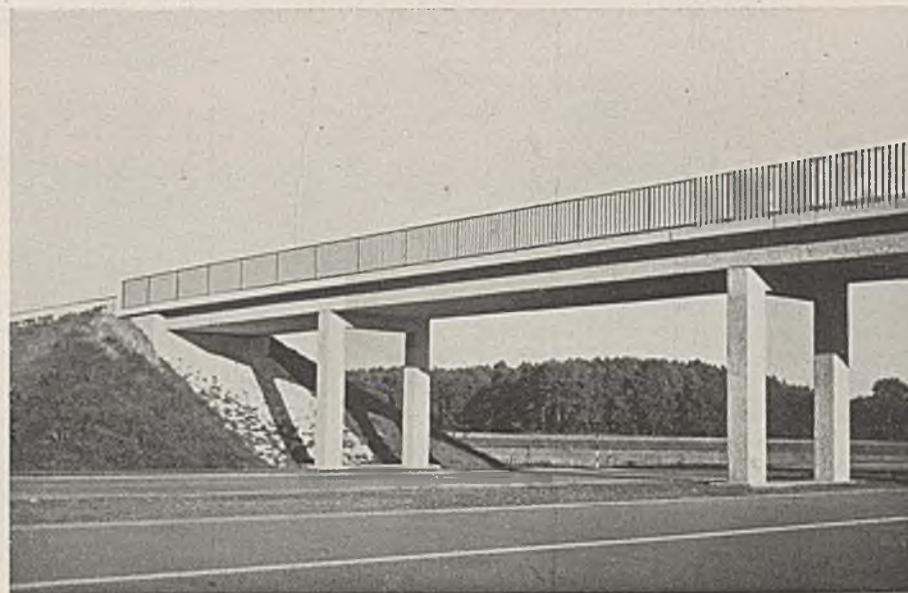


Abb. 7. Feldwegüberführung.

Die Säulen sind 5 cm hinter den Außenrand der Platte zurückgesetzt. Die Querbalken am oberen Ende der Säulen vermitteln den Übergang der Kräfte von der Platte in die Säulen.

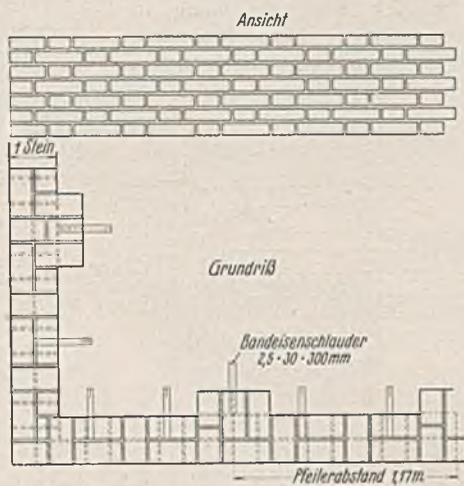


Abb. 8a. Gotischer oder schwäbischer Verband.

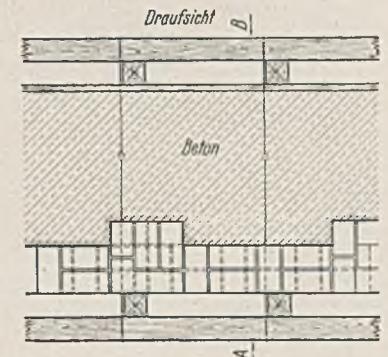
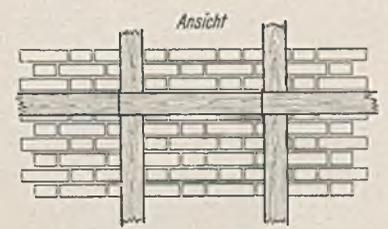
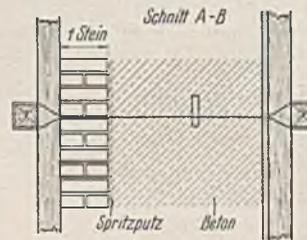


Abb. 8d. Verteilung der Bandeisenschlaudern.

Abb. 8b. Verspannung der Schalung gegen die Vorderfläche der Mauer.

Eine Schwierigkeit derartiger Verkleidungen liegt darin, daß die heute verwendeten Zemente vielfach zu Ausblühungen neigen, diese Ausblühungen durch die Mauerwerkshülle hindurch auf die Vorderfläche der Verkleidung herausdringen und das Bild einer Ziegelfläche vollständig verderben können. Zur Vermeidung solcher Ausblühungen wurde zunächst streng darauf gesehen, während des Baues jede Durchfeuchtung des erhärteten Betons zu vermeiden.

Die Verkleidung wurde nicht nachträglich vorgeblendet, sondern in der Weise ausgeführt, daß sie vor dem Einbringen des Betons, sozusagen als dessen vordere Schalung hochgezogen und der Beton dann dahintergestampft wurde (Abb. 8b). So vermauert, ist die Verkleidung keineswegs eine Unwahrhaftigkeit, sondern die schützende dichte Hülle des Mauerkörpers, und die Hinterfüllung mit Beton entspricht in zeitgemäßer Abwandlung durchaus dem Handwerksbrauch der alten Baumeister, die bei massiven Bauteilen vielfach nur außen im Verband mauerten, den Kern aber, der ja nur geringere Spannungen auszuhalten hat, mit einem betonartigen Gemenge aus Mörtel und Steinbrocken anfüllten. Zur Erzielung einer einwandfreien Verbindung zwischen der ein Stein dicken Verkleidung und dem Beton des Kerns erhielt die Verkleidung in Abständen von 1 m Pfeilerartige Verstärkungen auf die einhalbfache Dicke (Abb. 8a). Weiterhin wurden auf jedes m² vier Flacheisenanker eingemauert (Abb. 8d), die mit ihren vorderen abgebogenen Enden jeweils einen Stein umgreifen und nach rückwärts mit auseinandergebogenen Prätzen in den Beton einbinden.

Zu diesem Zweck wurden die waagerechten Verzahnungsnuten nicht hohl ausgeführt, so daß das Regenwasser sich darin sammelt, sondern nach oben erhaben ausgebildet. Die Stampfugen wurden leicht nach rückwärts geneigt, damit etwa eingedrungenes Wasser die Neigung bekommt, nach rückwärts abzusickern. Der erhärtete Beton wurde bis zum Aufbringen der Dichtungen und Schutzanstriche mit Dachpappe abgedeckt. Weiterhin wurde angestrebt, die Fugen des Mauerwerks möglichst dicht zu machen. Um ein einwandfreies Anbinden des Mörtels an den Steinen zu gewährleisten, wurden die Steine vor dem Vermauern zwei Stunden in Wasser gelegt; dann ließ man sie äußerlich abtrocknen und brachte sie in diesem Zustande zur Verwendung. Der Fugenmörtel erhielt etwas Kalkzusatz, und es wurde ihm ferner ein handelsübliches Dichtungsmittel beigegeben. Um ein sattes Anbinden des Betons am Mauerwerk zu erreichen, erwies sich nach verschiedenen Versuchen folgendes Verfahren als zweckmäßig:

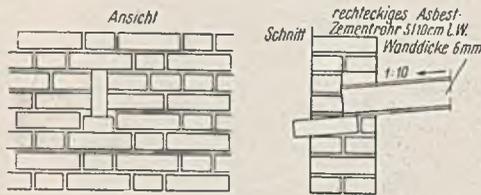
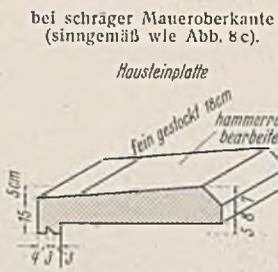


Abb. 8e. Ausmündung eines die Mauer querenden Sickerrohres.

bei schräger Maueroberkante (sinngemäß wie Abb. 8c).
Haussteinplatte
fein gestockt 10cm
hammerrecht bearbeitet
10cm
10cm
4,3
4,3



Granitabdeckplatten
bei waagerechter Maueroberkante.

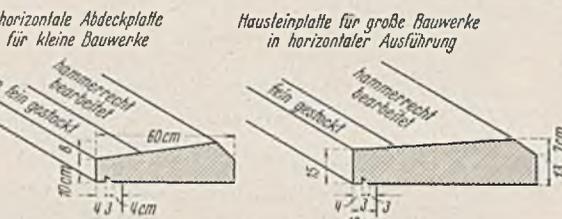


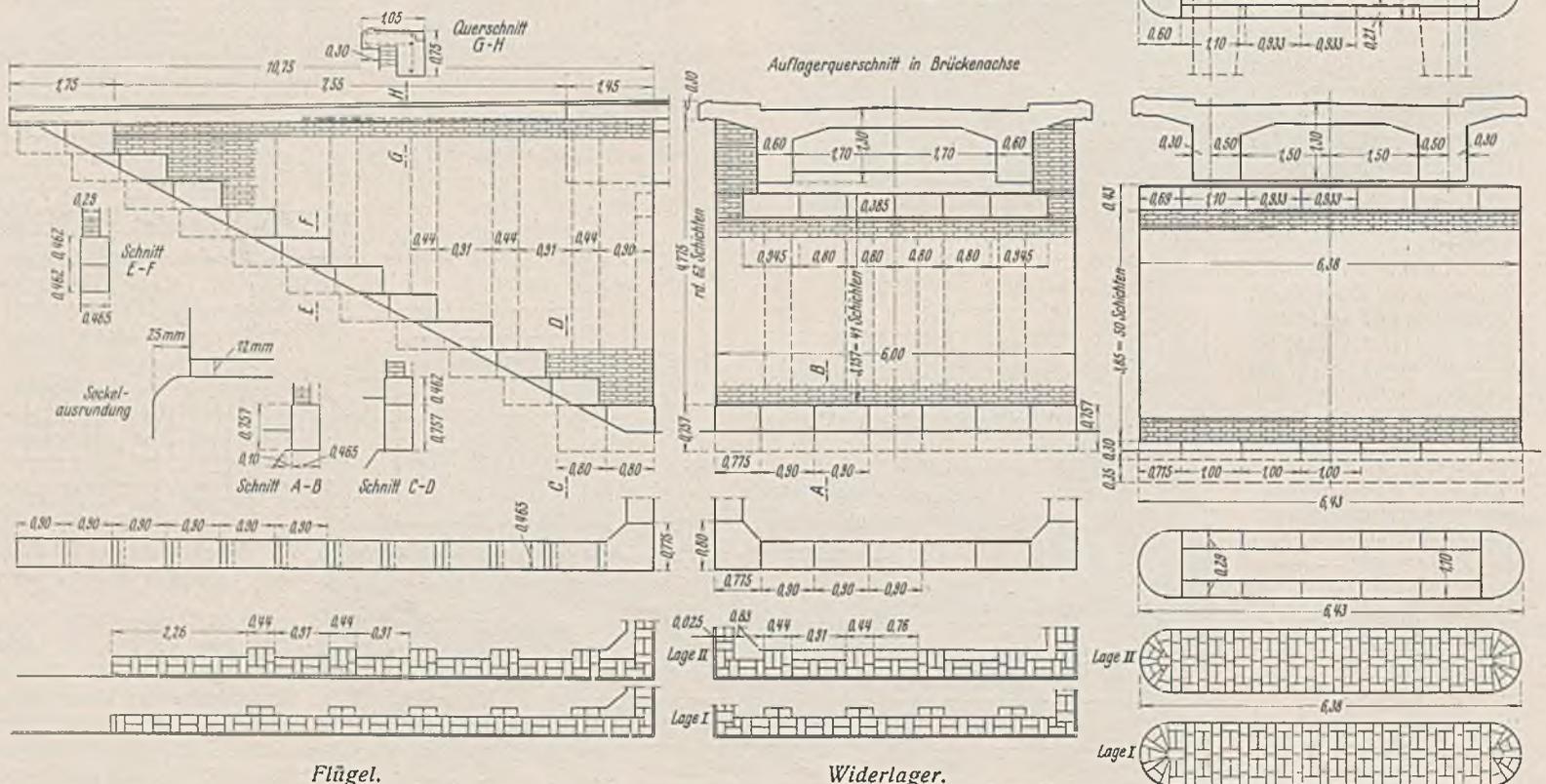
Abb. 8g.

Abb. 8h. Vorsprung des Granitsockels.

Das Verkleidmauerwerk wird zunächst mit rückwärts etwas hohlen Fugen ausgeführt, erhält unmittelbar vor dem Betonieren einen leichten Zementspritzwurf, und solange dieser noch feucht ist, wird der Beton eingebracht. Auch beim Beton wurde größtmögliche Dichtheit angestrebt. Zu diesem Zweck wurde der Beton hinter der Verkleidung in steifplastischem Zustande eingebracht. Bei weniger dicken Mauern wurde der ganze Mauerwerkskörper in plastischem Beton ausgeführt; bei starken Mauern wurde normaler erdfuchter Stampfbeton verwendet, die Stampfschichten wurden jedoch mit einer schiefen Böschung etwa 30 cm von der Mauerrückfläche entfernt abgesetzt und der Zwischenraum bis zur Mauer nach Art eines Vorsatzes mit steifplastischem Beton ausgefüllt. Auf einwandfreien Kornaufbau des Betons wurde großes Gewicht gelegt. Der Beton erhielt einen Zementzusatz von 200 kg/m³, und es wurden darüber hinaus noch 50 bis 100 kg/m³ Traß zugesetzt, so daß man mit einwandfreier Porenfüllung rechnen konnte. Die Beigabe von Traß bezweckte weiterhin, ein Gleichgewicht zwischen dem freiwerdenden Kalk und den kieselsauren Bestandteilen zu erreichen, also die Neigung des Zements zur Bildung von Ausblühungen unmittelbar abzuschwächen.

Der Ziegelrohbau ist eine in Bayern fast vergessene handwerkliche Fertigkeit. Es war also notwendig, Maurer und Aufsichtführende erst wieder hlerzu zu erziehen. Um von vornherein grobe Fehler im Gesamtverbande und der Anlage der Schichten zu vermeiden, wurden die Einzelheiten in einem Regelplan geklärt (Abb. 8c, e, f, g u. h) und für jedes Bauwerk ein eigener Schichtenplan gezeichnet, in dem die Austeilung der Schichten der Höhe nach und die Eckverbände, besonders die Verbände an den schiefen Ecken und in den Gewölben, sodann das Einbinden der Pfeiler und die Anlage der Verbände an den nach rückwärts in den Beton eingreifenden Rippen restlos geklärt wurden. Diese Pläne dienten zugleich als Versetzpläne für die zur Ausführung gelangenden Granitsockel und die Granitverkleidungen der Auflagerbänke (Abb. 9).

Für die schiefen Ecken und die runden Pfeilerköpfe wurden nach Zeichnung in natürlicher Größe besondere Formsteine angefertigt. Dabei



Flügel.

Widerlager.

Pfeiler.

Abb. 9. Ziegelverkleidplan einer Überführung.

ergab sich, daß für Winkel, die um $\pm 1,5^\circ$ verschieden sind, die gleichen Formstücke verwendet werden können. Für Gewölbe mit Halbmessern unter 2,5 m wurden Keilsteine angefertigt, auch hier konnten die gleichen Formstücke für verschiedene Halbmessern verwendet werden, indem jeweils bei engeren Halbmessern keilförmige Fugen zur Anwendung gelangten. Auf diese Weise wurde die Anfertigung sämtlicher benötigten Formsteine so rechtzeitig sichergestellt, daß in keinem Falle eine Stockung durch deren verspätete Anlieferung eintrat.

Je nach ihrer Bedeutung erhielten die Bauwerke Granitsockel, Betonsockel, oder man ließ die Ziegelschichten, die dann im Bereich des Sockels durchweg in vollkommen durchgesinterten Klinkern ausgeführt wurden, unmittelbar in das Erdreich einbinden.

Die Betonbauteile wurden durchweg bearbeitet, und zwar wurden die Sockel und Auflagerbänke mittelmäßig gespitzt, die Eisenbetonteile wurden fein gespitzt, die Vorderkanten der Gesimse erhielten einen kräftigen Scharrierschlag (sechs Striche auf je 10 cm).

Dieser Scharrierschlag wurde um die Gesimskante herum gewinkelt und noch bis zur Wassernase durchgeführt. Die Oberflächen der Gesimse blieben unbearbeitet (Abb. 8c).

Zur Erreichung einer größtmöglichen Einheitlichkeit in der Gestaltung der Bauwerke wurden für die Über- und Unterführungen sowie für die Durchlässe Regelbauweisen festgelegt, nach denen in entsprechender Abwandlung die einzelnen Bauwerke ausgeführt wurden. Soweit für Brücken und zur Lösung besonderer Aufgaben über den Rahmen der Regelbauwerke hinaus Entwürfe aufgestellt wurden, geschah deren Gestaltung im einzelnen nach den gleichen Grundsätzen, nach denen die Regelbauwerke ausgeführt wurden.

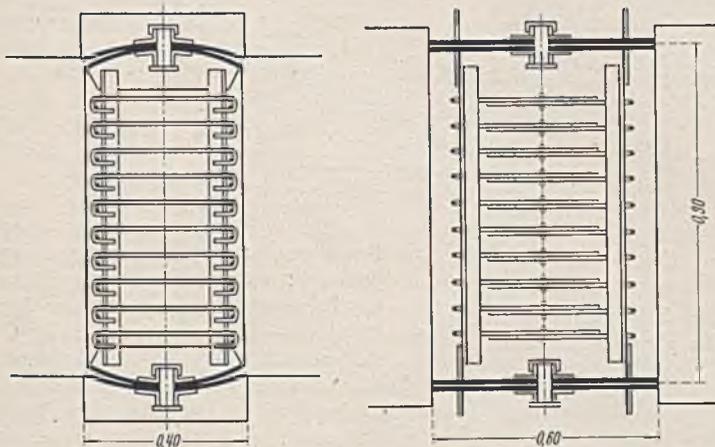


Abb. 12. Eisenbetonpanzerpendel.

Die bei Benutzung der Kraftfahrbahn am meisten ins Auge fallenden Bauwerke, die Überführungen, sind im Hügellande als Zweifeldbauwerke mit $2 \times 16,75$ m senkrechter Stützweite ausgebildet (Abb. 10 u. 11). Sie wurden immer, auch da, wo der Untergrund gewisse Setzungen erwarten

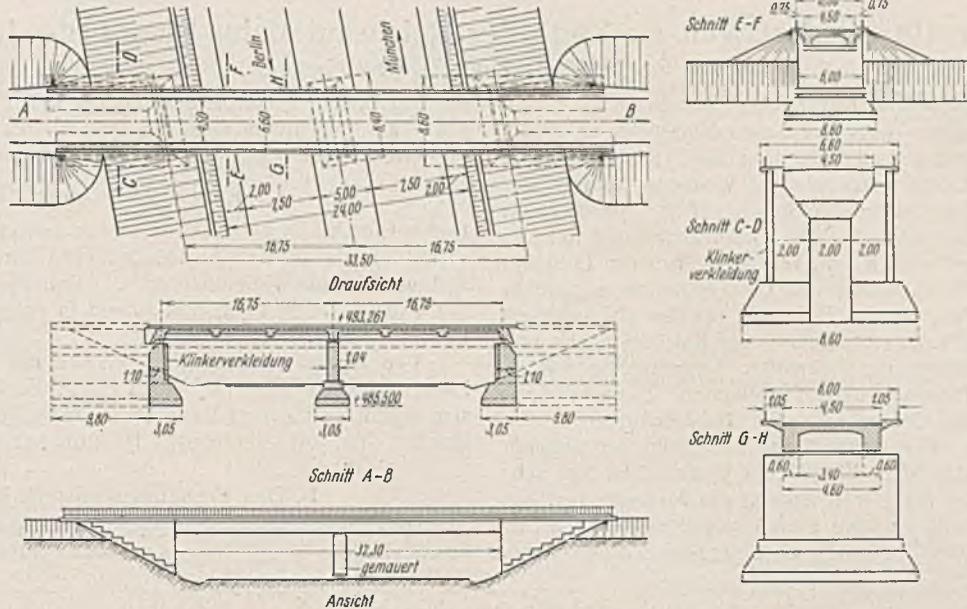


Abb. 10. 2-Feld-Überführung mit Ziegelverkleidung.

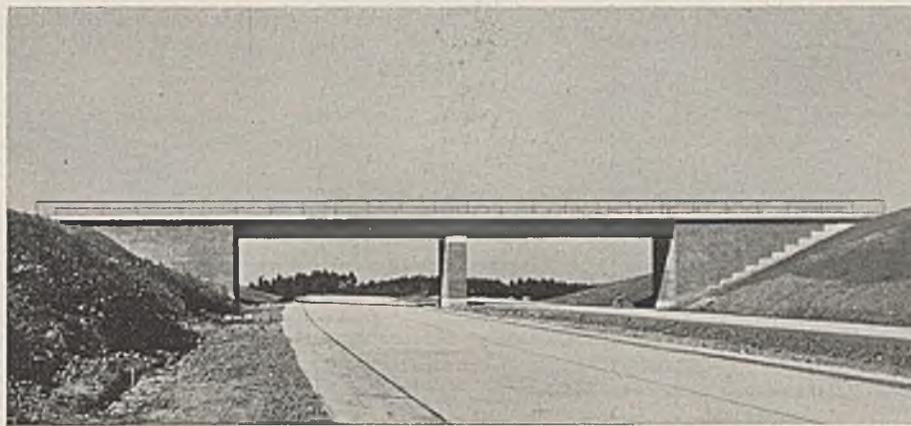


Abb. 11. Überführung mit ziegelverkleideten Massivbauteilen.

von der Stirnseite aus ist gewahrt (Abb. 10). Aus dem gleichen Grunde wurde das feste Lager, das ja immer kleiner ist, auf die Mittelstütze gelegt. Um dieses Kipplager ebenfalls dem Blick zu entziehen, wurde seine Oberplatte in den Balken, seine Unterplatte in die Auflagerbank versenkt, so daß zwischen Balken und Auflager nur ein 8 cm breiter Spalt verbleibt. Dieser reicht aus, um die Lager nachsehen und den Anstrich erneuern zu können. Die Auflagerbänke sind in Eisenbeton ausgebildet. Um sie auch äußerlich als höher beanspruchte Bauteile zu kennzeichnen, wurden sie mit gespitzten Granitquadern verkleidet. Bei den Pfeilern tritt diese Verkleidung als Pfeilerkopf, bei den Widerlagern als ein Quaderband in Erscheinung (Abb. 13), das ins Ziegelmauerwerk eingelassen ist. Um die druckverteilende Wirkung zur Anschauung zu bringen, ist die Bank beiderseits über die äußere Randfläche der Seitenbalken hinausgezogen, die Pfeiler haben kräftige Vorköpfe erhalten. (Schluß folgt.)

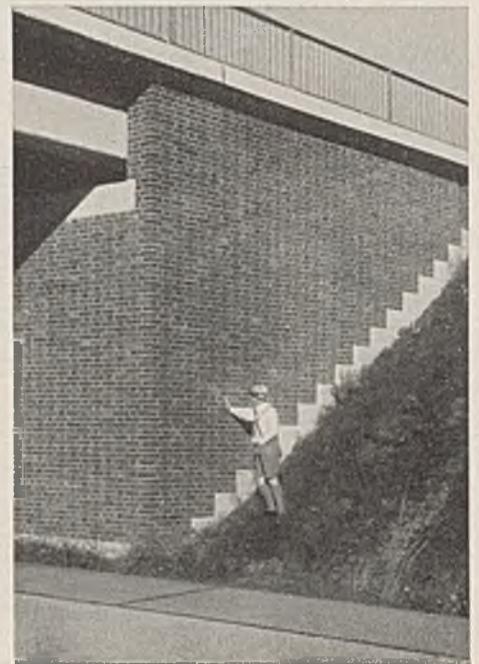


Abb. 13. Widerlager einer Überführung. Der schwarze Strich im Gesimse ist die Fuge zwischen Überbau und Widerlager. Die Lager liegen unter den Balken rückwärts im Schalten.

¹⁾ Bautechn. 1933, Heft 48, S. 651; 1934, Heft 51, S. 664; 1939, Heft 16, S. 230.

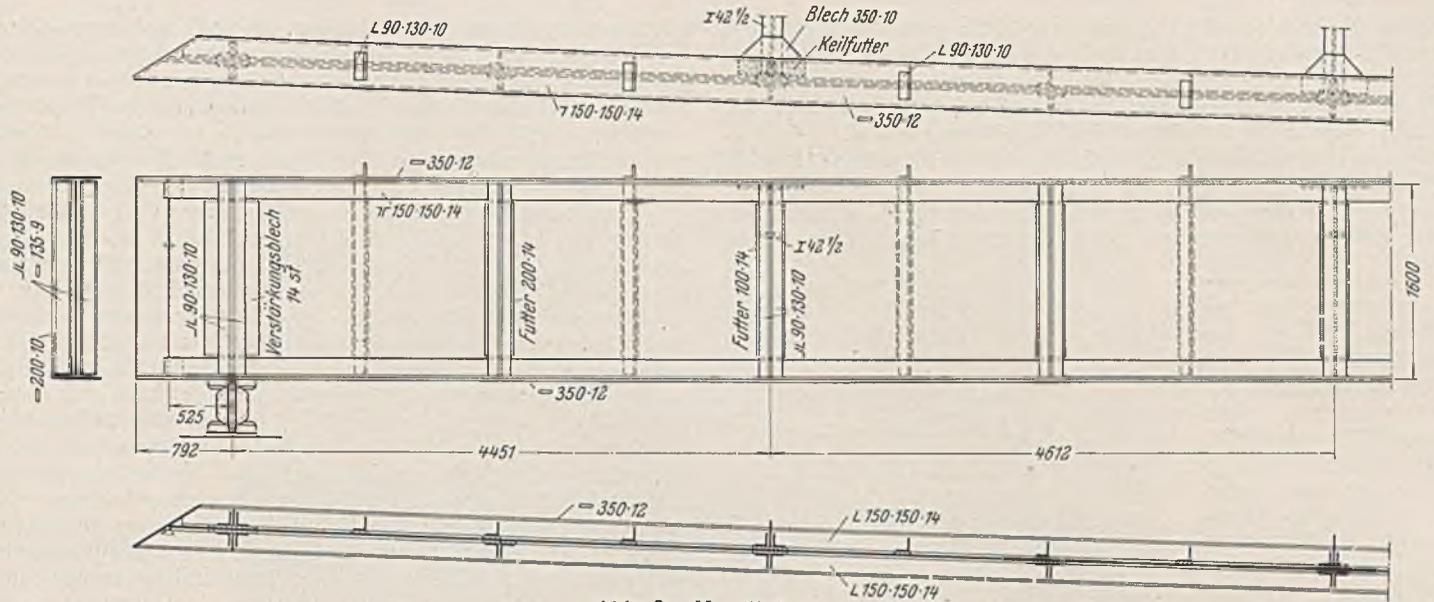


Abb. 3. Hauptträger.

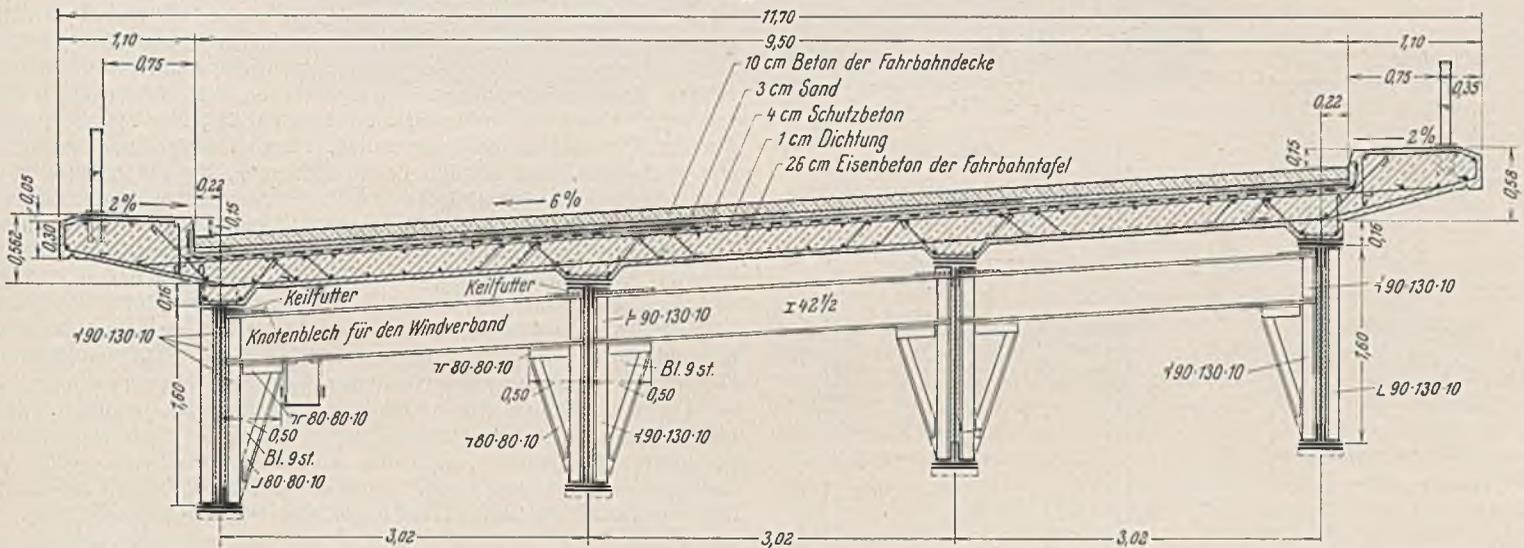


Abb. 4. Querschnitt.

die Schrägen der Widerlagermauern und der Stützenreihe verschieden sein müssen. Um die verlorene Steigung für die zu überführende Fahrbahn möglichst gering zu halten und da das Landschaftsbild eine Deckbrücke erforderte, kam mit Rücksicht auf die erheblichen Stützweiten nur eine Ausführung in Stahl in Frage, weil hierdurch allein sich die Konstruktionshöhe in annehmbaren Grenzen halten ließ. Die wechselnde Schräge der Endabschlüsse und der Stützenreihe bedingte eine konsolfreie Auskrägung der Fußwege. Die konstruktiven Schwierigkeiten des Stahlüberbaues hätten sich am leichtesten durch eine geschweißte Ausführung bewältigen lassen. Dieser Gedanke mußte jedoch aufgegeben werden, da er bei dem fühlbaren Mangel an schweißtechnischen Fachkräften im Baujahr 1936 zu einer nicht unerheblichen Verlängerung der sehr beschränkten Bauzeit geführt hätte; es wurde daher eine genietete Konstruktion gewählt.

Die Gesamtanordnung geht aus Abb. 2 hervor. Es sind vier in St 37 hergestellte, genietete Hauptträger von 1,60 m Stegblechhöhe vorhanden, die als Durchlaufbalken über drei Stützen ausgeführt sind. Sämtliche Stützweiten sind verschieden; sie liegen zwischen den Grenzwerten 28,504 und 37,431 m. Die waagerechte Krümmung der Hauptträger entspricht dem Halbmesser von 1000 m der übergeführten Fahrbahn. Infolge der stark voneinander abweichenden Stützweiten war eine gleichbleibende Felderteilung, die für die Brückenansicht erwünscht gewesen wäre, nicht durchführbar, jedoch sind die Unterschiede so geschickt ausgeglichen, daß die Abweichungen nicht fühlbar in Erscheinung treten. Die Hauptträger sind parallelgurtig und liegen waagrecht (Abb. 3). — Die geringe Pfeilhöhe des Ausrundungsbogens der Gradienten ist in der Fahrbahn ausgeglichen. Diese hat eine Querneigung von 6%, und entsprechend diesem Quergefälle ist die Höhenlage der Hauptträger gestaffelt. Der äußere Hauptträger liegt somit 54,2 cm höher als der innere, der Abstand von Hauptträger zu Hauptträger beträgt 3,02 m. Die Querträger liegen senkrecht zu den Hauptträgern. Diese Anordnung war bei der vorgesehenen genieteten Ausführung konstruktiv am einfachsten und ergab sich von selbst, da eine Führung der Querträger in Richtung der sich

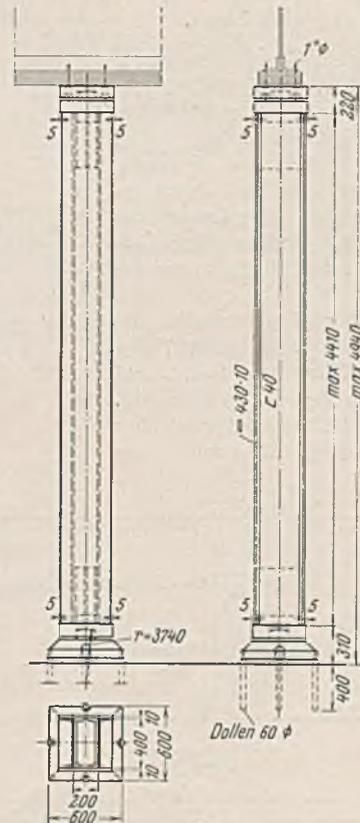


Abb. 5. Mittelstützen.

von einem Widerlager zum anderen stetig ändernden Schräge kein befriedigenderes Bild gegeben hätte. Sie treten überdies in der Unteransicht der Brücke kaum in Erscheinung (Abb. 4). — Eine Abdeckung des Fahrbahnrostes mit Buckelblechen hätte infolge der unregelmäßigen Grundrißaufteilung zu einer Unzahl verschiedenartiger Bleche geführt und damit die Ausführung stark verteuert. Es wurde daher eine Eisenbetondecke mit der üblichen Isolierung und Verschleißdecke als Fahrbahnplatte gewählt; sie ermöglichte auch am einfachsten die geforderte weite Auskrägung um 1,32 m auf beiden Seiten der Brücke ohne Anordnung von tragenden Konsolen. Die nutzbare Brückenbreite zwischen den Geländerholmen beträgt $0,75 + 1,0 + 7,50 + 1,0 + 0,75 = 11,0$ m. Zwischen den beiden mittleren Hauptträgern liegt ein auf die ganze Brückenlänge durchgehender waagerechter Verband. Er war, da die Fahrbahnplatte durch Arbeitsfugen unterteilt ist, zur Aufnahme der waagerechten Kräfte erforderlich und zur einwandfreien Ausrichtung des gekrümmten Überbaues bei der Montage sehr erwünscht. Die Pendelstützen (Abb. 5) sind entsprechend

Die Widerlager sind in Beton ausgeführt und als Schwergewichtsmauern durchgebildet. Ihre Sichtflächen sind ebenso wie das Mittelfundament mit Klinkermauerwerk verblendet. Die Außenflächen der Betongesimse auf den Flügelmauern und den Auflagerbänken sind steinmetzmäßig bearbeitet. Zur Klärung der Untergrundverhältnisse wurden zahlreiche Bohrungen angesetzt. Hierbei wurde unter einer geringen Humusschicht zunächst bis etwa 4 m Tiefe Mittel- und Feinsand festgestellt, dann aber fand sich bis etwa 8 m unter Gelände eine mit Torf und humosem Faulschlamm stark durchsetzte Tiefmoorschicht vor, und erst darunter stieß man auf den aus kiesigem Sand bestehenden gut tragfähigen Baugrund. Die Betonsole wurde daher zwischen Spundwänden auf Ramppfählen gegründet, deren Spitzen bis in eine Tiefe von etwa 10 m hinabgetrieben sind. Diese Art der Gründung hat sich als zweckmäßig erwiesen; nachträgliche Setzungen der Fundamente sind bisher nicht festgestellt worden. Die größte Pfahlbelastung beträgt rd. 40 t.

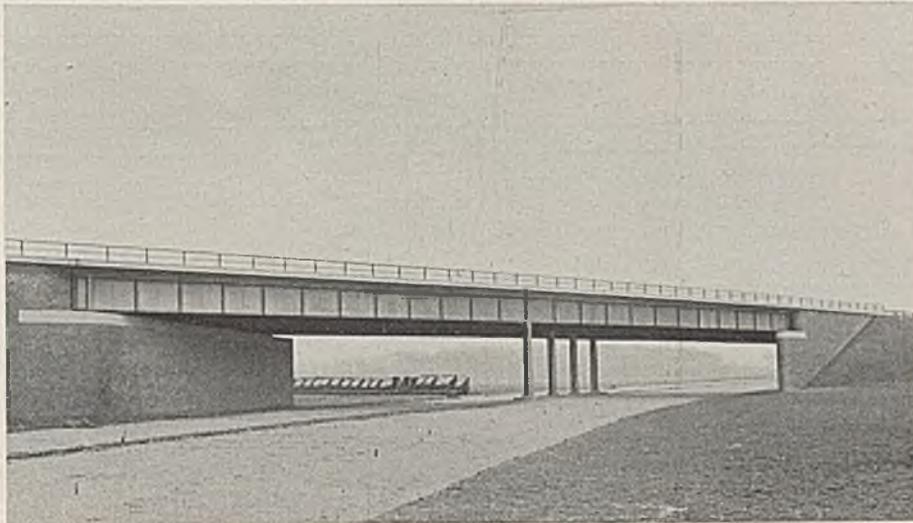


Abb. 9. Ansicht der fertigen Brücke.
(Unterführte Fahrbahn noch im Bauzustande.)

Mit den Bauarbeiten wurde im Oktober 1936 begonnen; Ende Januar 1937 waren die Widerlager so weit fertiggestellt, daß die Montage der Stahlkonstruktion folgen konnte. Sie wurde bei einem Gesamtgewicht von 212 t einschl. der Geländer und Lager (St 37 bzw. Stg 52,81) innerhalb von sechs Wochen durchgeführt. Weitere sechs Wochen waren anschließend für das Aufbringen der Eisenbetonfahrbahtafel und der Fahrbahtendecke mit den üblichen Dichtungs- und Zwischenschichten erforderlich, so daß die Brücke Mitte April 1937 in Benutzung genommen werden konnte. Die Kürze der Bauzeit von nur etwa einem halben Jahr ist mit Rücksicht auf die bei der Ausführung zu überwindenden Schwierigkeiten besonders bemerkenswert.

Entwurf und Bauleitung lagen in den Händen der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Hamburg bzw. deren Bauabteilung Wandsbek. Die Widerlager und die Fahrbahtafel wurden von Grün & Bilfinger AG, Hamburg, ausgeführt, die Stahlkonstruktion erstellte Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Abb. 9 gibt einen Eindruck von der Gesamtwirkung des Bauwerks und seiner formenschönen Gestaltung.

III. Die Unterführung der Eisenbahnstrecke Lübeck—Eutin.

Nordöstlich von Lübeck verläßt die Autobahn in einem schlanken Bogen die bewaldeten Höhen bei Bad Schwartau und führt an der Abzweigung der Lübeck-Eutiner von der Lübeck-Travemünder Eisenbahn

zwischen diesen beiden Strecken in das Flachland hinab. Die Überführung der Lübeck-Eutiner Bahn bildet einen Teil dieses Bogens und wurde daher, um sich der Linienführung der Autobahn harmonisch einzufügen, als Brücke mit gekrümmten Hauptträgern und Flügelmauern ausgeführt.

Abb. 10 zeigt die Gesamtanordnung. Der Kreuzungswinkel zwischen der Eisenbahnlinie und der Autobahn ist sehr beträchtlich, jedoch wurden die Endauflager nicht in die Richtung der Schräge, sondern rechtwinklig dazu angeordnet, da eine große lichte Weite gefordert war, um die Übersicht für das an der Eisenbahnabzweigung stehende wichtige Stellwerk möglichst wenig einzuengen. Die erheblichen Stützweiten ließen sich nur mit einem Stahlüberbau überbrücken, für den die geschweißte Ausführung in St 37 gewählt wurde. Als zweckmäßigste Lösung ergab sich eine Trogbrücke. Die verminderte Fahrbahnbreite von Lübeck ab und die Möglichkeit, beiderseits der unterführten Eisenbahngleise Mittelstützen anzuordnen, ließen eine derartige Querschnitts-

gestaltung und Hauptträgerhöhe zu, daß der an dieser Stelle besonders reizvolle Ausblick von der Höhe in die Niederungen auch für den Fahrer im Kraftwagen in keiner Weise behindert ist.

Die Autobahn liegt an der Stelle der Überführung über die Lübeck-Eutiner Eisenbahn in einem Bogen von dem Halbmesser $r = 806,475$ m und entsprechend in einem Quergefälle von 6%; das Längsgefälle beträgt 2,5%. Die Hauptträger (Abb. 11) sind geschweißte Vollwandträger auf drei Stützen mit einer Stegblechhöhe von 1,85 m und den Stützweiten $l_i = 31,457$ m und $l_a = 31,967$ m beim Innen- bzw. Außenträger. Jede Öffnung ist in acht gleiche Felder von rd. 4 m Weite geteilt. Der Hauptträgerabstand beträgt 12,950 m und die lichte Breite der Fahrbahn zwischen den Innenkanten der Hauptträgerobergurte $0,75 + 1,0 + 9,0 + 1,0 + 0,75 = 12,50$ m. Die waagerechte Krümmung der Hauptträger und der anschließenden Flügelmauern entspricht der Krümmung der Fahrbahn; es ergeben sich somit für die beiden Hauptträger die Halbmesser $r_i = 798,0$ m, $r_a = 810,95$ m und für die ganze Brückenlänge eine waagerechte Pfeilhöhe von rd. 62 cm. Die Krümmung der Hauptträger ist stetig durchgeführt. — Die Querträger sind gleichfalls geschweißt und haben eine Stegblechhöhe von 0,96 m; ihre Neigung schließt sich dem Quergefälle der Fahrbahn an, und ihre Untergurte liegen, um die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe voll auszunutzen, auf den Hauptträgeruntergurten auf. Die Querträger (Abb. 12) sind radial zu den

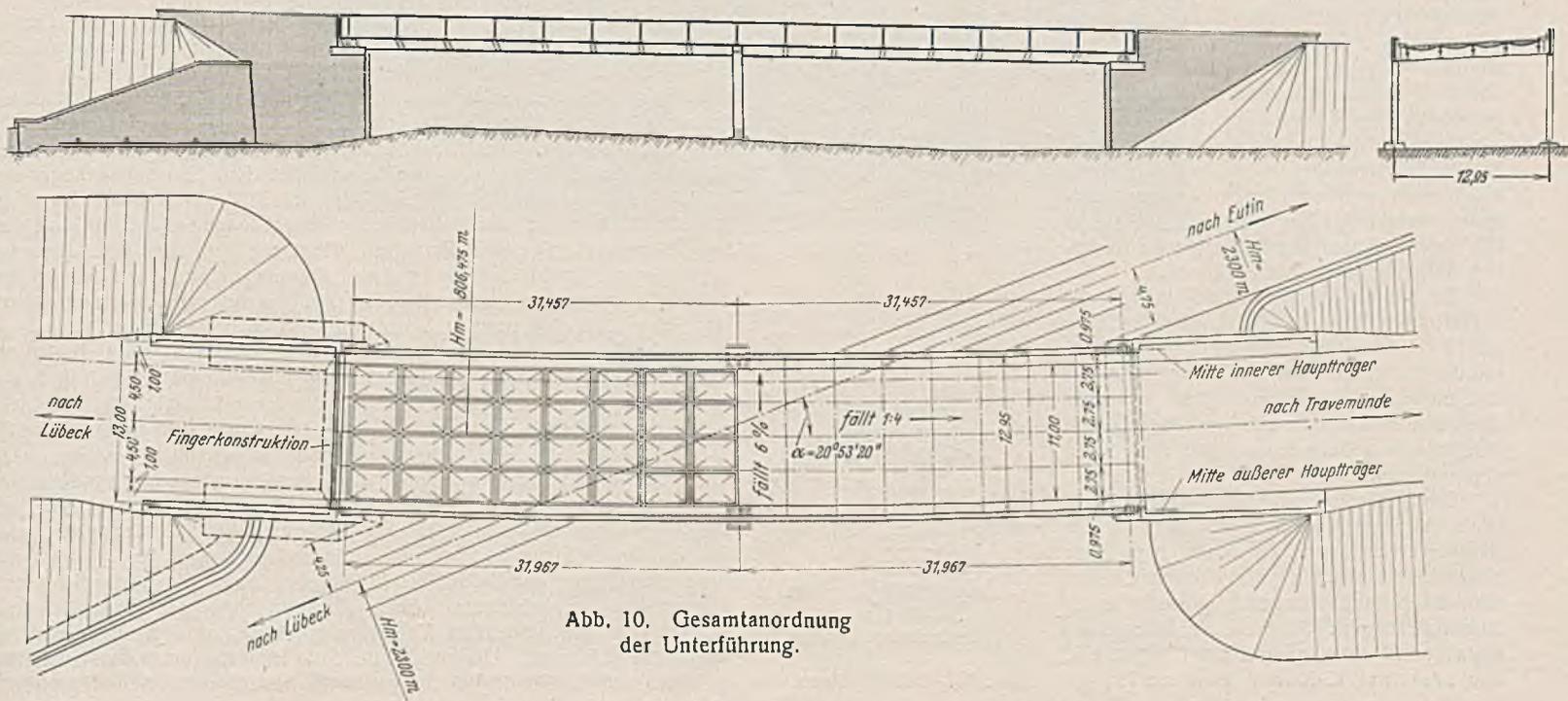


Abb. 10. Gesamtanordnung der Unterführung.

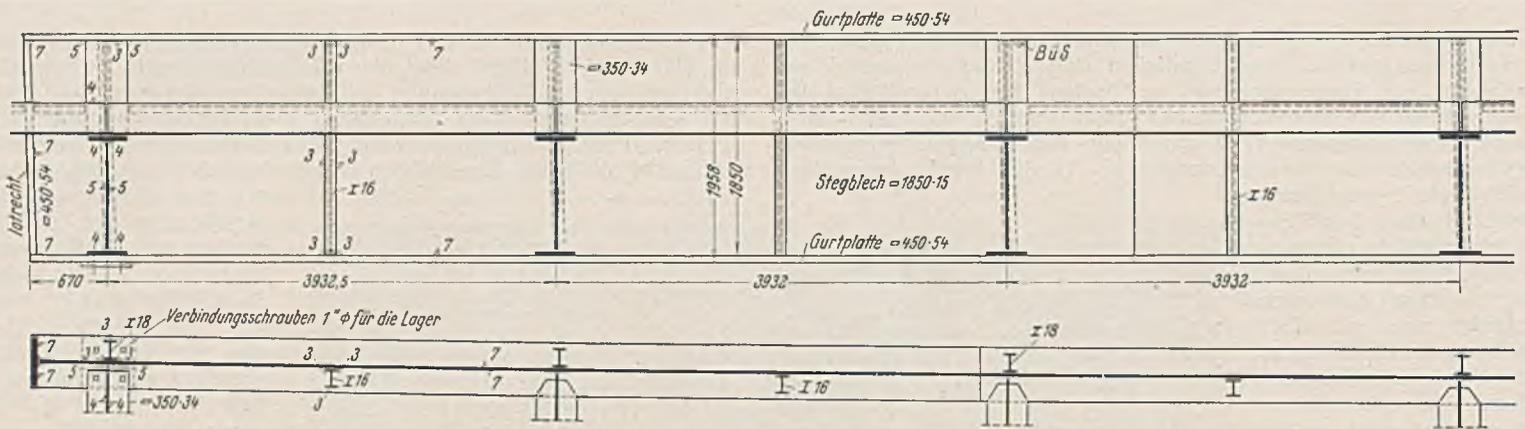


Abb. 11. Hauptträger.

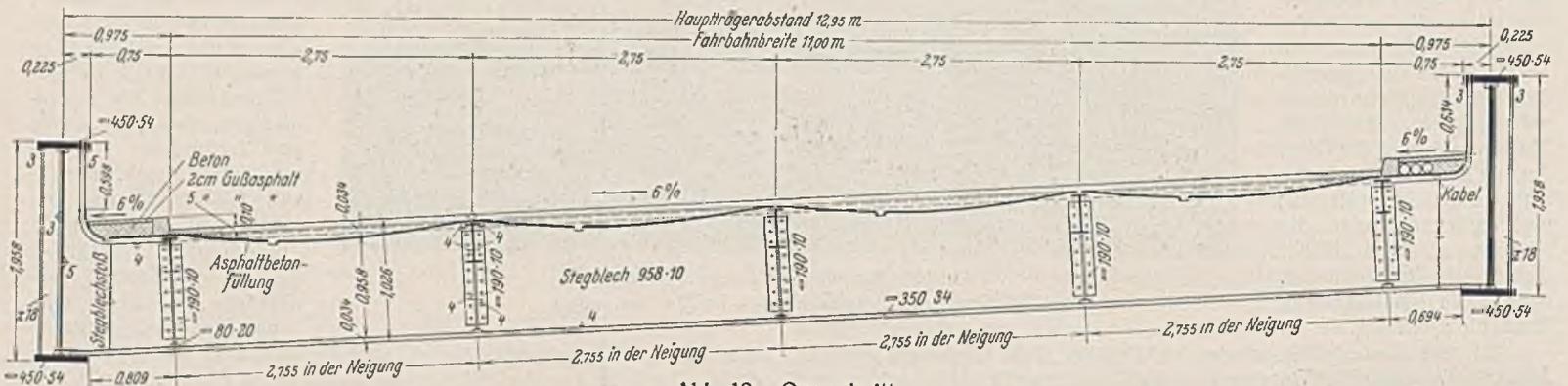


Abb. 12. Querschnitt.

Hauptträgern angeordnet, die Anschlüsse sind sämtlich geschweißt. Die Querneigung des gesamten Überbaues ergab eine Staffelung in der Höhenlage der Hauptträger, so daß also der äußere Hauptträger 0,750 m höher liegt als der innere. Die fünf Längsträgerstränge liegen in einem gegenseitigen Abstände von 2,75 m, ihre Anschlüsse an die Querträger sind gelenket. Die Längsträger sind als Durchlaufträger gerechnet, wodurch sich als Querschnitte verhältnismäßig leichte Walzprofile (I 32) ergaben. Die Fahrbahnplatte besteht aus flachgewölbten Buckelblechen, die Abdeckung der Gehbahnen aus Flachblechen, deren Ränder zum seitlichen Abschluß hochgeführt sind. Die Anschlüsse der Fahrbahnplatte und der seitlichen Flachbleche an die Quer- und Längsträger sind geschweißt. Da die Buckelbleche entsprechend der Vorschrift DIN 1079 nicht dünner als 8 mm bemessen werden dürfen, ist ihre Beanspruchung aus ständiger Last und Verkehrslast weit unter der zulässigen Grenze. Es war daher ohne weiteres möglich, auf die Anordnung der üblichen Kontinuitätslaschen in der Obergurt Ebene der Längsträger an ihren Anschlüssen an die Querträger zu verzichten. Bei der beträchtlichen Höhe des Längsträgeranschlusses ergaben sich in dessen Oberkante nur geringe Zugkräfte, die unbedenklich an den Ecken der Buckelbleche zusätzlich aufgenommen werden konnten.

Die Fahrbahnplatte ist als Schwarzdecke in Hartgußasphalt ausgeführt mit einer Dicke von 5 cm über der Oberkante der Buckelbleche. Die Gehbahnen sind aufbetoniert und mit einer Asphaltdeckschicht versehen, ihre Schrammkante besteht aus Werksteinen. Fahrbahn und Gehbahnen haben die gleiche Querneigung.

Die Querschnittsabmessungen der Stütze (Abb. 13) waren durch die Wesensart des Bauwerks bestimmt. Zu den vollwandigen Hauptträgern gehören kräftige Stützen, denen man die lastenübertragende Wirkung schon äußerlich ansieht. Sie erhielten daher einen einfachen Rechteckquerschnitt 80 × 42 cm, der aus zwei □ 40 und zwei □ 760 · 10

zusammengesetzt und geschweißt ist. Innere Querschotten in Abständen von 1,28 m bewirken eine knicksichere Aussteifung der Blechwandungen. Die Längsseite der Stütze liegt parallel zum Hauptträger, Stützenfuß und Stützenkopf zeigen einfachste Formgebung.

Die festen Endauflager der Hauptträger liegen am talseitigen, die längsbeweglichen Rollenlager am bergseitigen Ende des Überbaues. Ihre Formgebung entspricht den Lagern des Kreuzungsbauwerks in Barsbüttel. Die Fahrbahnübergänge zeigen die übliche Anordnung eines Schlepblechs am festen und einer Fingerkonstruktion beim beweglichen Auflager.

Die Entwässerung der Brücke geschieht über das feste Auflager hinweg; bei dem vorhandenen starken Längsgefälle war die Anordnung von Abflußrohren auf dem Überbau entbehrlich. Lediglich in den Buckelblechen sind Tropflöcher zur Abführung etwaiger Sickerwasser infolge von Undichtigkeiten in der Fahrbahnplatte vorgesehen.

Die Festigkeitsberechnung ist nach den zur Zeit des Baues maßgebenden „Vorläufigen Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken vom 26. November 1935“ durchgeführt. Bei der Untersuchung der Hauptträger zeigte sich, daß der Einfluß der Krümmung auf die Beanspruchung der Hauptträger sehr gering war; er bewirkte eine Spannungserhöhung von nicht mehr als 1,2%.

Zum Zusammenbau der Stahlkonstruktion dient ein festes Gerüst. Die einzelnen Teile des Überbaues wurden während der Zuggausen auf der Lübeck-Eutiner Eisenbahnlinie angerollt, ein auf dem Lübecker Widerlager stehender Schwenkarm hob sie auf das Gerüst, wo sie von einem in der Längsrichtung des Gerüsts verfahrbaren Portalkran gefaßt und an Ort und Stelle versetzt wurden. Erst nach vollständigem Zusammenbau und Ausrichten der Stahlkonstruktion wurde mit den Schweißarbeiten begonnen.

Jeder Hauptträger enthält zwei Universalstöße, die auf der Baustelle geschweißt wurden; auf sie soll näher eingegangen werden, da an ihnen im Auftrage der Obersten Bauleitung Hamburg vom Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem genaue Messungen vor und nach dem Schweißen vorgenommen wurden, um ein Bild über die Größe der durch das Schweißen eintretenden Verspannungen zu gewinnen.

Der Querschnitt des Hauptträgers wird durch zwei Breitflachstähle 450 · 54 als Gurte und ein 15 mm dickes Stegblech gebildet, das am Gurtanschluß beiderseitig unter 70° angeschärft ist. Das Stegblech ist an der Stoßstelle durch eine X-Naht, die Gurte sind durch senkrecht zur Längsachse des Hauptträgers stehende Tulpennähte gestoßen. Die Gurtstöße fallen nicht mit dem Stegblechstoß zusammen, sondern sind nach entgegengesetzten Seiten, und zwar um 36 cm im Obergurt, um 154 cm im Untergurt versetzt. Die Halsnähte zwischen Stegblech und Gurten blieben am Stoß zunächst auf eine größere Länge offen und wurden erst nach Beendigung der Stoßschweißungen geschlossen, um die Schrumpfspannungen herabzusetzen. Beim Zusammenbau der Baustellenstöße wurden die zu stoßenden Trägern durch eine Spannvorrichtung aneinandergeschlossen. Der anzuschließende Hauptträgerteil war auf Rollen gelagert und wurde mit Winden gegen den festliegenden Bauteil gedrückt.

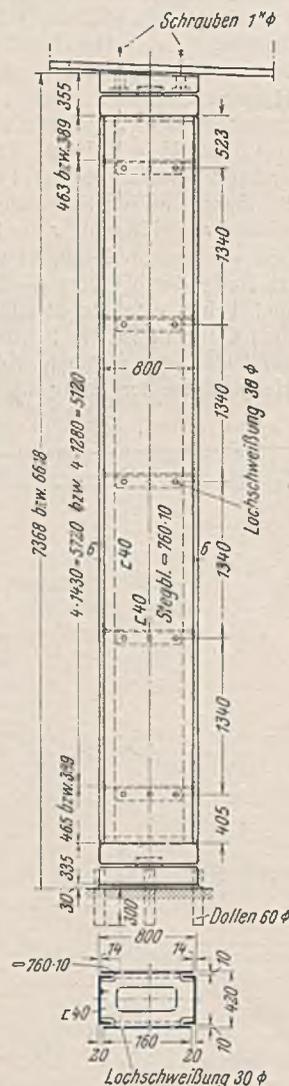


Abb. 13. Mittelstützen.

Die Schweißnähte selbst wurden in folgender Reihenfolge gezogen. Es wurden zunächst die untersten Schweißlagen der Gurtstöße eingebracht und dann das mittlere Drittel des Stegblechstoßes geschlossen. Hierauf wurden die übrigen Teile des Stegblechstoßes und die noch fehlenden Lagen der Gurtstöße gleichzeitig derart geschweißt, daß die gesamten Arbeiten am Stegblech und an den Gurten etwa zu gleicher Zeit beendet waren. Zum Schluß wurden die Halsnähte fertiggestellt.

Zu Ihrer Nachprüfung wurden an den Oberflächen der Gurte und Stege außerhalb der Nahtzonen die Dehnungen mit dem Mohrschen Setzdehnungsmesser nach Siebel-Pfänder für eine Meßlänge von 100 mm ermittelt. Die Meßstrecken wurden durch kleine, in die Träger eingeschlagene Stahlkugeln festgelegt und deren Abstand vor und nach dem Schweißen nachgeprüft. Aus den Längenänderungen konnte auf die Schrumpfspannungen geschlossen werden. Der mit dem beschriebenen Verfahren erreichbare Genauigkeitsgrad für die aus den vorgenommenen Messungen errechneten Spannungen betrug $\pm 20 \text{ kg/cm}^2$. Ermittelt wurden nur die Spannungen in der Längsrichtung der Hauptträger.

Den zuverlässigsten Aufschluß über die Größe der gegenseitigen Verspannung zwischen den Gurten und Stegen geben die Messungen am Stegblech. Die hier auftretenden Spannungen müssen ja mit den resultierenden Gurtspannungen im Gleichgewicht sein. Die mittlere Schrumpfspannung im Stegblech wurde zu rd. -120 kg/cm^2 ermittelt, die durchschnittliche Schrumpfspannung in den Gurtungen zu $+100 \text{ kg/cm}^2$, d. h. innerhalb des praktisch möglichen Genauigkeitsgrades der gleiche Wert. Die Verspannungen zwischen Stegblech und Gurtungen sind somit gering, und die gewählte Arbeitsfolge beim Schweißen kann als günstig bezeichnet werden.

Die Schrumpfspannungen in den Gurtungen verteilen sich nun keineswegs gleichmäßig über die Dicke der Gurtplatten, sondern es treten infolge der unsymmetrischen Ausbildung der Stoßnaht, die als Tulpennaht ausgeführt und somit nur von einer Seite, von oben, geschweißt wird, sehr beträchtliche Spannungsunterschiede auf. Das Schweißen der Tulpennaht beginnt an der Unterkante der Gurtplatten und endet an deren Oberkante. Die ersten Lagen sind also längst abgekühlt, wenn die letzten Lagen geschweißt werden. Diese können sich mithin beim Abkühlen in der Längsrichtung des Hauptträgers nicht mehr unbehindert zusammenziehen, d. h. es entstehen erhebliche Zugspannungen in den letzten oberen Lagen und infolgedessen natürlich Druckspannungen in den zuerst geschweißten unteren Lagen der Tulpennaht. Diese Spannungen wirken sich auf die anschließenden Teile der Gurtplatten aus und mußten bei den Spannungsmessungen an den Gurtplatten in Erscheinung treten.

Es zeigte sich in der Tat die zu erwartende Spannungsverteilung. Sowohl im Untergurt wie auch im Obergurt der Hauptträger wurden an der Oberkante der Gurtung Zugspannungen bis etwa 1840 kg/cm^2 , an der

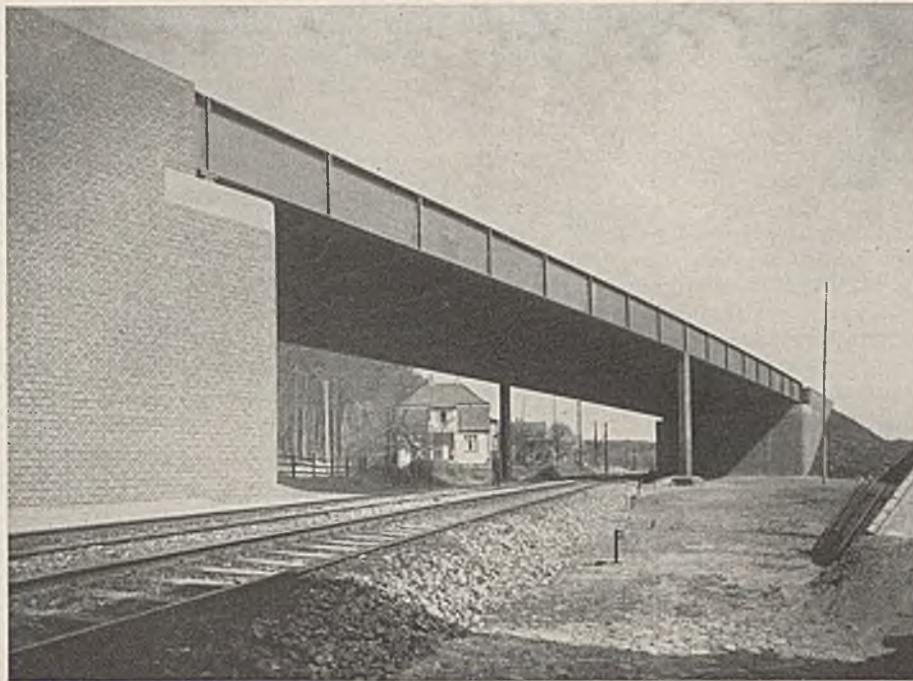


Abb. 14. Ansicht der fertigen Brücke.

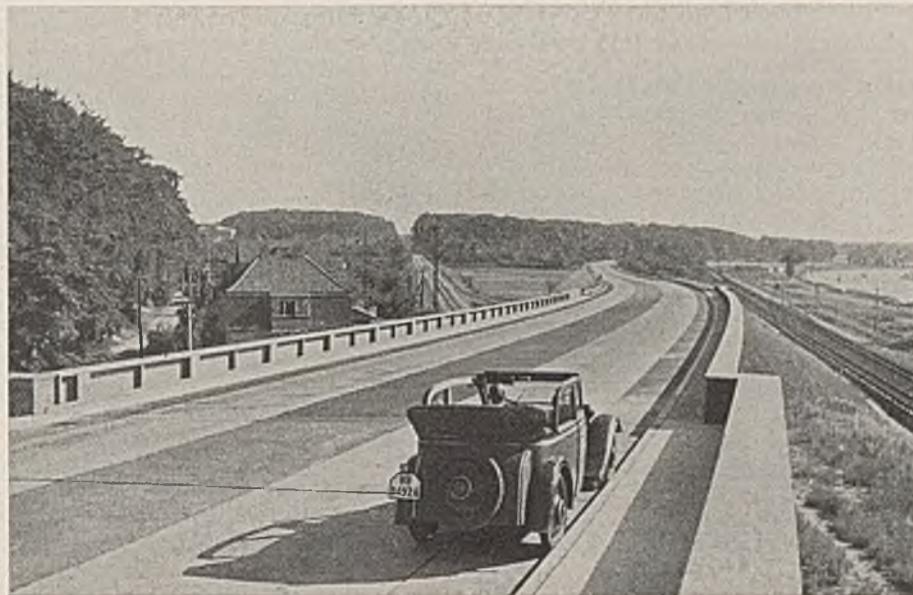


Abb. 15. Draufsicht auf die Brücke in Richtung Travemünde.

Unterkante Druckspannungen von etwa 1720 kg/cm^2 gemessen, und zwar in einer Entfernung von 17 cm neben der Stoßnaht; in der Stoßnaht selbst sind die entsprechenden Werte voraussichtlich noch höher. Es kann angenommen werden, daß im Querschnitt der Gurtplatte ein allmählicher Übergang von der oberen Zugspannung zur unteren Druckspannung stattfindet. Trotz ihrer Größe sind die gemessenen Spannungen unbedenklich; zahlreiche Versuche in dieser Richtung haben nämlich gezeigt, daß sich die Wärmespannungen erfreulicherweise nicht nach Maßgabe des Überlagerungsgesetzes dauerfestigkeitserniedrigend auswirken, somit also die Betriebssicherheit nicht herabsetzen. Um etwaige Beeinträchtigungen der Tragfähigkeit durch Kerbwirkungen

an den Schweißnähten auszuschließen, wurden diese nach der Fertigstellung sorgfältig glatt abgeschliffen.

Die Widerlager und die an beide Widerlager anschließenden Futtermauern sind als Schwergewichtsmauern in Beton ohne Eiseneinlagen ausgeführt. Alle Sichtflächen sind mit Klinkern verblendet. Die Auflagerbänke und die Futtermauern haben Betongesimse, deren Außenflächen steinmetzmäßig bearbeitet wurden. Die Gründung der Widerlager bot keine Schwierigkeiten, da durch die angesetzten Bohrungen gut tragfähiger Baugrund bereits in geringer Tiefe festgestellt wurde. Die Fundamentsohlen stehen etwa 2,20 m unter Gelände unmittelbar auf dem tragfähigen Baugrund auf. Nennenswerte Setzungen der Widerlager und Stützfundamente konnten bisher nicht festgestellt werden.

Die Widerlager wurden Mitte März 1937 begonnen und Mitte September 1937 fertiggestellt. Infolge vorübergehender Schwierigkeiten in der Beschaffung des Baustoffes konnte mit der Montage der Stahlkonstruktion erst Mitte Januar 1938 begonnen werden. Die Aufstellung und die Verschweißung des Überbaues waren Ende März 1938 beendet. Mit Rücksicht auf die Empfindlichkeit der Schwarzdecke auf der Brücke wurde diese erst im Mai 1938 aufgebracht, nachdem die Betondecken der an das Bauwerk anschließenden Autobahnstrecken fertiggestellt waren. Auf diese Weise war es gleichzeitig möglich, den Stahlüberbau vorübergehend zum Transport der Betonierungsgeräte zu benutzen. Ende Mai 1938 waren die gesamten Bauarbeiten beendet.

Der Entwurf wurde von der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Hamburg aufgestellt, die Bauleitung lag in den Händen der Bauleitung Bad Oldesloe. Mit der Durcharbeitung des Entwurfes in architektonischer Hinsicht war das Architekturbüro Konstanty Gutschow in Hamburg beauftragt worden. Die Widerlager wurden von Philipp Holzmann AG., Hamburg, hergestellt, die Ausführung der Stahlkonstruktion im Gesamtgewicht von 237 t (St 37 bzw. Stg 52,81) besorgte Gollnow & Sohn, Stettin, und die Schwarzdecke wurde von der Deutschen Asphalt AG., Hamburg, aufgebracht.

Abb. 14 u. 15 zeigen die gute Einfügung des Bauwerks in die Landschaft und Linienführung der Autobahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Abfluß in eisernen Spundwandkanälen, ein Beitrag zur Bestimmung der hydraulischen Rauigkeit.¹⁾

Von Dr.-Ing. Friedrich v. Bülow, Vorsteher der Technisch-Wissenschaftlichen Abteilung der Emschergenossenschaft in Essen.

Über die Charakteristik der sogenannten Wandrauigkeit in offenen Gerinnen ist, wie aus dem Schrifttum hervorgeht, noch immer wenig bekannt, und über den Abfluß in Spundwandkanälen ist meines Wissens noch nichts veröffentlicht worden. Da die Emschergenossenschaft und der ihrer Geschäftsführung angeschlossene Lippeverband wiederholt Spundwandkanäle gebaut haben und noch bauen werden, so war eine Untersuchung über den Abfluß in Spundwandkanälen für die Aufstellung von Entwürfen notwendig.

Die Untersuchungen wurden im Einvernehmen mit der Hoesch AG, die die Modelle zur Verfügung stellte, durchgeführt.

Es lag anfangs nahe, zu versuchen, aus dem umfangreichen Untersuchungsmaterial im Schrifttum²⁾ über den Abfluß in rauen Rohren auf den in offenen Gerinnen zu schließen.

Den Ausgangspunkt aller Untersuchungen bildet die Frage der Abhängigkeit der Zahl ψ in dem bekannten Widerstandsgesetze der turbulenten Strömung

$$J = \psi \cdot \frac{v^2}{2gR}$$

Bei geometrisch ähnlichen Strömungen wird die Reynoldssche Zahl $\Re = \frac{vl}{\nu}$ gleich groß, wenn die Strömungen außer von Trägheitskräften nur noch von Reibungskräften beeinflusst werden.

Das Froudesche Ähnlichkeitsgesetz $f = \frac{v^2}{lg}$ gilt dagegen dann, wenn neben Trägheitskräften überwiegend Schwerkraft den Abfluß in geometrisch ähnlichen Gerinnen beeinflussen.

Über die bei Modellversuchen an offenen Gerinnen auftretenden Schwierigkeiten sagt Kaufmann³⁾:

„Bezeichnet Δ den Längenmaßstab, so mußten sich nach dem Reynoldsschen Gesetz die Kräfte bei einer Hauptausführung (H) zu denen am Modell (M) verhalten wie 1:1, die Geschwindigkeiten $\frac{V}{v}$ wie 1: Δ ; nach dem Froudeschen Gesetz dagegen die Kräfte wie Δ^3 :1 und die Geschwindigkeiten wie $\sqrt{\Delta}$:1. Nach dem Reynoldsschen Gesetz müßten also die Geschwindigkeiten am Modell das Δ -fache derjenigen bei der Hauptausführung sein, nach dem Froudeschen Gesetz dagegen nur das $\frac{1}{\sqrt{\Delta}}$ -fache. Beide Forderungen lassen sich nicht gleichzeitig in Einklang bringen. Überwiegt, wie das praktisch häufig der Fall ist, eine der Kraftwirkungen bei weitem — etwa die Schwere gegenüber der Reibung —, so wird man nur das dieser Kraft entsprechende Modellgesetz (im vorliegenden Falle also das Froudesche) beachten und den Einfluß der Reibung nachträglich durch Erfahrungswerte oder durch besondere, lediglich die Reibung erfassende Versuche berücksichtigen.“

Glatte Kreisrohre.

Bei glatten gefüllten Kreisrohren hat man festgestellt, daß ψ lediglich eine Funktion der Reynoldsschen Zahl ist, und zwar gilt bis zu $\Re \approx 100\,000$ das Blasiusche Potenzgesetz $\lambda = 0,316 \Re^{-1/4}$ (worn $\lambda = 4\psi$ ist; beim Kreisrohr ersetzt man den hydraulischen Radius R durch den Durchmesser $d = 4r$ und erhält das Widerstandsgesetz in der Form $J = \lambda \cdot \frac{v^2}{2gd}$).

Von Nikuradse⁴⁾ stammt für $\Re = 10^5$ bis 10^8 die Näherungsformel $\lambda = 0,0032 + 0,221 \Re^{-0,237}$. Weitere Formeln stellten Schiller, v. Kármán und andere auf. Nach Untersuchungen von Schiller, Fromm und Nikuradse hat das Blasiusche Gesetz auch für nicht kreisförmige Querschnitte Gültigkeit.

Rauhe Rohre.

Bei rauen Rohren ist ψ außer von \Re noch von einer Rauigkeitszahl $K = \frac{k}{R}$ abhängig. R ist der Profilradius, während k nach Hopf⁵⁾ „nicht unmittelbar die mittlere Größe der Wandehebungen angibt, sondern noch von der Anzahl dieser Erhebungen und von ihrer Entfernung im Verhältnis zu ihrer Größe abhängen kann“.

¹⁾ Bei den Versuchen und ihrer Auswertung hat Herr W. Beckmann von der Emschergenossenschaft mitgewirkt.

²⁾ Bei wörtlichen Zitaten aus dem Schrifttum sind, um Irrtümer zu vermeiden, in den Formelwerten statt der kleinen griechischen Buchstaben die großen eingesetzt worden.

³⁾ Kaufmann, Angewandte Hydromechanik, Bd. II, S. 152. Berlin 1934, Julius Springer.

⁴⁾ Nikuradse, VDI-Forschungsheft Nr. 356, S. 32.

⁵⁾ Hopf, Die Messung der hydraulischen Rauigkeit. Z. ang. Math. 1923, S. 329.

Versuche von Hopf und Fromm.

Hopf⁵⁾ und Fromm⁶⁾ bringen bei ihren Versuchen an rechteckigen vollaufenden Rohren k in die Form $\frac{k}{R} = \frac{\xi}{\psi R}$, wo ξ die halbe Höhe der Rauigkeitselemente und ξ die Wellenlänge der einzelnen Erhebungen bezeichnet. In ihren Ergebnissen unterscheiden sie zwischen Wandrauigkeit, wo ψ von der relativen Rauigkeit und dem Profilradius R abhängt, und Wandwelligkeit, bei der die Erhebungen der Wand sanfter und regelmäßiger sind und ψ wie bei glatten Rohren eine reine Funktion der Reynoldsschen Zahl wird, nur natürlich wesentlich größere Werte annimmt. Für den ersten Fall erhalten sie

$$\psi = 10^{-2} \left(\frac{k}{R} \right)^{0,314}$$

Auf Grund eingehender Versuche fand Prandtl⁷⁾ für größere Reynoldssche Zahlen

$$\lambda = \frac{1}{\left(2 \cdot \log \frac{r}{\epsilon} + 1,74 \right)^2}$$

worn r den Rohrdurchmesser und ϵ die mittlere Erhebung der Rauigkeitselemente bezeichnet.

Weitere dimensionsrichtige Widerstandformeln für rauhe Rohre stammen von Biel und v. Mises.

Offene Gerinne.

Der wesentlichste Unterschied bei der Betrachtung offener Gerinne, liegt, wie schon früher erläutert, in dem Einfluß der freien Oberfläche auf die Strömungsvorgänge. Es müssen also die atmosphärischen Einflüsse berücksichtigt werden. Sonst aber findet man manche ähnliche Kennzeichen, und es kommt wieder darauf an, die Abhängigkeit von ψ festzustellen. Hierbei war man bis heute noch ganz auf Annahmen und Analogieschlüsse angewiesen. Bei großen Reynoldsschen Zahlen war zu vermuten, daß ψ wohl auch von \Re unabhängig und nur noch von der Querschnittsform und der Wandrauigkeit beeinflusst würde.

Einfluß der Querschnittsform.

Der bekannte Tatsache, daß der hydraulische Radius die Querschnittsform nicht eindeutig bestimmt, da ja zu einem bestimmten hydraulischen Radius verschiedene Querschnitte gehören können, wird in den gebräuchlichen Geschwindigkeitsformeln nicht hinreichend Rechnung getragen, und es wird oft die Ansicht vertreten, der Einfluß der Profilform sei — jedenfalls bei großen Reynoldsschen Zahlen — von untergeordneter Bedeutung.

Dreieckquerschnitt. Dies hat sich aber bei Versuchen der Emschergenossenschaft nicht bestätigt. Denn schon der Verfasser⁸⁾ hat nachgewiesen, „daß der Dreieckquerschnitt, selbst wenn seine Wandbekleidung nicht glatt ist, allen anderen Querschnitten überlegen ist. Denn je breiter — und das trifft sowohl bei rechteckigen als auch bei Trapezquerschnitten zu — die Sohle wird, und je flacher die Wandneigungen werden, desto mehr nimmt der Rauigkeitsbeiwert zu und damit die Abführungsfähigkeit bei gleich großen Querschnitten ab“.

Trapezform. Ebenso weist Carp⁹⁾ auf den ungünstig auf den Abfluß wirkenden Einfluß der Trapezform der Emscher und Lippe hin, und besonders seine Untersuchungen von verschlammten Bachläufen zeigen, daß ihre geringe Abflußleistung auf die durch Schlammablagerung veränderte Profilform zurückzuführen ist, da die ursprünglich dreieckige Form dadurch in eine Trapezform mit unebener Sohle übergeht.

Unebenheiten von Böschungen und Sohle.

Besondere Untersuchungen des Verfassers¹⁰⁾ befaßten sich mit dem Einfluß der Unebenheiten von Böschungen und Sohle auf die Wasserabführungsfähigkeit. Es wird durch sie nachgewiesen, daß bei gleicher absoluter Rauigkeit der Wandungen im Dreieckquerschnitt die Ent-

⁶⁾ Fromm, Strömungswiderstand in rauen Rohren. Z. ang. Math. 1923, S. 339.

⁷⁾ Z. d. VdI 1933, Nr. 5, S. 110.

⁸⁾ v. Bülow, Die Leistungsfähigkeit von Fluß-, Bach-, Werkkanal- und Rohrquerschnitten unter besonderer Berücksichtigung der von der Emschergenossenschaft in Essen zu künstlichen Wasserläufen ausgebauten Emscher und ihrer Nebenbäche. Gesund.-Ing. 1927, S. 249.

⁹⁾ Carp, Beitrag zur Kenntnis des Wasserabflusses in künstlichen Gerinnen. Bautechn. 1933, Heft 54, S. 739.

¹⁰⁾ v. Bülow, Einfluß von Unebenheiten der Böschungen und der Sohlen auf die Wasserführungsfähigkeit der zu künstlichen Abwasserkanälen ausgebauten Wasserläufe im Emscher- und Lippegebiet. Gesund.-Ing. 1933, Heft 23, S. 269 ff.

fernung der Rauigkeitselemente von der Gerinneachse eine entscheidende Rolle spielt. Während beim Kreisrohr in dem Rauigkeitsausdruck $\frac{r}{R}$ (r Rohrradius, R Rohrdurchmesser) außer der Eigenschaft des doppelten Profilradius gleichzeitig auch die Entfernung der Rauigkeitselemente von der Achse dargestellt wird, wird bei anderen Profilformen durch die Einführung des Profilradius die zweite Aufgabe nicht erfüllt.

Bei den genannten Versuchen machte sich der Einfluß der Rauigkeit entscheidend erst dann bemerkbar, als der untere, der Sohle zugekehrte Teil der Böschung aufgeraut war, während man vorher bei Aufrauhung nur des oberen Teils kaum eine Abnahme der Wasserabführungsfähigkeit hatte feststellen können. Also ist offenbar die Aufrauhung in der Nähe der Sohle ausschlaggebend. Für die Untersuchung des Einflusses von Unebenheiten der Sohle selbst wurden Schwellen in vier verschiedenen, aber jeweils gleich großen Abständen eingebaut. Dabei ergab sich die stärkste Behinderung des Abflusses bei Abständen zwischen 14 und 20 cm infolge von Wirbelbildung.

Nach den Modellversuchen war bei unebener Sohle die Sohlenhöhe des ideellen Querschnitts, der bei der Berechnung der Wasserspiegelinie zugrunde zu legen ist, höher als die Verbindungslinie der höchsten Erhebungen der durch Verschlämmung oder im Industriegebiet durch starken Kohlenabbau eingetretenen Senkungen gewellten Sohle. Nach den Untersuchungen von Carp scheint die Abnahme der Wasserabführungsfähigkeit bei verschlammten Bachläufen noch größer zu sein als bei den Modellversuchen.

Es erscheint also kaum angebracht, den Einfluß der Profilform zu vernachlässigen, vielmehr sollte auch bei großen Reynoldsschen Zahlen die Entfernung der Rauigkeitselemente von der Achse berücksichtigt werden, vielleicht durch Einführung eines Formfaktors, wie es von H. Lang¹¹⁾ vorgeschlagen wird.

Ähnlichkeit zwischen dem Bazinschen Gerinne, dem Sitterstollen und dem Kartenbeckischen Gerinne.

Um sich nun überhaupt erst einmal ein ungefähres Bild über die bei den Spundwandprofilen zu erwartenden Verhältnisse machen zu können, gaben die historischen Messungen Bazins eine willkommene Stütze.

Da eine einigermaßen zutreffende Ähnlichkeit zwischen dem zu untersuchenden Kanalquerschnitt und dem Sitterstollen besteht, ist die Möglichkeit gegeben, die Ergebnisse der Modellmessungen an den entsprechenden Vorgängen im großen nachzuprüfen. Andererseits besitzt der Sitterstollen aber auch eine gewisse Ähnlichkeit mit den von Bazin in seinen Reihen 6 bis 17 und dem im Karlsruher Flußbaulaboratorium zwecks Nachprüfung der Gültigkeit des Froudeschen Ähnlichkeitsgesetzes durch Kartenbeck¹²⁾ benutzten rechteckigen Gerinnen. Wenn man also die Voraussetzungen für die Anwendung des Froudeschen Ähnlichkeitsgesetzes als gegeben annahm, mußte sich durch einen Vergleich der verschiedenen als glatt oder rau anzusprechenden Gerinne eine Anordnung finden lassen, von der aus man zu einer Bestimmung des Begriffes „rau“, „weniger rau“ und „glatt“ in praktischen Grenzen übergehen könnte.

Bazin. Die offenen Kastengerinne von ungefähr 2 m Innenweite, die Bazin zu seinen Versuchen benutzte, bestanden bei den Reihen 6 bis 11 aus ungehobelten Brettern, während bei den folgenden auf diese Bretter Leisten von 10 mm Dicke und 27 mm Breite aufgenagelt waren, und zwar bei 12 bis 14 in einem Abstände von 10 mm und bei den Reihen 15 bis 17 in einer Entfernung von 50 mm. Für den Vergleich wurden besonders die Werte für die Reihen 14 und 17 mit einem Gefälle von $J=0,00886$, die unmittelbar aus den Tabellen Bazins¹³⁾ entnommen wurden, herangezogen, während für die Reihen 6 bis 11 die von Forchheimer¹⁴⁾ angegebenen Werte benutzt wurden.

Die Werte für den Sitterstollen sind aus der Dissertation v. Bülows¹⁵⁾ entnommen. Das Kartenbeckische Gerinne mit einer Breite von 0,80 m und einem Gefälle von $J=1:350$ diente als Vergleichsgrundlage.

Froudesches Ähnlichkeitsgesetz. Für die Umrechnung wurde das Froudesche Ähnlichkeitsgesetz benutzt, da bei der Wasserbewegung in offenen Gerinnen der Einfluß der Schwerkraft überwiegt.

Aus den Beziehungen der Froudeschen Ähnlichkeit ergibt sich, daß die im Verhältnis $1:z$ umzurechnenden Werte mit dem Faktor $Z=z^2$ multipliziert werden müssen, um die einander entsprechenden Werte zu

¹¹⁾ H. Lang, Mitteilung der Preuß. Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffsbau. Berlin 1931, Heft 6.

¹²⁾ Kartenbeck, Ähnlichkeitsbedingungen bei Strömungsvorgängen und ihre Überprüfung durch Modellversuche. Bauing. 1936, Heft 7/8, S. 57.

¹³⁾ M. Bazin, Recherches expérimentales sur l'écoulement de l'eau dans les canaux découverts. Paris 1865

¹⁴⁾ Forchheimer, Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen. S. 15, Berlin 1923.

¹⁵⁾ Dissertation v. Bülow. Gesund.-Ing. 1927, S. 250.

erhalten. Dabei ist n von der Dimension des zu übertragenden Wertes abhängig, und zwar erhält man für den Maßstab $1:z$:

$$\begin{aligned} L &= z \cdot l && \text{für die Längen,} \\ V &= z^{0,5} v && \text{„ „ Geschwindigkeiten,} \\ F &= z^2 f && \text{„ „ Flächen,} \\ Q &= z^{2,5} q && \text{„ „ Wassermengen.} \end{aligned}$$

Für die Umrechnung der Wassermengen beim Gefälle J_1 auf J_{II} erhält man als Faktor $i = \sqrt{\frac{J_{II}}{J_1}}$.

Ergebnisse des Vergleichs. Bei logarithmischer Auftragung der $Q:t$ -Werte Bazins und Kartenbecks ordnen sich die Punkte um gerade Linien, die parallel verlaufen, und deren Höhenlage für die jeweils vorhandene relative Rauigkeit maßgeblich ist (Abb. 1). Die etwas herausfallende Neigung des Sitterstollens kann wohl durch die nicht genau ähnliche Rauigkeit erklärt werden.

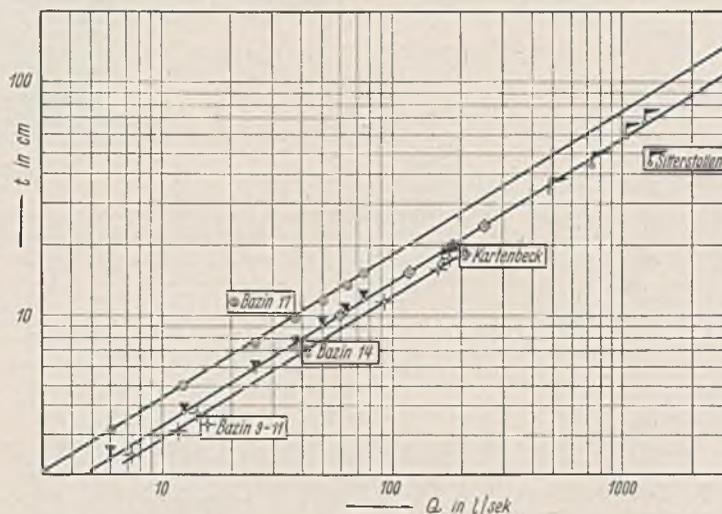


Abb. 1. Beziehungen zwischen Wassermenge und Wassertiefe bei gleichem Gefälle ($J=1:350$) und gleicher Gerinnebreite ($B=0,80$ m).

Für die drei Bazinschen Reihen mit verschiedener Rauigkeit ergibt sich für die glatten Reihen 6 bis 11: $Q=1,81 t^{1,6}$, für die Reihe 14 (Abstand der Leisten 10 mm): $Q=1,51 t^{1,6}$ und für die Reihe 17 (Abstand der Leisten 50 mm): $Q=0,98 t^{1,6}$.

Die Kartenbeckischen Werte haben dieselbe Richtung und Höhenlage wie die der Bazinschen Reihe 14. Der geringe Abstand der Rauigkeitselemente bei Bazin 14 (10 mm) hat also nur verhältnismäßig wenig Einfluß, da ja die Kartenbeckische Rinne ziemlich glatt ist.

Bei einem Dreieckprofil läßt sich eine Beziehung von der Form $Q=A t^b$ ohne weiteres auch theoretisch entwickeln, da ja Fläche und benetzter Umfang nur eine Funktion der Wassertiefe allein und daher auch die der einzelnen Tiefe entsprechenden Querschnitte einander ähnlich sind (vgl. auch die bereits erwähnte Dissertation des Verfassers, der eine Beziehung von der Form $Q=a p^m$ zwischen der Wassermenge und dem benetzten Umfang entwickelt). Bei rechteckigen Gerinnen, wo diese Voraussetzungen nicht mehr gegeben sind, ist es kaum möglich, eine entsprechende Beziehung theoretisch nachzuweisen.

Für die vorliegende Aufgabe soll es daher genügen, die aus Abb. 1 gewonnenen Erkenntnisse zu benutzen.

Modellversuche über eiserne Spundwandkanäle.

Auf dem Versuchstande der Emschergerenossenschaft bei der Kläranlage Frohnhausen wurden Messungen mit Modellen durchgeführt, die den Spundwandprofilen Hoesch I und Hoesch OA mit einem Modellmaßstab von $1:20$ entsprechen. Die Modelle bestanden aus Brettafeln, auf denen rechteckige (Profil Hoesch I) bzw. trapezförmige (Profil Hoesch OA) Leisten befestigt waren, die in die Modellrinne, eine dreieckförmige Asbestbetonrinne, eingebaut wurden.

Die Messungen wurden in der Hauptsache bei einem Gefälle von $1:800$ durchgeführt. Um aber zu vermeiden, etwa in den Laminar- oder Übergangsbereich zu geraten, wurden noch Kontrollmessungen für Gefälle zwischen $1:400$ und $1:500$ gemacht, die dieselben Ergebnisse zeigten.

Beide Spundwandprofile wurden in drei verschiedenen Breiten gemessen, und zwar bei 8,4 cm, 12,9 cm und 20,25 cm. Dabei wurde die maßgebliche mittlere Weite zugrunde gelegt.

Die Auftragung in Abb. 2 zeigt außer den Hoesch-Kurven die normale $Q:t$ -Kurve des Dreieckprofils. Von ihr zweigen, je nach der Breite, bei 2,05 cm, 3,55 cm und 6,00 cm Tiefe, d. h. den Tiefen, bei denen die Spundwände und damit der Einfluß der Rauigkeit beginnen, die einzelnen Kurven ab. Zum Vergleich sind noch die Werte des

Rutzwerkstollens¹⁶⁾, den man als besonders „glatt“ ansehen kann, sowie die Werte eines Versuchs, bei dem die Spundwandkanalwände durch Asbestzementplatten verkleidet und dadurch „glatt“ gemacht waren, aufgetragen worden.

Um einen weiteren Anhalt über den Einfluß der Rauigkeit zu erhalten, wurden nach der abgekürzten Kutterschen Formel

$$v = \frac{100 \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \sqrt{R J}$$

die *b*-Werte errechnet und entsprechend dem Verhältnis $\frac{v}{R}$ beim Kreisrohr in Beziehung zu den einzelnen Breiten *B* in m gesetzt. Diese Werte, mit der Wassertiefe *t* aufgetragen, ergeben Kurven, wie sie in Abb. 3 dargestellt sind. Die *b*-Werte bewegten sich für die Hauptausführung zwischen 0,7 und 2,2. Messungen an Spundwandkanälen der Emschergegend haben diese Werte bestätigt.

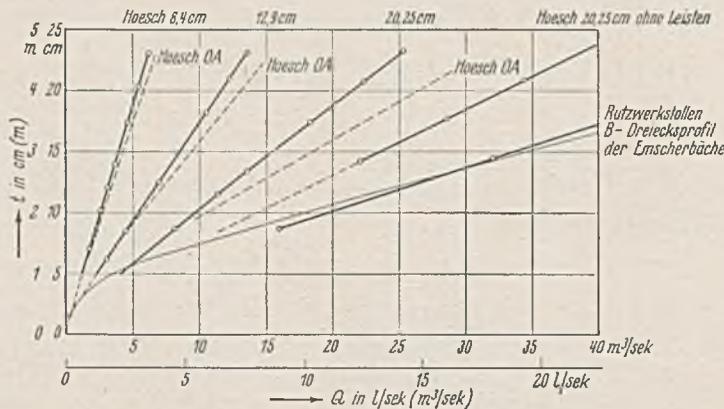


Abb. 2. Meßergebnisse bei den verschiedenen Spundwandprofilen.

Im Zusammenhang mit diesen Ergebnissen sei noch kurz auf die Frage der Herstellung einer der Natur entsprechenden Rauigkeit im Modell eingegangen. Dieser Forderung glaubt man in der Praxis meistens dadurch genügen zu können, daß man unter Anwendung mehr oder weniger roher und willkürlicher Methoden so lange probiert, bis sich bei entsprechenden Durchflußmengen bestimmte durch die Modellgesetze bedingte Wassertiefen einstellen. Dabei läuft man aber leicht Gefahr, Störungen im Abflußverlauf hervorzurufen, die auf Einflüssen beruhen, die sich einer genauen Kontrolle entziehen, so daß die Ähnlichkeit des Abflußbildes nicht ohne weiteres gewährleistet ist.

¹⁶⁾ Dissertation v. Bülow a. a. O., S. 250.

Vermischtes.

Akademie des Bauwesens. Für die Zeit bis Ende Dezember 1940 ist der Ministerialdirektor im Reichsverkehrsministerium Dr.-Ing. ehr. Gährs zum Präsidenten der Akademie und zum Dirigenten der Abteilung des Ingenieur- und Maschinenwesens sowie der Ministerialrat Grube im Preußischen Finanzministerium zum Dirigenten der Abteilung für den Hochbau der Akademie gewählt und bestätigt worden. Die Akademie besteht zur Zeit aus 20 ordentlichen und 27 außerordentlichen Mitgliedern¹⁾.

Vereinheitlichung der Baustoffzuteilung in der deutschen Bauwirtschaft. Ein gemeinsam von dem Beauftragten für den Vierjahresplan und dem Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft gezeichneter Erlaß vom 5. April 1939 gibt folgendes bekannt:

Die bisherigen Baustoffkontingentierungen sind nacheinander entstanden und nicht völlig gleichmäßig aufgebaut worden. Infolgedessen fehlte für die Bauherren eine einheitliche Ausrichtung der verschiedenen Kontingente. Da die Bauträger ihre Verhandlungen mit den verschiedensten Kontingentstellen führen mußten, konnte es vorkommen, daß für ein bestimmtes Bauvorhaben zwar zur rechten Zeit Eisen und Zement zur Verfügung standen, das notwendige Bauholz jedoch fehlte oder umgekehrt. Das führte zu Unzuträglichkeiten in der Bauwirtschaft und hatte eine Verminderung der an sich möglichen Bauleistung und des Bauvolumens zur Folge. Um diese Schwierigkeiten zu beseitigen, hat der Generalbevollmächtigte für die Regelung der Bauwirtschaft nunmehr einheitliche Kontingentträger für die verschiedenen Bedarfsdeckungsarten und gleichzeitig für alle kontingentierten Baustoffe festgelegt. Diese Kontingentträger teilen zukünftig einheitlich und gleichzeitig den gesamten Baustoffbedarf für Hoch- und Tiefbauvorhaben (Unterhaltungs-, Erneuerungs- und Neubaubedarf) zu. Der Bauherr hat also die von ihm benötigten Baustoffe künftig nur noch bei einer Stelle anzufordern, und nur eine Stelle hat ihm die Baustoffe zuzuteilen.

Die neue Einheitsliste der 19 Baustoffkontingentträger ist in dem Erlaß ausführlich nach Kontingent, Verwalter und Abgrenzung angegeben. Soweit wegen der Zuständigkeiten der einzelnen Kontingentträger bei den Bauherren noch Zweifel vorhanden sind oder künftig auftreten,

¹⁾ Vgl. Ztrbl. d. Bauw. 1939, Heft 14.

Beim Dreieckprofil liegen die Verhältnisse am einfachsten, da die besondere Eigenschaft dieses Profils, in sich selbst geometrisch ähnlich zu sein, es gestattet, jede Füllung als Modell einer höheren anzusehen. Daraus würde für ein theoretisch vollkommen glattes, also in sich auch mechanisch ähnliches Profil folgen, daß die Widerstandszahl ψ konstant sein muß. Dies müßte ebenso für die praktisch in Frage kommenden nicht vollkommen glatten Profile zutreffen, wenn man die Sohle so glatt wie praktisch möglich machen und die Seiten in allmählich steigendem Maße aufräumen würde, womit für jede Wassertiefe auch hier die mechanische Ähnlichkeit vorhanden wäre. Daraus ergibt sich, daß die

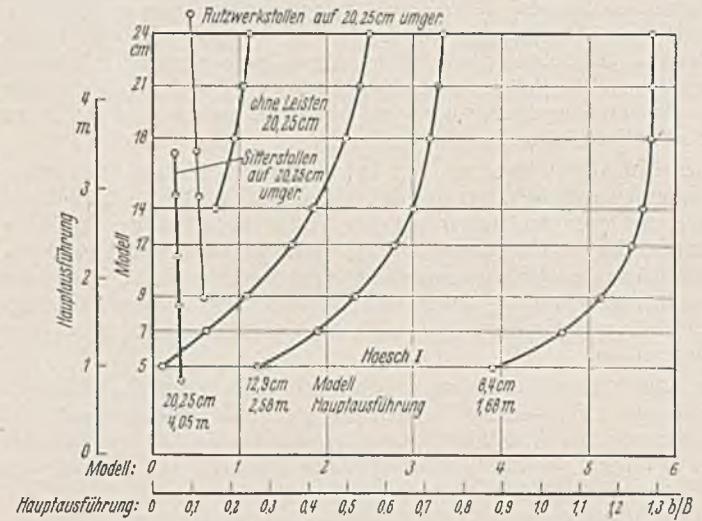


Abb. 3. *b*-Werte nach Kutter im Verhältnis zur Gerinnebreite bei verschiedenen Füllhöhen.

Böschungen bei größeren Wassertiefen erheblich rau sein können, ohne daß man irgendeinen ungünstigen Einfluß auf die Wasserabführungsfähigkeit zu befürchten hätte.

Da auch bei anderen Profilen, wie schon früher erwähnt, der Einfluß der Sohle von ausschlaggebender Bedeutung ist, liegt es nahe, dieser Tatsache auch bei der Herstellung einer der Natur entsprechenden Rauigkeit im Modell Rechnung zu tragen. Dies könnte dadurch geschehen, daß man die gewünschte Wassertiefe nicht mehr durch willkürliche Mittel zu erhalten, sondern durch Glätten oder Aufräumen der Sohle auf der ganzen Länge der Versuchstrecke einheitliche Bedingungen zu schaffen sucht, die einen wirklich ähnlichen und nicht durch unbekannt Einflüsse gestörten Abflußverlauf gewährleisten.

gibt das Arbeitsamt, in dessen Bezirk das betreffende Bauvorhaben liegt, die erforderlichen Auskünfte.

Ein neuer großer Eimerkettenbagger. Die Zahl der großen, im Abraum von Braunkohlengruben arbeitenden Eimerkettenbagger nimmt ständig zu. Erst kürzlich kam wieder ein Krupp-Bagger mit einer Leistung von 16 000 m³/Tag und einer größten Baggertiefe von 21 m (Abb. 1) auf der Grube „Sachsenburg“ der Elektrowerke AG in Betrieb.

An der 34 m langen Eimerleiter (Abb. 2) läuft die Eimerkette mit 44 Eimern von je 700 l Inhalt mit einer Geschwindigkeit von 0,88 m/sek um (Schüttungszahl 24/min) und wird durch einen Drehstrommotor von 600 PS Leistung bei 6000 V Spannung angetrieben. Die Leiter hat drei Gelenke, durch die die Leiterteile mit Hilfe von Seilzügen in verschiedene Lagen zueinander

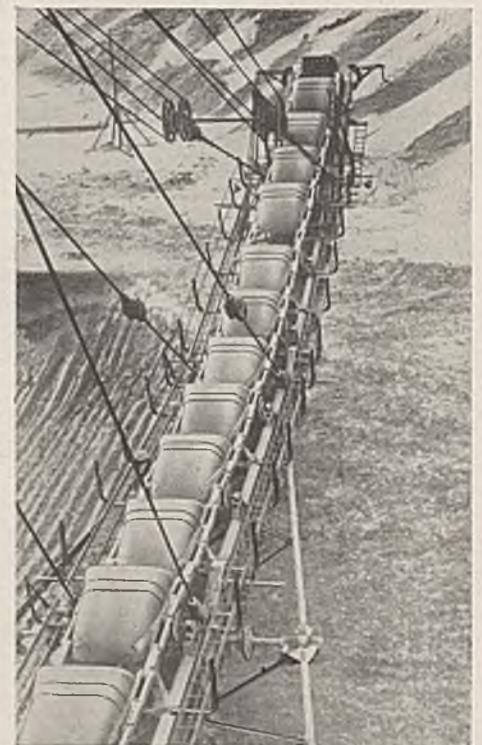


Abb. 2. Blick auf die Eimerkette des Baggers. Werkaufnahmen (2).

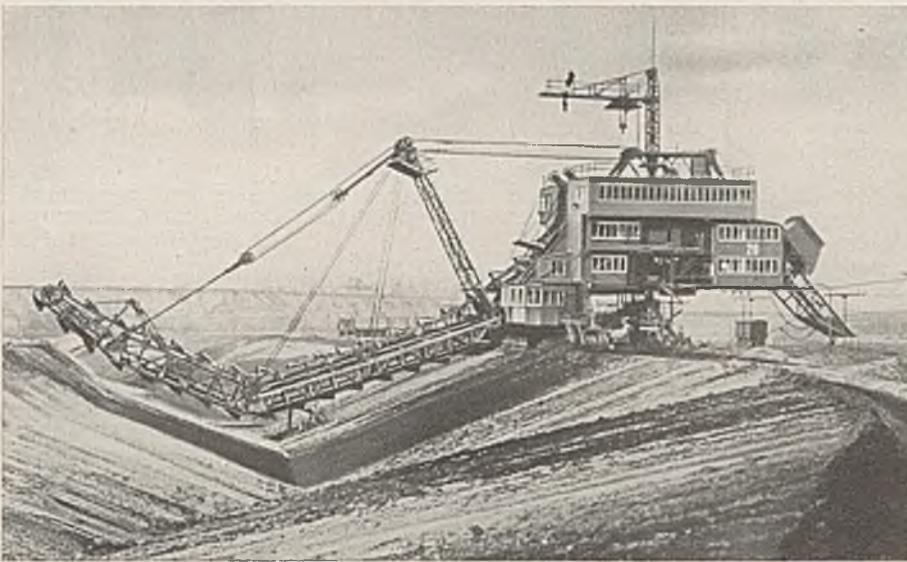


Abb. 1. Eimerketten-Schwenkbagger für eine Leistung von 16 000 m³/Tag.

stimmen besser mit den Momenten nach genauer Berechnung überein. In der Zusammenstellung wird wieder ein Tragwerk mit drei Hauptträgern und mehreren gleichen Querträgern behandelt, Steifigkeitsverhältnis $z = \frac{c}{n^3} = 2,0$.

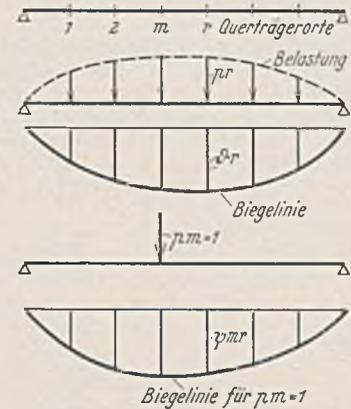


Abb. 1.

eingestellt werden können. Sie ist aus gezogenen Stahlrohren zusammengesetzt, wodurch das Gewicht gegenüber genieteten Profilleisen vermindert wird.

Im riemenlosen Antrieb zur Eimerkette befindet sich außer einem Zahnradgetriebe eine Druckluft-Sicherheitskupplung, die genau so gebaut ist wie die Kupplung an dem Großbagger der Grube „Anna Süd“.

Der torartige Unterbau, auf dem der Oberteil mit der Eimerleiter schwenken kann, fährt auf Schienen mit 52 Laufrädern, von denen 16 Räder durch vier Gleichstrommotoren von je 20 PS Leistung (220 V Spannung) angetrieben werden. Durch die Leonard-Schaltung der Fahrmotoren ergibt sich der stufenlose Regelbereich der Fahrgeschwindigkeit zwischen 2 und 10 m/min. Das Dienstgewicht des Baggers beträgt 550 t.

Zum Antrieb der übrigen, im Bagger eingebauten Motoren dient Drehstrom von 380 V Spannung. Alle Motoren, die durch Druckknöpfe geschaltet werden, leisten zusammen 1150 PS. R. —

Zuschriften an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Die vereinfachte Berechnung zweiseitig gelagerter Trägerroste.

I.

In dieser in Bautechn. 1938, Heft 40/41, S. 535 ff., veröffentlichten Arbeit befaßt sich der Verfasser, Reg.-Baumeister Leonhardt, auch mit der gegenseitigen Beeinflussung mehrerer Querverbindungen (s. S. 545). Zu einigen Teilen der Ausführungen möchte ich Stellung nehmen:

1. In Abb. 30 (S. 543) werden Querträgerbiegelinien gezeigt für Belastungen mit Einzellasten auf diesen Querträgern. Es ist nur näherungsweise richtig, diese Biegelinien als Querverteilungslinien zu betrachten und sie zur Aufzeichnung der Momenteneinflusslinien für in der Längsrichtung wandernde Einzellasten zu verwenden. Den Unterschied zeige ein einfaches Beispiel: Trägerrost mit drei Haupt- und drei Querträgern,

Steifigkeitsverhältnis $z = \frac{c}{n^3} = 2,00$. Für Belastung über dem mittleren Querträger und dem mittleren Hauptträger sind die Größtmomente in diesen: äußere Träger $M_I = M_{III} = 0,2475 M_0$; mittlerer Träger $M_{II} = 0,505 M_0$, wenn M_0 das Moment ohne Querverteilung ist. Die Durchbiegungen sind jedoch: äußere Träger $\vartheta_I = 0,282 \vartheta_0$; mittlerer Träger $\vartheta_{II} = 0,435 \vartheta_0$ (ϑ_0 = Durchbiegung ohne Querverteilung). Bei Belastung in der Mitte des äußeren Querträgers erhält man $M_I = M_{III} = 0,194 M_0$, $M_{II} = 0,611 M_0$, $\vartheta_I = \vartheta_{III} = 0,252 \vartheta_0$, $\vartheta_{II} = 0,496 \vartheta_0$. Erst bei Belastung des mittleren Trägers mit Einzellasten über jedem Querträger erhält man befriedigende Übereinstimmung: $M_I = M_{III} = 0,293 M_0$, $\vartheta_I = \vartheta_{III} = 0,285 \vartheta_0$, $M_{II} = 0,413 M_0$, $\vartheta_{II} = 0,430 \vartheta_0$. Man muß sich also bewußt sein, daß auch bei Verwertung von Modellmessungen die Berechnung nach Leonhardt nicht genau ist.

2. Die von Herrn Leonhardt berechneten Faktoren i_F zur Abschätzung der gegenseitigen Beeinflussung der Querträger nach meiner Ableitung sind nicht ganz richtig. Bei richtiger Auswertung nach meiner Formel

$J_m^i = J_0 \cdot \frac{\sum \psi_{mr}}{\psi_{mm}}$ erhält man für zwei bzw. vier Querträger die Werte

$i_F = 1,48$ bzw. $2,88$ und nicht $1,874$ bzw. $3,10$. Wie vorne hervorgehoben gilt diese Formel nur für den Fall, daß die Querträgersteifigkeit gegen das Auflager wächst. Bei gleichen Querträgern rechnet man besser nach

meiner Formel $J_m^i = J_0 \sum \left(\frac{\psi_{mr}}{\psi_{mm}} \right)^2$ und erhält die in der Zusammenstellung angeführten Werte. Die mit diesen Zahlen berechneten Momente

¹) Bautechn. 1938, Heft 48, S. 664.

²) Vgl. Bauing. 1927, 1928; Z. d. OeIAV 1928.

³) Vgl. Technický Obzor 1928; näherungsweise $\frac{\vartheta_r}{\vartheta_m} \cdot \frac{p_r}{p_m} = \frac{\psi_{mr}}{\psi_{mm}}$ gesetzt (Abb. 1).

Zusammenstellung:

Zahl der Querträger:	1	2	3	4
i_F	1,000	1,45	1,95	2,41
Querverteilung mit i_F	0,500	0,457	0,432	0,414
Querverteilung nach genauer Berechnung für Last über mittlerem Querträger für Momente	0,500	0,555	0,505	0,520
für Durchbiegungen	0,500	0,480	0,435	0,434
Querverteilung nach genauer Berechnung für Lasten über dem mittleren Hauptträger in jedem Querträgerort für Momente	0,500	0,455	0,413	0,406
für Durchbiegungen	0,500	0,455	0,430	0,418

3. Herr Leonhardt behauptet, daß für Randlasten die Entlastung durch mehrere Querträger stärker ist als für Mittelträger, es wird sogar behauptet, daß mehrere Querträger Randlasten stärker verteilen als vollkommen starre Querträger, was ein Beweis dafür sein soll, daß sich mit idealen Querträgern kein exakter Ausdruck für das Zusammenwirken mehrerer Querträger finden läßt. Diese Behauptung und der aus ihr gezogene Schluß ist nun nicht richtig.

Hier der Beweis für den Fall von drei Hauptträgern: Wir wählen für Belastung über dem inneren oder einem äußeren Hauptträger die in Abb. 2 gezeichneten statisch bestimmten Grundsysteme. Unabhängig von der Zahl der Querträger ergibt sich (gleiche Hauptträger vorausgesetzt) $X_r = Y_r$. Die Momente im Hauptträger I bei Lasten über ihm sind:

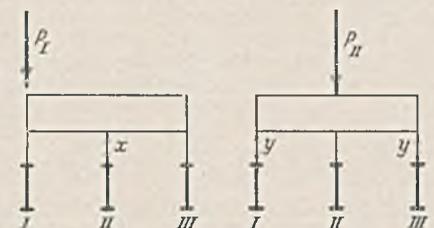


Abb. 2.

$$M_I = M_0 - 0,5 \sum \eta X,$$

wenn η die Einflußordinaten des Balkenmomentes bedeuten. Ebenso die Momente in Träger II für Belastung über II:

$$M_{II} = M_0 - 2 \sum \eta Y, \\ = M_0 - 2 \sum \eta X,$$

da $X = Y$. Hieraus die Querverteilungszahlen:

$$\vartheta_I = \frac{M_I}{M_0} = 1 - 0,5 \cdot \frac{\sum \eta X}{M_0}, \\ \vartheta_{II} = \frac{M_{II}}{M_0} = 1 - 2 \cdot \frac{\sum \eta X}{M_0}.$$

Wir ersetzen die Querträger für den Fall von Randlasten durch einen idealen Querträger im Punkte m , so daß

$$M_I = M_0 - 0,5 \eta_m X = M_I.$$

Ebenso für Mittellasten durch einen anderen Querträger im Punkte m , so daß

$$M_{II} = M_0 - 2 \eta_m Y = M_{II}.$$

Beide Forderungen können nur erfüllt werden, wenn $X = Y$ wird, also wenn in beiden Fällen derselbe ideale Ersatzquerträger verwendet wird.

Ing. Dr. Franz Faltus, Pilsen.

Erwiderung.

1. In meinem Aufsatz wurde der Abschnitt „Der Trägerrost mit mehr als einem Querträger“ (S. 542) mit dem Hinweis eingeleitet, daß und warum die Querträgerbiegelines bei mehreren Querträgern in einer Öffnung nicht mehr als genaue Querverteilungslinien angesehen werden dürfen. Die Berechnung von Trägerrosten mit mehreren Querträgern nach dem einfachen Verfahren mit Querverteilungszahlen wird deshalb auf S. 542 als Näherungsverfahren bezeichnet.

Das von Herrn Faltus angeführte Beispiel allein gibt jedoch keinen vollständigen Aufschluß über die Abweichungen des Näherungsverfahrens von den genauen Werten der Hauptträgerkräfte. Die Unterschiede der Durchbiegungen $p' \delta_0$ von den Momenten $p M_0$, die Maßstab sind für die Genauigkeit meines auf gemessenen Durchbiegungen beruhenden Verfahrens, wechseln je nach der Steifigkeit z und nehmen je nach der Laststellung sogar entgegengesetzte Richtung an.

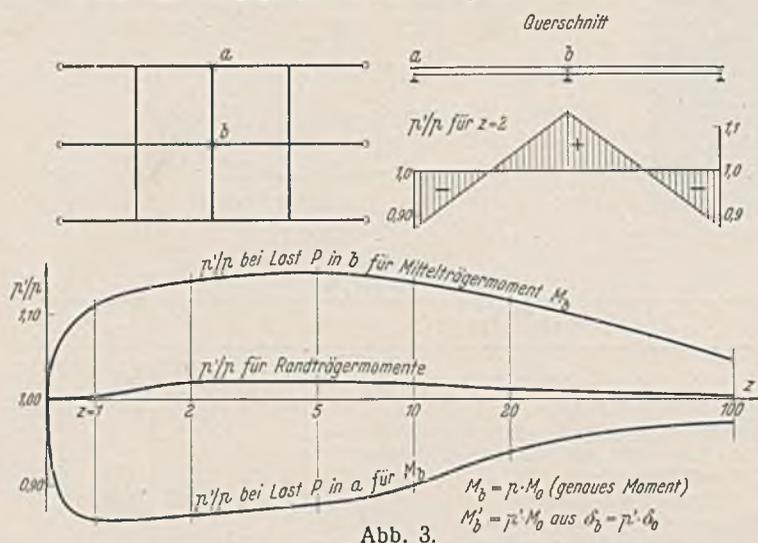


Abb. 3.

Für den von Herrn Faltus angeführten Trägerrost aus drei Hauptträgern und drei Querträgern ist z. B. der Wert $p M_0 = M_b$ bei P in b größer als $p' \delta_0 = \delta_b$, bei P in a aber kleiner. In Abb. 3 sind die Verhältnisse $\frac{p'}{p}$ für das Hauptträgermoment M_b infolge Last je in a und b abhängig von der Steifigkeit z aufgetragen. Die Linie für Last in b liegt etwa so viel über 1,0, wie die Linie für Last in a unter 1,0 liegt. Tragen wir die $\frac{p'}{p}$ -Werte des Mittelträgermomentes für $z = 2$ im Querschnitt des Trägerrostes je an der Laststelle auf, so erkennen wir, daß die Fehler der genäherten Berechnung mit Querverteilungszahlen, die unter einer Einzellast allein entstehen, sich am Bauwerk durch das Eigengewicht und durch die auch über den Randträgern aufzustellenden Nutzlasten gegenseitig weitgehend aufheben. Die genähert berechneten Gesamtmomente des Mittelträgers weichen deshalb nur um 4 bis 6%, bei steifen Trägerrosten noch weniger von den genauen Momenten ab. Die dritte $\frac{p'}{p}$ -Linie in Abb. 1 für Randträgermomente zeigt, daß bei den Randträgern die Abweichungen der Durchbiegungswerte p' von den Momentenwerten p ganz unbedeutend sind.

2. Die Veröffentlichung in Technický Obzor 1928 und damit die Formel für i_F bei gleichen Querträgern war mir nicht bekannt. Jedoch sind auch die damit errechneten i -Werte noch zu hoch, wie das Beispiel des Trägerrostes der Abb. 1 zeigt. Bei genauer Nachrechnung ergibt sich, daß bei drei Querträgern mit

$i = 1,87$	1,80	1,67	1,55	1,40
für $z = 1$	2	5	10	20

übereinstimmende Werte erhalten werden, während $i_F = 1,95$ ist. Im praktisch häufigen Bereich bei $z = 10$ ist somit der von mir angegebene Wert $i = 1,6$ gut. Ähnlich verhält es sich bei anderer Querträgerzahl.

3. Die Ausführungen von Herrn Faltus treffen für drei Hauptträger zu. Für einen Trägerrost bestimmter Steifigkeit erhält man mit gleichem i die Werte der Mittel- und Randträger, dagegen müßte genau genommen für jede Steifigkeit ein anderes i gewählt werden.

Die Meßergebnisse, die zu dem falschen Schluß führten, wurden vom Verdrehungswiderstande der Trägerstäbchen beeinflusst, ein Umstand, dem bereits bei allen neueren Modellmessungen Rechnung getragen und über den demnächst von anderer Seite eingehend berichtet werden wird. Die Trägerrostmodelle für meine Messungen der gegenseitigen Beeinflussung mehrerer Querträger waren meist sehr steif, so daß schon kleine Verdrehungswiderstände gerade bei Randlasten zu kleine Durchbiegungen ergaben.

Leonhardt.

Zu Punkt 2 der vorstehenden Erwiderung möchte ich noch folgende Zahlenwerte hinzufügen:

Im Vergleich mit dem Ergebnis der genauen Berechnung erhält man das Biegemoment M_b mit folgenden Fehlern behaftet:

	für $z = 1$	2	5	10	20
bei Berechnung mit $i_F = 1,95$,					
Fehler in %	— 1,02	— 1,58	— 1,68	— 1,61	— 1,15
bei Berechnung mit $i_L = 1,60$,					
Fehler in %	+ 4,1	+ 2,5	+ 0,6	— 0,22	— 0,57

Die Rechnung nach Leonhardt ist also bei sehr steifen Querträgern genauer, die Rechnung nach Faltus jedoch im ganzen Bereich gleichmäßig gut und für leichte Querträger, die besonders im Stahlbau überwiegen, wesentlich genauer.

Dr.-Ing. Franz Faltus.

Herr Dr.-Ing. Leonhardt hat der vorstehenden Erwiderung nichts hinzuzufügen.

Die Schriftleitung.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Reichsverkehrsministerium, Eisenbahnabteilungen. Ernann: zum Regierungsbaurat: Amtsrat Nitschke.

b) Betriebsverwaltung. Ernann: zum Abteilungspräsidenten: Oberreichsbahnrat Gasteiger, Abteilungsleiter und Dezernent bei der RBD Karlsruhe; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbauassessoren Otto Kaiser bei der Oberbetriebsleitung West in Essen, Rauch, Vorstand des Betriebsamts Jülich, Franz Höhn in Berlin, Kurt Braun, Vorstand des Betriebsamts Düren, Kern, Vorstand des Neubauamts Berlin 7; — zum Reichsbahnratmann: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Hahnefeld in Schwarzenberg, Kratt in Karlsruhe, Prasch in München und Zeidler bei der Reichsbahndirektion Berlin.

Versetzt: die Oberreichsbahnrate Hipp, Dezernent der RBD Essen, als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Linz, Arnold, Dezernent der RBD Königsberg (Pr), als Dezernent zur RBD Dresden, Spröggel, Dezernent der RBD Dresden, als Dezernent zur RBD Hannover; — die Reichsbahnrate Curtius, Vorstand des Bahnamts Ortelsburg, als Vorstand zum Betriebsamt Oldenburg 2, Dr.-Ing. Backofen, Vorstand des Betriebsamts Wetzlar, als Vorstand zum Betriebsamt Friedberg (Hessen), Leisner, Vorstand des Betriebsamts Fürth (Bay.), als Dezernent zur RBD Nürnberg, Barthel, Vorstand des Betriebsamts Warburg (Westf.), als Dezernent zur RBD Hannover, Eissenhauer, Dezernent der RBD Essen, als Dezernent zur RBD Regensburg, Gerhard Fuchs, Vorstand des Betriebsamts Eßlingen, als Dezernent zur RBD Nürnberg, Hohlwein, Vorstand des Betriebsamts Düsseldorf, als Dezernent zur RBD Linz, Wenzel, Vorstand des Betriebsamts Frankenberg (Eder), als Vorstand zum Betriebsamt Stettin 1, Carl Klein, Vorstand des Betriebsamts Nordhausen 1, als Vorstand zum Betriebsamt Reichenberg, Bogenschütz, Vorstand des Betriebsamts Siegen, als Vorstand zum Betriebsamt Troppau, Rothe, Vorstand des Betriebsamts München 4, als Vorstand zum Betriebsamt Fürth (Bay.), Haigis, Vorstand des Betriebsamts Weißenfels, als Vorstand zum Betriebsamt Böhmisches-Leipa, Walter Albrecht, Vorstand des Betriebsamts Friedberg (Hessen), als Vorstand zum Betriebsamt Wetzlar, Semper, Vorstand des Neubauamts Erfurt, als Vorstand zum Betriebsamt Döbeln; die Reichsbahnbauassessoren Kossack, Vorstand des Neubauamts Marienburg, als Vorstand zum Betriebsamt Insterburg, Meßmann beim Betriebsamt Bremen 1 als Vorstand zum Betriebsamt Coesfeld, Pferner beim Betriebsamt Chemnitz 1 als Vorstand zum Betriebsamt Kreuzburg (Oberschles.), Merker bei der RBD Halle (Saale) als Vorstand zum Betriebsamt Köslin, Zimmer bei der RBD Stuttgart als Vorstand zum Betriebsamt Worms, Rieß bei der RBD Karlsruhe als Vorstand zum Betriebsamt Bamberg, Krieger beim Betriebsamt Gera als Vorstand zum Neubauamt Erfurt, Heinz Graf beim Neubauamt Zinten und Röver beim Betriebsamt München 1 als Vorstände zum Neubauämtern in den Bezirk der RBD Linz, Ludwig Hubert beim Betriebsamt Mainz zur RBD Dresden, Jahnke bei der RBD Hamburg zur RBD Nürnberg, Mark beim Neubauamt Berlin 5 zum Betriebsamt Salzburg 1, Welgel beim Neubauamt Zinten als Vorstand zum Neubauamt Marienburg, Schütte bei der RBD Nürnberg als Vorstand zum Neubauamt Würzburg.

Übertragen: dem Oberreichsbahnrat Kohout, Dezernent der RBD Nürnberg, die Leitung einer Abteilung; — dem Reichsbahnrat Gerhard Berndt, Vorstand des Neubauamts Linz 1, die Geschäfte eines Dezernenten bei der RBD Linz; — dem Reichsbahnbauassessor Hildebrandt bei der RBD München die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts München 4.

In den Ruhestand getreten: die Oberreichsbahnrate Paul Wolf, Vorstand des Betriebsamts Altenburg, Albrecht Schmidt, Dezernent der RBD Hannover und Vorstand des Betriebsamts Bremen 1, Lenth, Vorstand des Betriebsamts Friedberg (Hessen).

Gestorben: Oberreichsbahnrat Dölker, Dezernent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Kassel.

INHALT: Die Bauwerke der Reichsautobahnstrecke Ingolstadt—München. — Gekrümmte Stahlbrücken im Zuge der Reichsautobahn Hamburg—Lübeck. — Der Abfluß in eisernen Spundwandkanälen. — Vermischtes: Akademie des Bauwesens. — Vereinfachung der Baustoffzuteilung in der deutschen Bauwirtschaft. — Ein neuer großer Elmerkettenbegger. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalmeldungen.