

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 21. Juni 1940

Heft 26/27

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau einer Strombrücke.

Von Oberbaurat Th. Lutz.

1. Die alte Brücke.

Die vor rd. 80 Jahren erbaute alte Brücke diente sowohl dem Straßen- als auch dem Eisenbahnverkehr. Sie ist in Abb. 1 in der Ansicht und in Abb. 2a im Querschnitt dargestellt. Die Hauptträger waren vier bogenförmig ausgeschnittene, vollwandige Träger aus Schweißeisen. Zwischen den Hauptträgern, die durch Querträger starr miteinander verbunden waren, lag die Straßenfahrbahn, ein Hauptbahngleis und ein früher für ein zweites Gleis bestimmtes, aber in den 75 Jahren des Bestehens der Brücke von der Bahn nicht benutztes Feld, das nur der Überführung von

band eine unhaltbare Überlastung der Straßenbrücke mit häufigen Verkehrsstockungen. Die baupflichtige Straßenverwaltung und die zuständige Eisenbahnverwaltung entschlossen sich deshalb zu einer Erneuerung der Brücke, da auch der dem Eisenbahnverkehr dienende Brückenteil den Anforderungen dieses Betriebes nicht mehr genügte.

2. Die Grundlagen des Bauentwurfs.

Die Zusammenarbeit der beiden Verwaltungen führte nach vielen Verhandlungen im Herbst 1936 zu einem Vertrag, in dem die technischen

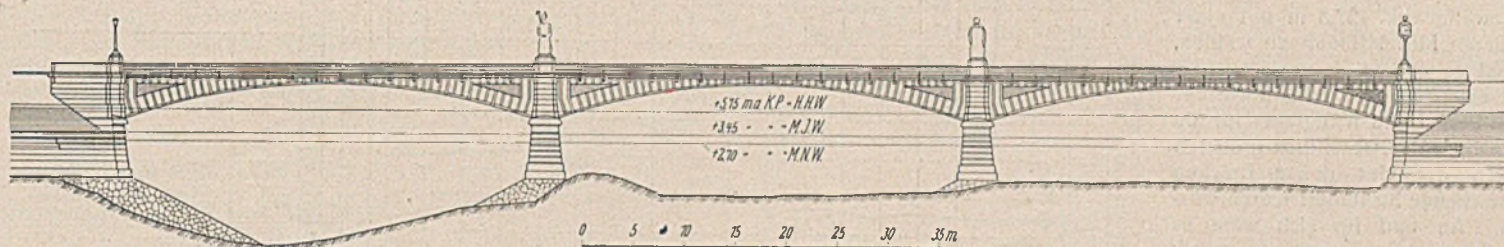


Abb. 1. Ansicht der alten Brücke.

Wasser-, Gas- und Kabelleitungen diente. Die Stützweite der drei Brückenöffnungen betrug je 42,6 m, die Gesamtlänge der Brücke also 127,8 m und die Gesamtbreite — zwischen den Geländern der Fußsteige gemessen — 17,8 m. Die Fahrbahn für den Straßenverkehr hatte zwischen den 45 cm breiten Trägergurten nur eine Brelte von 5,4 m. Die Breite der übrigen beiden Brückenfelder betrug je 3,45 m und die nutzbare Breite der Gehwege, die an den äußeren Trägern ausgekragt waren, je 1,85 m. An den Auflagern waren die Hauptträger 5,3 m und in den Bogenscheiteln 2 m hoch. Hieraus ergab sich ein Bogenpfeil von 3,3 m. Die obere Gurtung der Hauptträger lag über der Mittelöffnung waagrecht und in den beiden Seitenöffnungen in dem mäßigen Gefälle von 0,35 %.

Statisch waren die über den Pfeilern zusammengenieteten Hauptträger als durchlaufende Balken anzusprechen. Eine Eigentümlichkeit der Bauweise bestand darin, daß die Träger nur in schwach belastetem Zustande die Eigenschaft eines frei aufliegenden Tragwerks hatten. Einer unerwünschten Durchbiegung der Hauptträger bei stärkerer Belastung und ihrer Längenänderung infolge von Temperaturschwankungen war durch starre Widerlager ein Widerstand entgegengesetzt. Die Träger übten bei Temperaturdehnungen oder hoher Verkehrsbelastung auf ihre Widerlager einen waagerechten Schub aus und wirkten dann mehr oder weniger als Bogenträger. Die Brücke war also gleichsam im Winter eine Balkenbrücke und im Sommer eine Bogenbrücke.

Die starke Verkehrszunahme in den letzten Jahren vor dem Umbau veranlaßte auf dem schmalen, nur 5,4 m breiten Verkehrs-

Grundlagen des Umbauentwurfs, der Bauarbeitsplan, die Abgrenzung der beiderseitigen, einander eng berührenden Baugebiete, die gegenseitigen finanziellen Verpflichtungen und Zuständigkeiten festgelegt sowie die baulichen Leistungen beider Bauherren für die Erneuerung der Straßen- und Eisenbahnbrücke mit den zugehörigen Nebenanlagen genau umrissen und endlich die beiderseitigen Eigentumsanteile und die Unterhaltungspflichten an dem vollendeten Gesamtbauwerk geregelt wurden.

Um die der alten Brücke anhaftenden Mängel gründlich zu beseitigen und einen endgültigen, auf lange Zeit hinaus alle Verkehrsbedürfnisse befriedigenden Zustand zu schaffen, umfaßte der Gesamtentwurf nicht nur die Erneuerung der Brücke mit der dadurch bedingten Umgestaltung der Bahn- und Straßenrampen, sondern erstreckte sich auf die Beseitigung der verkehrsstörenden, manche Gefahren in sich bergenden drei schienengleichen Bahnübergänge, die durch Unterführungen ersetzt wurden. Dabei

handelte es sich um zwei Fußwegübergänge an beiden Brückenköpfen und einen verkehrsreichen Straßenübergang an der rechtsufrigen Hauptzufahrtstraße zur Strombrücke, über den etwa 70 % des gesamten Brückenverkehrs sich bewegten. (Nach der Verkehrszählung vom Juni 1934 waren es an diesem Bahnübergang in 12 Tagesstunden rd. 15 000 Fahrzeuge und Radfahrer und 11 000 Fußgänger.)

Bei der Entwurfsbearbeitung war vor allem über die technischen Maßnahmen zu entscheiden, die zu treffen waren, wenn die Pfeiler und Widerlager der alten Brücke zur Auflagerung der neuen Stahlüberbauten wieder benutzt wer-

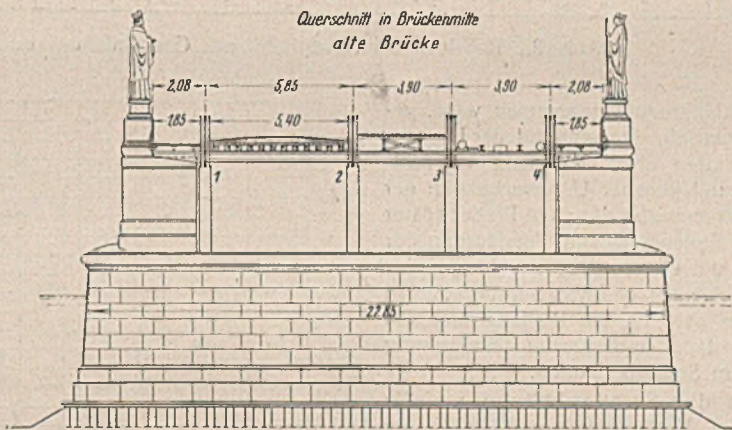


Abb. 2a.

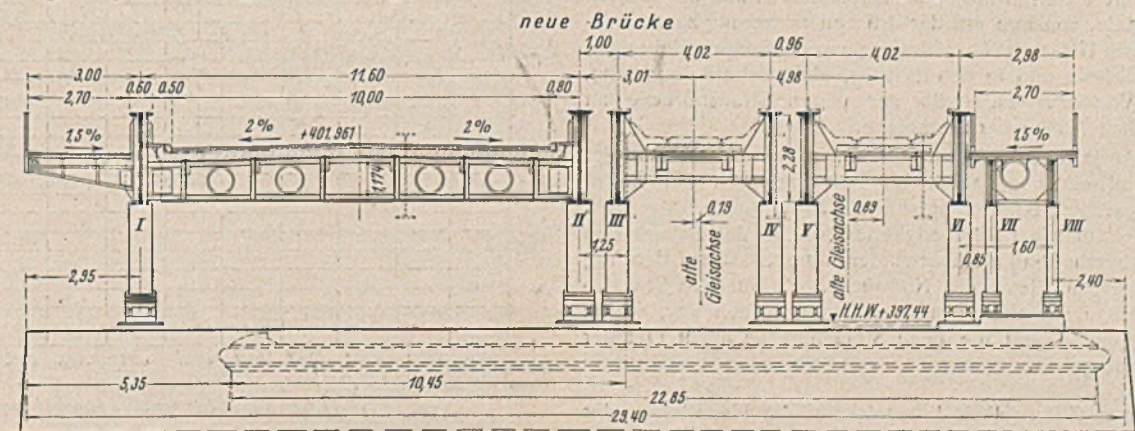


Abb. 2b.

Bahnrampen auf beiden Seiten der Brücke. Die Trennungslinie zwischen dem Baugebiet der Straßenverwaltung und jenem der Eisenbahnverwaltung bildete die Mitte zwischen dem östlichen Hauptträger (II) der Straßenbrücke und dem westlichen Hauptträger (III) der neben der Straßenbrücke liegenden Eisenbahnbrücke, deren Überbau aber auf eine spätere Zeit verschoben wurde. Die stromauf gelegene, von beiden Bauherren gemeinsam finanzierte Fußwegbrücke wurde als Ersatz für den über die alte Brücke führenden östlichen Gehweg aus baulichen Zweckmäßigkeitsgründen in den Bauplan der Eisenbahnverwaltung aufgenommen, ging dann aber in das Eigentum und in die Unterhaltungsfürsorge der Straßenverwaltung über.

3. Baugrundbeschaffenheit, Wasserstände.

Zur Erforschung der Baugrundverhältnisse im Strombett und auf den Vorländern, über die keine zuverlässigen Angaben vorlagen, wurden im Frühjahr 1935 an neun Stellen im Strombett und auf den Vorländern Bohrungen nach dem Verfahren von Dr.-Ing. Burkhardt²⁾ durchgeführt. Abb. 3 zeigt die Ganglinie des Bohrpfahles und die Bodenschichten für das Bohrloch am Nordpfeiler, das bis auf 17,05 m unter Flußsohle abgeteufelt wurde.

Die Bohrungen gaben einen sicheren Einblick in die Beschaffenheit und Tragfähigkeit des Baugrundes und bildeten so wertvolle Unterlagen für den Entwurf, die Vergebung und Ausführung der Gründungsarbeiten an den Pfeilern, Widerlagern und Unterführungen sowie für die Beurteilung der Rammbarkeit und Tragfähigkeit von Pfählen.

für die in den beiden folgenden Abschnitten beschriebenen, teilweise recht schwierigen Gründungs- und Verstärkungsarbeiten an den Pfeilern und Widerlagern eine wesentliche Rolle spielte.

4. Pfeiler und Widerlager.

a) Pfeiler- und Widerlagerverlängerung. Ich habe schon unter 2. auf die Gründe hingewiesen, die eine Beibehaltung der bestehenden Pfeiler angezeigt erscheinen ließen. Infolgedessen ergab sich die Notwendigkeit, diese Bauwerke stromab im Bereich der neuen Straßenbrücke zu verlängern, die alten Pfeiler in ihrer ganzen Ausdehnung zu verstärken und sie sowie die Landwiderlager umzubauen, d. h. dem neuen Brückenüberbau anzupassen.

Die alten, aus Muschelsandstein (mariner Molasse) bestehenden Pfeiler und Widerlager sind auf Holzpahlroste gegründet (Abb. 5 bis 8). An den beiden Pfeilern wurden je 192 und an den Widerlagern je 310 Pfähle, insgesamt also 1004 Pfähle von 35 bis 40 cm Durchm. und 11 m Länge unter den Pahlrostplatten eingerammt. Die auf diesen Pfählen liegenden doppelten Holzplatten bildeten seiner Zeit die Böden der hölzernen Senkkasten, mittels derer das Mauerwerk ohne jede Wasserhaltung auf die vorher unter Wasser abgesägten Pfähle abgesenkt wurde. Nach Angaben des Erbauers der alten Brücke betrug die größte Belastung eines Pfahles 14 t, während er die tatsächliche Tragfähigkeit auf 66 t schätzte. Die Lastübertragung findet lediglich durch Reibung (sog. schwimmende Gründung) statt, wobei die Verdichtung des an und für sich weichen Untergrundes (glazialer, von Sand und Kies durchsetzter Ton, sog. Bändertone) durch die zahlreichen, in Abständen von etwa 75 cm voneinander eingerammten Pfähle nicht unwesentlich zur Erhöhung des Reibungswiderstandes und damit der Tragfähigkeit der Holzpfähle beigetragen haben mag.

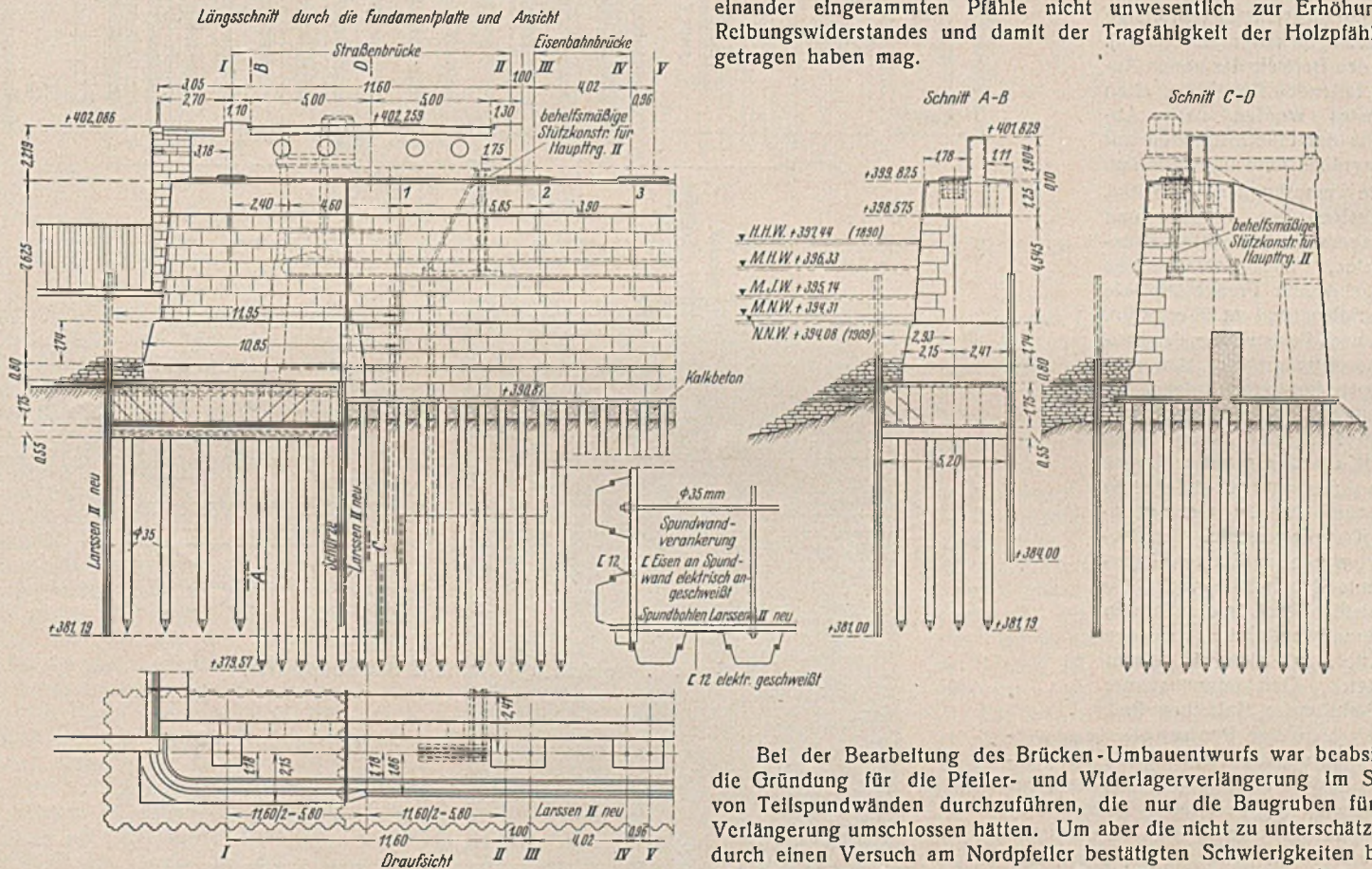


Abb. 5. Rechtes Widerlager.

Abb. 4 veranschaulicht den Jahresverlauf der Wasserstände für ein Hochwasserjahr (1910) und für ein Niedrigwasserjahr (1921) sowie die aus 20-jährigen (1908/1929) Pegelaufzeichnungen gefundenen höchsten und niedrigsten Monatsmittel. Während die Schwankung zwischen dem niedrigsten und höchsten Wasserstande im Jahre 1910 2,56 m betrug, erreichte sie 1921 nur 1,24 m. Im Mittel beträgt die jährliche Wasserstandsschwankung rd. 2 m und der Unterschied zwischen dem tiefsten, im Jahre 1858 beobachteten und dem höchsten, 1817 aufgezeichneten Wasserstande 3,98 m.

Infolge der geographischen Lage des Haupteinzugsgebiets fallen die niedrigen Wasserstände in den Winter und erreichen in der Regel im März ihren tiefsten Stand. Von da ab beginnt der Fluß zu steigen, zuerst langsam bis in den Mai, um dann rascher seinem Höchststande zuzustreben, den er meistens Ende Juni erreicht. Dieser Jahresverlauf der Wasserstände bringt es mit sich, daß Wasserbauten in der Regel in den Wintermonaten, also in der ungünstigsten Jahreszeit, ausgeführt werden müssen, ein Umstand, der auch bei der Festlegung des Bauarbeitsplanes

Bei der Bearbeitung des Brücken-Umbauentwurfs war beabsichtigt, die Gründung für die Pfeiler- und Widerlagerverlängerung im Schutze von Teilsplundwänden durchzuführen, die nur die Baugruben für diese Verlängerung umschlossen hätten. Um aber die nicht zu unterschätzenden, durch einen Versuch am Nordpfeiler bestätigten Schwierigkeiten bei der Abdichtung der Baugruben an den Anschlüssen der neuen Anbauten an die alten Bauwerke zu vermeiden und die Möglichkeit einer Untersuchung des Zustandes der Pahlroste und des unter Wasser liegenden Mauerwerks sowie die Voraussetzungen für etwaige Verstärkungsarbeiten an den vorhandenen Bauwerken zu schaffen, entschlossen sich die Bauleitungen zu einer Gesamtumspundung der vier Bauwerke mit Stahlsplundwänden.

Nach Trockenlegen der Baugruben mittels maschineller Wasserhaltung zeigte sich denn auch die Zweckmäßigkeit dieser Maßnahme. Zwar waren die Rostpfähle, wie erwartet, noch recht gut erhalten; es stellte sich aber heraus, daß die Pahlrostplatten nicht überall satt auf den Pahlköpfen aufsaßen und bei den Pfeilern etwa ein Viertel aller Pfähle an der Lastübertragung überhaupt nicht beteiligt war. Ferner hatte das Muschelsandstein-Mauerwerk der Pfeiler während seines 75-jährigen Bestandes unter Wasser stark gelitten. Die Quader wiesen zahlreiche Risse auf und ließen sich bis auf eine Tiefe von etwa 10 cm unter der Außenfläche leicht abkratzen; außerdem waren die Stoß- und Lagerfugen stark ausgewaschen (Abb. 14). Aus diesem ungünstigen Befund ergab sich die Notwendigkeit, die beiden alten Pfeiler nach dem unten beschriebenen Verfahren zu unterfangen und zu verstärken. Das Mauerwerk der Widerlager befand sich in einem wesentlich besseren Zustande. Hier waren

²⁾ Bautechn. 1933, Heft 1/2, S. 14.

besondere Verstärkungs- oder Instandsetzungsarbeiten mit Ausnahme der Ausbesserung der unter Wasser liegenden Fugen des noch stehengebliebenen Teils des Mauerwerks nicht erforderlich.

Die Gründung der zur Auflagerung des westlichen Hauptträgers (I) der neuen Straßenbrücke auf der Unterstromseite bestimmten Anbauten an die vorhandenen Pfeiler und Widerlager wurde unabhängig von den Unterfangungs- und Verstärkungsarbeiten und diesen vorausgehend im Schutze der Spundwände (Larsen II neu) in offener Baugrube durchgeführt. Nach Wegnahme der Standbilder an den Pfeilern und der Aufbauten an den Widerlagern, Abbruch der Gehwegträger des alten Überbaues und der Vorköpfe, Beseitigung der Steinschüttungen, Freilegung der Pfahlroste und Ausräumung der Stromsohle bis auf die planmäßige Tiefe wurden, nachdem die Spundwandringe um die Bauwerke geschlossen waren, an den Abbruchstellen Querschürzen aus 10 m langen Spundbohlen mit ihren Oberkanten bis auf die Gründungssohle niedergedrammt und auf diese Weise für die Pfeiler- und Widerlagerverlängerungen in sich geschlossene, kastenförmige Baugruben geschaffen (Abb. 5 bis 8). Die in den Bereich der neuen Anbauten fallenden Pfähle des alten Pfahlrostes wurden nach Abstemmen der Pfahlrostplatten auf der Baugrubensohle abgeschnitten.

Die ursprüngliche Absicht, die Lasten der Pfeiler- und Widerlageranbauten mittels eisenbewehrter, im Bohrverfahren niedergebrachter Preßbetonpfähle auf den Baugrund zu übertragen, wurde nach Feststellung der Baugrundbeschaffenheit in den ausgepumpten Baugruben aufgegeben und dafür die schon angedeutete schachtähnliche Gründung gewählt, die den gleichen Zweck ebenso sicher, aber mit einfacheren technischen Mitteln und geringeren Kosten erreichte. Der Baugrund wurde mittels niedergedrammter Holzpfähle von 6 bis 8 m bleibender Länge innerhalb des Spundwandkastens solange verdichtet, bis sich mit einem schweren Dampfhammer kein Pfahl mehr eintreiben ließ.

Vorher wurde eine Probelastung vorgenommen, um die Tragfähigkeit des Baugrundes in dem allseitig geschlossenen, das Ausweichen des belasteten Bodens verhindernden Spundwandkasten zu ermitteln. In einem 40 cm weiten, bis 4 m unter die Gründungssohle niedergebrachten Stahlrohr wurde mittels eines reibungsfrei im Rohr geführten Stempels und einer Wasserdruknpresse der Boden im Rohr zusammengepreßt. Bei einer Drucksteigerung bis auf 11 kg/cm² ergab sich eine Zusammendrückung des Bodenkerns im Rohr von 25 mm, wobei aus dem Rohr Wasser herausgepreßt wurde. Die Annahme, daß diese Bodensetzung hauptsächlich auf den Wassergehalt des Untergrundes zurückzuführen sei, wurde bestätigt, als der Druck aufgehoben und erneut allmählich bis auf 20,8 kg/cm² gesteigert wurde, dabei ergab sich bei einem Druck bis zu 8,34 kg/cm² keine weitere Senkung; bei einer Drucksteigerung auf 14,2 kg/cm² trat eine Senkung von 3,5 mm und bei Erhöhung des Druckes auf 20,8 kg/cm² eine weitere Senkung von 6 mm ein. Dieses Ergebnis ließ den Schluß zu, daß der durch die Holzpfähle künstlich verdichtete Untergrund, der zudem durch die bis zu 10,6 m unter die Gründungssohlen hinabreichenden

Spundwände am seitlichen Ausweichen verhindert ist, die rechnerisch ermittelte größte Baugrundbeanspruchung von 2,8 kg/cm² aufzunehmen vermag, zumal die Pfahlreibung und die Mitwirkung der Spundwände bei der Lastübertragung die Sicherheit der Gründung noch wesentlich erhöhen. Um eine sichere Mitwirkung der Spundwände bei der Lastübertragung zu erzielen, wurden sie durch kräftige Rundisenanker verbunden, die in die eisenbewehrte, 1,5 m dicke, satt an die Spundwände heranbetonierte Grundplatte eingebettet waren.

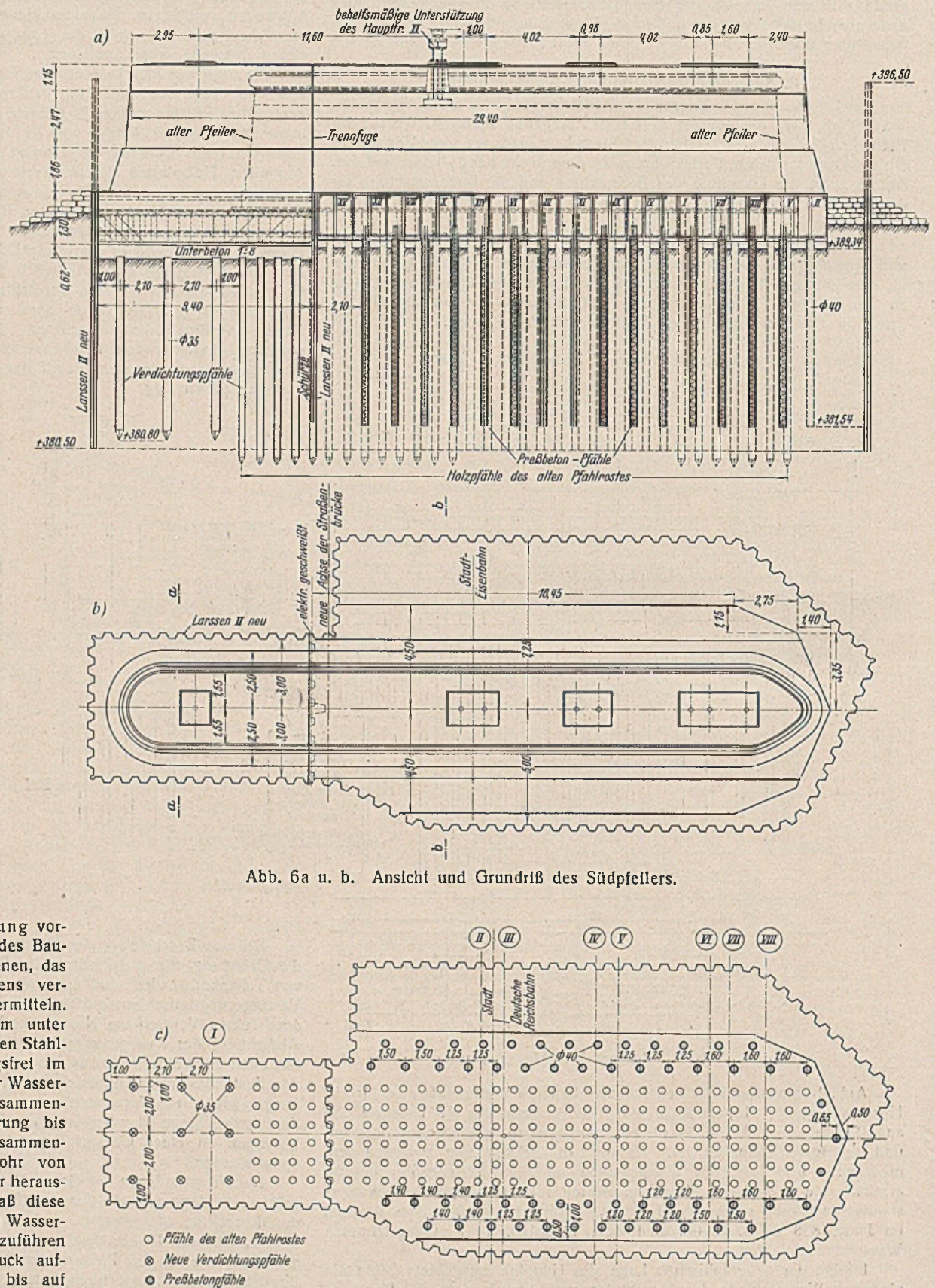


Abb. 6a u. b. Ansicht und Grundriß des Südpfeilers.

Abb. 6c. Alte und neue Gründungspfähle eines Pfeilers (Grundriß).

Während die Gründungsarbeiten der neuen Anbauten an den beiden Pfeilern und am rechten Widerlager keine ungewöhnlichen Schwierigkeiten verursachten und der Wasserspiegel in den Baugruben mit drei Kreiselpumpen von 175 bis 200 mm Saug- und Druckrohrweite unter die Gründungssohlen abgesenkt und nach Dichtung der Spundwandschlösser

mit einer bis zwei, zum Teil sogar gedrosselten Pumpen auf dieser Tiefe gehalten werden konnte, stellte sich beim linken Widerlager starker Wasserandrang von unten ein, der ein Absenken des Wasserspiegels auf die zur Trockenlegung der Baugrube erforderliche Tiefe (bis zu 7,52 m unter dem Flußwasserspiegel) selbst beim Einsatz von sechs Kreiselpumpen nicht gelingen ließ. Es gelang mit dieser Pumpenleistung nur eine Absenkung des Wasserspiegels bis zu 90 cm. Dieser starke Wasser-

andrang rührte vermutlich daher, daß beim Bau der alten Brücke das ehemalige tiefe Flußbett am linken Ufer im Bereich des Widerlagers mit Steinen und Geröll, also mit stark wasserdurchlässigem Schüttgut, angefüllt worden war.

Der aufgehende Teil der neuen Pfeileranbauten besteht aus Stampfbeton 1:8 mit Sandvorsatz 1:3 unter Niederwasser und bearbeitetem

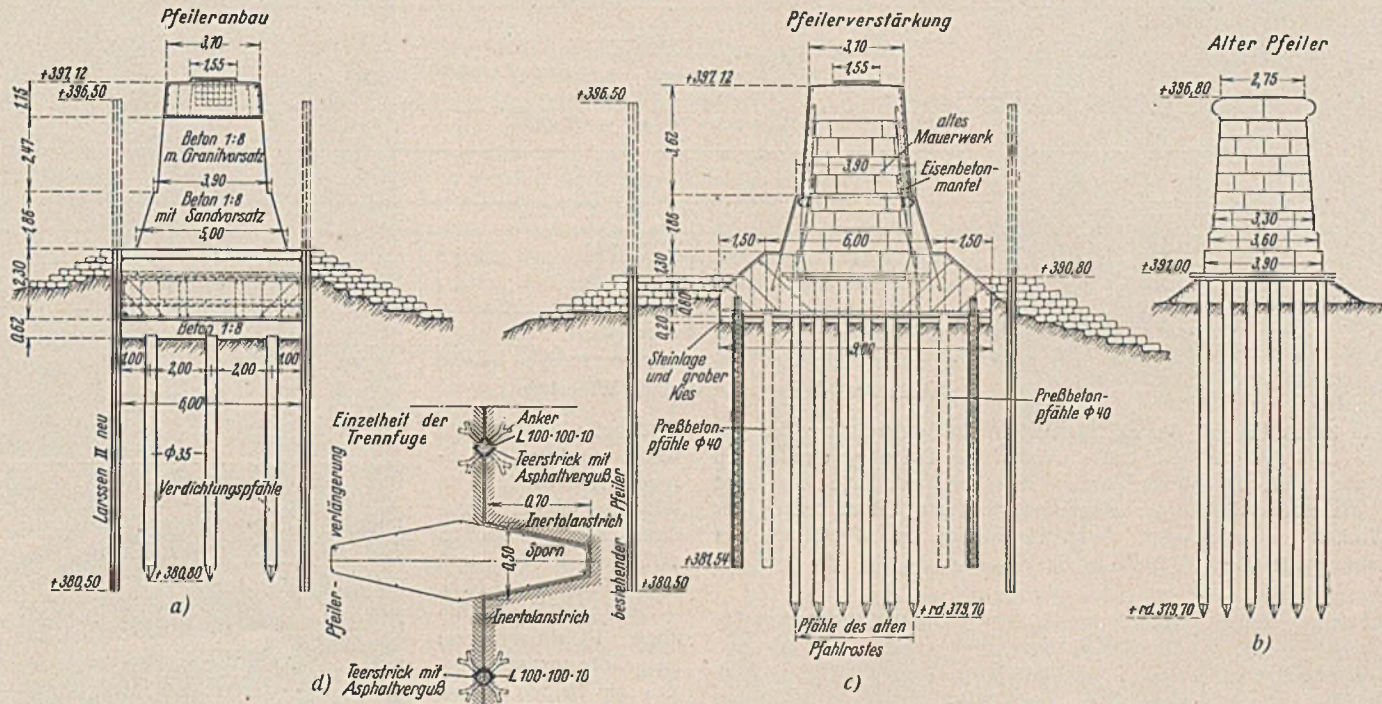


Abb. 7a bis d. Pfeilerquerschnitte und Ausbildung der Trennfugen (Grundriß).

andrang rührte vermutlich daher, daß beim Bau der alten Brücke das ehemalige tiefe Flußbett am linken Ufer im Bereich des Widerlagers mit Steinen und Geröll, also mit stark wasserdurchlässigem Schüttgut, angefüllt worden war.

Durch Einpressen von 35 t Zement mittels Preßanlagen, die möglichst gleichmäßig verteilt in den Untergrund eingetrieben wurden, gelang es schließlich, den Untergrund innerhalb des Spundwandkastens so weit zu verdichten, daß der Wasserspiegel wenigstens auf N.N. + 392,15 m abgesenkt werden konnte. Nach Ausschachten der Baugrube, Einbringen einer 20 cm hohen Betonlage und Verlegen der Eisen der Grundplatte zeigten sich wiederum neue starke Quellen auf der Baugrubensohle, so daß es ausgeschlossen schien, die Eisenbetonplatte ohne kostspielige, die Arbeiten stark verzögernde Maßnahmen im Trockenem einzubauen. Da aber nach dem Einrammen der Verdichtungspfähle, das den bezeichneten Arbeiten vorausging, die Tragfähigkeit des Baugrundes auf der erreichten Tiefe (392,15) nicht anzuzweifeln war, wurde auf die weitere Ausschachtung bis auf die im Entwurf vorgesehene Tiefe (389,17) verzichtet, die Wasserhaltungsanlage stillgelegt und etwa ein Drittel des Betons der

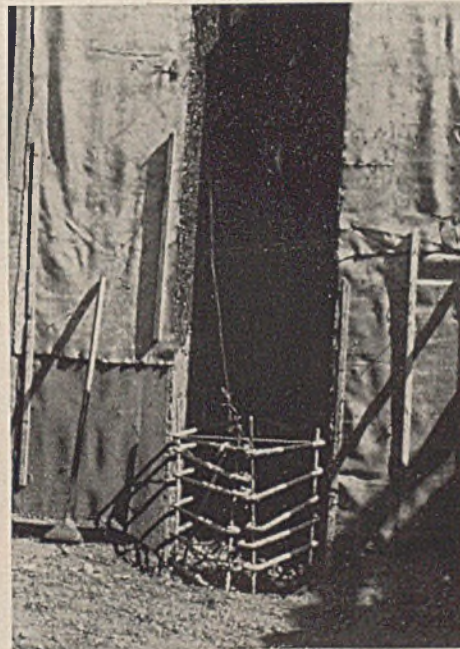
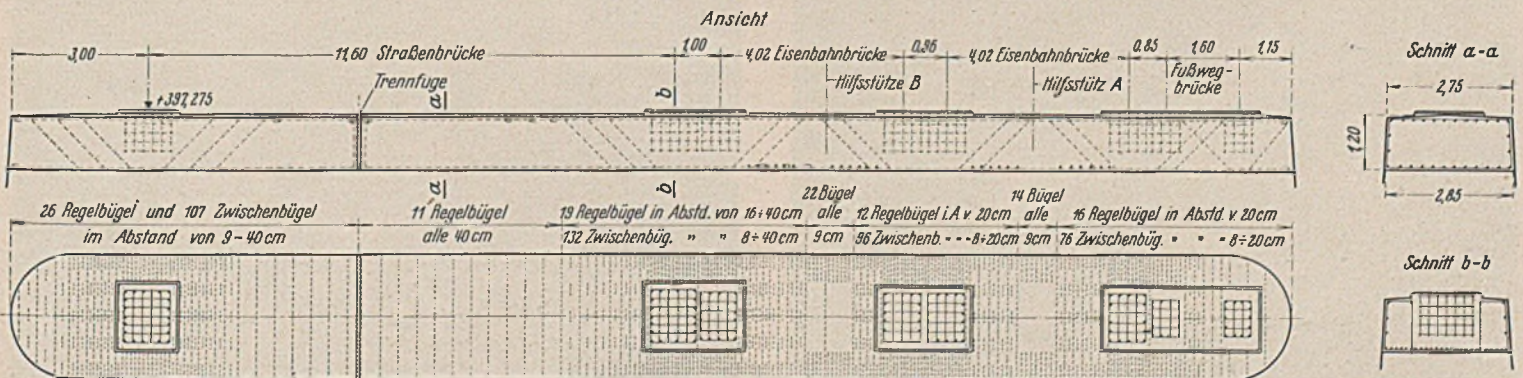


Abb. 8. Eisenbetonsporn einer Trennfuge.

Granitvorsatz 1:3 über Niederwasser. Die ebenfalls in Stampfbeton hochgeführten neuen Widerlageranbauten wurden mit den anschließenden Flügel- und Stützmauern über Niederwasser bzw. über Gelände mit bossierten Schichtensteinen aus Schwarzwälder Naturgranit verkleidet.

Um eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Auflagerdrücke der neuen Stahlüberbauten auf die Pfeiler und Widerlager zu erreichen, wurden neue Auflagerbänke aus Eisenbeton mit bearbeitetem Granitvorsatz hergestellt, die unter den Brückenauglern eine kräftige Korb- bewehrung mit Druckverteilungsseisen erhielten. Die Einzelheiten der Auflagerbänke, auf deren Ausführung ich im Abschnitt 5b noch zurück- kommen werde, sind in Abb. 9 u. 10 dargestellt.

Die Pfeiler- und Widerlageranbauten wurden als selbständige, von den alten Pfeilern und Widerlagern unabhängige Baukörper ausgeführt, damit etwaige Senkungen dieser Anbauten sich nicht auf die alten Bauteile übertragen können. Zu diesem Zweck wurden bei allen vier Bau- werken an den Anschlußstellen der neuen An- bauten an die alten Baukörper künstliche, von den Gründungssohlen bis zu Oberkante der Auflager- bänke durchgehende, abgedichtete Trennfugen



Draufsicht mit Anordnung der Bügel

Abb. 9. Auflagerbank eines Pfeilers.

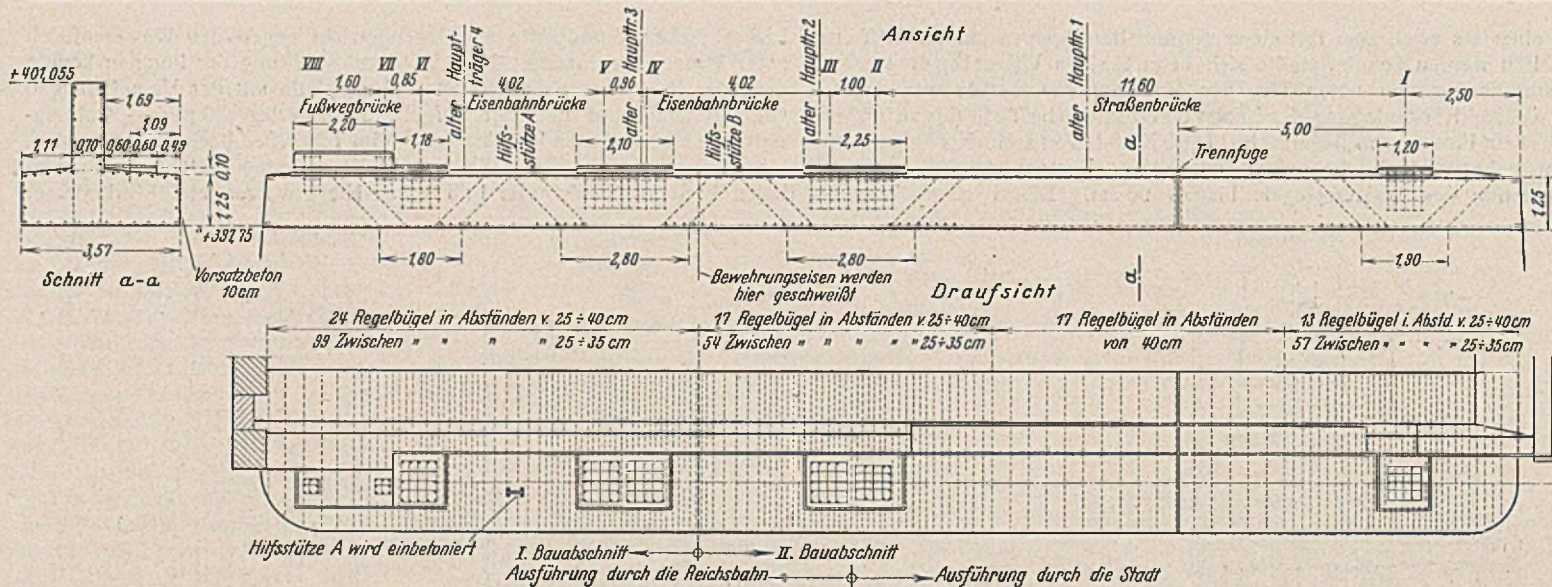


Abb. 10. Auflagerbank eines Widerlagers.

angeordnet. Zur Aufnahme der auf die Pfeiler und Widerlager wirkenden Bremskräfte und anderer Schubkräfte wurden die Trennfugen unter den Auflagerbänken mit Eisenbetonspornen versehen, die wie Nut und Feder in die neuen Baukörper eingreifen, und zu beiden Seiten der Sporne Winkelisen eingesetzt, deren Hohlräume mit Teerstrick und Bitumen abgedichtet sind (Abb. 7d u. 8).

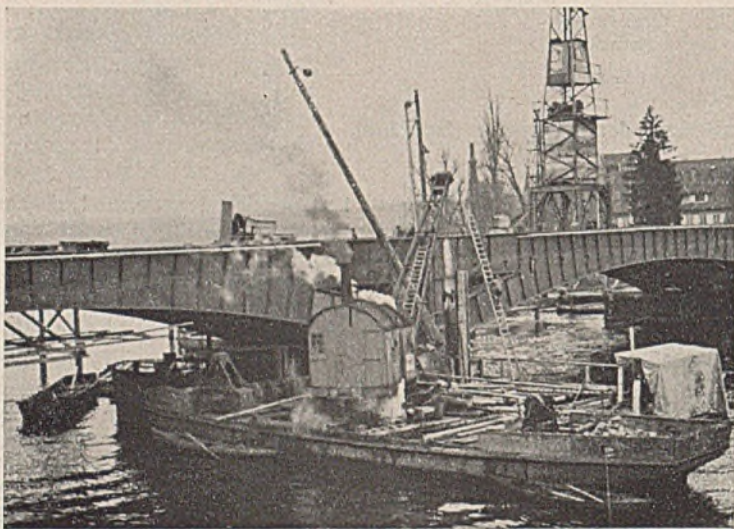


Abb. 11. Rammen der Pfeilerspundwände.

b) Die Unterfangung und Verstärkung der alten Pfeiler, die infolge des schlechten Zustandes des Muschelsandstein-Mauerwerks unter Wasser und wegen der ungünstigen Lastverteilung auf die vorhandenen Holzpfähle notwendig geworden war, geschah im Schutze der Spundwände, die wegen des eingetretenen Hochwassers durch aufgesetzte

Eisenbetonkränze erhöht werden mußten, bei offener Wasserhaltung in folgender Weise. Nachdem die Baugruben zwischen Pfeiler und Spundwand bis auf N.N. + 389,34 (1,6 m unter die alten Pfahlrostplatten) ausgehoben waren, wurden zu beiden Seiten jeden Pfeilers und an den östlichen Vorköpfen je 57 eisenbewehrte Preßbetonpfähle von 40 cm Durchm. und 8 bis 10 m Länge im Bohrverfahren niedergebracht. Hierauf wurde der den Raum zwischen den Pfahlrostplatten und der natürlichen Flußsohle ausfüllende Kalkbeton weggeräumt, die Flußsohle unter den Pfeilern bis auf die neue Gründungssohle (+ 389,34) ausgehoben, der äußere Rand der Pfahlrostplatte soweit erforderlich abgestemmt und eine 20 cm hohe Grobkieslage eingebracht. Nachdem noch die Pfähle, die der Verlegung der Rundisen der breit ausladenden, an der Sohle 9 m messenden Eisenbetonplatten zur Unterfangung der Pfeiler im Wege standen, auf der Gründungssohle abgeschnitten und die Pfähle, auf denen die Pfahlrostplatten nicht aufsaßen, gehörig an sie

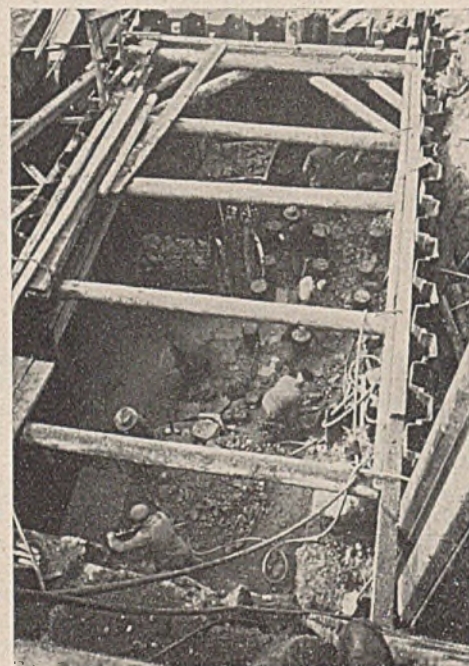


Abb. 12. Freigelegte Holzpfähle am rechten Widerlager.

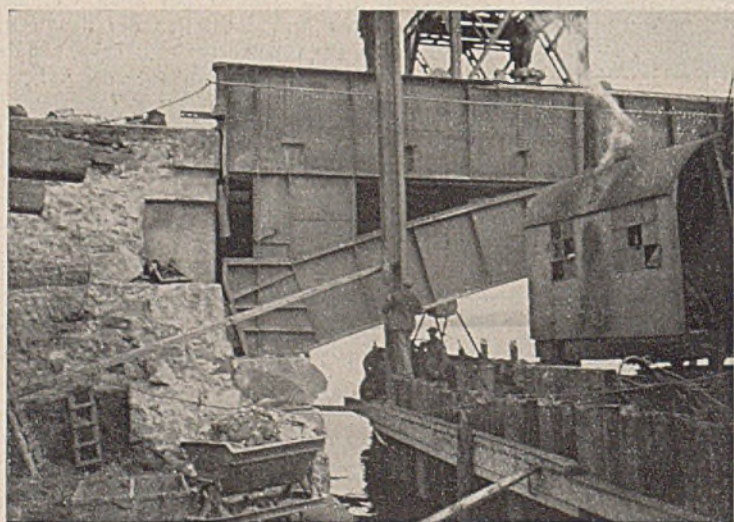


Abb. 13. Abbruch des rechten Widerlagers und Rammen der Spundwand.



Abb. 14. Das alte Mauerwerk eines trockengelegten Pfeilers mit Spundwandabstützung.



Abb. 15. Niederbringen der Bohrröhre für die Preßbetonpfähle der Pfeilerunterfangung.

angekeilt waren, um sie zur Lastübertragung heranzuziehen, waren die Vorbereitungen für den Einbau der Unterfangung getroffen.

Um das alte Pfeilermauerwerk nicht zu gefährden und den Eisenbahnbetrieb auf der alten Brücke während der Unterfangungs- und Verstärkungsarbeiten, wenn auch mit sehr geringer Geschwindigkeit, ohne Unterbrechung aufrecht erhalten zu können, wurden die Pfeiler über den Pfahlrosten zangenförmig umfassenden Eisenbetonplatten in einzelnen, im Mittel 1,5 m breiten Streifen in der in Abb. 6a mit den Ziffern I bis XV bezeichneten Reihenfolge unter den Pfahlrostplatten eingebaut und die Eisen der Preß-

Brücke wieder aufgestellt werden müßten, neigten die Brückenbau-fachleute und auch die zur Beratung beigezogenen Kunstsachverständigen der gegenteiligen Auffassung zu. Man schloß sich diesem Standpunkte an und kam dahin überein, die Standbilder nicht mehr auf der neuen Brücke, sondern in unmittelbarer Nähe am Stromufer aufzustellen. Dieser Aufstellungsort hat, wie die Brücke selbst, Beziehungen zum Wasser und erfüllt außerdem die berechtigten Forderungen, die man aus Achtung vor dem Überkommenen und geschichtlich Gewordenen und damit auch im Sinne des Denkmalschutzes stellen kann.

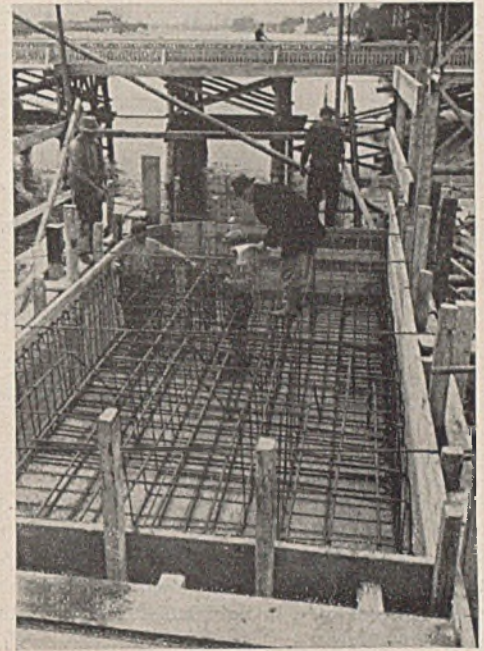


Abb. 16. Bewehrung der Auflagerbank am rechten Widerlagerbau.

betonpfähle in die Platten eingebunden. Nach Beendigung dieser schwierigen Arbeiten wurde die äußere, verwitterte Haut des alten Pfeilermauerwerks abgestemmt und um jeden Pfeiler ein Eisenbetonmantel, dessen Eisen in die Grundplatte eingreifen, von 40 cm Wanddicke gelegt (Abb. 7c). Zur Verhinderung einer Ablösung dieses Eisenbetonmantels vom alten Mauerwerk wurden auf Niedrigwasserhöhe in Längsabständen von 1 m quer durch das Mauerwerk gehende kräftige Rundisenanker eingezogen.

Nach Beendigung der Gründungs- und Verstärkungsarbeiten wurden die Stahlspundwände an den neuen Pfeiler- und Widerlageranbauten etwa auf der Oberkante der neuen Grundkörper und die übrigen um die Pfeiler und vor den Widerlagern geschlagenen Spundwände auf der Stromsohle durch Taucher unter Wasser abgebrannt.

Abb. 11 bis 18 zeigen einige Ausschnitte aus den Arbeiten an den Pfeilern und Widerlagern.

c) Die Standbilder der alten Brücke. Während der Entwurfsarbeiten für den Brückenumbau setzte zwischen den beiden Bauherren ein reger Meinungsaustausch über das Schicksal der Standbilder der alten Brücke ein. Während in der Öffentlichkeit vornehmlich die Meinung vertreten wurde, daß die vier überlebensgroßen Figuren auf der neuen

5. Das Stahltragwerk der neuen Straßenbrücke.

a) Bauliche Durchbildung. Bei der Wahl der Trägerart für die neuen Stahlüberbauten mußte darauf geachtet werden, daß die äußere, d. h. die geometrische Form der Hauptträger der Straßenbrücke mit derjenigen der Eisenbahnbrücken übereinstimmte; denn es ging selbstverständlich nicht an, daß hier nur nach rein technischen Zweckmäßigkeits-

gründen entschieden werden konnte. Es mußte in erster Linie auf die Wirkung der neuen Brücke im Landschaftsbild Rücksicht genommen werden. Die örtlichen Besonderheiten (Wasserstände, Belange der Schifffahrt, Steigungsverhältnisse der Rampen) brachten es mit sich, daß für die Hauptträger nur geringe Höhen zur Verfügung standen, die aber mit Rücksicht auf ihre Durchbiegung unter den Verkehrslasten unter

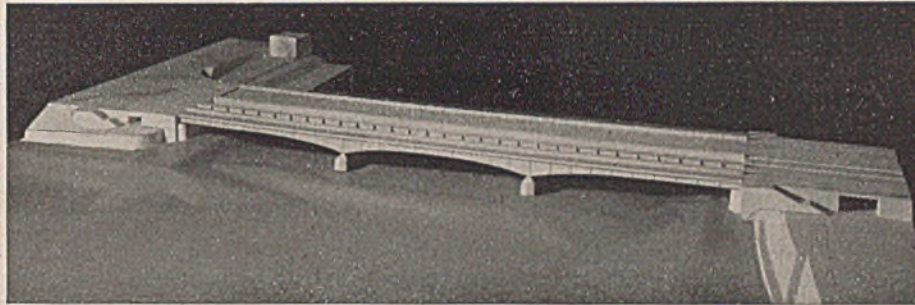


Abb. 19. Das Modell der neuen Brücke.

ein bestimmtes Maß nicht mehr herabgedrückt werden konnten. Ein großer Teil der Widerstandsmomente mußte deshalb in die Gurtungen gelegt werden. Dazu kam, daß die Verschiedenartigkeit der Inanspruchnahme des Tragwerks durch die Eigengewichts- und Verkehrslasten bei der Straßenbrücke mit ihrem hohen Eigengewicht, aber geringeren Verkehrslasten und bei den Eisenbahnbrücken mit ihrem geringeren Eigengewicht und höheren, dynamisch stärker wirkenden Verkehrslasten

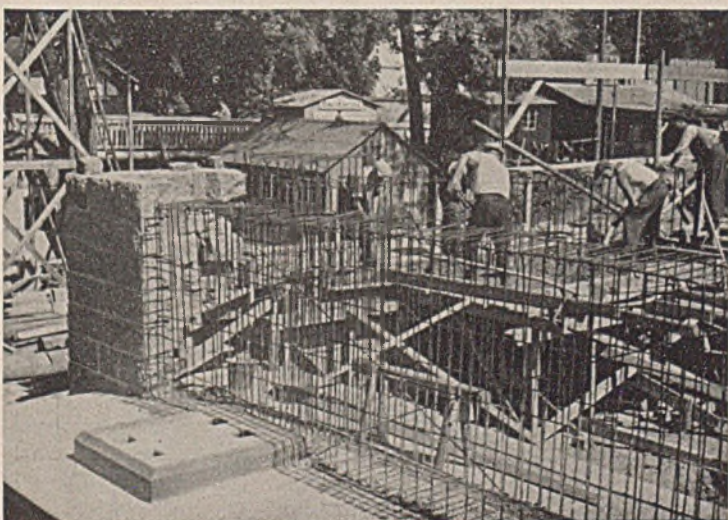


Abb. 17. Bewehrung der Kammerwand am rechten Widerlager.

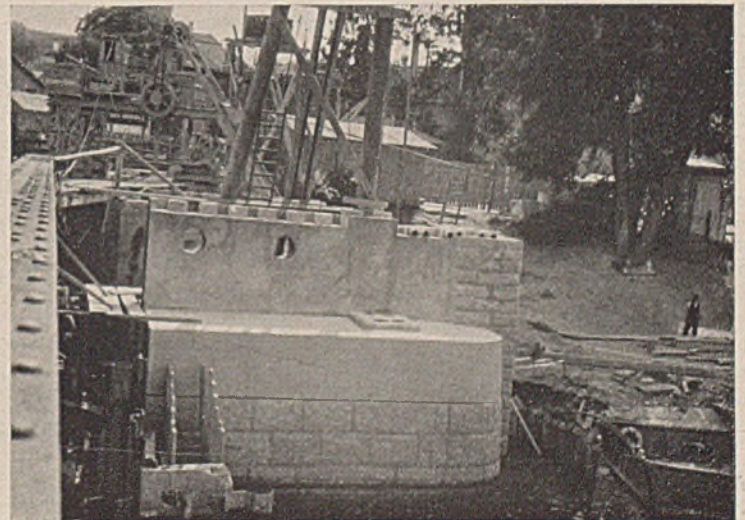


Abb. 18. Der fertige Anbau am linken Widerlager.

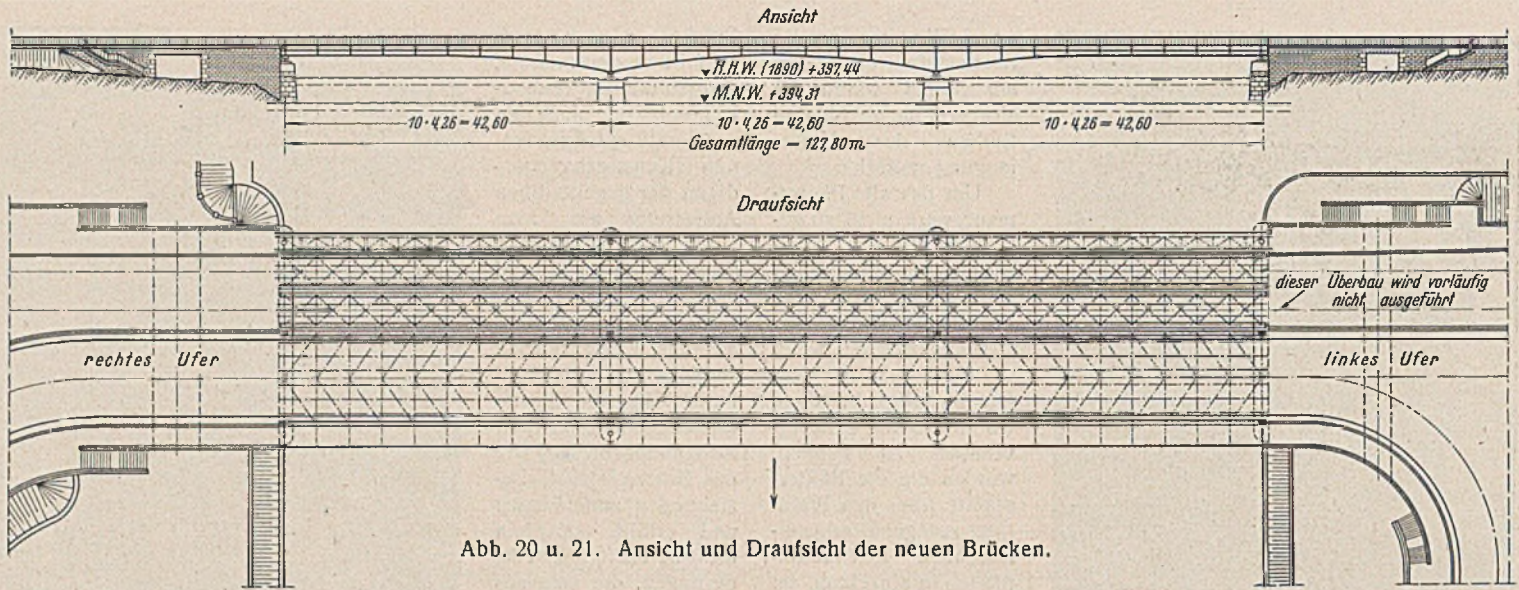


Abb. 20 u. 21. Ansicht und Draufsicht der neuen Brücken.

nicht unerhebliche Schwierigkeiten verursachte, wenn man die Tragwerke beider Brückenarten in ihrer äußeren Erscheinung miteinander in Einklang bringen wollte.

Die Eisenbahnverwaltung mußte deshalb ihre ursprüngliche Absicht, für die Hauptträger der Eisenbahnbrücken 4,5 m hohe, vollwandige Parallelträger zu verwenden, wegen der Beeinträchtigung des Landschaftsbildes aufgeben und sich nach Durcharbeitung mehrerer Vergleichsentwürfe schließlich den vom Verfasser vorgeschlagenen, schon im ersten

auch für die Eisenbahnbrücken und begegnete der Gefahr unerwünschter Senkungen der Pfeiler und Widerlager durch sorgfältige Gründung der neuen Anbauten und Verstärkung der alten Pfeiler. Bei den fortlaufenden Beobachtungen und Nachmessungen konnten bisher keinerlei mit dem Nivellierinstrument meßbare Senkungen festgestellt werden.

Der Stegblechumriß der vollwandigen Hauptträger der Straßenbrücke und der Eisenbahnbrücken ist in Abb. 22 dargestellt. Die Stegblechhöhe beträgt an den Landauflagern und in der Mitte der drei

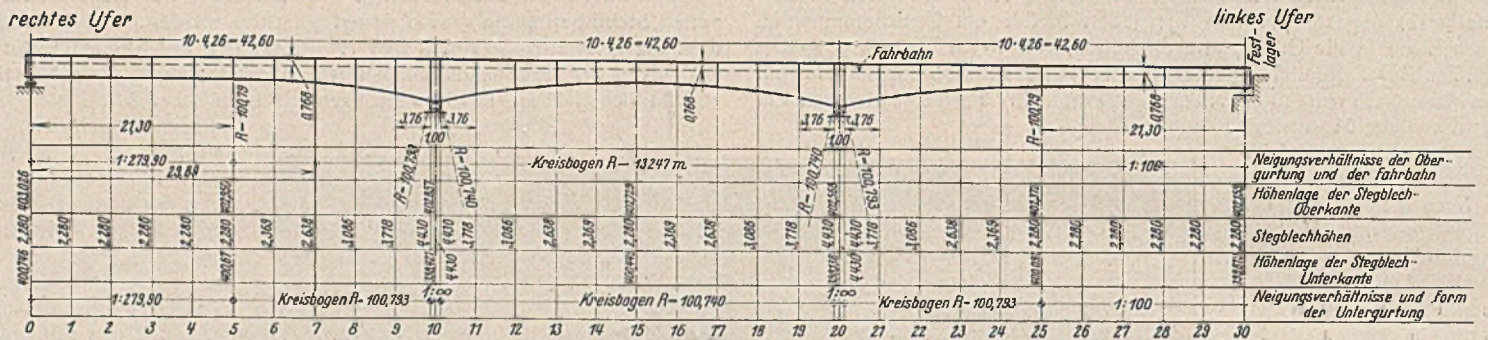


Abb. 22. Stegblechumriß (geometrische Form) der Hauptträger der neuen Straßen- und Eisenbahnbrücke.

Entwurf für den Brückenumbau vorgesehenen Trägerformen (vollwandige Träger mit Anlauf an den Pfeilern) grundsätzlich anpassen, schlug aber statt der Anläufe bogenförmig gekrümmte Untergurte in der Mittelöffnung und in den beiden anschließenden Hälften der Seitenöffnungen vor. So entstand schließlich eine Trägerform, die sowohl in statischer und wirtschaftlicher Hinsicht als auch in ihrer äußeren Erscheinung befriedigte (Abb. 19, 20 u. 21, 42 u. 43)³⁾.

Da der östliche Hauptträger (II) der Straßenbrücke auf den alten Pfeilern und Widerlagern ruht, der westliche Hauptträger (I) aber auf den neuen Anbauten aufgelagert ist, wären Gelenkträger, also statisch bestimmte Träger, wegen ihrer Unempfindlichkeit gegen etwaige Auflagersenkungen erwünscht gewesen. Solche Träger (mit zwei Gelenken in der Mittelöffnung) waren in den ersten Entwürfen auch vorgesehen. Die statischen Berechnungen zeigten aber, daß man bei den Eisenbahnbrücken in diesem Fall mit den zur Verfügung stehenden Trägerhöhen nicht mehr ausgekommen wäre. Man entschloß sich deshalb zu gelenklosen, durchlaufenden Trägern sowohl für die Fußweg- und Straßenbrücke als

Öffnungen 2,280 m und über den Pfeilern 4,430 m. In der Mittelöffnung verlaufen die Stegblechunterkanten in einem Kreisbogen von 100,740 m Halbmesser und zwischen den Pfeilern und den Mitten der Seitenöffnungen in einem Kreisbogen von 100,793 m Halbmesser. Von der Mitte der beiden Seitenöffnungen bis zu den Widerlagern verlaufen die Unterseiten der Stegbleche geradlinig mit einer Neigung gegen die Waagerechte in der linken Öffnung von 1:100 und in der rechten Öffnung von 1:279,90. Die Stegblechoberkanten der Hauptträger liegen zwischen den Mitten der Seitenöffnungen in einem Kreisbogen von 13247 m Halbmesser und verlaufen in den beiden äußeren Hälften der Seitenöffnungen gleichgerichtet zu den Stegblechunterkanten.

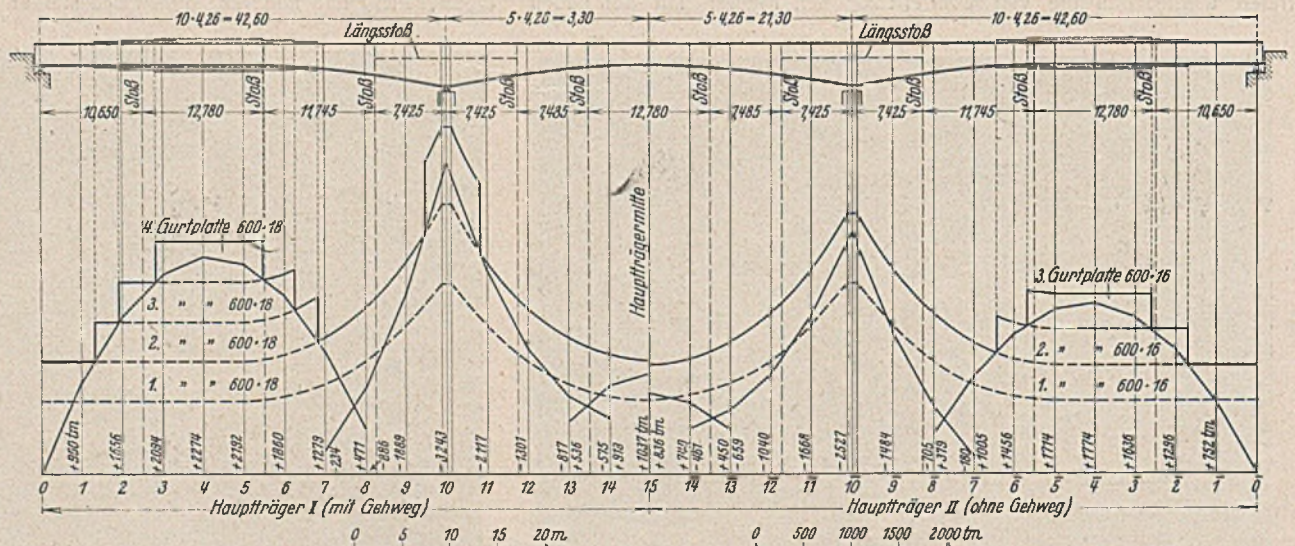


Abb. 23. Biegemomente und Stoßeinteilung der Hauptträger der neuen Straßenbrücke.

³⁾ Vgl. auch den Aufsatz von Schaper, Bautechn. 1939, Heft 50, S. 614, Abb. 7.

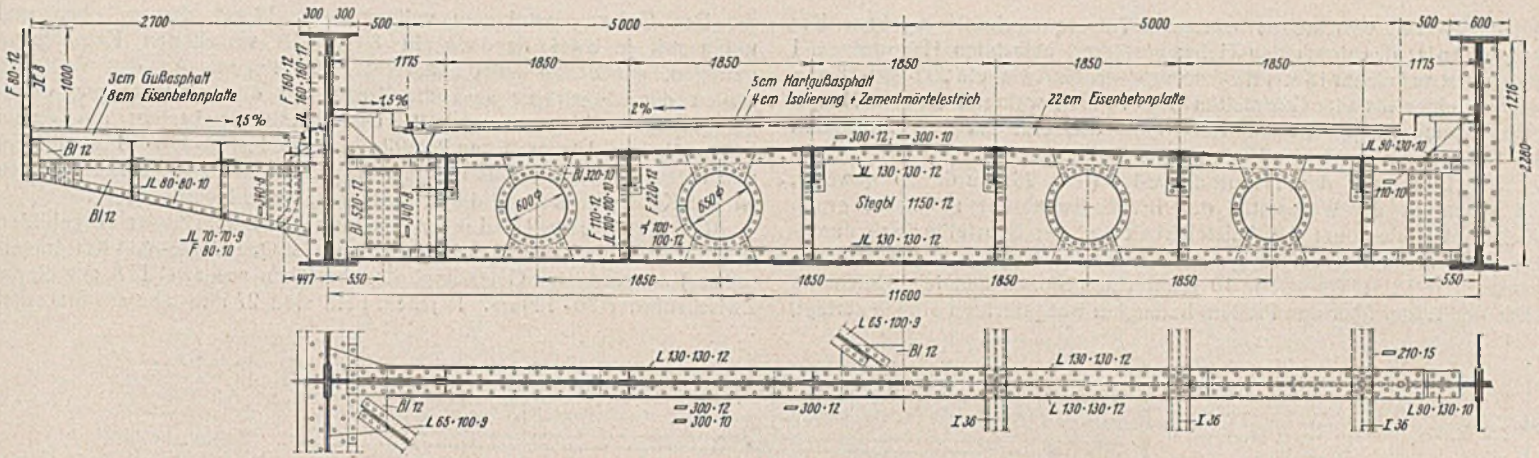


Abb. 24. Stahlüberbau der Straßenbrücke mit Regelquerträger.

Zwischen den beiden, im Abstande von 11,6 m voneinander liegenden Hauptträgern der Straßenbrücke liegt die trogartig versenkte Fahrbahn von 10 m Nutzbreite, die zu den Obergurten im Abstande von 0,768 m von den Oberkanten der Stegbleche gleichläuft. An die Fahrbahn schließen sich zu beiden Seiten 0,8 m breite Schrammborde mit einer Nutzbreite von 0,5 m an. Am westlichen Hauptträger (I) ist ein Gehweg von 2,7 m Gehbahnbreite ausgekragt.

Zur Gewinnung der notwendigen Lichthöhen und einer hochwasserfreien Lage der Sohlen der Fußgängerunterführungen an den beiden Brückenköpfen und der Straßenunterführung unter der Bahnlinie mußte die Fahrbahn am rechten Widerlager gegenüber ihrer früheren Höhenlage (N.N. + 401,10 m) um 1,16 m auf + 402,26 m gehoben werden. Am linken Widerlager erfuhr die Fahrbahn hingegen nur eine Hebung um 0,29 m, nämlich von + 401,10 auf + 401,39, um die von der Eisenbahnverwaltung auf der linksufrigen Bahnrampe verlangte Höchststeigung von 1:100 nicht überschreiten zu müssen. So ergab sich zwischen den

Fahrbahnhöhen an den beiden Brückenwiderlagern ein Höhenunterschied von 0,87 m, der auch im Stahltragwerk zum Ausdruck kommt und die Anordnung der festen Auflager der Straßenbrücke und der Eisenbahnbrücken wegen der Bremskräfte am tiefer liegenden, linken Widerlager bedingte. In Brückenmitte liegt die neue Fahrbahn auf N.N. + 401,96 m, wurde also gegenüber der alten Fahrbahnhöhe (+ 401,33) um 0,63 m gehoben.

Der durch den Hauptträger I von der Fahrbahn getrennte Gehweg mußte gegenüber dem Schrammbord um 0,25 m versenkt werden, damit der Geländerholm auf gleicher Höhe wie die Oberkantung des Hauptträgers liegt, eine Maßnahme, die aus schönheitlichen Rücksichten getroffen werden mußte. An den beiden Rampenanschlüssen geht der Gehweg allmählich wieder in die Regellage über.

Die Belastung der Hauptträger der Straßenbrücke ist, weil am östlichen Träger (II) die Gehweagukragung fehlt, nicht symmetrisch, woraus sich für die beiden Hauptträger verschiedene Biegemomente (Abb. 23)

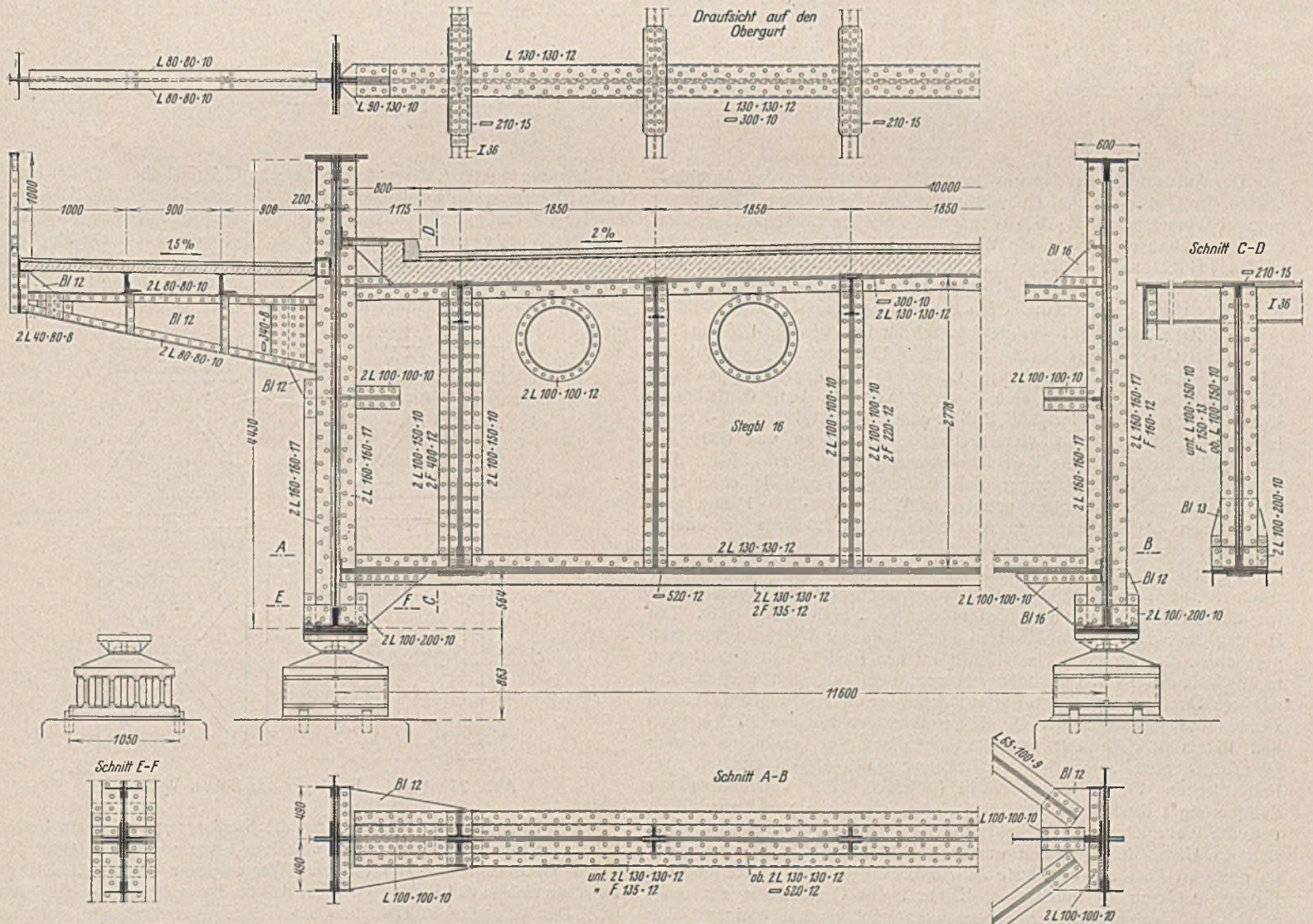


Abb. 25. Stahlüberbau der Straßenbrücke mit Querträger über den Pfeilern.

und damit auch verschieden bemessene Trägerquerschnitte ergaben. Der Querschnitt des durch den Gehweg stärker belasteten Hauptträgers I ist gebildet aus einem 18 mm dicken Stegblech, Gurtwinkeln 200·200·18 mm und aus einer bis vier Gurtplatten 600·18 mm, während für den Hauptträger II eine Stegblechdicke von 16 mm und eine bis drei Gurtplatten von 600·16 mm genügten (Abb. 23 und 24).

Die Einteilung der Hauptträgerstöße (Abb. 23) wurde so gewählt, daß schon in der Werkstätte der Brückenbauanstalt möglichst große Stücke entstanden, um die Aufstellarbeit auf der Baustelle rasch durchführen zu können. Demzufolge wurden beide Hauptträger der Straßenbrücke in je 13 Stücke mit je 10 senkrechten Stößen und je 2 durch die Höhe der Träger über den Pfeilern bedingten waagerechten Stößen zerlegt,

Der Gehweg wird von vollwandigen, 12 mm dicken, oben und unten mit je zwei Randwinkeln 80·80·10 versehenen Kragblechen getragen, auf denen zwei Längsträger I 20 liegen. An den Auflagern der Längsträger sind die Kragbleche durch Winkel mit untergelegten Futterblechen versteift. Der Randträger besteht aus einem 540 mm hohen, 10 mm dicken Randblech, einem L 120·120·13 als oberem und einem L 80·80·8 als unterem Abschluß (Abb. 24). Das Randblech ist mit Knotenblechen an die Kragbleche angeschlossen.

Das Brückengeländer ist als einfaches Stabgeländer ausgebildet. Die in Abständen von 4,26 m (entsprechend der Querträger- und Kragträger-teilung) angeordneten Geländerpfosten bestehen aus zwei □ 8 mit einem Zwischenfutter 80·12 mm. In jedem Feld sind 27 Füllstäbe aus Stabstahl

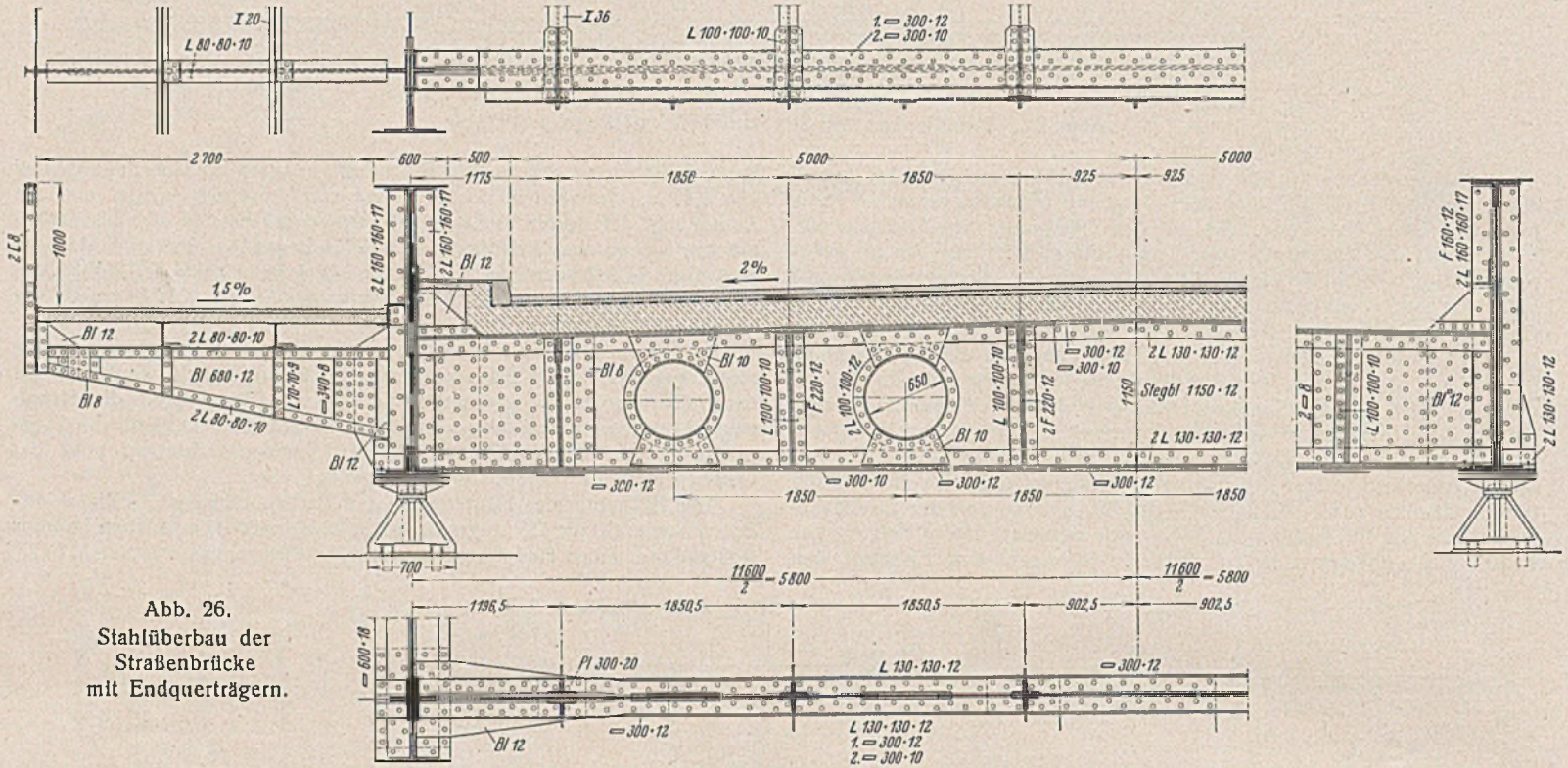


Abb. 26.
Stahlüberbau der
Straßenbrücke
mit Endquerträgern.

Die Aussteifung der Hauptträgerwände geschah an den Anschlußstellen der Querträger und Gehwegkragträgern außen und innen durch je zwei Winkelpaare 160·160·17 mm und zwischen den Querträgern auf den Innenseiten noch durch ein Winkelpaar 100·150·10 mm. Die Versteifungswinkel sind zwecks Vermeidung einer Winkelabkröpfung und Erhöhung der Stegblechsteifigkeit durch 18 mm dicke Futterbleche unterlegt, die an den senkrechten Stößen gleichzeitig die Stoßlaschen bilden.

Der Regelquerschnitt der in Längsabständen von je 4,260 m angeordneten Querträger besteht aus einem 12 mm dicken, in der Mitte 1,150 m hohen Stegblech, dessen Oberkante in Anpassung an das Quergefälle der Fahrbahn eine Neigung von 2‰ hat, Gurtwinkeln 130·130·12 mm, einer Gurtplatte 300·12 und zwei Gurtplatten 300·10 mm. In den Stegblechen sind vier kreisrunde Öffnungen von 600 bzw. 650 mm Lichtweite für die Durchführung von Leitungen ausgespart. Die Stegbleche der Regelquerträger sind beiderseits durch je einen mit 12 mm dicken Futterblechen unterlegten Winkel 100·100·10 mm ausgesteift, an die die sechs in Abständen von 1,850 m angeordneten Längsträger I 36 angeschlossen sind.

Es ist nicht ausgeschlossen, daß die Überbauten der neuen Brücken in einem späteren Zeitpunkt zur Erzielung besserer Durchfahrtverhältnisse für die Schifffahrt gehoben werden müssen (vgl. auch Abschnitt 6). Die Hebung soll dann durch Absetzen der Brücke auf Wasserdruckpressen geschehen, die unter den Querträgern auf den Pfeilern und Widerlagern in Abständen von 1,175 m von den Hauptträgern aufgestellt werden. Zur sicheren Übertragung der bei der Hebung auftretenden großen Lasten wurden die Stegbleche der Querträger über den Pfeilern 2,778 m hoch und 16 mm dick gewählt und die Aussteifung der Stegbleche an den Unterstützungsstellen durch zwei Winkelpaare 100·150·10 mm mit zwei Futterblechen 400·12 mm verstärkt (Abb. 25). Zur Verstärkung der Endquerträger dienten je zwei zusätzliche Stegbleche von 8 mm Dicke und die Weiterführung der Stoßlaschen an den Hauptträgeranschlüssen über die Unterstützungsstellen um drei Nietreihen (Abb. 26). Auch der im nächsten Abschnitt erläuterte Arbeitsvorgang bei der Aufstellung der Brücke, bei dem es infolge der Eigenart des Gesamtbauwerks recht erhebliche Schwierigkeiten zu überwinden gab, machte übrigens eine Verstärkung der Querträger über den vier Brückenauflagern erforderlich.

25·40 mm eingesetzt, die unten mit einem □ 5 und oben mit der Handleiste 10 verschweißt wurden. Der lichte Abstand zwischen den Füllstäben beträgt 125 mm und die Geländerhöhe, über der Gehbahn gemessen, 1 m.

Der Windverband besteht aus 2 L 65·100·9 und einem Stegblech 140·10 mm. Die Windverbandstäbe quer zur Ebene des Verbandes, die infolge ihrer Länge sehr schlank sind, wurden zur Erhöhung ihrer Knick-sicherheit an den Längsträgern aufgehängt.

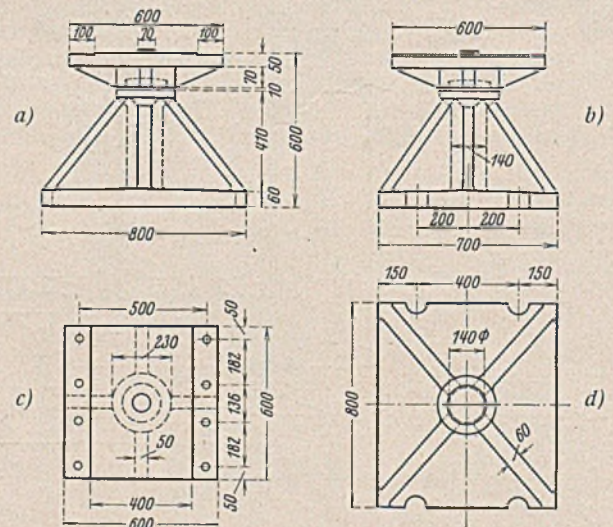


Abb. 27 a bis d. Festlager am linken Widerlager.

Der Übergang der Fahrbahn auf die Straßenrampe wird am beweglichen (rechten) Auflager durch eine Fingerverzahnung gebildet, die durch zwei keilförmig abgehobelte Warzenbleche überdeckt ist, die zwischen sich so viel Raum freilassen, daß die Beweglichkeit gewährleistet ist. Den beweglichen Übergang am Gehweg vermittelt ein einfaches, brückenseitig befestigtes und landseitig freigelagertes Schleppblech.

Die Lager der Straßenbrücke, deren Einzelheiten in Abb. 27 bis 29 dargestellt sind, wurden als Kugelkipplager ausgebildet, um bei etwaigen Seitenbewegungen des Überbaues schädliche Spannungen in den Lagerkörpern auszuschließen. Die festen, am linken Widerlager eingebauten, 600 mm hohen Lager bestehen aus einem durch Rippen verstärkten Lagerstuhl mit Grund- und Deckplatte (Abb. 27 a bis d). Die beweglichen, ebenfalls 600 mm hohen Lager am rechten Widerlager sind als Rollenlager mit zwei Rollen ausgebildet (Abb. 28 a bis f). Der größte Auflagerdruck an den Landauflagern beträgt beim Hauptträger I 256,1 t und beim Hauptträger II 200,5 t und die größte Verschiebung am beweglichen Landlager infolge Verkehrslast und Temperatur 58 mm.

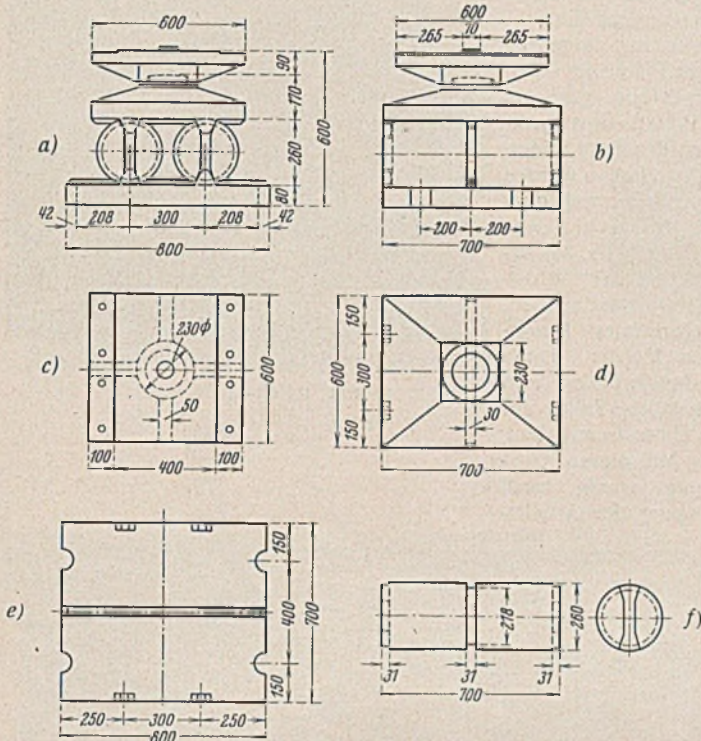


Abb. 28 a bis f. Bewegliches Rollenlager am rechten Widerlager.

Die 770 mm hohen beweglichen Lager auf den Pfeilern wurden aus Gründen der Raumsparnis als Stelzenlager mit je vier Stelzen ausgebildet (Abb. 29 a bis f). Der größte Auflagerdruck beträgt hier bei Hauptträger I 674,3 t und bei Hauptträger II 518 t und die größte Verschiebung infolge Verkehrslast und Temperatur 40 mm. Aus praktischen Gründen wurden trotz der verschiedenen großen Auflagerdrucke die Lager unter Hauptträger I mit den gleichen Abmessungen ausgeführt wie die Lager unter Hauptträger II.

Als Werkstoff für den Stahlüberbau der Straßenbrücke wurde für die Hauptträger hochwertiger Baustahl St 52 mit Nieten St 44, für die Quer- und Längsträger, den Gehweg, den Windverband, die Fingerverzahnung, das Geländer und die sonstigen Brückenteile Stahl St 37.12 mit Nieten St 34, für die festen Lagerteile (Grundplatten, Sattelplatten und Deckplatten) Stahlguß Stg 52.81 S und für die beweglichen Lagerteile (Rollen und Stelzen) geschmiedeter Stahl St C 35.61 verwendet.

Das rechnerisch ermittelte Gewicht des neuen Stahlüberbaues der Straßenbrücke beträgt:

Für die Hauptträger	322,061 t
Für die sonstigen Teile des Überbaues	291,479 t
Für die Lager	18,214 t
Zusammen	631,754 t.

Dieses Gewicht verteilt sich auf eine überbaute Fläche (zwischen der Außenkante der Gurtung des Hauptträgers II und dem Geländer in der Breite und zwischen den Landübergängen in der Länge gemessen) von

$$(0,3 + 11,6 + 3,1)(127,8 + 2 \cdot 0,6) = 1935 \text{ m}^2;$$

hieraus ergibt sich ein Einheitsgewicht von

$$\frac{631,754}{1935} = 0,326 \text{ t/m}^2.$$

Schließlich bleibt noch zu bemerken, daß sämtliche Verbindungen des Stahlüberbaues mit Ausnahme der Füllstäbe und des Holms des Geländers durch Niete hergestellt wurden.

b) Der Arbeitsvorgang bei der Aufstellung der neuen Stahlüberbauten für die Fußwegbrücke, die Eisenbahnbrücke und die Straßen-

brücke wurde dadurch wesentlich beeinflusst, daß die fahrplanmäßigen Züge ohne Unterbrechung bis nach Erstellung der neuen Eisenbahnbrücke und Umlegung des Betriebes auf diese über die alte Eisenbahnbrücke laufen mußten und daß die durchgehenden neuen Auflagerbänke auf den alten Pfeilern und Widerlagern erst nach vollständigem Aufbau aller neuen und Abbruch aller alten Überbauten hergestellt werden konnten.

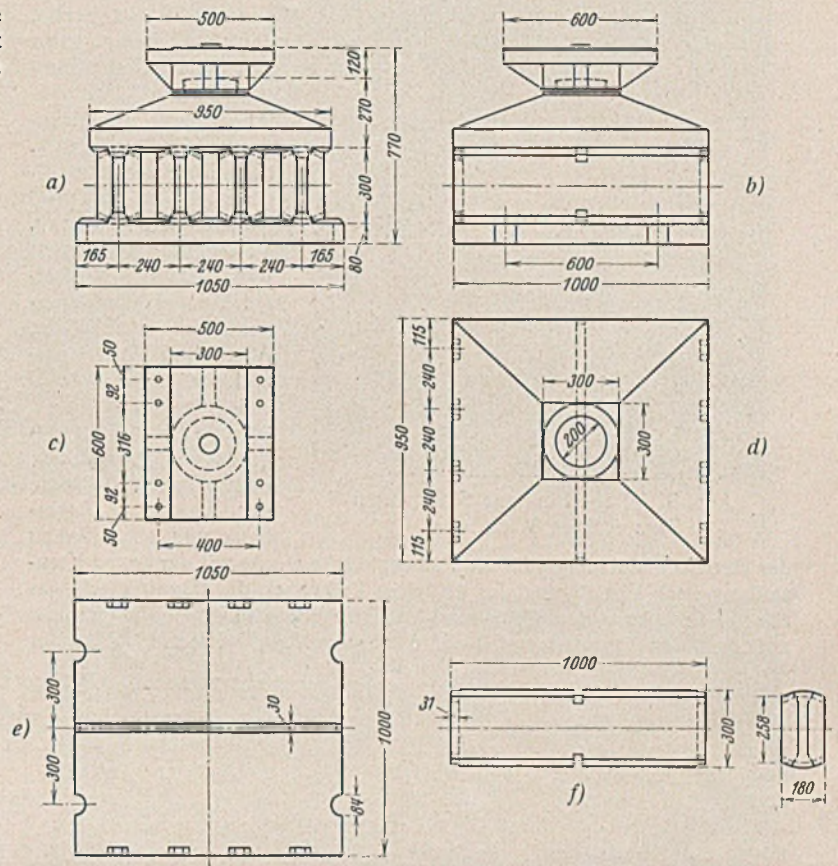


Abb. 29 a bis f. Bewegliches Stelzenlager auf den Pfeilern.

Es mußten deshalb die Fußwegbrücke mit den Hauptträgern VII und VIII, die neue Eisenbahnbrücke mit den Hauptträgern V und VI und der Hauptträger II der neuen Straßenbrücke auf behelfsmäßige Unterstützungsbauten gesetzt werden (Abb. 30 bis 32), die bei der Fuß-

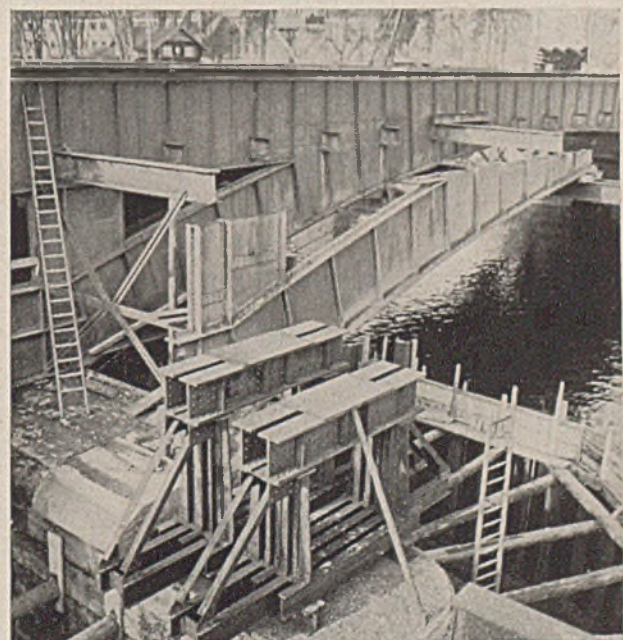


Abb. 30. Behelfsmäßige Stützbauten auf einem Pfeiler.

weg- und bei der Straßenbrücke für ständige Last, bei der Eisenbahnbrücke aber für Eigengewicht und Verkehrslast bemessen wurden, um den Eisenbahnbetrieb während des Abbruchs der alten Eisenbahnbrücke und während der Herstellung der neuen Auflagerbänke über die behelfsmäßig abgestützte neue Eisenbahnbrücke leiten zu können.

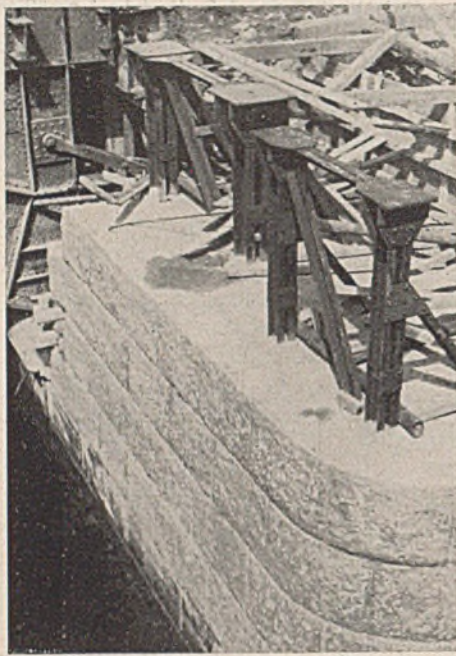


Abb. 31. Behelfsmäßige Stützbauten am rechten Widerlager.

Der Abbruch der Überbauten der alten Brücke und der Aufbau der drei neuen Stahlüberbauten geschah mit Hilfe eines elektrisch betriebenen Portalkranes von 18,65 m Stützweite, eines Oberstromgerüsts und eines Unterstromgerüsts in drei verschiedenen Arbeitsgängen und Kranstellungen. Nach Errichten des oberstromseitigen Krangerüsts mit Kranbahn, Verlegen der zweiten Kranbahn auf den freigelegten Querträgern der alten Straßenbrücke, Abbruch des Widerlager- und Pfeilermauerwerks östlich des Hauptträgers IV bis auf die vorgesehene Abbruchlinie bzw. bis auf Unterkante der neuen Auflagerbank und nach Einbau

und Herstellen der Landanschlüsse wurde der Eisenbahnbetrieb auf die neue Eisenbahnbrücke umgelegt.

Anschließend an diese Arbeiten wurde die Aufsatzrüstung der Oberstromrüstung mit der Kranbahn auf die in zwischen eingerammten Jochpfähle der in Abb. 33 dargestellten Unterstromrüstung umgesetzt und die Pfähle der Oberstromrüstung gezogen. Der Portalkran war vorher an das linke Widerlager geschoben worden und wurde nunmehr quer in die zweite Kranstellung (Abb. 35) gebracht, bei der die östliche Kranstütze auf dem Obergurt des Hauptträgers V der neuen Eisenbahnbrücke und die westliche Stütze auf der Unterstromrüstung lief. Mit dieser Kranstellung wurde nach Umlegung der Arbeits-

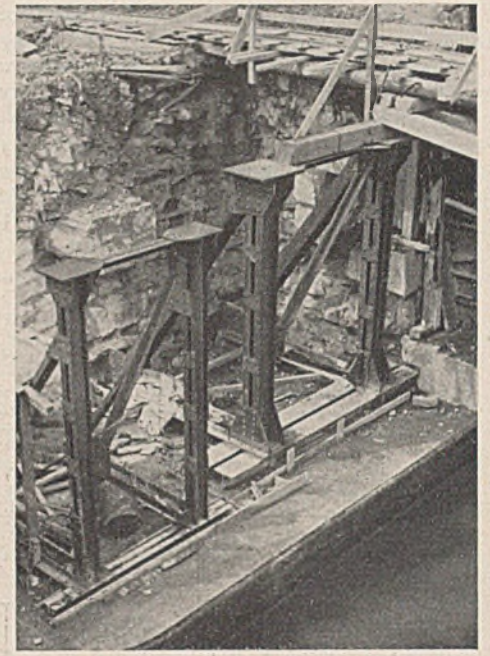


Abb. 32. Behelfsmäßige Stützbauten am linken Widerlager.

der vier Unterstützungen für die Fußwegbrücke wurde mit der ersten Kranstellung nach Beseitigung des östlichen Fußweges der Hauptträger 4 der alten Brücke mit den Quer- und Längsträgern und dem Windverband zwischen den Hauptträgern 3 und 4 abgebrochen. Hierauf folgte der Abbruch der Pfeiler und Widerlager bis zur planmäßigen Abbruchlinie zwischen den Hauptträgern 3 und 4 sowie westlich des Hauptträgers 2 und die Aufstellung der Unterstützung für die Überbauten der neuen Eisenbahnbrücke und der neuen Straßenbrücke. Nachdem noch zur vorübergehenden Auflagerung der Brückenteile eine Arbeitsbühne auf Hilfsunterzügen errichtet worden war, die einerseits an der Oberstromrüstung und andererseits am Hauptträger 3 der alten Eisenbahnbrücke aufgehängt waren, wurde mit der aus Abb. 34

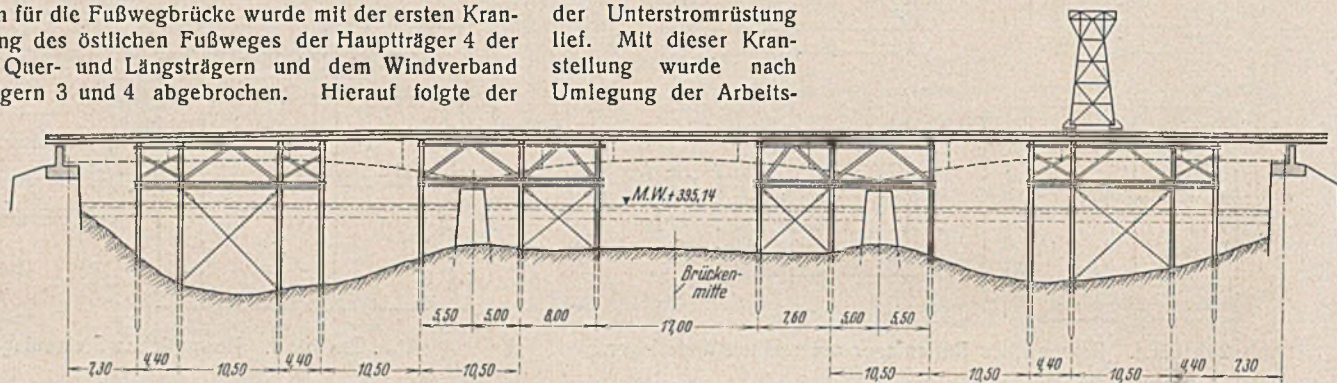


Abb. 33. Unterstromrüstung.

bühne, deren Unterzüge jetzt am Hauptträger 2 und an der Unterstromrüstung aufgehängt wurden, der Abbruch des Hauptträgers 1 mit der Fahrbahn der alten Straßenbrücke durchgeführt, die bis dahin als Laufbahn für einen Turmdrehkran sowie als Ersatz für ein besonderes Förder- und

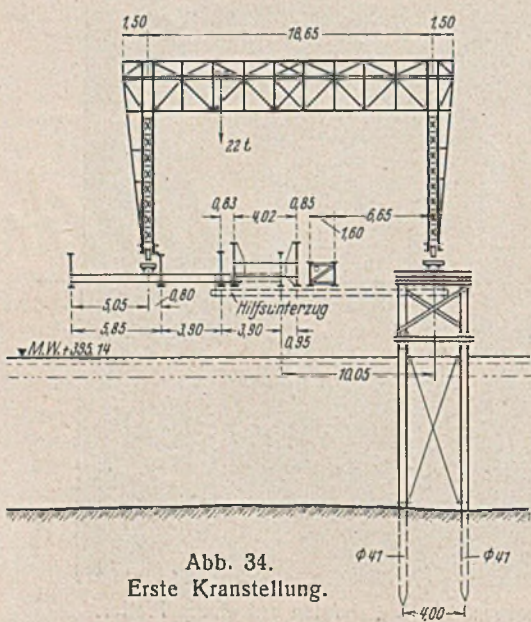


Abb. 34. Erste Kranstellung.

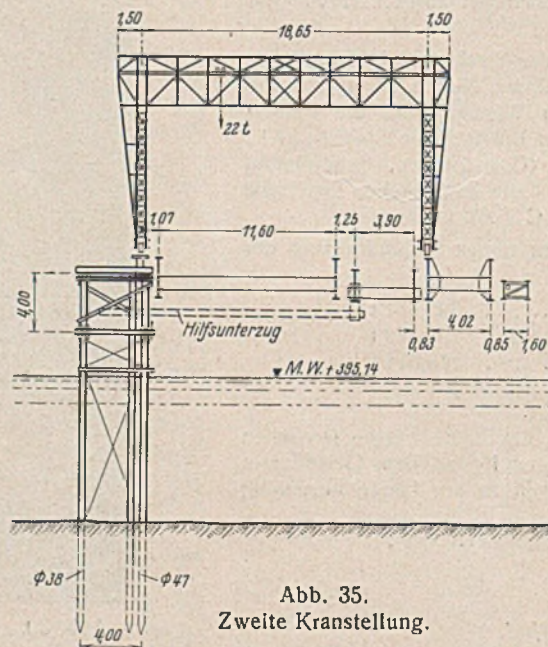


Abb. 35. Zweite Kranstellung.

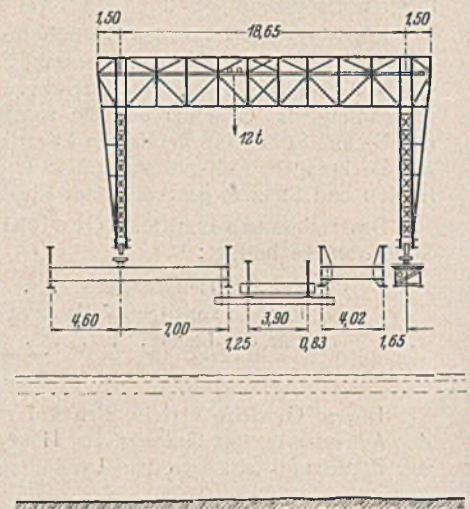


Abb. 36. Dritte Kranstellung.

ersichtlichen ersten Kranstellung der Zusammenbau der Fußwegbrücke mit Verlegung eines 400 mm weiten Wasserleitungsrohres und unmittelbar anschließend die Aufstellung der neuen Eisenbahnbrücke durchgeführt. Nach Vernieten dieser Brücke, Einbau von Hilfstragwerken über den Baugruben der Fußwegunterführungen, Verlegen des Gleises

Arbeitsgerüst für die Tiefbauten gedient hatte, und schließlich der Stahlüberbau der Straßenbrücke aufgestellt. Am Hauptträger II wurde die Straßenbrücke mit den verstärkten Querträgern (vgl. Abschn. 5a) über den Pfeilern und Widerlagern auf die behelfsmäßigen, in den Abb. 5 u. 6 gestrichelt eingezeichneten Unterstützungen, der Hauptträger I aber gleich auf seine endgültigen Lager gesetzt. Nunmehr wurde der Portalkran wiederum an Land gefahren, auf der Fußweg-

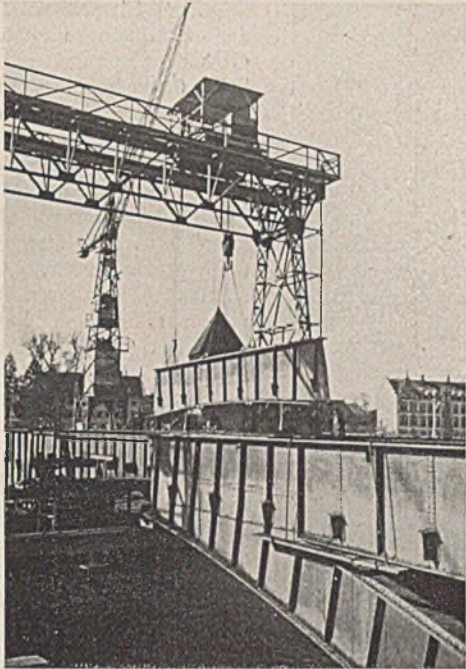


Abb. 37. Abbruch des Eisenüberbaues der alten Straßenbrücke.

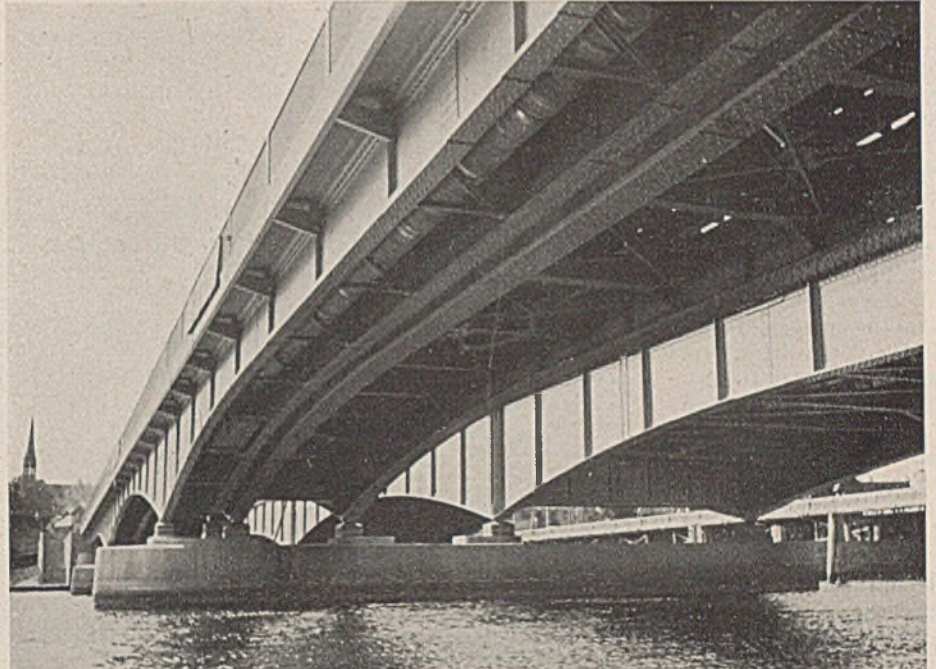


Abb. 41. Die auf die endgültigen Lager abgesetzten Stahlüberbauten der drei Brücken. Links die Fußwegbrücke, anschließend die Eisenbahnbrücke und rechts die Straßenbrücke.

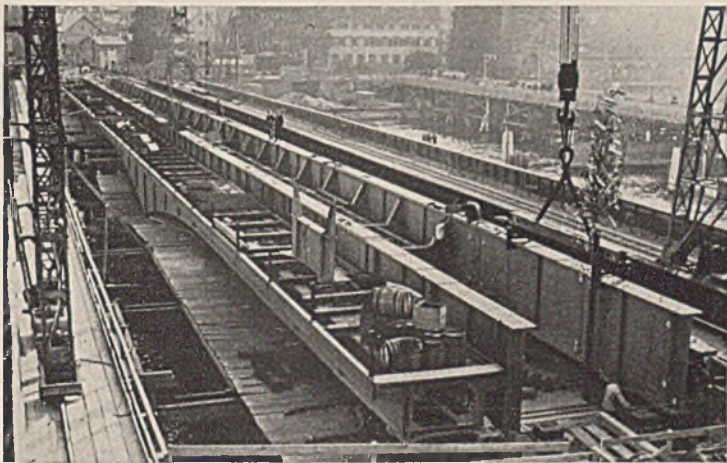


Abb. 38. Aufstellung des Stahlüberbaues der neuen Eisenbahnbrücke. Rechts im Hintergrund die Notbrücke für den Straßenverkehr.

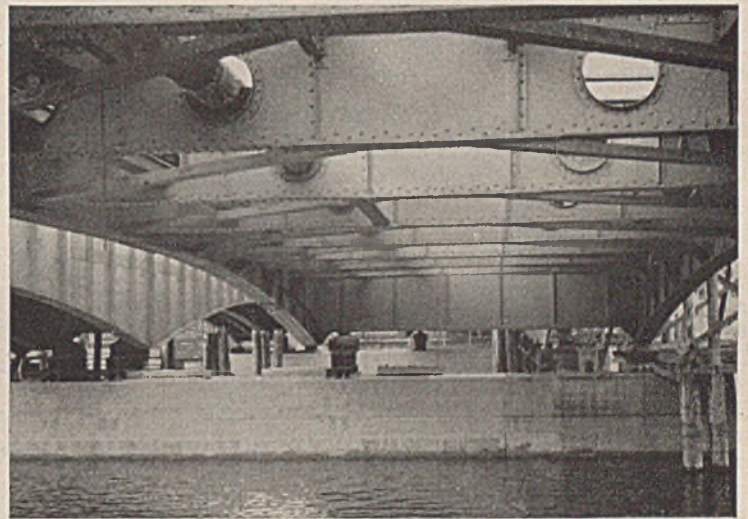


Abb. 40. Untersicht unter die neue Straßenbrücke. Auf dem Pfeiler steht links noch die behelfsmäßige Unterstüzung.

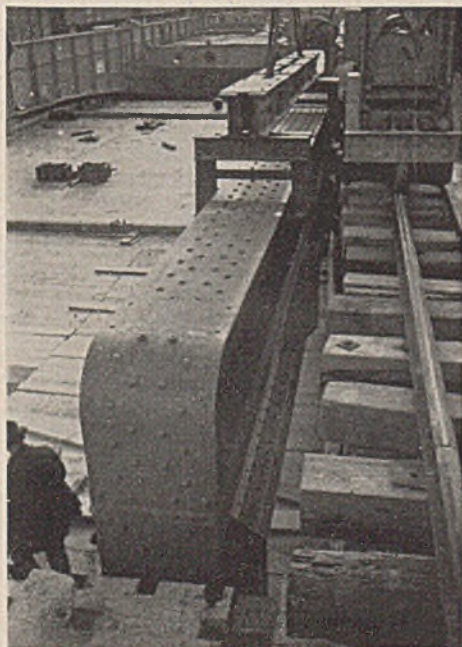


Abb. 39. Die Aufstellung des Stahlüberbaues der neuen Straßenbrücke mit Arbeitsbühnen.

brücke und auf den Querträgern der neuen Straßenbrücke die Laufschiene des Krans verlegt, dieser in seine dritte Stellung verschoben (Abb. 36) und die alte Eisenbahnbrücke mit den Hauptträgern 2 und 3 mit Hilfe der jetzt an den Querträgern der neuen Eisenbahnbrücke und der Straßenbrücke aufgehängten Unterzüge sowie die restlichen Teile des alten Pfeiler- und Widerlagermauerwerks mit den Auflagerquadern der alten Eisenbahnbrücke abgebrochen.

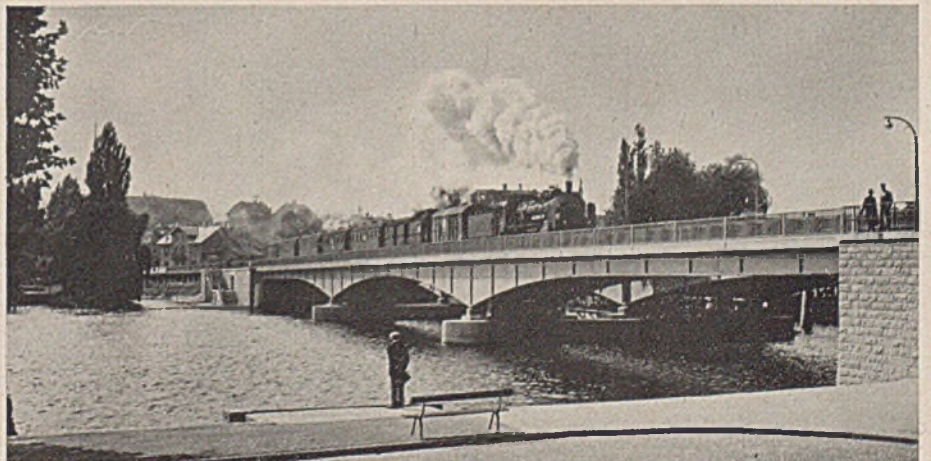


Abb. 42. Ostansicht (Fußwegbrücke).

Es folgte dann der Einbau der vier neuen Auflagerbänke über den Pfeilern und Widerlagern östlich der Trennfugen der neuen Anbauten an diese Bauwerke und die Fertigstellung der Pfeilermantelung bis zum Anschluß an die Auflagerbänke, wobei die Unterstützungen mit einbetoniert wurden. Nach Beendigung dieser Arbeiten wurden die auf den Unterstützungen ruhenden Brückenteile mittels Pressen auf den Pfeilern und Widerlagern abschnittsweise angehoben, die behelfsmäßigen Lager auf den Unterstützungen entfernt, die Lager der Hauptträger II bis VIII auf die Auflagerquader gesetzt, ausgerichtet, verankert und untergossen, die drei Brücken nacheinander auf die endgültigen Lager abgesetzt und schließlich die über die Auflagerbänke und seitlich über die Pfeiler hervorstehenden Teile der Unterstützungen abgebrannt.

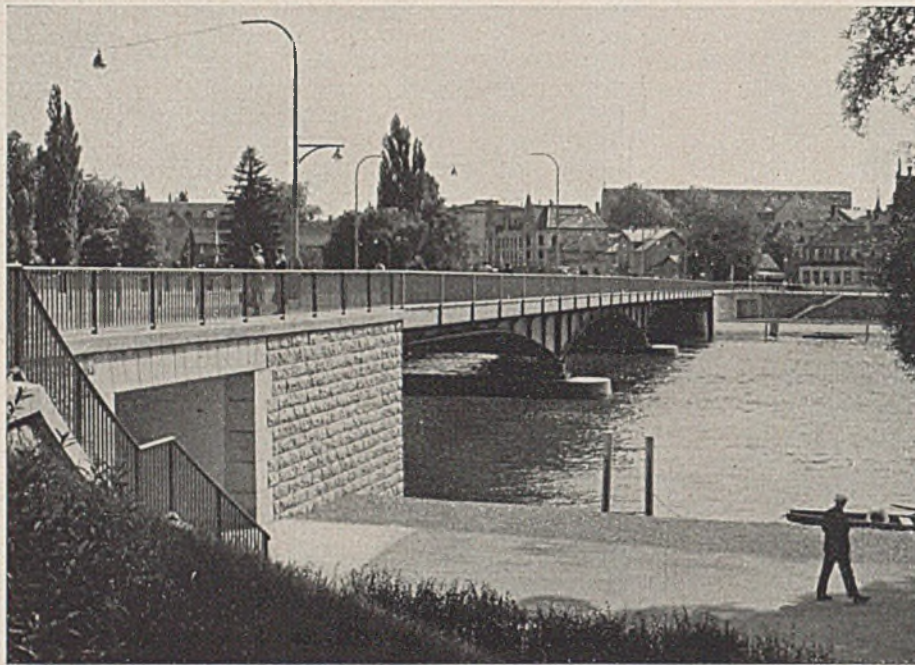


Abb. 43. Westansicht der fertigen Straßenbrücke.

Zur Entwässerung der Fahrbahn und des Gehweges wurden 12 bzw. 6 aushebbare, gußeiserne Einlaufgitter mit festem Rahmen und Sickerkranz in die Eisenbetondecken eingebaut. Das Niederschlagswasser wird mit 100 bzw. 80 mm weiten geschweißten, verzinkten Ablaufröhren unmittelbar in den Strom abgeleitet (vgl. den Querschnitt in Abb. 24).

d) Angaben aus der Festigkeitsberechnung. Das Stahltragwerk der neuen Straßenbrücke wurde unter Zugrundelegung der Regellasten nach DIN 1072 für Brückenkategorie I (Dampfwalze 24 t, Lastwagen 12 t und Menschengedänge 0,5 t/m²) entsprechend den Vorschriften von DIN 1073 berechnet und bemessen.

Abb. 37 bis 43 zeigen Ausschnitte aus den Abbrucharbeiten der alten eisernen Überbauten und die Aufstellung der neuen Stahlüberbauten.

c) Fahrbahn- und Gehwegtafel, Entwässerung. Die Fahrbahnlasten werden auf die Quer- und Längsträger durch eine 22 cm dicke, anlauflose Eisenbetondecke übertragen. Auf dieser Decke liegt eine Dichtung aus verklebten Bitumenplatten mit Jutegewebeeinlage, darüber ein Zementmörtelstrich mit Drahtnetzeinlage, auf dem schließlich die 5 cm dicke Verkehrsdecke aus Hartgußasphalt verlegt wurde. Die beiderseitigen durch Naturgranit-Bordsteine begrenzten Schrammborde sind mit 6 cm dicken Eisenbetondecken abgedeckt, auf denen ein 15 mm dicker Gußasphaltbelag aufgebracht ist. Die Schrammbordplatten liegen einerseits auf der Fahrbahnplatte und andererseits auf einem an der Hauptträgerwand angebrachten Winkel. Abb. 44 u. 45 zeigen die Ausbildung der Fahrbahnplatte und ihren Einbau mit den Dichtungsarbeiten.

Die Biegemomente der durchlaufenden Hauptträger wurden infolge der stark voneinander abweichenden Querschnitte für veränderliche Trägheitsmomente ermittelt. Die Längsträger der Fahrbahn haben an den Querträgeranschlüssen Überbindungsaschen und wurden deshalb als durchlaufende Träger gerechnet, während die Fahrbahnquerträger und die Gehweglängsträger als Träger auf zwei Stützen bemessen wurden.

Die rechnerisch ermittelte Biegelinie, die der Überhöhung der Hauptträger zugrunde gelegt wurde, ergab folgende Durchbiegungen der Hauptträger für ständige Last in den beiden maßgebenden Querschnitten:

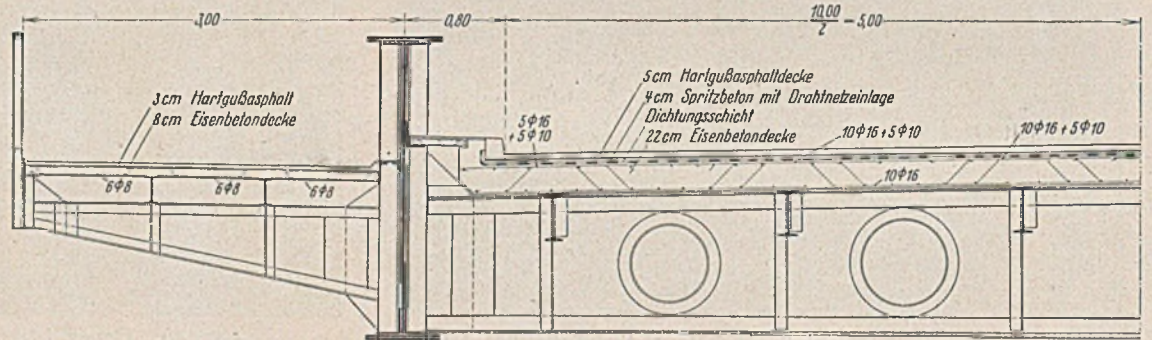


Abb. 44. Die Eisenbetondecken der Fahrbahn und des Gehweges der Straßenbrücke (Querschnitt).

Der Gehwegbelag besteht aus 8 cm dicken, in einzelnen Streifen außerhalb der Einbaustelle hergestellten Eisenbetondecken mit einem 30 mm dicken Hartgußasphaltbelag. Die Platten liegen innen auf einem Z-Eisen 16 und außen auf dem Winkel des Randträgers. Der Raum zwischen dem Z-Eisen und der Hauptträgerwand ist mit Riffelblech abgedeckt.

Querschnitt 4 (Punkt des größten Moments in der Seitenöffnung mit einem Abstand vom Landaufleger von 17,04 m) + 50,2 mm
Querschnitt 15 (Hauptträgermitte) - 4,8 mm.

Bei der Probelastung durch Lastwagen mit einem Gesamtgewicht von 168,07 t in jeweils ungünstigster Stellung wurden folgende größten Durchbiegungen gemessen:

Meßquerschnitt	Abstand vom Landaufleger m	Ungünstigste Laststellung in der			
		rechten Seitenöffnung		Mittelloffnung	
		Hauptträger I mm	Hauptträger II mm	Hauptträger I mm	Hauptträger II mm
Punkt 4 . . .	17,04	+ 26	+ 26	- 8	- 10
Punkt 15 . . .	63,90	- 12	- 11	+ 20	+ 18

Die beobachteten Durchbiegungen bei der Probelastung blieben 2,3 bis 6,7 % unter den für die entsprechenden Laststellungen rechnerisch ermittelten Durchbiegungen, ein durchaus befriedigendes Ergebnis.

Die Eisenbetondecken der Fahrbahn und des Gehweges sind quer zur Brückenachse über die Längsträger gespannt und als durchlaufende Träger auf 6 bzw. 4 Stützen berechnet, wobei nach DIN 1075 die Feld- und Stützenmomente den Größtmomenten des frei drehbar gelagerten Trägers auf zwei Stützen mit einer Stützweite bei der Fahrbahnplatte von 1,85 m und bei der Gehwegplatte von 0,9 m gleichgesetzt wurden. Die Bewehrungsziffer beträgt bei der Fahrbahnplatte 125,3 kg/m³ und bei der Gehwegplatte 112,3 kg/m³.



Abb. 45. Eisenbewehrung der Fahrbahnplatte der Straßenbrücke.

6. Belange der Schifffahrt.

Der Entwurf für den Umbau der Brücke beschränkte sich nicht nur auf die Beibehaltung der Durchfahrthöhen unter der alten Brücke, sondern suchte — soweit dies mit der Höhenlage der neuen Überbauten im Hinblick auf die Wirkung der Brücke im Landschaftsbilde und auf die Steigungsverhältnisse der Zufahrtstraßen und namentlich der Bahnrampen vereinbar erschien — darüber hinaus möglichst noch eine Verbesserung der Durchfahrthöhen für die noch entwicklungsfähige Schifffahrt zu erreichen. Diese Verbesserung ergibt sich aus folgender Gegenüberstellung der Höhenlagen der Unterkanten der alten und neuen Stahlüberbauten:

	Alt über N.N. m	Neu N.N. m	Ver- besserung m
In der Mitte der linken Öffnung	400,04	400,04	—
In Brückenmitte	400,11	400,41	0,30
In der Mitte der rechten Öffnung	400,04	400,60	0,56

bauten um 1,4 m angehoben werden (vgl. Abb. 50), ergeben sich aus der nachstehenden Gegenüberstellung der jetzigen und der späteren Höhen der Untergurte folgende lichte Durchfahrthöhen über dem höchsten schiffbaren Wasserstande.

Meßstelle	Höhenlage der Unterkante der Gurtung über + N.N.		Durchfahrthöhen über N.N. + 396,00 m nach Hebung der Brücken m
	jetzt m	später m	
Rechte Seitenöffnung (Widerlager)	400,73	402,13	6,13
Rechte Seitenöffnung (Mitte)	400,60	402,00	6,00
Brückenmitte (Bogenscheitel)	400,41	401,81	5,81
Linke Seitenöffnung (Mitte)	400,04	401,44	5,44
Linke Seitenöffnung (Widerlager)	399,86	401,26	5,26

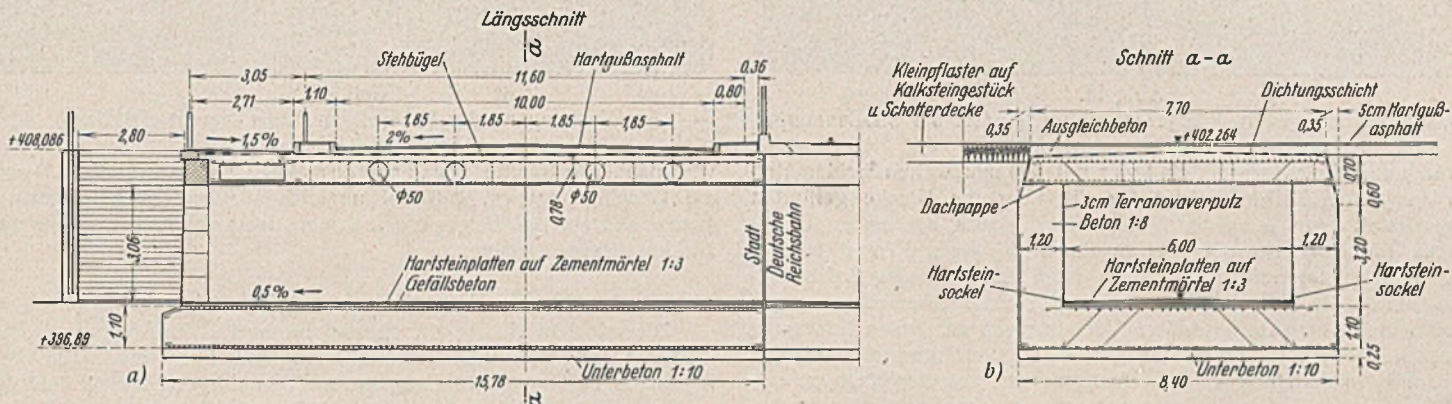


Abb. 46 a u. b. Rechtsufrige Fußgängerunterführung (bauliche Durchbildung).

Hieraus ergeben sich z. B. folgende Durchfahrthöhen über dem mittleren Hochwasserstande (N. N. + 396,33 m)

	Alt m	Neu m
In der Mitte der linken Öffnung	3,71	3,71
In Brückenmitte	3,78	4,08
In der Mitte der rechten Öffnung	3,71	4,27

In den Seitenöffnungen sind aber infolge des teilweise geradlinigen Verlaufs der Untergurte des neuen Stahlüberbaues diese Durchfahrthöhen nicht nur im Scheitel, sondern auf eine Breite von 20 m vorhanden, was gegenüber dem früheren Zustande eine nicht unwesentliche Verbesserung der Durchfahrthöhen für die bestehende Schifffahrt bedeutet (vgl. den Längsschnitt in Abb. 50).

Um die Möglichkeit der bereits angedeuteten späteren weiteren Verbesserung der Durchfahrthöhen unter der neueren Brücke für die Schifffahrt offen zu halten, wurde untersucht, wie sich eine Hebung der Brücke gestalten würde. Die Erfüllung der Forderung aus Schifffahrtkreisen, daß die lichte Durchfahrthöhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstand nicht unter 6 m betragen solle, bietet im vorliegenden Falle gewisse Schwierigkeiten, sonst hätte man die neueren Stahlüberbauten sofort so hoch gelegt, daß diese Durchfahrthöhe sichergestellt gewesen wäre. Bei der Planvorlage an die Staatsbehörden wurde deshalb für die spätere Hebung der Brücke und für den Betrieb der Schlepsschifffahrt im Bereiche dieser Brücke folgender Weg vorgeschlagen: Die zu Berg fahrenden, stets beladenen Schiffe benutzen, da sie geringere Durchfahrthöhe benötigen und langsamer fahren, die linke Brückenöffnung, während die Tal-Schleppzüge die Brücke unter der rechten Öffnung durchfahren. Es ergibt sich dann ein einschieffiger Betrieb durch die Brücke; der Personenschiffahrt bleibt die Mittelöffnung vorbehalten.

Als höchster schiffbarer Wasserstand ist an der Brücke die Meereshöhe N. N. + 396,00 m angenommen. Wenn die drei oder vier Über-

Die Fahrwassertiefe verursacht keinerlei Schwierigkeiten; sie ist beim niederen Wasserstand in allen drei Brückenöffnungen noch so groß, daß voll abgeladene Lastkähne jederzeit ungehindert verkehren können.

Die Höhenverhältnisse der Brücke nach ihrer Hebung sind in Abb. 50 dargestellt. Über die Steigungsverhältnisse der an die gehobene Brücke anzupassenden Straßenrampen ist Näheres unter Abschnitt 8 ausgeführt. Der Vollständigkeit halber sei hier noch bemerkt, daß nach Hebung der Brücken die Bahnlinie von der Brücke weg verlegt werden muß, weil die Steigungsverhältnisse der linksufrigen Bahnrampe dann so ungünstig werden würden, daß die gehobenen Eisenbahnbrücken höchstens noch für den Straßenverkehr verwendet werden könnten (Vgl. Abschnitt 8, Schlußabsatz).

7. Die Fußgänger-Unterführungen.

Die linksufrige Fußgänger-Unterführung verbindet zwei durch die Straßenfahrbahn und Bahnlinie voneinander getrennte Fußwege und unterfährt die Straße und Eisenbahnlinie hinter dem Brückenwiderlager in einem Achsabstande von 15 m vom Auflager des Stahlüberbaues. Diese Unterführung hat eine lichte Weite von 3,5 m und eine lichte Höhe von 2,4 m. Die rechtsufrige Fußgänger-Unterführung bildet die Verbindung der Uferstraße oberhalb der Brücke mit einer öffentlichen Anlage unterhalb der Brücke. Sie unterfährt die Straße und die Eisenbahnlinie in einem Achsabstande von 14 m vom rechten Brückenaufleger und hat eine lichte Weite von 6 m und eine lichte Höhe von 3,1 m.

Die Widerlager beider Unterführungen sind als Halbschwergewichtsmauern in Stampfbeton ausgeführt. Sie ruhen auf durchgehenden Eisenbetonplatten, deren Höhe bei der linken Unterführung 0,9 m und bei der rechten Unterführung 1,1 m beträgt. Zur Aufnahme von Zugspannungen infolge des Erddrucks und der Verkehrsauflast haben die 1 bzw. 1,2 m dicken Widerlager auf der Rückseite eine leichte Eisenbewehrung. In den in Eisenbeton ausgeführten Decken, auf denen die gleiche Abdichtung mit Mörtelschutzschicht wie auf der Fahrbahnplatte

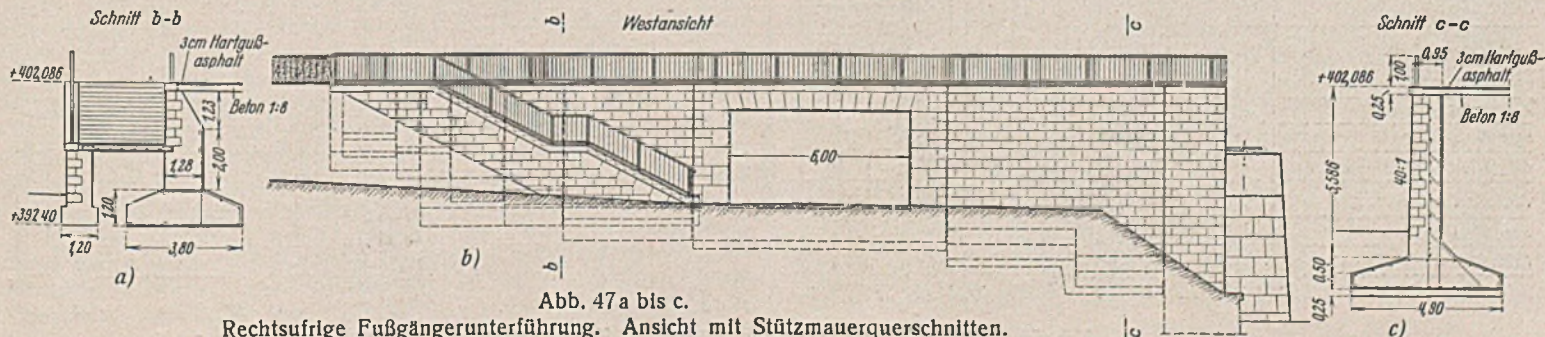


Abb. 47 a bis c. Rechtsufrige Fußgängerunterführung. Ansicht mit Stützmauerquerschnitten.

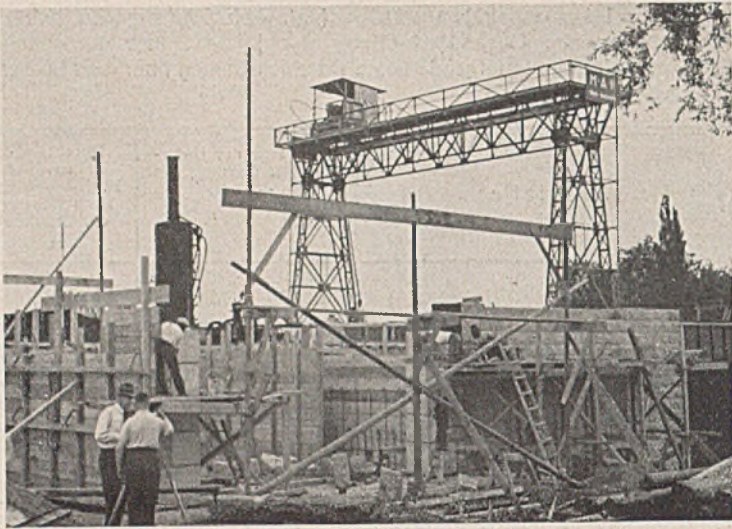


Abb. 48.

Bau der rechtsufrigen Fußgängerunterführung unter der Straßenrampe.



Abb. 49.

Westeingang der linksufrigen Fußgängerunterführung.

der Brücke aufgebracht wurde, sind vier mit 500 mm weiten Stahlmantelrohren ausgefüllte Durchbrüche für die über die Brücke geführten Versorgungsleitungen ausgespart. Die Decken sind bei beiden Unterführungen im Scheitel 0,78 m und an den Widerlagern 0,7 m dick. Das hieraus gewonnene Gefälle von 8 cm dient der Ableitung des Sickerwassers hinter die mit Steinpackungen und einer Sammelleitung versehenen Widerlager. Auf besondere Vorkehrungen zur freien Bewegung der Decken auf einem der Widerlager wurde verzichtet und an den Deckenauflegern lediglich eine Dichtungsschicht aus Asphaltpappe eingebaut, um etwaige kleinere Längsbewegungen der Decken zu ermöglichen. Die Portale der Unterführungen sind als schieftrechte Gewölbe in bearbeitetem Naturgranit ausgebildet und die Wände mit Granitquadern verkleidet.

Beide Unterführungen sind von den zur neuen Brücke führenden Gehwegen aus durch Treppen mit Absätzen zugänglich, die bei der linksufrigen Unterführung eine Nutzbreite von 2,25 m und bei der rechtsufrigen Unterführung eine Nutzbreite von 2,7 m haben. Die Treppen wurden nicht, wie dies vielleicht zweckmäßig erscheinen möchte, unmittelbar an die Brückenwiderlager mit Aufstieg gegen die Brücke angebaut, sondern nach Anfertigung von Modellen (Abb. 19) von den Widerlagern abgerückt mit Aufstieg landeinwärts. Diese Treppenanordnung hat architektonisch wesentliche Vorzüge, vermeidet breit ausladende Baukörper an den Widerlagern und verursacht erheblich weniger Kosten, weil die Gründungen im Wasser wegflielen. Die Flügelmauern zwischen den Brückenwiderlagern und den Zugangstrepfen zu den Unterführungen wurden in Eisenbeton ausgeführt und in ihrem aufgehenden Teil mit bosslierten Schichtensteinen aus Naturgranit verblendet. An den Kronen sind die Flügelmauern und die Portale der Unterführungen mit gestockten Granitplatten abgedeckt, auf die ein eisernes Stabgeländer gesetzt wurde. Die Unterführungsbauwerke und die Flügelmauern, deren Ausführung in Abb. 46 bis 49 dargestellt ist, wurden wegen ihres verschiedenartigen Einflusses auf den Baugrund als selbständige, durch abgedichtete Fugen

von einander getrennte Baukörper ausgeführt und gegründet. Damit ist die Gewähr gegeben, daß bei ungleichen Setzungen keine Risse entstehen und etwaige Bewegungen in den dafür vorgesehenen Trennfugen zur Auswirkung kommen.

8. Die Umgestaltung der Zufahrtstraßen.

Die mit dem Umbau der Brücke durchgeführten Änderungen in den Abmessungen und Höhenverhältnissen der über die neue Brücke führenden Fahrbahn und Gehwege hatten naturgemäß auch eine durchgreifende Umgestaltung der Zufahrtstraßen zur Folge. Diese mußten in Linienführung, Breite und Höhenlage der neuen Brücke und der Straßenunterführung unter der Bahnlinie angepaßt werden, um den beständig wachsenden Verkehr reibungslos zu bewältigen und eine flüssige Verkehrsleitung nicht nur auf der Brücke selbst, sondern auch auf den Hauptzufahrtstraßen sicherzustellen.

Die Höhen- und Stelungsverhältnisse der neuen Rampen sind aus Abb. 50 ersichtlich. An der Höhenlage der linksufrigen Straßenanschlüsse an die neue Brücke waren nur verhältnismäßig geringe Änderungen vorzunehmen, weil hier die Brückenzufahrt am Widerlager gegenüber dem früheren Zustande nur um 0,29 m höher gelegt werden mußte. Die beiden Zufahrtstraßen und die schon früher vorhanden gewesene Verkehrsinsel an der südlichen Brückenzufahrt wurde so umgestaltet, daß sich nach allen Richtungen hinreichend breite Fahrbahnen ergaben und noch genügend Raum für die Haltestellen der Kraftwagenlinien vorhanden ist. Zu diesem Zweck ist auch noch eine Verbreiterung und Höherlegung der linksufrigen Hauptzufahrtstraße vorgesehen.

Am rechten Ufer lagen die Verhältnisse für den Straßenverkehr weniger günstig als linksufrig. Am rechten Ufer schob sich ein großer Baublock dem nach Norden und Osten strebenden und aus diesen Richtungen zur Brücke führenden Verkehr hindernd in den Weg. Um für die neuen Straßenrampen eine zügige und übersichtliche Linienführung zu erreichen, wurden sämtliche Gebäude erworben und nieder-

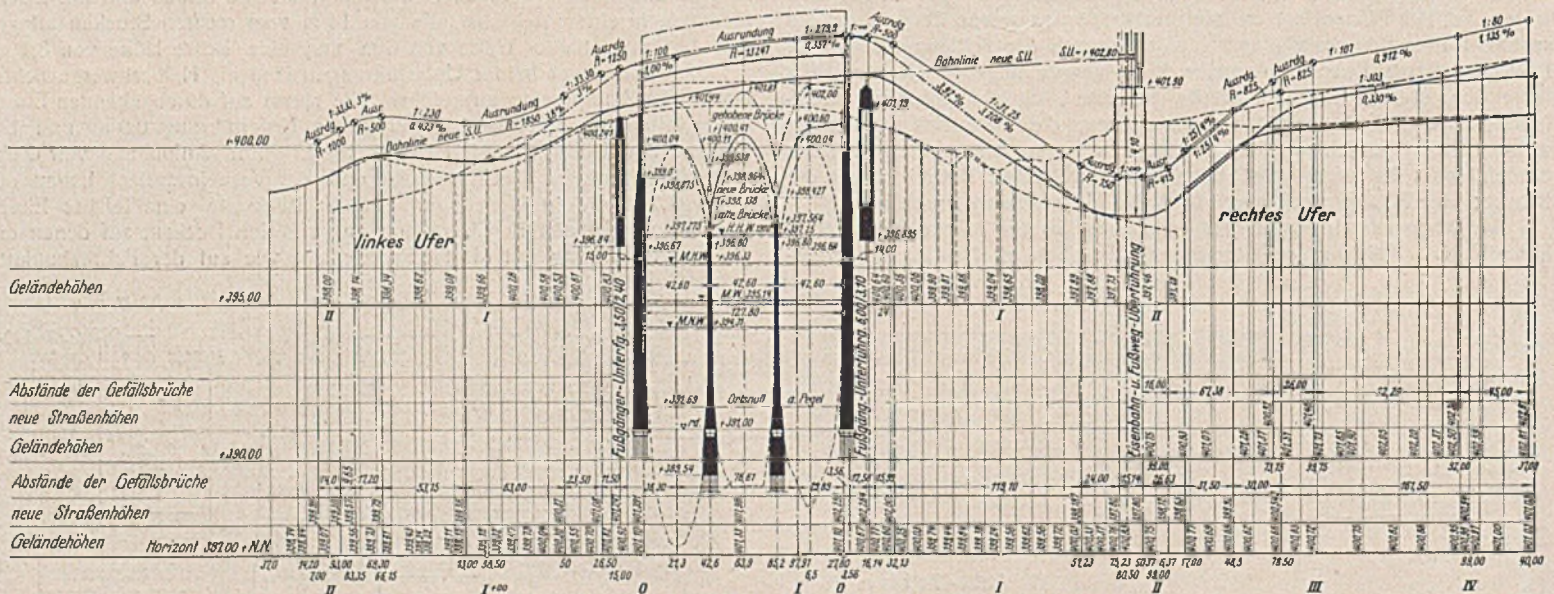


Abb. 50. Längsschnitt der Straßenbrücke mit Zufahrtsrampen.

gelegt. Ein weiteres, auf der rechten Stromseite seit Jahren als störend empfundenes Verkehrshindernis bildete der bereits erwähnte schienen- gleiche Bahnübergang, der deshalb durch eine mit genieteten, voll- wandigen Parallelträgern von 1,66 m Höhe und 20,4 m Stützweite über- spannte, die Bahnlinie schiefwinklig kreuzende Unterführung von 14 m Weite und 4,1 m Durchfahrhöhe ersetzt wurde. Hier liegt der tiefste Punkt der Straßenrampe auf N. N. + 397,8 m. Diese gerade noch hochwasserfrei liegende Straßenhöhe bedingte eine Hebung des Bahn- gleises an der Unterführung um 2,31 m, nämlich von 400,49 auf 402,8 (Schienenunterkante), und eine Absenkung der Straße um 2,95 m, nämlich von 400,75 auf 397,8. Östlich der Unterführung verzweigt sich die Rampe in die beiden durch eine Verkehrsinsel getrennten, nach Norden und Osten führenden Straßennäste, in die sie mit 4% Steigung hochführt.

weg in aufgelöster Eisenbetonbauweise (Abb. 51 u. 52) verbreitert, ebenso seine Fortsetzung am jenseitigen Ufer, die teils durch eine Rasenböschung, teils durch eine Stützmauer gegen die tiefer gelegene Parallelstraße zur Bahn abgegrenzt war. Im Zuge dieses Gehwegs wurde neben dem Stahl- überbau der Eisenbahnunterführung eine besondere Fußgängerbrücke von 2,7 m Breite und 19 m Stützweite aus zwei IP 60 hergestellt. Dadurch wurde eine unmittelbare Verbindung nach den östlich und nördlich der Bahnüberführung gelegenen Straßen geschaffen, so daß die Fußgänger die tiefliegende Fahrbahn vor der Überführung nicht zu kreuzen brauchen.

Als Verkehrsdecken wurde auf den Fahrbahnen in unmittelbarem Anschluß an die Brücke und in den Gefällstrecken mit mehr als 3% Neigung Kleinpflaster aus Granitporphyr auf einer gut abgewalzten Bruch- steinpacklage mit Schotterdecke von 35 cm Höhe eingebaut. Die übrigen

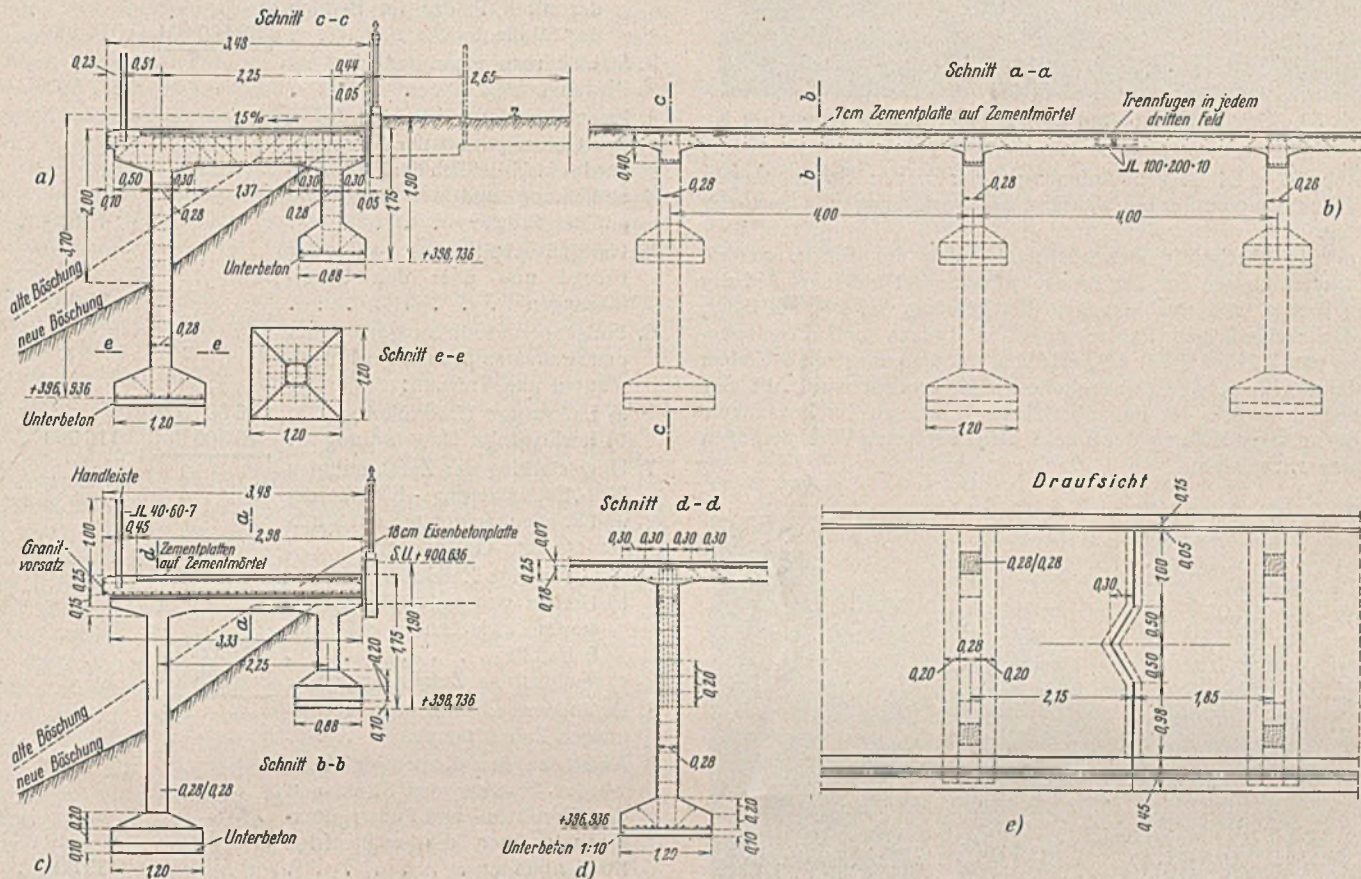


Abb. 51 a bis e. Eisenbetonbauwerk der Fußwegverbreiterung am linken Ufer.

Der Ausgleich der Höhenunterschiede zwischen den neuen Straßenrampen und dem natürlichen Gelände wurde auf der Westseite der Bahnlinie durch beraste Böschungen und auf der Ostseite durch Stützmauern bewirkt, die aus Stampfbeton ausgeführt und ebenso wie die landsittigen Steinbauten der Brücke und der Fußgängerunterführungen mit Schichten- steinen aus Naturgranit verblendet wurden.

Die Fahrbahnbreite auf der neuen Brücke mit 10 m wurde auch auf dem zur Unterführung unter der Bahnlinie mit einem Gefälle von 3,2% leitenden Rampenzweig als durchgehendes Verkehrsband beibehalten. Die gleiche Breite erhielt auch die Fahrbahn der mit einem Gefälle von 3,5% nach Westen stromabwärts führenden Rampe.

An den Haltestellen der Kraftwagenlinien zwischen Brücke und Bahnüberführung wurden besondere, 3,2 m breite Standspuren für die Kraftwagen angelegt, die von der durchgehenden Fahrbahn durch 1,2 m breite und 25 m lange Spurnästen getrennt sind, die zur Ver- kehrssicherheit und Erleichterung des lebhaften Umsteigeverkehrs an diesem wichtigen Verkehrsknotenpunkte wesentlich beitragen. In der nach Westen führenden Rampe wurde die Fahrbahn an den Halte- stellen der Kraftwagenlinien beiderseits um je 3 m verbreitert und in der Mitte eine 1,5 m breite und 17 m lange Verkehrsinsel erstellt, die den Verkehr nach Richtungen trennt und den Fußgängern beim Überschreiten der breiten Straße einen Schutzhalt bietet. An den Köpfen der Spur- und Verkehrsinseln wurden massive Leuchtsäulen mit Rück- strahlern und Richtungsanzeigern aufgestellt und auf diese Weise für eine sichere Abwicklung des Tag- und Nachtverkehrs gesorgt.

Auch wurde Vorsorge für eine gefahrlose Leitung des Fußgänger- verkehrs auf den zur neuen Brücke führenden Straßen getroffen. In Zu- sammenhang mit der von der Eisenbahnverwaltung durchgeführten Gleis- verschiebung nach Osten wurde ein zwischen einem tief eingeschnittenen Kanal und der Bahnlinie linksufrig zur Brücke führender, viel begangener Fuß-

an die Brückenrampen anschließenden Fahrbahnstrecken erhielten 5 cm dicke Kaltasphaltnischdecken. Die Gehwege sind teils mit rauen Kunst- steinplatten aus Hartbasalt, die auch in den Fußgänger-Unterführungen verlegt wurden, und teils mit Basalt-Mosaikpflaster befestigt. Die Fahr- bahnachsen sind auf der Brücke und auf den asphaltierten Rampen- strecken mit Leichtmetallnägeln und in den Pflasterstrecken mit Basalt- steinbändern, die sich von dem rötlichen Granitporphyr bei Tag und Nacht gut abheben, bezeichnet.

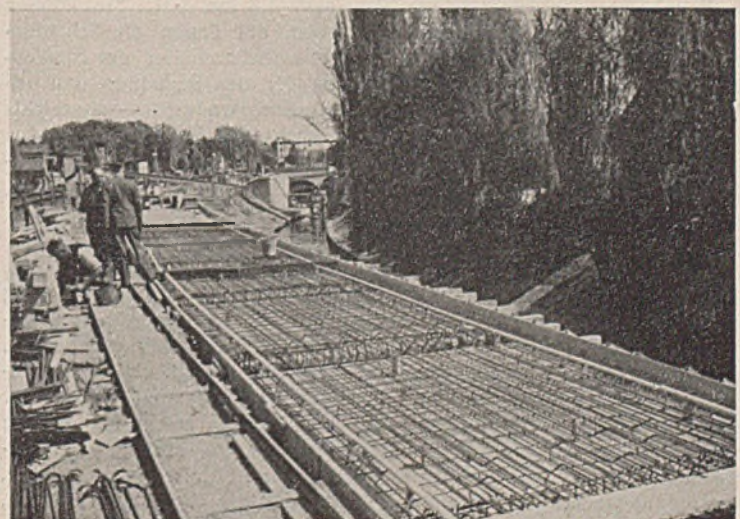


Abb. 52. Eisenbewehrung der Fußwegverbreiterung am linken Ufer.



Abb. 53. Straßenbauarbeiten an der rechtsufrigen Rampe.

Die Abb. 53 u. 54 zeigen Aufnahmen der neuen Straßenrampen sowie der Eisenbahnüberführung während der Ausführung und nach der Fertigstellung.

Nach der in Abschnitt 6 behandelten Hebung der Brücke werden die Steigungsverhältnisse auf der Brücke unverändert bleiben. Auf der linksufrigen Rampe wird sich hingegen die Steigung von 2% auf 3,8% und auf der rechtsufrigen Rampe zwischen Brücke und Eisenbahnüberführung von 3,2% auf rd. 4% erhöhen, so daß dort ohne Umbau der Überführung die jetzige Straßenhöhe wieder erreicht wird (Abb. 50). An den Rampen östlich der Bahnüberführung brauchen im Zusammenhang mit der späteren Hebung der Brücke keine baulichen Veränderungen vorgenommen zu werden.



Abb. 54. Westansicht der Eisenbahnüberführung über die rechtsufrige Zufahrtstraße.

Infolge der schon erwähnten Verlegung der Bahnlinie, die anlässlich der Hebung der Brücke kaum zu umgehen sein wird, werden Strecken des Bahnkörpers in einer Länge von etwa 1,3 km frei. Sie können später als Straße und die Eisenbahnbrücken, auf denen die Schienenunterkanten auf gleicher Höhe wie der Fahrbahnscheitel der Straßenbrücke liegt, als einspurige Straßenbrücken für den Radfahrer- und örtlichen Kleinfahrzeugverkehr ausgebaut werden, wodurch — angesichts des bis dahin voraussichtlich stark angewachsenen Kraftwagenverkehrs — eine willkommene Entlastung der jetzigen Brücke und der Zufahrtstraßen herbeigeführt werden kann.

9. Baukosten und Finanzierung.

Die Baukosten für die Erneuerung der Straßenbrücke mit Fußgänger-Unterführungen unter dem Straßenkörper, für die Umgestaltung der Zufahrtstraßen einschließlich Geländeerwerb, für den Auf- und Abbau der Notbrücke, die Um- und Neuverlegung von Versorgungsleitungen, soweit sie durch den Brückenumbau bedingt war, für die elektrische Beleuchtung der Brücke, der Unterführungen und Rampen sowie der städtische Beitrag für die Fußgängerbrücke über den Strom und für die Überführung der Bahn und eines Fußweges über die rechtsufrige Hauptstraßenrampe waren einschließlich der Kosten für die Entwurfsbearbeitung, Baugrunduntersuchungen, Bauleitung und sonstiger allgemeiner Kosten,

aber ohne Verstärkung der alten Pfeiler auf dem Gebiet der Straßenbrücke auf 1 956 000 RM veranschlagt.

Für die tatsächlichen Kosten, werden sich nach Abschluß der Abrechnung folgende Summen ergeben, wobei die in Klammern gesetzten Ziffern jeweils die Hundertteile der Gesamtkosten bezeichnen:

1. Auf- und Abbau der Notbrücke	128 800 RM		
Abzüglich des weiter verwerteten Holzes und der wieder verwendeten Teile der Beleuchtungsanlage	<u>30 800 RM</u>	98 000 RM	(4,88)
2. Pfeiler und Widerlager:			
a) Pfeiler- und Widerlagerverlängerung und neue Auflagerbänke	268 300 RM		
b) Unterfangung und Verstärkung der alten Pfeiler im Bereich der Straßenbrücke	<u>56 100 RM</u>	324 400 ,	(16,13)
3. Stahlüberbau einschließlich Rüstungsanteil		377 500 ,	(18,77)
4. Eisenbetonplatten der Fahrbahn, des Gehwegs und der Schrammborde einschließlich der Fahrbahnabdichtung und der Bordsteine auf der Brücke		46 500 ,	(2,31)
5. Hartgußasphaltdecken auf der Brücke und über den Unterführungen		17 000 ,	(0,85)
6. Fußgängerunterführungen unter den Straßenrampen mit den Flügelmauern und Treppen:			
a) Linksufrige Unterführung . .	46 600 RM		
b) Rechtsufrige Unterführung . .	<u>70 300 RM</u>	116 900 ,	(5,82)
7. Umgestaltung der Zufahrtstraßen (Erd-, Entwässerungs-, Eisenbeton- und Straßenbauarbeiten mit Stützmauern und Geländern):			
a) Linksufrige Zufahrtstraßen . .	62 500 RM		
b) Umbau des linksufrigen Fußweges zwischen Kanal und Bahnlinie	39 100 RM		
c) Rechtsufrige Zufahrtstraßen . .	<u>303 800 RM</u>	405 400 ,	(20,17)
8. Geländeerwerb für die rechtsufrigen Zufahrtstraßen		221 000 ,	(11,00)
9. Anteil an den Kosten der Fußwegbrücke über den Strom und der Eisenbahn- und Fußwegüberführung über die rechtsufrige Straßenrampe		139 600 ,	(6,95)
10. Um- und Neuverlegung von Gas- und Wasserleitungen und Starkstromkabeln auf der Brücke und in den Straßenrampen		104 600 ,	(5,20)
11. Elektrische Beleuchtung der Brücke, der Unterführungen und Straßenrampen		41 100 ,	(2,05)
12. Verschiedenes (Entwurfsbearbeitung, Baugrunduntersuchungen, Gutachten, Bauleitung, Modelle, Filme und Lichtbilder, Abrechnung und sonstige allgemeine Kosten)		<u>118 000 ,</u>	(5,87)

Gesamtkosten: 2 010 000 RM (100,00)

Die Baukosten halten sich also sehr gut im Rahmen des Voranschlags. Sie übertreffen die veranschlagte Bausumme nur um 54 000 RM, also annähernd um die Kosten der Pfeilerverstärkung im Bereich der Straßenbrücke, die 56 100 RM betragen und im Voranschlag nicht vorgesehen waren. Berücksichtigt man, daß es sich um einen recht schwierigen, bei der Ausführung manchen Zufälligkeiten ausgesetzten Brückenumbau handelte, so darf dieses Ergebnis als sehr befriedigend bezeichnet werden.

Von den Baukosten für die Erneuerung der Straßenbrücke mit den zugehörigen Anlagen trug der Bauherr rd. 0,9 Mill. RM oder 45% und das Reich, das Land, der Kreis, die Eisenbahnverwaltung und die Reichspost zusammen rd. 1,1 Mill. RM oder 55% der Gesamtkosten.

Außerdem hat die Eisenbahnverwaltung für den Umbau der Eisenbahnbrücke mit Bahnrampen, für die unter dem Bahnkörper liegenden Teile der Fußgängerunterführungen, für die rechtsufrige Eisenbahn- und Fußwegüberführung (ohne die von anderer Seite ersetzten Anteile) eine Bausumme von über 1 Mill. RM ausgegeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Die rechnerische Behandlung der versteiften Hängebrücke.

Von Dr.-Ing. Karl Hoening, Köln.

Vorbemerkungen.

Für die Berechnung der versteiften und verankerten Hängebrücke liegt im Schrifttum eine Anzahl von Lösungsvorschlägen vor, nach denen die genaue Untersuchung für jeden Belastungsfall auf mehr oder weniger umständlichem Wege durch Reihenentwicklungen oder durch Auflösung vielgliedriger Gleichungsgruppen vorgenommen wird. Im folgenden wird eine einfache, geschlossene Lösung der Hauptdifferentialgleichung angegeben, die es gestattet, die Ordinatenwerte der Biege- und Momentenlinien unmittelbar anzuschreiben. Voraussetzung hierfür ist, daß der waagerechte Kabel- oder Kettenzug aus einer Vorberechnung bekannt ist und daß der Querschnitt des Versteifungsträgers auf die ganze Integrationslänge unverändert bleibt. Die Belastung kann aus einer beliebig angeordneten Streckenlast und aus einer oder mehreren Einzelasten bestehen. Die ungünstigsten Laststellungen können zwar mit Hilfe von Einflußlinien ermittelt werden, die aus den entwickelten Formeln punktweise bestimmt werden können. Zur Berechnung der Größtmomente ist es indessen vielfach gar nicht erforderlich, die ungünstigste Laststellung für jeden Trägerschnitt vorauszubestimmen, denn die Linie der Größtmomente kann ohne Schwierigkeiten als Umhüllende einer Schar von Momentenlinien für verschiedene Streckenbelastungen gefunden werden.

Das Ziel der Berechnung sind die Biegemomente im Versteifungsträger und die Einsenkungen unter Einwirkung der Verkehrslasten und der Wärmeänderung. Mit zunehmendem Trägheitsmoment des Versteifungsträgers wächst der auf ihn entfallende Momentenanteil und die Durchbiegungen vermindern sich. Für verschiedene Steifigkeitsgrade durchgeführte Berechnungen ergeben, daß eine eindeutige Antwort auf die Frage nach dem richtigen Grad der Versteifung und dem richtigen Trägheitsmoment des Versteifungsträgers nicht möglich ist. Jede Berechnung muß von der Annahme eines bestimmten Trägheitsmoments ausgehen, aber es gibt für jede Bauweise viele Annahmen, die zum Ziele führen. Die Beanspruchung ist von dem Verhältnis der beweglichen zur ruhenden Last abhängig und daher für Eisenbahnbrücken wesentlich ungünstiger als für schwere Straßenbrücken. Es zeigt sich, daß bei der richtigen, die Verformung berücksichtigenden Berechnung der Momentenanteil des Versteifungsträgers stets verhältnismäßig gering wird und daß die Annahme eines nur kleinen Trägheitsmoments den wirtschaftlichen Forderungen um so mehr entspricht, je mehr die ruhende Last der Brücke die beweglichen Lasten überwiegt. Demgegenüber ist die Voraussetzung eines über die Brückenlänge gleichbleibenden Querschnitts nur von geringer wirtschaftlicher Bedeutung. Nur in dem Fall des über mehrere Öffnungen durchlaufenden Versteifungsträgers sind örtliche Verstärkungen für die Momentenspitzen über den Pfeilern nicht zu vermeiden. Zu ihrer Berücksichtigung wird ein Näherungsweg angegeben.

Die Berechnung der formabhängigen Tragwerke bietet gegenüber den nicht formabhängigen Balkenträgern deshalb besondere Schwierigkeiten, weil die gegenseitige Abhängigkeit der zur Berechnung notwendigen statischen Größen in genauer Form mathematisch schwer faßbar ist. Das gilt insbesondere für die Beziehungen zwischen der Biegelinie einerseits und dem Kabel- oder Kettenzug H andererseits. Für jeden Belastungsfall sind also zwei verschiedenartige Aufgaben zu lösen, die in mehrfacher Wechselbeziehung zueinander stehen. Die eine Aufgabe ist die Bestimmung der Längskraft H , die beiderseits durch Verankerungen in die Gründungen übertragen wird, die andere die Bestimmung der Biegelinie und der durch sie bedingten Momentenlinie für den Versteifungsträger. Da jede der beiden Aufgaben die Lösung der anderen zur Voraussetzung hat, die mathematischen Beziehungen zwischen Durchbiegungen und Längskraft aber in einer für jeden Einzelfall gültigen, geschlossenen Form nicht ausdrückbar sind, muß bei Ableitung des Berechnungsvorganges insofern eine vorläufige Annahme gemacht werden, als die Längskraft H zunächst, in Teil A der Abhandlung, als bekannt vorausgesetzt, in Teil B aber erst eingehender untersucht wird.

In Teil A zeigt sich, daß die Gesetze für den Verlauf der Durchbiegungen und Momente wesentlich von denen der bekannten, nicht formabhängigen Balkenträger verschieden sind. Um diese Gesetze zu klären und die gefundenen Formeln darstellen und veranschaulichen zu können, muß vorausgesetzt werden, daß die Längskraft H mit ausreichender Genauigkeit bekannt ist. Würde man umgekehrt von der Ermittlung der Längskraft H ausgehen, so wäre es notwendig, mathematische Beziehungen und Formeln, die für den Verlauf der Biegelinie maßgebend sind und die in Teil A abgeleitet werden, für die Berechnung von H vorwegzunehmen. Der hier eingeschlagene Weg der Vorwegnahme einiger Zahlenwerte erleichtert die Verfolgung und hat den Vorteil, daß er schneller den Kern der Untersuchung erkennen läßt.

Abgesehen von dieser Schwierigkeit einer ganz folgerichtigen Darstellung der rechnerischen Zusammenhänge, zeigt die Untersuchung, daß es möglich ist, die sachlichen Schwierigkeiten einer genauen, von Fehlern erfahrungsmäßiger Annahmen freien Berechnung der versteiften und verankerten Hängebrücke zu bewältigen.

Teil A. Biegelinien und Biegemomente.

1. Grundlagen.

Hauptbestandteile der als Brückentragwerke in Frage kommenden formabhängigen Tragwerke, die sowohl Hängebrücken als auch Bogenbrücken umfassen, sind der Gurt, der durch eine Längskraft H gespannt wird, die von außen, d. h. von der Gründung her auf das Tragwerk einwirkt, und der biegegeste, in zwei oder mehr Punkten gelagerte Versteifungsträger, wobei beide Teile so miteinander verbunden sind, daß sie die gleichen Querverschiebungen und -verbiegungen in der lotrechten Ebene erfahren. Der Umstand, daß Traggurt und Versteifungsträger in gewissen Fällen, so beim steifen Bogen und beim verankerten Hängebrücke, zu einem steifen Band zusammengefaßt sind, ist für die Art der Tragwirkung ohne wesentliche Bedeutung. Ein grundlegender Unterschied zwischen Bogenbrücke und Hängebrücke liegt darin, daß bei ersterer der auf Druck beanspruchte Gurt ohne biegegeste Versteifung kein standsticheres Tragwerk bildet, während der auf Zug beanspruchte Hängegurt auch ohne Versteifung bei jeder Belastung eine sichere Gleichgewichtslage einnimmt. Die nachfolgenden Untersuchungen beziehen sich auf das Tragwerk der Hängebrücke. Die zu entwickelnde Berechnungsweise könnte sinngemäß unter Berücksichtigung der geänderten Vorzeichen auf die Bogenbrücke übertragen werden, wobei allerdings der Vorzeichenwechsel von grundlegendem Einfluß auf die Verformungs- und Standsicherheitsverhältnisse wäre.

Während bei allen Bauweisen, bei denen der Einfluß der Verformung auf die inneren und äußeren Spannkraften keine Berücksichtigung erfordert, Spannungen und Durchbiegungen zueinander und zu den Angriffskräften in einfachem, geradlinigem Verhältnis stehen und verschiedene Belastungs- und Spannungszustände einander überlagert werden können (Berechnungsweise erster Ordnung), besteht bei den formabhängigen Bauweisen infolge der wechselseitigen Beeinflussung von Kräften und Verformungen keine Verhältnismäßigkeit und keine Möglichkeit einfacher Überlagerung verschiedener Spannungs- und Belastungszustände (Berechnungsweise zweiter und höherer Ordnung). Es ist daher ohne weiteres nicht möglich, für irgendwelche Spannungs- und Verformungsgrößen allgemeingültige Einflußlinien aufzustellen. Die statische Untersuchung kann also zunächst jeweils nur für einen bestimmten Belastungsfall durchgeführt werden. Die Berechnung würde dadurch, daß jede Lastverschiebung oder Zusatzbelastung oder jede Wärmeänderung eine Neuberechnung erfordert, recht umfangreich werden. Es ist daher, um Voraussagen über die Wirkung von Belastungs- oder Wärmeänderungen machen zu können, von großem Wert, Beziehungen zwischen verschiedenen Spannungszuständen zu finden.

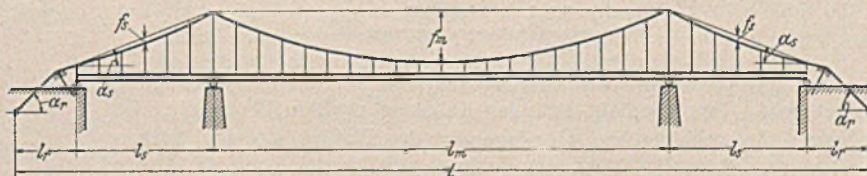


Abb. 1.

Um die nachfolgenden Untersuchungen anschaulicher zu gestalten, soll ihnen ein bestimmtes Brückentragwerk, das in Abb. 1 dargestellt ist, zugrunde gelegt werden. Bei den zur Erläuterung dienenden Zahlenbeispielen werden für das Tragwerk bestimmte, gleichbleibende Abmessungen angenommen. Die Stützweite der Mittelöffnung sei $l_m = 300$ m, die der Seitenöffnungen $l_s = 90$ m. Der Durchhang des Traggurtes in der Mittelöffnung (zwischen den Loten durch die Auflager des Versteifungsträgers) sei im unverformten Tragwerk $f_m = 32$ m. Die Versteifungsträger aller drei Öffnungen sind gelenkig und getrennt voneinander gelagert. Der Fall des durchgehenden Versteifungsträgers wird besonders behandelt.

Das Tragwerk wird in ein Koordinatenkreuz eingeordnet, dessen Abszissenursprung in der Mitte der Hauptöffnung und dessen Ordinatenursprung in Höhe der Verbindungslinie der Schnittpunkte der Auflagerlote mit der Kabellinie liegt. Die Abszissen werden nach rechts, die Ordinaten nach unten positiv gezählt.

Die waagerechte Seitenkraft der Gurtkraft wird, der Regelausführung entsprechend, als „Kabelzug“ und mit dem Buchstaben H bezeichnet.

Bei alleiniger Wirkung der ständigen Last g ist der Kabelzug H_g , bei zusätzlicher Einwirkung einer Nutzlast p und einer Erwärmung um t° ist sein Wert H_{g+p+t} .

E_v und J_v sind die Elastizitätszahl und das Trägheitsmoment des Versteifungsträgers, E_k und F_k die Elastizitätszahl und die Querschnittsfläche des Kabels.

Bezeichnen wir weiter das statisch bestimmte Balkenmoment der auf das Tragwerk wirkenden Lasten im Querschnitt x mit M_{ox} , das Biegemoment im Versteifungsträger im gleichen Schnitt mit M_{vx} , mit y die zugehörige Ordinate der unverformten Kabellinie und mit $\mathcal{J}y$ die lotrechte Einsenkung infolge der Belastung und Wärmeänderung, so ist in jedem Schnitt x für den beiderseits frei drehbar gelagerten Versteifungsträger

$$(1) \quad M_{vx} = M_{ox} - H(y + \mathcal{J}y).$$

In dieser Gleichung sind sowohl H als auch $\mathcal{J}y$ unbekannt. Dadurch wird die Auflösung sehr erschwert. Diese beiden Größen, Kabelzug und Verformung, sind derart voneinander abhängig, daß zu einer bestimmten Biegelinie bei einem bestimmten Wärmegrad ein ganz bestimmter Kabelzug gehört, der durch die Länge der verformten Kabellinie im Vergleich zur unverformten, durch die Elastizitätszahl und die Querschnittsfläche des Kabels sowie durch dessen Anfangsspannung eindeutig festgelegt ist. Ungeachtet dieser gegenseitigen Abhängigkeit ist es erforderlich, die Überlegungen, die zur Ermittlung dieser beiden Größen dienen sollen, getrennt durchzuführen. Ist unter Zugrundelegung eines bestimmten Kabelzuges die Biegelinie des Tragwerks für irgendeinen Belastungsfall bestimmt, so muß die Nachprüfung der Kabellänge die Richtigkeit des angenommenen Kabelzuges bestätigen. Leider ist es aber nicht angängig, diese Möglichkeit der Nachprüfung unmittelbar zum Ausgangspunkt der Vorausberechnung des Kabelzuges zu machen, weil die Längenänderung des Kabels bei beliebiger Verformung nicht in geschlossener Form ausgedrückt werden kann. Deshalb ist es notwendig, um die Übersichtlichkeit der Darstellung zu wahren, die beiden Rechnungsgänge getrennt zu halten.

Es wird also zunächst angenommen, der Kabelzug H_g und der Zuwachs H_{p+t} bei einem bestimmten Belastungs- und Wärmezustand seien bekannt. Für den Wert H_g ist diese Voraussetzung stets erfüllt. Denn es ist praktisch möglich und zweckmäßig, das Tragwerk so aufzustellen, daß die ständige Last g , die als gleichmäßig über die ganze Länge verteilt angenommen wird, nur vom Kabel aufgenommen wird und kein Biegemoment im Versteifungsträger zur Folge hat. In diesem Falle ist:

$$(2) \quad H_g = \frac{g_m l_m^2}{8 f_m} = \frac{g_s l_s^2}{8 f_s}.$$

Bei gleicher ständiger Last g müssen sich also die Kabelpfeile aller Öffnungen wie die Quadrate der Stützweiten verhalten. Die Kabellinie ist, wie leicht nachzuweisen, in jeder Öffnung eine Parabel. Das so belastete Tragwerk wird als unverformtes Grundnetz bezeichnet. Nehmen wir in unserm Beispiel, das als schwere Straßenbrücke gedacht ist, die ständige Last g zu 16 t/m an, so ist:

$$H_g = \frac{16 \cdot 300^2}{8 \cdot 32,0} = \frac{16 \cdot 90^2}{8 \cdot 2,88} = 5625 \text{ t.}$$

Auf das Grundnetz wird die Verkehrslast p in beliebiger Stellung aufgebracht. Damit erhöht sich der Kabelzug um den Betrag H_p . Da indessen die nachträgliche Überlagerung des Einflusses einer Wärmeänderung t nicht zulässig ist, empfiehlt es sich, zugleich mit der Last p auch den Einfluß einer Wärmeänderung um t° zu berücksichtigen. Der Zuwachs des Kabelzuges erreicht damit den Wert H_{p+t} . Der Wert H_g bleibt stets unverändert, wie auch das Tragwerk sich verformen möge. Die Wirkung einer Änderung des Kabelpfeils wird also stets in den Zuwachs H_{p+t} des Kabelzuges einbezogen.

II. Gleichmäßig verteilte Last.

Es ist nun möglich, für die Formänderung, die das Tragwerk durch p und t erfährt, eine Differentialgleichung aufzustellen. Bezeichnen wir die Ordinaten der Biegelinie im folgenden mit y (statt $\mathcal{J}y$), so kann aus der Krümmung der y -Linie einerseits auf das Biegemoment im Versteifungsträger und auf den von diesem aufgenommenen Belastungsanteil, andererseits aus der Krümmung des Kabels und der Längskraft H auch auf dessen Belastungsanteil geschlossen werden. Bezeichnet man den Lastanteil des Versteifungsträgers mit p_v , den Anteil des Kabels mit p_k , so gilt in jedem Schnitt x die Gleichung:

$$p = p_v + p_k.$$

Die ständige Last g und der Lastanteil des Kabels mit dem Kabelzug H_g und dem Parabelpfeil f_m im unverformten Grundnetz gleichen

sich aus und können deshalb aus der Gleichung herausgelassen werden. Es wird die Voraussetzung gemacht, daß der Abstand der Verbindungsglieder zwischen Kabel und Versteifungsträger (der Hängestäbe) unendlich klein, ihre Zahl also unendlich groß ist, und daß die Längenänderung dieser Verbindungsglieder vernachlässigt werden kann.

Bei einer Biegelinie $y=f(x)$ ist das Biegemoment M_{vx} im Versteifungsträger:

$$M_{vx} = -E_v J_v \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}$$

und sein Lastanteil

$$p_{vx} = E_v J_v \cdot \frac{d^4 y}{dx^4}.$$

Der Lastanteil des Kabels ist, wenn man die ursprünglichen Parabelordinaten mit Y bezeichnet:

$$g + p_k = -H_{g+p+t} \cdot \frac{d^2(Y+y)}{dx^2} = -H_g \cdot \frac{d^2 Y}{dx^2} - H_{p+t} \cdot \frac{d^2 Y}{dx^2} - H_{g+p+t} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}.$$

Darin ist

$$g = -H_g \cdot \frac{d^2 Y}{dx^2} \quad \text{und} \quad -\frac{d^2 Y}{dx^2} = \frac{8 f_m}{l_m^2},$$

also

$$p_k = H_{p+t} \cdot \frac{8 f_m}{l_m^2} - H_{g+p+t} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}.$$

Die Differentialgleichung lautet also:

$$(3) \quad p = E_v J_v \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} + H_{p+t} \cdot \frac{8 f_m}{l_m^2} - H_{g+p+t} \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}.$$

Bei der Integration dieser Gleichung wird die Voraussetzung gemacht, daß die Belastung p und der Steifigkeitsbeiwert $E_v J_v$ des Versteifungsträgers für die Integrationslänge als unveränderlich betrachtet werden können. Für jede Belastungsstrecke ist mithin eine besondere Biegelinie zu ermitteln. Die Zusammensetzung muß unter Berücksichtigung gegebener Randbedingungen vorgenommen werden.

Die Integration der Gl. (3) wird wie folgt durchgeführt: Wir schreiben sie in der Form:

$$a \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} - b \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + d = 0.$$

Darin ist:

$$a = E_v J_v,$$

$$b = H_{g+p+t},$$

$$d = -p + H_{p+t} \cdot \frac{8 f_m}{l_m^2}.$$

Angenommen:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = z \quad \text{und} \quad \omega = \sqrt{\frac{b}{a}} = \sqrt{\frac{H_{g+p+t}}{E_v J_v}}.$$

Dann wird

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = \omega^2 z - \frac{d}{a}$$

$$x = \int \frac{dz}{\sqrt{C_1' + 2 \int (\omega^2 z - \frac{d}{a}) dz}} + C_2$$

$$= \int \frac{dz}{\sqrt{C_1' + \omega^2 z^2 - 2 \cdot \frac{d}{a} \cdot z}} + C_2,$$

$$x = \frac{1}{\omega} \cdot \operatorname{Ar} \coth \frac{-\frac{d}{a} + \omega^2 z}{\sqrt{\left(\frac{d}{a}\right)^2 - C_1' \omega^2}} + C_2^{(1)}$$

$$\text{oder} \quad \coth(x - C_2) \omega = \frac{-\frac{d}{a} + \omega^2 z}{\sqrt{\left(\frac{d}{a}\right)^2 - C_1' \omega^2}} = \frac{-\frac{d}{a} + \omega^2 z}{C_1}.$$

Es sind zwar auch andere Ansätze zur Lösung der vorstehenden uneinheitlichen Differentialgleichung zweiter Ordnung für x und z möglich, doch ergibt nur der hier verwendete Ansatz bei der Integration in allen Fällen reelle Unveränderliche.

$$z = \frac{C_1}{\omega^2} \cdot \coth(x - C_2) \omega + \frac{d}{a \omega^2}.$$

$$(4) \quad y = \frac{C_1}{\omega^4} \cdot \coth(x - C_2) \omega - \frac{p - H_{p+t} \cdot \frac{8 f_m}{l_m^2}}{2 E_v J_v \omega^2} \cdot x^2 + C_2 x + C_4.$$

¹⁾ Vgl. „Hütte“, 21. Aufl., Bd. I, S. 75.

Die Abgeleiteten dieser Gleichung sind:

$$y' = \frac{C_1}{\omega^3} \cdot \sin(x - C_2) \omega - \frac{p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2}}{EJ\omega^2} \cdot x + C_3$$

$$y'' = \frac{C_1}{\omega^2} \cdot \cos(x - C_2) \omega - \frac{p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2}}{EJ\omega^2}$$

$$y''' = \frac{C_1}{\omega} \cdot \sin(x - C_2) \omega$$

$$y'''' = C_1 \cdot \cos(x - C_2) \omega$$

Bei Einsetzen vorstehender Werte wird Gl. (3) gleichlautend erfüllt, wenn man beachtet, daß $\omega = \sqrt{\frac{H_{g+p+t}}{EJ}}$ ist.

Gl. (4) kann auf jeden Belastungsfall angewendet werden. Die Unveränderlichen $C_1 \dots C_4$ der Integration sind aus den Randbedingungen zu bestimmen.

Bei gleichmäßig über eine ganze Öffnung verteilter Belastung p erstreckt sich die Integration von $-\frac{l}{2}$ bis $+\frac{l}{2}$. Die Randbedingungen sind für $x = -\frac{l}{2}$ und $x = +\frac{l}{2}$: $y = 0$ und $y'' = 0$.

Damit erhält man nach Einsetzen der Unveränderlichen (nach Fortlassung von Zwischenrechnungen):

$$(5) \quad y = \frac{1}{\omega^2 EJ} \left(p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} \right) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{\cos x \omega}{\cos \frac{l}{2} \omega} \right) \right]$$

$$(6) \quad y'' = -\frac{1}{\omega^2 EJ} \left(p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} \right) \left(1 - \frac{\cos x \omega}{\cos \frac{l}{2} \omega} \right) = -\frac{M_v}{EJ}$$

$$(7) \quad y'''' = \frac{1}{EJ} \left(p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} \right) \frac{\cos x \omega}{\cos \frac{l}{2} \omega} = \frac{p_v}{EJ}$$

Schreibt man Gl. (5) in der Form

$$[5] \quad y = \frac{p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2}}{H_{g+p+t}} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{\cos x \omega}{\cos \frac{l}{2} \omega} \right) \right]$$

so erkennt man, daß das erste Glied in der [] Klammer einer Parabel entspricht und die Biegelinie angibt, die bei unverteilter Hängebrücke auftreten würde, während das zweite Glied die Verminderung der Durchbiegung umfaßt, die sich aus der Biegefestigkeit des Versteifungsträgers ergibt. Dieser Teil hat transzendente Form. Er ist zahlenmäßig bei gleichmäßiger Belastung der ganzen Öffnung verhältnismäßig klein, sein Wert steigert sich erheblich bei örtlicher Belastung, die stärkere Krümmung zur Folge hat.

Die Form der Gleichung für y läßt ohne weiteres erkennen, daß das Grundnetz für die versteifte Hängebrücke nicht formunabhängig, sondern die formabhängige, als kinematische Kette statisch unterbestimmte, unverteifte Hängebrücke ist. Der Grad der Versteifung ist jeweils aus dem transzendenten Glied der Gleichung leicht zu ersehen.

Betrachtet man $p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2}$ als gleichmäßig verteilte Belastung eines geraden, durch die Längskraft H_{g+p+t} gespannten Bandes von der Länge l und mit der Steifigkeit EJ , so erhält man für die Durchbiegungen und Momente genau die gleichen Formeln (5) u. (6), die für diesen Fall bereits von Tollc²⁾ abgeleitet sind. Daraus ergibt sich, daß der Anfangsdurchhang f des Kabels nur auf die Belastung $p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2}$ und natürlich auch auf H_{g+p+t} von Einfluß ist, nicht aber auf die Größe der Durchbiegungen und Momente, wenn man die Werte H und $p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2}$ als gegeben betrachtet.

Die Auswertung der Formeln wird für ein Beispiel gemäß Abb. 1 mit folgenden Zahlenwerten vorgenommen:

$$p = 5 \text{ t/m}, \quad E_v = 21 \cdot 10^9 \text{ t/m}^2, \quad J_v = 0,20 \text{ m}^4 \text{ (20 000 000 cm}^4\text{)}$$

Bei $t = +30^\circ$ sei $H_{p+t} = 1474,78 \text{ t}$ (gesondert ermittelt)

$$H_{g+p+t} = 5625 + 1474,78 \cdot \frac{8f}{l^2} = 7100 \text{ t}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{7100}{21 \cdot 10^9 \cdot 0,2}} = \frac{1}{24,322}, \quad \omega^2 = \frac{1}{591,55}$$

$$p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} = 0,80507 \text{ t/m}$$

$$\cos \frac{l}{2} \cdot \omega = \cos \frac{150}{24,322} = \cos 6,1673 = 238,45$$

$$\frac{1}{\omega^2} \left(p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} \right) = 476,242 \text{ tm.}$$

Die Linien für y , M_v und p_v sind in Abb. 2 dargestellt. Für die Öffnungsmitte mit $x = 0$ ergibt sich:

$$M_v = 476,242 \left(1 - \frac{1}{238,45} \right) = 474,242 \text{ tm.}$$

$$y = \frac{591,55}{4,2 \cdot 10^6} \cdot 0,80507 (11\,250 - 591,55 \cdot 0,995\,806) = 1,2088 \text{ m.}$$

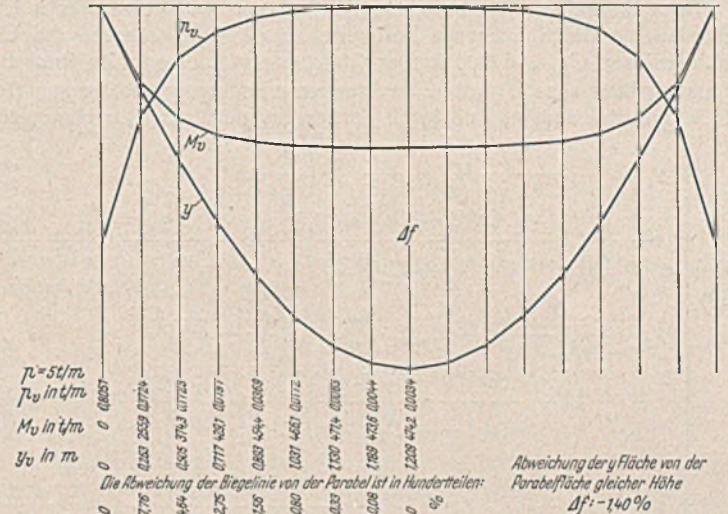


Abb. 2.

Da bei der Auswertung die Ordinaten für jeden Abszissenwert unabhängig von den Nachbarordinaten und vom Linienverlauf ermittelt werden, ist die Zahl der berechneten Punkte belanglos. Sie werden als Vieleckzug durch gerade Linien miteinander verbunden.

Die beiden in den Formeln enthaltenen Belastungswerte p und $H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2}$ sind mathematisch voneinander unabhängig. Die Formeln gelten also auch, wenn beispielsweise $p = 0$ und der Zuwachs (H_{p+t}) des Kabelzuges auf andere Ursachen (Belastung von Seitenöffnungen oder Wärmeänderung) zurückzuführen ist.

Die Biege-, Momenten- und p_v -Linien für verschiedene Belastungswerte sind verwandt und ihre Ordinaten sind $p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2}$ verhältnismäßig, wenn der Wert ω , der vom Gesamtkabelzug H_{g+p+t} abhängt, unverändert bleibt. Es ist daher auch Überlagerung der Ordinatenwerte möglich und zulässig, wenn die zu überlagernden Werte mit demselben ω berechnet sind. Soll also eine Überlagerung vorgenommen werden, so ist es erforderlich, die zu überlagernden Ordinaten mit demjenigen Werte ω zu ermitteln, der dem Endwerte des Kabelzuges aus den verschiedenen zu überlagernden Belastungszuständen entspricht. Der Endwert von H_{g+p+t} ist demnach vorerst zu bestimmen. Seine Berechnung wird in einem besonderen Abschnitt (Teil B) gezeigt.

Die bei gleichmäßiger Belastung sich ergebende Momentenlinie des Versteifungsträgers ist eine transzendente Kurve, die im mittleren Teil der Öffnung nahezu unverändert bleibt und an den Enden schnell abfällt.

Die Biegelinie kommt einer Parabel recht nahe. Ihre Fläche ergibt sich als Unterschied einer Parabelfläche und eines transzendenten Flächenanteils, wobei die Parabelfläche wesentlich überwiegt. Der Inhalt weicht in dem Beispiel von der Parabelfläche mit der gleichen Mittelordinate um etwa $-1,4\%$ ab.

Das Trägheitsmoment J_v ist ebenso wie p als gleichbleibend über die ganze Trägerlänge angenommen. Sein Wert ist wesentlich kleiner, als nach der Berechnungsweise erster Ordnung erforderlich sein würde. Wie sich bei der weiteren Untersuchung zeigen wird, ist der Verlauf der Größtmomente über die ganze Öffnung nicht sehr stark veränderlich. Eine Abstufung des Querschnitts würde daher nur wenig wirtschaftlichen Nutzen bringen. Es soll mithin an der Voraussetzung gleichbleibenden Trägheitsmoments auch weiter festgehalten werden.

III. Einseitige Streckenbelastung.

Die Öffnung habe einen gleichmäßig mit p belasteten und einen unbelasteten Abschnitt. Die Belastungsscheide habe die Abszisse ξ , der belastete Teil liege rechts von ξ . Für die Biegelinie gilt Gl. (4), worin

²⁾ Z. d. Vdl 1897, S. 855 ff. — „Hütte“, 21. Aufl., Bd. I, S. 599.

für den linken, unbelasteten Teil der Belastungswert $p = 0$ gesetzt wird. Der Wert H_{p+t} ist für beide Teile der gleiche. Die Ordinaten links von ξ werden mit y_l , rechts von ξ mit y_r bezeichnet. Man erhält für jeden Abschnitt eine besondere Biegelinie. Die beiden Kurvengleichungen haben acht Integrationsunveränderliche, die so zu bestimmen sind, daß einerseits für $x = +\frac{l}{2}$ und $x = -\frac{l}{2}$ die Auflagerbedingungen $y = 0$ und $y'' = 0$ erfüllt werden, und daß andererseits im Punkte ξ sowohl die Momentenlinien wie die Biegelinien sich berühren, also

$$y_{l\xi} = y_{r\xi}, \quad y'_{l\xi} = y'_{r\xi}, \quad y''_{l\xi} = y''_{r\xi}, \quad y'''_{l\xi} = y'''_{r\xi}.$$

Nach Einsetzen aller acht Randbedingungen gelingt es, sechs Unveränderliche durch bekannte Festwerte zu ersetzen, während die Unveränderlichen C_{2l} und C_{2r} in der Gleichung verbleiben. Zu ihrer Bestimmung dienen zwei weitere transzendente Bedingungsgleichungen (10). Die Kurvengleichungen sind (nach Fortlassung der Zwischenrechnungen):

$$(8) \quad \begin{cases} y_l = \frac{1}{\omega^2 EJ} \left\{ -H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{\cos(x - C_{2l}) \omega}{\cos\left(\frac{l}{2} + C_{2l}\right) \omega} \right) \right] + p \cdot \frac{(l - 2\xi)^2}{8} \left(\frac{x}{l} + \frac{1}{2} \right) \right\} \\ y_r = \frac{1}{\omega^2 EJ} \left\{ \left(p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} \right) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{\cos(x - C_{2r}) \omega}{\cos\left(\frac{l}{2} - C_{2r}\right) \omega} \right) \right] + p \cdot \frac{(l + 2\xi)^2}{8} \left(\frac{x}{l} - \frac{1}{2} \right) \right\} \end{cases}$$

$$(9) \quad \begin{cases} y''_l = \frac{1}{\omega^2 EJ} \cdot H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} \left(1 - \frac{\cos(x - C_{2l}) \omega}{\cos\left(\frac{l}{2} + C_{2l}\right) \omega} \right) = -\frac{M_l}{EJ} \\ y''_r = -\frac{1}{\omega^2 EJ} \left(p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} \right) \left(1 - \frac{\cos(x - C_{2r}) \omega}{\cos\left(\frac{l}{2} - C_{2r}\right) \omega} \right) = -\frac{M_r}{EJ} \end{cases}$$

Die Bedingungsgleichungen für C_{2l} und C_{2r} sind:

$$(10) \quad \begin{cases} \cos\left(\frac{l}{2} + C_{2l}\right) \omega \cdot \sin(\xi - C_{2r}) \omega = \frac{H_{p+t}}{p} \cdot \frac{8f}{l^2} \cdot \sin(C_{2l} - C_{2r}) \omega \\ \cos\left(\frac{l}{2} - C_{2r}\right) \omega \cdot \sin(\xi - C_{2l}) \omega = \left(-1 + \frac{H_{p+t}}{p} \cdot \frac{8f}{l^2} \right) \sin(C_{2l} - C_{2r}) \omega. \end{cases}$$

Die Gleichungen (10) könnten durch Versuchsrechnung verhältnismäßig leicht gelöst werden, wenn man sie logarithmierte und die Werte $\lg \cos X$ und $\lg \sin X$ nach roher Schätzung der Unbekannten listenmäßig ermittelte. Da diese Werte für Beträge von $X > 2$, die hier im allgemeinen in Frage kommen, nahezu geradlinig verlaufen, könnten die Berichtigungen der Versuchslösung einer Gleichungsgruppe ersten Grades entnommen werden, so daß die genaue Lösung sehr schnell erreicht werden würde. Die Lösung braucht indessen hier nicht eingehender erörtert zu werden, weil, wie sich aus der geometrischen Bedeutung von C_{2l} und C_{2r} ergibt, eine zahlenmäßige Auflösung überhaupt vermieden werden kann.

Die nach den Gleichungen sich ergebenden Linien sollen zunächst an einem Zahlenbeispiel gezeigt werden. Die Öffnung von $l_m = 300$ m Stützweite sei auf der rechten Öffnungshälfte mit $p = 5$ t/m belastet. Die Belastungsscheide liege bei $\xi = 0$.

Der Wert H_{p+t} sei durch einen besonderen Rechnungsgang bei $t = +30^\circ$ zu

$$\begin{aligned} H_{p+t} &= 714,8 \text{ t bestimmt,} \\ H_{g+p+t} &= 5625 + 714,8 = 6340 \text{ t} \\ H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} &= 2,0332 \text{ t/m,} \quad p - H_{p+t} \cdot \frac{8f}{l^2} = 2,9668 \text{ t/m} \\ \omega &= \sqrt{\frac{6340}{21 \cdot 10^3 \cdot 0,2}} = \frac{1}{25,738}, \quad \omega^2 = \frac{1}{662,46} \\ \frac{l}{2} \cdot \omega &= 5,828, \quad \cos\left(\frac{l}{2}\right) \cdot \omega = 164,84. \end{aligned}$$

Die versuchsweise Auflösung von Gl. (10) ergibt:

$$\begin{aligned} C_{2l} \omega &= -3,0173 & \cos\left(\frac{l}{2} + C_{2l}\right) \omega &= 8,3409 \\ C_{2r} \omega &= +2,8288 & \cos\left(\frac{l}{2} - C_{2r}\right) \omega &= 10,0598. \end{aligned}$$

Die Biegelinie und die Momentenlinie sind in Abb. 3 aufgetragen. Man erhält als Ergebnisse:

$$M_v \text{ max} = 1770 \text{ tm,} \quad y_{\text{max}} = 1,48 \text{ m.}$$

Wie die aufgetragenen Linien ohne weiteres erkennen lassen, sind C_{2l} und C_{2r} die Abszissen der beiden Scheitel der Momentenlinie, weil die Momente M_v bei $x = C_{2l}$ und C_{2r} Grenzwerte erreichen. Würde man nun den Wert H_{p+t} so wählen, daß bei der Belastungsscheide im

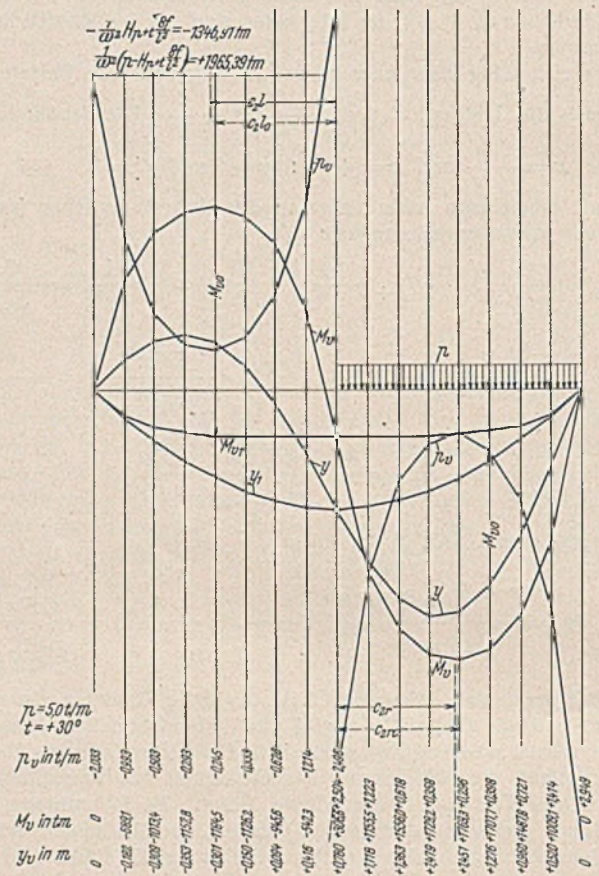


Abb. 3.

Punkte ξ $M_v = 0$ wird, so wären die Strecken C_{2l} und C_{2r} unmittelbar gegeben, denn die beiden, entgegengesetzt gekrümmten Teile der Momentenlinie wären, jeder für sich, symmetrische Kurven, deren Scheitel in der Mitte liegt, und zwar bei

$$C_{2l_0} = -\frac{l}{4} + \frac{\xi}{2} \quad \text{und bei} \quad C_{2r_0} = +\frac{l}{4} + \frac{\xi}{2}.$$

Den Wert H_{p+t} , für den dies zutrifft, bezeichnen wir mit H_{p_0} . Er ist

$$(11) \quad H_{p_0} = \frac{p}{2} \cdot \frac{l^2}{8f} \left(1 - \frac{\sin \xi \omega}{\sin \frac{l}{2} \omega} \right).$$

Es erweist sich als zweckmäßig, das Tragwerk mit der Streckenbelastung p für den Kabelzug H_{p_0} durchzurechnen und sodann den Restkabelzug $H_{p_1} = H_{p+t} - H_{p_0}$ als Belastung der ganzen Öffnung zu überlagern. Momente und Biegelinie für H_{p_1} werden nach Gl. (5) u. (6) bestimmt, und zwar für eine Belastung $p = 0$. ω bleibt in allen Berechnungen unverändert, so daß die Überlagerung zulässig ist.

Der Wert H_{p_0} ergibt sich in dem Beispiel zu:

$$H_{p_0} = \frac{5,0}{2} \cdot \frac{l^2}{8f} = 878,9 \text{ t.}$$

Damit wird

$$H_{p_1} = H_{p+t} - H_{p_0} = 714,8 - 878,9 = -164,1 \text{ t.}$$

Die Zusammensetzung der Ordinaten der Momentenlinie und der Biegelinie aus den Teilbeträgen für H_{p_0} und H_{p_1} ist in Abb. 3 zu erkennen. Die Durchbiegung y_ξ wird für H_{p_0} im allgemeinen nicht zu Null, sondern hat einen endlichen Wert. Der Wert Null ergibt sich in dem Beispiel nur, weil $\xi = 0$ gewählt wurde.

Das aus der Momentenlinie ermittelte Größtmoment von 1770 tm ist weitaus kleiner, als nach der Berechnungsweise erster Ordnung für das nicht formabhängige Tragwerk zu erwarten wäre. Der dafür gültige Näherungswert $M_v \sim \frac{p l^2}{56}$ würde etwa 8000 tm, also das Viereinhalbfache des wirklichen Wertes ergeben.

Die Frage, welches Größtmoment im Versteifungsträger bei Streckenbelastung überhaupt auftreten kann, ist mit den oben angegebenen Formeln ohne versuchsweises Verschieben der Belastungsscheide nicht zu beantworten. Die rechnerische Untersuchung für verschiedene Werte ξ mit den dazu gehörenden, besonders ermittelten H_{p+t} -Werten zeigt, daß die naheliegende Annahme, das Größtmoment trete bei Belastung der halben Öffnung auf, nicht zutrifft. Bei Verkürzung der Belastungsstrecke von 0,5 l auf 0,4 l, also bei $\xi = 0,1 l$, nimmt das Größtmoment auf etwa 2070 tm, d. h. um 17% zu. Damit wird der Höchstwert nahezu erreicht.

Die größte Durchbiegung tritt nicht gleichzeitig mit dem größten Moment auf, sondern bei einer längeren Belastungsstrecke. Es zeigt sich, daß die Durchbiegung von 1,48 m, die ja zugleich die Wärmedurchbiegung einschließt, keine nennenswerte Zunahme mehr erfährt.

IV. Symmetrische Streckenlast.

Bei einer Streckenbelastung innerhalb der Öffnung derart, daß beide Enden unbelastet bleiben, werden die Momente und Einsenkungen im allgemeinen kleiner als bei einseitiger Belastung in gleicher Gesamthöhe, weil der entlastende Kabelzug um so größer wird, je näher der Öffnungsmitte die Lasten angreifen. Die Berechnung der Biegelinie kann in der Weise durchgeführt werden, daß man den Belastungszustand aus einer positiven und einer negativen einseitigen Streckenbelastung nach Abschnitt III zusammensetzt, wobei ω stets mit dem Endwert einzusetzen ist. Der Kabelzug H_{p+t} muß wieder in einer Sonderrechnung ermittelt werden.

Für die symmetrische Laststellung mit zwei Belastungsscheiden bei $+\xi$ und $-\xi$, also mit einer Belastungslänge von 2ξ , sollen nachstehend noch geschlossene Formeln mitgeteilt werden.

Bezeichnet man die Ordinaten in den äußeren, unbelasteten Teilen mit y_a , in dem inneren, belasteten Teil mit y_i , so ist:

$$(12) \quad \begin{cases} y_a = -\frac{H_{p+t}}{\omega^2 EJ} \cdot \frac{8f}{l^2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{\text{Coj}(x-C)\omega}{\text{Coj}\left(\frac{l}{2}-C\right)\omega} \right) \right] + \frac{p\xi}{\omega^2 EJ} \left(\frac{l}{2} - x \right) \\ y_i = \frac{p}{\omega^2 EJ} \left[\frac{\xi}{2} (l-x) - \frac{x^2}{2} - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{\text{Sin}(C-\xi)\omega \cdot \text{Coj} x \omega}{\text{Sin} C \omega} \right) \right] \\ \quad + \frac{H_{p+t}}{\omega^2 EJ} \cdot \frac{8f}{l^2} \left(\frac{l^2}{8} + \frac{x^2}{2} - \frac{1}{\omega^2} \right) \end{cases}$$

$$(13) \quad \begin{cases} y_a'' = \frac{H_{p+t}}{\omega^2 EJ} \cdot \frac{8f}{l^2} \left(1 - \frac{\text{Coj}(x-C)\omega}{\text{Coj}\left(\frac{l}{2}-C\right)\omega} \right) = -\frac{M_a}{EJ} \\ y_i'' = -\frac{p}{\omega^2 EJ} \left(1 - \frac{\text{Sin}(C-\xi)\omega \cdot \text{Coj} x \omega}{\text{Sin} C \omega} \right) \\ \quad + \frac{H_{p+t}}{\omega^2 EJ} \cdot \frac{8f}{l^2} = -\frac{M_i}{EJ} \end{cases}$$

mit der Bedingungsgleichung für C:

$$(14) \quad \text{Coj}\left(\frac{l}{2}-C\right)\omega \cdot \text{Sin} \xi \omega = \frac{H_{p+t}}{\omega^2 EJ} \cdot \frac{8f}{l^2} \cdot \text{Sin} C \omega.$$

Die Gleichungen gelten für die positive Abszissenseite. Auf der negativen Seite verlaufen die Linien spiegelgleich.

Die Auflösung der transzendenten Gl. (14) wird vermieden, wenn man, wie oben, eine Zerlegung der Ordinaten so vornimmt, daß die Momente M_ξ für den ersten Teil gleich Null werden. Das ist der Fall für

$$(15) \quad H_{p_0} = \frac{p}{2} \cdot \frac{l^2}{8f} \left(1 - \frac{\text{Sin}\left(\frac{l}{4} - \frac{3}{2} \cdot \xi\right)\omega}{\text{Sin}\left(\frac{l}{4} + \frac{\xi}{2}\right)\omega} \right).$$

Dabei wird

$$C_0 = \frac{l}{2} + \frac{\xi}{2}.$$

Der Restwert des Kabelzuges, $H_{p_1} = H_{p+t} - H_{p_0}$, wird nach Gl. (5) u. (6) der ganzen Öffnung überlagert. Die Überlagerung ist nur möglich, wenn die Teilbeträge mit demselben Wert ω errechnet sind.

V. Einzellast.

Der Fall einer Einzellast, die in einem Punkte mit der Abszisse ξ angreift, kann ebenso wie die vorhergehenden Belastungsfälle aus der allgemeinen Gl. (4) abgeleitet werden, indem man je eine Biegelinie für den Teil links und rechts von der Einzellast P aufstellt und sie bei ξ zur Berührung bringt. In beiden Abschnitten ist die Belastung $p=0$. Es wirkt nur der zusätzliche Kabelzug H_p , wenn man von einer weiteren Wärmeänderung absieht. Der Unstetigkeit im Momentenverlauf im Punkte ξ wird in der Weise Rechnung getragen, daß man, mit den Bezeichnungen M_{p_l} und M_{p_r} für die statisch bestimmten Balkenmomente links und rechts von ξ , setzt:

$$\frac{dM_{p_l}}{dx} = +\frac{P}{l} \left(\frac{l}{2} - \xi \right) \quad \text{und} \quad \frac{dM_{p_r}}{dx} = -\frac{P}{l} \left(\frac{l}{2} + \xi \right).$$

Berücksichtigt man dazu die Beziehungen:

$$\frac{dM_{p_0}}{dx} = \frac{dM_v}{dx} - H_p \cdot \frac{8f}{l^2} \cdot x + H_{g+p+p+t} \cdot \frac{dy}{dx}$$

und

$$\frac{dM_v}{dx} = -EJ \cdot \frac{d^3 y}{dx^3},$$

so erhält man nach einigen Umrechnungen den Wert der Integrations-unveränderlichen C_3 der Gl. (4)

$$C_{3l} = P \cdot \frac{l-2\xi}{2EJl\omega^2} \quad \text{und} \quad C_{3r} = -P \cdot \frac{l+2\xi}{2EJl\omega^2},$$

worin wieder $\omega = \sqrt{\frac{H_{g+p+p+t}}{EJ}}$ ist.

Die übrigen sechs Unveränderlichen ergeben sich aus den Auflager- und Stetigkeitsbedingungen. Die Gleichungen erhalten die Form:

$$(16) \quad \begin{cases} y_l = \frac{1}{\omega^2 EJ} \left\{ -H_p \cdot \frac{8f}{l^2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{\text{Coj}(x-C_l)\omega}{\text{Coj}\left(\frac{l}{2}+C_l\right)\omega} \right) \right] + \frac{P}{4l} (l+2x)(l-2\xi) \right\} \\ y_r = \frac{1}{\omega^2 EJ} \left\{ -H_p \cdot \frac{8f}{l^2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{\text{Coj}(x-C_r)\omega}{\text{Coj}\left(\frac{l}{2}-C_r\right)\omega} \right) \right] + \frac{P}{4l} (l-2x)(l+2\xi) \right\} \end{cases}$$

$$(17) \quad \begin{cases} y_l'' = \frac{1}{\omega^2 EJ} \cdot H_p \cdot \frac{8f}{l^2} \left(1 - \frac{\text{Coj}(x-C_l)\omega}{\text{Coj}\left(\frac{l}{2}+C_l\right)\omega} \right) = -\frac{M_l}{EJ} \\ y_r'' = \frac{1}{\omega^2 EJ} \cdot H_p \cdot \frac{8f}{l^2} \left(1 - \frac{\text{Coj}(x-C_r)\omega}{\text{Coj}\left(\frac{l}{2}-C_r\right)\omega} \right) = -\frac{M_r}{EJ} \end{cases}$$

mit den Bedingungsgleichungen für C_l und C_r :

$$(18) \quad \text{Coj}\left(\frac{l}{2}+C_l\right)\omega \cdot \text{Coj}(\xi-C_r)\omega = \text{Coj}\left(\frac{l}{2}-C_r\right)\omega \cdot \text{Coj}(\xi-C_l)\omega \\ = \frac{H_p}{P\omega} \cdot \frac{8f}{l^2} \cdot \text{Sin}(C_r-C_l)\omega.$$

Auch in diesem Falle können die Ordinaten derart zerlegt werden, daß das Teilmoment $M_{\xi_0} = 0$ wird, wobei sich die Festwerte

$$C_{l_0} = -\frac{l}{4} + \frac{\xi}{2} \quad \text{und} \quad C_{r_0} = +\frac{l}{4} + \frac{\xi}{2}$$

ergeben, so daß die Auflösung der Gl. (18) nicht notwendig wird. Der dazugehörige Teilkabelzug H_{p_0} ist:

$$(19) \quad H_{p_0} = \frac{P}{2} \cdot \frac{l^2}{8f} \cdot \omega \cdot \frac{\text{Coj}\left(\frac{l}{2}\omega + \text{Coj} \xi \omega\right)}{\text{Sin} \frac{l}{2}\omega}.$$

Der Restkabelzug $H_{p_1} = H_p - H_{p_0}$ ist als Belastung der ganzen Öffnung nach den Formeln (5) u. (6) zu überlagern.

Dem durchgerechneten Beispiel liegt wieder das Brückentragwerk nach Abb. 1 mit den früher angegebenen Abmessungen zugrunde. Die Einzellast $P=35$ t (etwa entsprechend der Zusatzlast durch Dampfwalze und Lastwagen bei einer Straßenbrücke) greife im Abstand $\xi = +90$ m von Mitte Öffnung, also etwa an der Stelle des größten Moments $M_{v,p}$ aus einer Streckenlast, an. Es wird vorausgesetzt, daß eine Vorbelastung mit $p=5$ t/m, die sich vom rechten Auflager aus auf etwa 120 m, also bis auf 30 m vor der Öffnungsmitte erstreckt, vorhanden ist und daß

diese bei $t = +30^\circ$ einen Gesamtkabelzug $H_{g+p+t} = 6112$ t und eine Einsenkung der Brückenmitte von 0,66 m zur Folge hat. Der Kabelzug infolge der Einzellast P betrage $H_p = 35,4$ t (s. Teil B).

Damit wird $H_{g+p+p+t} = 6147,4$ t,
 $\omega = \sqrt{\frac{6147,4}{21 \cdot 10^6 \cdot 0,2}} = \frac{1}{26,14}$, $\omega^2 = \frac{1}{683,22}$, $\frac{l}{2} \cdot \omega = 5,7383$,

$\xi \omega = 3,4430$, $\cos \frac{l}{2} \cdot \omega \div \sin \frac{l}{2} \cdot \omega = 155,27$, $\cos \xi \omega = 15,656$,

$H_{p_0} = \frac{35}{2} \cdot \frac{300^2}{8(32,0 + 0,66)26,14} \cdot \frac{\cos 5,7383 + \cos 3,4430}{\sin 5,7383}$
 $= 230,6 \cdot \frac{155,27 + 15,656}{155,27} = 253,85$ t,

$H_{p_1} = 35,40 - 253,85 = -218,45$ t.

Momentenverlauf und Biegelinie sowie die Überlagerung der Teilmomente sind in Abb. 4 dargestellt. Die berechneten Ordinaten sind eingetragen.

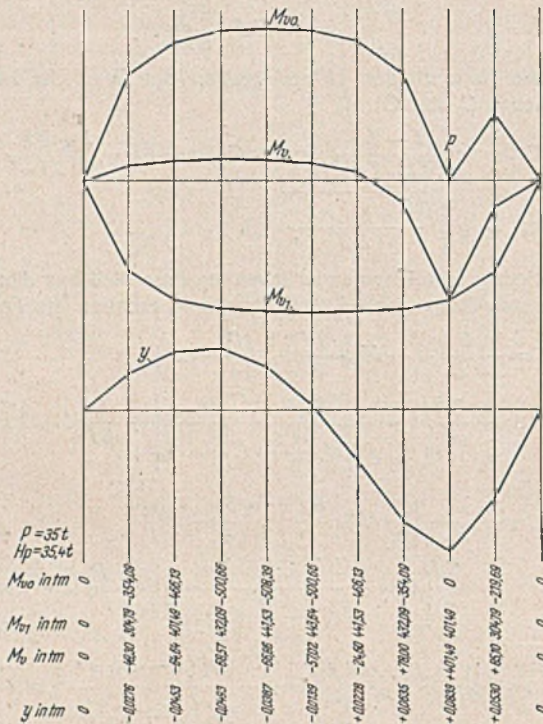


Abb. 4.

Der Ordinatenabstand wurde hier zu 30 m gewählt. Die errechneten Punkte sind durch Vieleckzüge miteinander verbunden, die den wirklichen Verlauf der Linien nur andeutungsweise wiedergeben. Die Eckpunkte sind genau, da jede Ordinate unabhängig vom Linienverlauf errechnet wird.

Das größte Spitzenmoment ergibt sich zu 401,49 tm, etwa entsprechend dem Moment eines einfachen Balkens von 45,9 m Stützweite bei der gleichen Einzellast.

VI. Zusammengesetzte Belastung.

Für die Querschnittsbemessung des Versteifungsträgers ist es erforderlich, das größte Gesamtmoment aus Streckenbelastung, Einzellast und Wärmeerhöhung zu kennen. Die Berechnung für den Fall einer einseitigen Streckenlast $p = 5$ t/m mit der Belastungsscheide in $\xi_1 = +30$ m und einer Einzellast von 35 t in $\xi_2 = +90$ m, bei der im Punkte $x = +90$ m das absolute Größtmoment nahezu erreicht werden dürfte, soll hier durchgeführt werden, wobei wir uns auf die Ermittlung des Größtmoments bei $t = +30^\circ$ beschränken.

Der Kabelzug ergibt sich, wie oben bereits angegeben, zu

$H_{g+p+p+t} = 6147,4$ t.

Die zu überlagernden Belastungsfälle müssen mit demselben Wert ω , der dem zu untersuchenden Endzustande, also $H_{g+p+p+t} = 6147,40$ t entspricht, berechnet werden. Hierfür ist, wie oben ermittelt:

$\omega = \frac{1}{26,14}$ $\omega^2 = \frac{1}{683,22}$

$\frac{l}{2} \cdot \omega = 5,7383$ $\xi_1 \omega = 1,1477$ $\xi_2 \omega = 3,4430$

$\sin \xi_1 \omega = 1,4168$ $\sin \frac{l}{2} \cdot \omega \div \cos \frac{l}{2} \cdot \omega = 155,27$ $\cos \xi_2 \omega = 15,656$.

Für die Streckenlast ist der Teilkabelzug:

$H_{p_0} = \frac{p}{2} \cdot \frac{l^2}{8f} \left(1 - \frac{\cos \xi \omega}{\sin \frac{l}{2} \cdot \omega} \right) = \frac{5,0}{2} \cdot \frac{300^2}{8 \cdot 32,0} \left(1 - \frac{1,4168}{155,27} \right) = 870,88$ t.

H_{p_0} bleibt, wie oben ermittelt, gleich 253,85 t, wobei eine Einsenkung von 0,66 m in Mitte Öffnung aus der Vorbelastung zu berücksichtigen ist. Der tatsächliche Kabelzug H_{p+p+t} ist laut Annahme:

$H_{p+p+t} = 6147,40 - 5625,0 = 522,40$ t.

Der zu überlagernde Restkabelzug wird mithin:

$H_{(p+p)_1} = 522,40 - 870,88 - 253,85 = -602,33$ t.

Es sind nun folgende Belastungszustände zu überlagern:

1. Streckenlast $p = 5$ t/m mit Belastungsscheide in $\xi_1 = 30$ m,
 $H_{p_0} = 870,88$ t, $M_{\xi_1} = 0$

nach Formel (9):

$M_{v_1}(x=90) = 683,22 \left(5,0 - 870,88 \cdot \frac{8 \cdot 32,0}{300^2} \right) \left(1 - \frac{\cos 0}{\cos \frac{60}{60} \omega} \right)$
 $= 1723,65 \left(1 - \frac{1}{5,0156} \right) = 1379,99$ tm.

2. Einzellast $P = 35$ t in $\xi_2 = 90$ m $H_{p_0} = 253,85$ t

$M_{v_2}(x=90) = 0$ tm.

3. $H_{(p+p)_1} = -602,33$ t (davon 383,88 t bei $f = 32,0$ m und 218,45 t bei $f = 32,66$)

nach Formel (6):

$M_{v_3}(x=90) = +683,22 \cdot \frac{8}{300^2} (383,88 \cdot 32,0 + 218,45 \cdot 32,66) \left(1 - \frac{\cos 90 \omega}{\cos 150 \omega} \right)$
 $= 1179,27 \left(1 - \frac{15,656}{155,27} \right) = 1060,36$ tm,

$M_{(x=90)} = 1379,99 + 1060,36 = 2440,35$ tm.

Die Durchbiegung, die hierbei eintritt, ist aus dem Gleichgewichtszustande leicht zu berechnen. Allgemein ist nach Gl. (1)

(1) $M_{0,x} = M_{v,x} + H(Y + y)$.

Das statisch bestimmte Balkenmoment M_0 ist an der Stelle $x = 90$ m:

$M_{0,x} = g \cdot \frac{60,0 \cdot 240,0}{2} + p \left(120 \cdot \frac{60 \cdot 240}{300} - 60 \cdot 30 \right) + P \cdot \frac{60 \cdot 240}{300}$
 $= 16,0 \cdot 7200 + 5,0 \cdot 3960 + 35,0 \cdot 48 = 136 680$ tm
 $136 680 = 2440,35 + 6147,40 (Y + y)$

$Y + y = \frac{134 239,65}{6147,40} = 21,8367$ m.

Die Parabelordinate ist $Y = 32,0 \left(1 - \frac{90^2}{150^2} \right) = 20,48$ m.

Die Einsenkung durch Belastung und Wärmeerhöhung ist mithin:

$J_{(x=90)} = 21,8367 - 20,48 = 1,3567$ m.

Nach Ermittlung der Biegelinie für alle Öffnungen muß die Längenbestimmung der verformten Kabellinie die elastische und Wärmeerdehnung des Kabels als Längenunterschied der verformten und der unverformten Kabellinie ergeben. Damit ist die Nachprüfung des Kabelzuges H_{p+p+t} gegeben. Die Überlegungen, die zur Vorausbestimmung des Kabelzuges dienen, folgen in Teil B.

Zu der oben durchgeführten Rechnung ist zu bemerken, daß es zur Vereinfachung ohne weiteres zulässig ist, die zu überlagernden Belastungszustände alle auf das unverformte Grundnetz als Ausgangszustand zu beziehen. Das Ergebnis bleibt dabei unverändert. Im vorliegenden Falle wären hierbei die Kabelzugwerte H_p , H_{p_0} und H_{p_1} gleichmäßig im Verhältnis $\frac{f + \Delta f}{f} = \frac{32,66}{32,00}$ größer geworden. Bei Berechnung von $M_{v,p}$ wäre der Zuwachs durch Vervielfachen des Kabelzuges mit f statt mit $f + \Delta f$ wieder aufgehoben worden.

Der Versteifungsträger-Querschnitt, den das vorstehend errechnete Größtmoment von 2440 tm erfordert, würde bei Ausführung in hochwertigem Baustahl mit 2,1 t/cm² zulässiger Beanspruchung aus:

1 Stegblech 2800 · 20 mm²

4 Gurtwinkeln 200/200 · 20

2 · 2 = 4 Gurtplatten 650 · 20

Das Trägheitsmoment des unverschwächten Querschnitts ist:

$J_0 = 19 669 000$ cm⁴ $\div 0,2$ m⁴,

das Widerstandsmoment nach Abzug der Nietlochverschwächung:

$W_n = 121 720$ cm³

die Beanspruchung $\sigma = \frac{244 035}{121 720} = 2,005$ t/m².

Das angenommene Trägheitsmoment $J_v = 0,2$ m⁴ reicht also aus.

VII. Die Hängebrücke mit durchgehendem Versteifungsträger.

Die Zusammensetzung verschiedener Belastungszustände gibt den Weg an, auch die Hängebrücke mit über mehrere Öffnungen durchlaufendem Versteifungsträger der genauen Berechnung zugänglich zu machen. Dieser Weg besteht darin, das Tragwerk zunächst als eine Öffnung aufzufassen, die sich über die ganze Länge des durchlaufenden Versteifungsträgers erstreckt (Grundnetz). Ist für diese große Öffnung das Verhältnis $\frac{f}{l^2}$ das gleiche wie für jede der gegebenen Einzelöffnungen, so bleibt der Kabelzug H_g unverändert und der Versteifungsträger ist unter dem Einfluß der ständigen Last g momentenfrei, bei unveränderter Höhenlage. Das Tragwerk wird nun mit der Verkehrslast p in der zu untersuchenden Stellung belastet. Nach Einführung des wirklichen Zuwachs-Kabelzuges H_{p+t} , der, wie wir annehmen wollen, für das endgültige Tragwerk mit mehrfach gelagertem Versteifungsträger vorausbestimmt worden ist, kann eine Biegelinie für das Grundnetz gezeichnet werden. Dann wird durch Einführen der noch unbekanntten Stützkräfte an den Zwischenstützpunkten (B und C) als Einzellasten nach den in Abschnitt V abgeleiteten Formeln die Durchbiegung in diesen Punkten zu Null gemacht. Wird für alle Einzelrechnungen der Wert ω unverändert, entsprechend dem Endzustand, beibehalten, so ist jede Überlagerung zulässig, und die Einsenkungen sind verhältnismäßig den angreifenden Kräften. Die unbekanntten Stützkräfte können also aus den Biegeordinaten im Grundnetz und den Biegeordinaten für die Einzellasten $P_B=1$ und $P_C=1$ durch eine Gleichungsgruppe ersten Grades in bekannter Weise ermittelt werden.

Die Stützkräfte müssen ohne Änderung des Kabelzuges eingeführt werden, weil der tatsächliche Kabelzug H_{g+p+t} bereits im Grundnetz berücksichtigt ist und nicht mehr geändert werden darf. Die Formeln (16), (17) und (18) würden hierbei nicht zum Ziele führen, weil sie für $H_p=0$ die Werte $C_r = -C_l = \infty$ und damit ein unbestimmtes Ergebnis $0 \cdot \infty$ liefern würden. Die angegebene Ordinatenzerlegung stellt aber das Ergebnis ohne weiteres klar, wenn $H_{p_1} = -H_{p_0}$ gesetzt wird. Die Momentenlinie für eine Einzellast schneidet die Null-Linie in diesem Falle nicht, sondern verläuft zu ihr nahezu asymptotisch. Ihre Kurvenäste haben keine Scheitellasten C_l und C_r . Die Auswertung bietet hiernach keine Schwierigkeiten, wenn der Kabelzug H_{g+p+t} bekannt ist und wenn das Trägheitsmoment J des Versteifungsträgers über die Länge aller Öffnungen unverändert bleibt. Die Berechnung wurde für einen Einzelfall zahlenmäßig durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. 5 dargestellt. Die Belastung mit $p=5$ t/m wurde dabei so angeordnet, daß ein möglichst großes negatives Stützmoment im Punkte C zu erwarten war. Sie erstreckt sich von $\xi = +30$ m bis zum Brückenende $\frac{l}{2} = 240$ m, also über $\frac{1}{10}$ der Mittelöffnung und die ganze rechte Seitenöffnung.

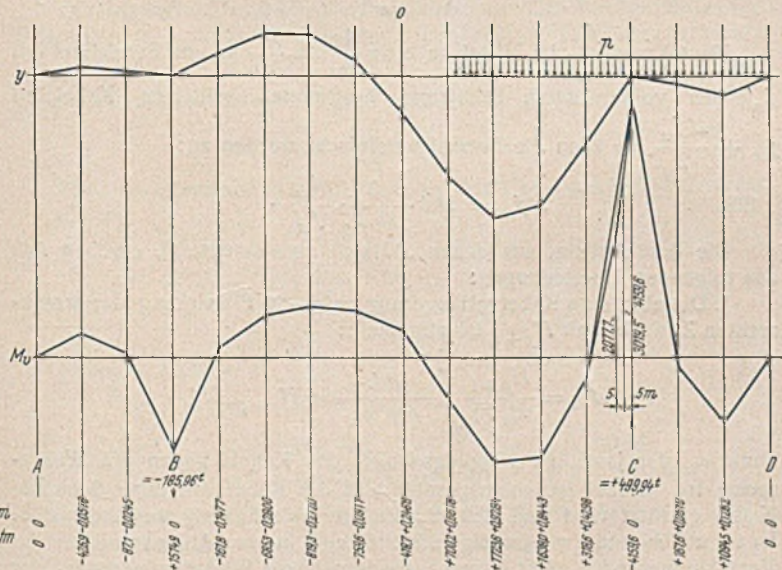


Abb. 5.

Der Kabelzug H_{p+t} wurde zu 487,14 t angenommen (entsprechend dem H -Wert im Tragwerk mit geteilten Versteifungsträgern). Die Nachprüfung der verformten Kabellänge ergab, daß dieser Kabelzug hier nicht dem ungünstigsten Fall der Erwärmung um $t = 30^\circ$ entspricht, sondern einer Erwärmung um nur etwa $13,5^\circ$. Es wären also, um die ungünstigsten Momente zu erhalten, die Momenten- und Biegelinie für $t = +16,5^\circ$ zu überlagern. Da hierbei der Kabelzug geändert wird, wäre, streng genommen, eine Neuberechnung erforderlich. Weil indes die Änderung von H in diesem Falle nicht groß ist und die Momente gegenüber

kleinen Änderungen von ω nicht empfindlich sind, wäre der Fehler, der mit einer Überlagerung begangen würde, hier nicht erheblich.

Das vorläufige Ergebnis genügt, um einen Einblick in den Momentenverlauf zu gewinnen. Neben einer Verminderung der positiven Momente (von etwa 2070 tm auf etwa 1724 tm) und der Durchbiegungen (von 1,36 m auf etwa 0,93 m) ergibt sich eine außerordentlich große negative Momentenspitze über dem Auflager C , die mit 4160 tm das 2,4fache des positiven Größtmoments erreicht. Die Durchführung eines einheitlichen Querschnitts mit gleichbleibendem Trägheitsmoment ist also nicht mehr aufrechtzuerhalten. Wird der Querschnitt nach dem positiven Größtmoment bemessen, so erstreckt sich die darüber hinausragende Momentenspitze beiderseits des Auflagers auf etwa 12,5 m Länge. Der Querschnitt ist also auf eine Länge von wenigstens 25,0 m über jedem Zwischenauflager zu verstärken.

Die rechnerische Berücksichtigung des Einflusses der Verstärkung auf die Biegemomente, den Kabelzug und die Durchbiegungen stößt auf große Schwierigkeiten. Es ist nicht möglich, in einer geschlossenen Formel diesem Einfluß Rechnung zu tragen. Es empfiehlt sich daher etwa der folgende Näherungsweg:

Die Verstärkung über den Stützpunkten B und C hat die gleiche Wirkung, als sei der Träger nicht unmittelbar in diesen Punkten gelagert, sondern durch Vermittlung von elastischen Unterzügen, die als etwa gleicharmige Waagebalken gedacht werden können. Sie sind in B und C drehbar auf die Pfeiler gestützt und tragen in je zwei Punkten B_1 und B_2 bzw. C_1 und C_2 , die je etwa 12,5 m von B und C entfernt liegen, den Versteifungsträger. Die Stützdrücke B_1 und B_2 sowie C_1 und C_2 werden für gleicharmige Waagebalken paarweise einander gleich. Wenn die Durchbiegungen zwischen B_1 und B_2 sowie zwischen C_1 und C_2 für die Waagebalken die gleichen sind wie für den unverstärkten Versteifungsträger, so ist die Biegelinie dieselbe, wie wenn Träger und Waagebalken zusammen den verstärkten Trägerquerschnitt bildeten. An Stelle des Tragwerks mit je einem Stützpunkt in B und C ist also ein Tragwerk mit je zwei Stützpunkten in B_1 und B_2 sowie in C_1 und C_2 zu berechnen, wobei die Stützdrücke paarweise gleich anzunehmen sind. Das ist mit den oben entwickelten Formeln ohne weiteres möglich. Die Einsenkungen bei B_1 und B_2 sowie bei C_1 und C_2 sind nicht Null, sondern weichen um die Durchbiegungen der Waagebalken, also jedenfalls nur um kleine Beträge von Null ab. Das genaue Maß dieser Durchbiegungen soll derjenigen des unverstärkten Trägerquerschnitts entsprechen und kann während der Rechnung aus den vorläufig ermittelten Stützenmomenten bestimmt werden. Die Stützdrücke selbst werden durch die doppelte Stützung etwa halbiert, entsprechend vermindern sich auch die Momente im Versteifungsträger. Das Trägheitsmoment des Waagebalkens wird über den Pfeilern auf die vorgesehene Länge als Verstärkung hinzugefügt. Es kann, der dreieckförmigen Momentenfläche des Waagebalkens entsprechend, zweckmäßig abgestuft werden.

Die Bedingung, daß für die Stützpunkte B_1 , B_2 sowie für C_1 , C_2 sowohl die Stützdrücke als auch die Durchbiegungen gleich sein sollen, ist im allgemeinen nicht zu erfüllen. Es ist also die Summe der Durchbiegungen der Stützpunkte auf jedem Waagebalken festzulegen und eine gewisse Drehung um B bzw. C zugelassen. In unserem Beispiel ist der Abfall der Momentenlinie beiderseits der Auflager B und C fast genau spiegelgleich, so daß die Waagebalken als gleicharmig angenommen werden können. Sollte dies bei anderen Öffnungsverhältnissen nicht zutreffen, kann eine Unterstützung durch ungleicharmige Waagebalken mit entsprechend ungleichen Stützdrücken angenommen werden.

Die praktische Durchführung der Berechnung auf der dargestellten Grundlage wird einem Anwendungsfall vorbehalten. Der Berechnungsgang kommt der Wirklichkeit sehr nahe und erfordert einen Aufwand an Rechenarbeit, der in durchaus erträglichen Grenzen bleibt. Eine Vorberechnung ist allerdings nicht zu vermeiden, um Momente, Durchbiegungen und Querschnitte näherungsweise zu bestimmen, wie dies grundsätzlich ja bei allen statisch unbestimmten Systemen der Fall ist. Die Zusammenhänge sind hier verwickelter, und es ist daher notwendig, sich durch die Vorberechnung mit den Eigenschaften des Tragwerks vertraut zu machen, insbesondere mit den Wechselwirkungen zwischen Durchbiegungen und Kabelzug. Das nach der Berechnungsweise erster Ordnung berechnete Hängebrückentragwerk ist als Vergleichsgrundlage unbrauchbar.

Die Vorausberechnung des Kabelzuges H_{p+t} wird auch für dies Tragwerk in Teil B noch eingehender behandelt.

VIII. Schlußbemerkungen zu Teil A.

Die Formänderungen, die durch Scherkräfte hervorgerufen werden, sind in allen Fällen vernachlässigt worden und sollen auch in Teil B nicht berücksichtigt werden, weil die Darstellung sonst wesentlich an Übersichtlichkeit eingebüßt hätte. Ihr Einfluß auf die Momente und Biegeordinaten ist in fast allen Fällen so gering, daß diese Vernachlässigung gerechtfertigt erscheint. Er bleibt, abgesehen von dem einen Fall des Stützmoments im durchlaufenden Versteifungsträger, wo er etwa

3 bis 4% der Momentenspitze erreichen kann, unter 1% der Gesamtwerte. Die Folge der Scherwirkung ist stets eine geringfügige Vergrößerung der Durchbiegungen und damit eine Verminderung der Momente, liegt also hinsichtlich der Querschnittsbeanspruchungen stets auf der sicheren Seite.

Um die Scherkräfte im Stegblech des Versteifungsträgers zu bestimmen, ist es an Hand der angegebenen Formeln leicht möglich, die im Versteifungsträger wirkende Querkraft

$$Q_{pv} = EJy'''$$

zu berechnen. Eine Untersuchung der Scher- und Beulsicherheit dürfte nur in der Nähe der Stützpunkte, insbesondere beim durchlaufenden Versteifungsträger, notwendig werden. Die Beulsicherheit unter der Einwirkung der reinen Biegemomente ist in der üblichen Weise nachzuprüfen.

Teil B: Bestimmung des Kabelzuges H.

I. Grundlagen.

Diese sind im wesentlichen die gleichen wie für Teil A. Den Berechnungen wird ein Tragwerk mit mehreren Öffnungen, die von einem durchlaufenden Kabel überspannt werden, etwa entsprechend Abb. 1 zugrunde gelegt. Das Kabel soll so gestützt sein, daß die waagerechte Teilkraft *H* des Kabelzuges in allen Öffnungen stets ausgeglichen ist. Es wird also vorausgesetzt, daß die Turmpfeiler lotrecht stehen und gelenkig gelagert sind — bei im Vergleich zu den eintretenden Pendelbewegungen sehr großer Pendelhöhe — oder daß, bei fester Lagerung, die Köpfe der Turmpfeiler in waagerechter Richtung so nachgiebig sind, daß sie keine merkliche Kraft auf das Kabel übertragen. Die Längenänderungen der Hängestäbe und Türme infolge Elastizität und Wärme-
dehnung sollen hier vernachlässigt werden. Ihr Einfluß auf die Kräfteverteilung ist geringfügig.

Die Versteifungsträger aller Öffnungen werden zunächst wieder als gelenkig und unabhängig voneinander gelagert angenommen. Der Fall durchgehender Versteifungsträger wird besonders behandelt.

Das Trägheitsmoment *J_v* des Versteifungsträgers soll, wie in Teil A, in jeder Öffnung als gleichbleibend angesehen werden. Auch bei mehreren Öffnungen des gleichen Brückenzuges, die von einem Kabel getragen und der gleichen Verkehrsbelastung ausgesetzt sind, werden sich im allgemeinen keine nennenswerten Abweichungen untereinander ergeben. Es soll daher *J_v* als unveränderlich über die ganze Brückenlänge betrachtet werden. Eine Unterscheidung nach verschiedenen Öffnungen könnte bei der Auswertung der Formeln ohne weiteres berücksichtigt werden.

Die ständige Last *g* wird als über die ganze Brückenlänge gleichmäßig verteilt angenommen. Der waagerechte Kabelzug *H_g* ist im unverformten Grundnetz entsprechend Gl. (2):

$$H_g = g \cdot \frac{l_m^2}{8f_m} = g \cdot \frac{l_s^2}{8f_s}$$

wenn *l_m* und *l_s* die Stützweiten, *f_m* und *f_s* die Kabelpfeile in verschiedenen, zu demselben Brückenzug gehörenden Öffnungen sind. Die Kabellinien im unverformten Grundnetz sind Parabeln mit der Gleichung:

$$y = f \left(1 - \frac{4x^2}{l^2} \right) = \frac{g}{2H_g} \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right),$$

bezogen auf die lotrechte Mittelachse als Abszissen-Null-Linie.

Die wirkliche Zugkraft im Kabel ist bei einem Neigungswinkel α gegen die Waagerechte:

$$Z = \frac{H}{\cos \alpha}$$

Nachdem das Kabel seine Gleichgewichtslage in der Seillinie der ruhenden Lasten eingenommen hat, setzt es, wie in Teil A erläutert, einer erzwungenen Formänderung den gleichen Widerstand entgegen wie ein gerades, gestrecktes Zugband mit der gleichen Längskraft *H*.

II. Gleichmäßig verteilte Verkehrslast¹⁾

Ist eine volle Öffnung, etwa die Mittelöffnung nach Abb. 1, gleichmäßig mit Verkehrslast *p* besetzt, so ist bei einer Durchbiegung Δf_m , durch die der Kabelpfeil auf $f_m + \Delta f_m$ anwächst, das Biegemoment in der Öffnungsmitte:

$$M_{(g+p)o} = M_v + (H_g + H_{p+t})(f_m + \Delta f_m)$$

M_v ist das Moment im Versteifungsträger in Öffnungsmitte, *H_{p+t}* die Änderung des Kabelzuges infolge der Belastung *p* und der Wärmeänderung *t*. Bringt man *M_{g_o}* = *H_gf_m* in Abzug, so bleibt:

$$(20) \quad M_{p_o} = \frac{p l_m^2}{8} = M_v + H_g \Delta f_m + H_{p+t} f_m + H_{p+t} \Delta f_m$$

Diese Gleichung kann zur Ermittlung des Kabelzuges *H_{p+t}* verwendet werden. Dazu sind aber weitere Beziehungen zwischen den Unbekannten *H_{p+t}*, Δf_m und *M_v* in die Gleichung einzuführen.

¹⁾ Neukirch, Stahlbau 1936, S. 130 ff.

Die Querschnittsfläche des Kabels sei *F_k*, seine Elastizitätsziffer *E_k*, das Trägheitsmoment des Versteifungsträgers werde kurz mit *J*, seine Elastizitätszahl kurz mit *E* bezeichnet.

Eine Abhängigkeit zwischen der Durchbiegung Δf und dem Moment *M_v* ergibt sich aus der in Teil A ermittelten Form der Momentenlinie. Wäre das Biegemoment über die ganze Länge des Trägers gleichbleibend, so bestände zwischen *M_v* und Δf_m die Beziehung:

$$\Delta f_m = \frac{1}{8} \cdot \frac{M_v l_m^2}{EJ}$$

Bei parabelförmigem Verlauf der Momentenlinie wäre:

$$\Delta f_m = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_v l_m^2}{EJ}$$

Aus den Zahlenwerten für die Biege- und Momentenlinie in Abb. 2 ergibt sich hier der Beiwert:

$$\frac{\Delta f_m EJ}{M_v l^2} = \frac{1,209 \cdot 4,2 \cdot 10^9}{474,2 \cdot 300^2} = \frac{1}{8,4}$$

also wird:

$$(21) \quad \Delta f_m = \frac{1}{8,4} \cdot \frac{M_v l_m^2}{EJ}$$

Der Beiwert $\frac{1}{8,4}$ ist durch das Verhältnis der Verkehrslast zur ständigen Last und durch die Steifigkeit des Trägers beeinflusst. Er ändert sich indes nur in ganz geringen Grenzen und kann für die Berechnung beibehalten werden.

Das Maß Δf_m kann ferner durch die Verlängerung Δl des Kabels ausgedrückt werden. Die Wirkung dieser Längenänderung ergibt sich aus folgender Überlegung: Denkt man im unverformten Grundnetz das Kabel in der Mitte der Öffnung durchschnitten und an den Schnittflächen die Zugkraft *H_g* angebracht, so wird keine Bewegung der Schnittflächen gegeneinander eintreten. Läßt man nun zusätzlich den Kabelzug *H_{p+t}* und gleichzeitig die Wärmeänderung *t* auf das Kabel wirken, so verschieben sich die Schnittflächen gegeneinander um Δl . Δl ist bedingt durch die elastische Verlängerung des Kabels (Δl_1), durch das Nachgeben der Seitenöffnungen unter dem erhöhten Kabelzug (Δl_2) und durch die Wärmedehnung (Δl_3). Der Versteifungsträger der Mittelöffnung wird nun entsprechend seiner Biegelinie so weit abgesenkt, daß die Verschiebung Δl verschwindet und die Schnittflächen sich wieder berühren. Die Durchbiegung ist Δf_m . Ist die Biegelinie eine Parabel, was mit großer Annäherung angenommen werden kann, so wird

$$\Delta f_m = \Delta l \cdot$$

$$\frac{3 l_m}{\left(f_m + \frac{\Delta f_m}{2} \right) \left[16 - 76,8 \left(\frac{f_m + \frac{\Delta f_m}{2}}{l_m} \right)^2 + 648 \left(\frac{f_m + \frac{\Delta f_m}{2}}{l_m} \right)^4 \dots \right]}$$

Nimmt man $\frac{f_m}{l_m}$ im Mittel zu etwa $\frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{10}$ an und bezeichnet mit *f_{m'}* den vorher durch Schätzung bestimmten mittleren Kabelpfeil $f_m + \frac{\Delta f_m}{2}$, so kann die Formel vereinfacht werden zu:

$$(22) \quad \Delta f_m = \Delta l \cdot \frac{3}{15,2} \cdot \frac{l_m}{f_m'}$$

Die drei Anteile, aus denen Δl sich zusammensetzt, ergeben sich aus folgenden Überlegungen:

1. Die elastische Kabelverlängerung unter der Einwirkung der waagerechten Zuwachskraft *H_{p+t}* ist allgemein:

$$\Delta l_1 = \frac{H_{p+t}}{E_k F_k} \int_0^L \frac{dL}{\cos^3 \alpha_k} = H_{p+t} \Delta l_1'$$

worin α_k der jeweilige Neigungswinkel des Kabels gegen die Waagerechte ist. Dabei ist vorausgesetzt, daß das Kabel nur durch lotrechte Kräfte gestützt wird und daß die Enden unnachgiebig verankert sind. Es ist üblich und zweckmäßig, die Stützung in den Ablenkpunkten der Verankerungsenden nicht lotrecht, sondern in die Winkelhalbierenden der anschließenden Kabelstränge zu legen. Diese Verankerungsenden liefern daher einen abweichenden Teilbeitrag zu Δl_1 . Mit den Winkelbezeichnungen nach Abb. 1 ergibt die Integration genügend genau:

$$(23) \quad \Delta l_1' = \frac{1}{E_k F_k} \left[l_m \left(1 + 8 \cdot \frac{f_m^2}{l_m^2} \right) + 2 \cdot \frac{l_s}{\cos \alpha_s} \left(1 + \text{tg}^2 \alpha_s + \frac{8 f_s^2}{l_s^2} \right) + 2 \cdot \frac{l_r}{\cos \alpha_r} \cdot \frac{\sqrt{\left(1 + \text{tg}^2 \alpha_s \right) \left(1 + \frac{4 f_s^2}{l_s^2} \right)}}{1 + \frac{4 f_s}{l_s} \cdot \text{tg} \alpha_s} \right]$$

f_m ist in dieser Formel genauer durch $(f_m + \Delta f_m)$ zu ersetzen, weil ja die Spannung und Neigung im verformten Netz maßgebend sind. Auch hier muß Δf_m vorher abgeschätzt werden. Die Änderung von f_s infolge der Belastung ist für den Wert Δl_1 von geringerer Bedeutung.

2. Die scheinbare Längenänderung des Kabels infolge Nachgebens der beiden Seitenöffnungen, die selbst als nicht mit Verkehr belastet betrachtet werden, ergibt sich zu:

$$(24) \quad \Delta l_2' = 2 \cdot \frac{16}{3} \cdot \frac{f_s^2 l_s}{8,4 EJ + l_s^2 H_{g+p+t}} \cdot \left(1 - \frac{H_{p+t} l_s^2}{2 \cdot 8,4 EJ + l_s^2 H_{g+p+t}} \right)$$

Der Wert $\frac{16}{3}$ bedarf hier wegen des geringeren Kabelpfells kaum einer Berichtigung. Die Änderung von f_s durch den Kabelzug ist in der Formel berücksichtigt. In den Berichtigungsbeiwert in der Klammer muß H_{p+t} nach Schätzung eingesetzt werden.

Ist eine der Seitenöffnungen mit p belastet, so ist deren Anteil $\Delta l_2'$ gleich Null.

3. Der Anteil Δl_1 infolge der Wärmeänderung t an der Längenänderung des Kabels ist allgemein:

$$\Delta l_1 = \epsilon t \int_0^L \frac{dL}{\cos^2 \alpha_k}$$

ϵ ist die Wärmeausdehnungsziffer des Kabels. Die Integration liefert unter Berücksichtigung der Abweichung, die durch die schiefe, in die Winkelhalbierende fallende Stützung des Kabels an den Verankerungsenden bedingt ist:

$$(25) \quad \Delta l_1 = \epsilon t \left[l_m \left(1 + \frac{16}{3} \cdot \frac{f_m^2}{l_m^2} \right) + 2 l_s \left(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha_s + \frac{16}{3} \cdot \frac{f_s^2}{l_s^2} \right) + 2 l_r \cdot \frac{1}{\cos \alpha_r} \right]$$

Auch hier ist f_m genauer durch $(f_m + \Delta f_m)$ zu ersetzen.

Nach Einsetzen der Gl. (21) u. (22) in (20) erhält man H_{p+t} aus der quadratischen Gleichung:

$$(26) \quad H_{p+t}^2 \cdot \frac{3}{15,2} \cdot \frac{l_m}{f_m'} (\Delta l_1' + \Delta l_2') + H_{p+t} \left[f_m + \left(1,658 \cdot \frac{EJ}{l_m f_m'} + \frac{3}{15,2} \cdot H_g \cdot \frac{l_m}{f_m'} \right) (\Delta l_1' + \Delta l_2') + \frac{3}{15,2} \cdot \frac{l_m}{f_m'} \cdot \Delta l_t \right] = \frac{p l^2}{8} - \Delta l_t \left(1,658 \cdot \frac{EJ}{l_m f_m'} + \frac{3}{15,2} \cdot H_g \cdot \frac{l_m}{f_m'} \right)$$

Die Auswertung wird zweckmäßig näherungsweise durchgeführt, da der Beiwert von H_{p+t}^2 klein ist. Ersetzt man die Gl. (28) in verkürzter Form durch:

$$H_{p+t}^2 A + H_{p+t} B = C,$$

so ist bei kleinem Beiwert A genügend genau:

$$H_{p+t} \approx \frac{C}{B} - \frac{C^2}{B^2} \cdot \frac{A}{B}$$

Die Auswertung soll an mehreren Zahlenbeispielen durchgeführt werden.

Es sei

$$l_m = 300 \text{ m}, \quad l_s = 90 \text{ m}, \quad l_r = 35 \text{ m},$$

$$f_m = 32 \text{ m}, \quad f_s = 2,88 \text{ m},$$

$$\operatorname{tg} \alpha_s = 0,40, \quad \frac{1}{\cos \alpha_s} = 1,077, \quad \alpha_r = 37^\circ, \quad \cos \alpha_r = 0,80.$$

Ruhende Belastung:

$$g = 16 \text{ t/m}, \quad H_g = \frac{16 \cdot 300^2}{8 \cdot 32} = 5625 \text{ t}, \quad p = 5 \text{ t/m},$$

$$t_{\min}^{\max} = \pm 30^\circ, \quad \epsilon = 0,000 012, \quad \epsilon t = \pm 0,000 36,$$

$$F_R = 0,18 \text{ m}^2, \quad E_R = 16,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2, \quad EJ = 4,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2.$$

1. Belastungsfall: Volle Belastung der Mittelöffnung, $t = +30^\circ$.

$$\text{Geschätzter Wert } H_{p+t} = 1475 \text{ t}, \quad H_{g+p+t} = 7100 \text{ t}$$

geschätzte Durchbiegung $\Delta f_m = 1,20 \text{ m}$

$$f_m' = f_m + \frac{\Delta f_m}{2} = 32,6 \text{ m}$$

$$\Delta l_1' = \frac{10^{-6}}{16,5 \cdot 0,18} (300 \cdot 1,097 98 + 2 \cdot 90 \cdot 1,077 \cdot 1,1682 + 2 \cdot 35 \cdot 1,25 \cdot 1,0329) = 2,175 89 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\Delta l_2' = 2 \cdot \frac{16}{3} \cdot \frac{2,88^2 \cdot 90}{8,4 \cdot 21 \cdot 10^2 \cdot 0,2 + 0,90^2 \cdot 7100} \cdot \left(1 - \frac{1475 \cdot 0,81}{2 \cdot (8,4 \cdot 21 \cdot 10^2 \cdot 0,2 + 0,81 \cdot 7100)} \right) 10^{-4} = 0,802 88 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\Delta l_1' + \Delta l_2' = 2,978 77 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\Delta l_1 = +0,000 36 (300 \cdot 1,065 32 + 2 \cdot 90 \cdot 1,1682 + 2 \cdot 35 \cdot 1,25) = 0,222 25 \text{ m}$$

$$A = \frac{3}{15,2} \cdot \frac{300}{32,6} \cdot 2,978 77 \cdot 10^{-4} = 0,000 540 8$$

$$B = 32 + \left(1,658 \cdot \frac{21 \cdot 0,2 \cdot 10^6}{300 \cdot 32,6} + \frac{3}{15,2} \cdot 5626 \cdot \frac{300}{32,6} \right) 2,978 77 \cdot 10^{-4} + \frac{3}{15,2} \cdot \frac{300}{32,6} \cdot 0,222 25 = 35,659 04 \text{ m}$$

$$C = 56 250 - 2428,9 = 53 821,1 \text{ tm}$$

$$H_{p+t} = \frac{53 821,1}{35,659 04} - \frac{(53 821,1)^2}{35,659 04} \cdot \frac{0,000 540 8}{35,659 04} = 1474,78 \text{ t}$$

$$\Delta l = 2,978 77 \cdot 1474,78 \cdot 10^{-4} + 0,222 25 = 0,661 56 \text{ m}$$

$$\Delta f = \frac{3 \cdot 300}{15,2 f_m'} \cdot \Delta l = 1,2016 \text{ m}$$

2. Belastungsfall:

Volle Verkehrslast in der Mittelöffnung, $t = -30^\circ$.

$$\text{Geschätzter Wert } H_{p+t} = 1640 \text{ t}, \quad H_{g+p+t} = 7265 \text{ t}$$

Geschätzte Durchbiegung $\Delta f_m = 0,48 \text{ m}$, $f_m' = 32,24 \text{ m}$,

$$\Delta l_1' = 2,171 64 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\Delta l_2' = 0,786 26 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\Delta l_t = -0,221 95 \text{ m}$$

$$H_{p+t} = 1639,73 \text{ t}$$

$$\Delta f = \frac{3}{15,2} \cdot \Delta l \cdot \frac{l_m}{f_m} = 0,4831 \text{ m}$$

3. Belastungsfall:

Volle Verkehrslast in Mittel- und Seitenöffnungen, $t = -30^\circ$

$$\text{Geschätzter Wert } H_{p+t} = 1690 \text{ t}, \quad H_{g+p+t} = 7315 \text{ t}$$

Geschätzte Durchbiegung $\Delta f_m = 0,26 \text{ m}$, $f_m' = 32,13 \text{ m}$

$$\Delta l_1' = 2,169 61 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\Delta l_2' = 0$$

$$\Delta l_t = -0,221 81 \text{ m}$$

$$H_{p+t} = 1691,8 \text{ t}$$

$$\Delta f = \frac{3}{15,2} \cdot 0,145 24 \cdot \frac{l_m}{f_m'} = 0,2677 \text{ m}$$

4. Belastungsfall:

Halbe Verkehrslast in der Mittelöffnung, $t = +30^\circ$.

$$\text{Geschätzter Wert } H_{p+t} = 710 \text{ t}, \quad H_{g+p+t} = 6335 \text{ t}$$

Geschätzte Durchbiegung $\Delta f_m = 0,80 \text{ m}$, $f_m' = 32,40 \text{ m}$

$$\Delta l_1' = 2,173 52 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\Delta l_2' = 0,889 00 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\Delta l_t = -0,222 08 \text{ m}$$

$$H_{p+t} = 709,88 \text{ t}$$

$$\Delta f = \frac{3}{15,2} \cdot 0,439 48 \cdot \frac{l_m}{f_m'} = 0,8031 \text{ m}$$

5. Belastungsfall:

Halbe Verkehrslast in der Mittelöffnung, $t = -30^\circ$.

$$\text{Geschätzter Wert } H_{p+t} = 860 \text{ t}, \quad H_{g+p+t} = 6485 \text{ t}$$

Geschätzte Durchbiegung $\Delta f_m = 0,08 \text{ m}$, $f_m' = 32,04 \text{ m}$

$$\Delta l_1' = 2,169 26 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\Delta l_2' = 0,870 86 \cdot 10^{-4} \text{ m/t}$$

$$\Delta l_t = -0,221 79 \text{ m}$$

$$H_{p+t} = 861,94 \text{ t}$$

$$\Delta f = \frac{3}{15,2} \cdot 0,040 25 \cdot \frac{l_m}{f_m'} = 0,0744 \text{ m}$$

Der Unterschied im Kabelzug zwischen den Wärmezuständen $+30^\circ$ und -30° ist bei Vollbelastung 164,95 t, bei Halbbelastung 152,06 t.

Der Einfluß der Erwärmung und Abkühlung auf den Kabelzug wird damit weitaus größer, als nach der Berechnungsweise erster Ordnung zu erwarten war. Es ist dies die Folge des Widerstandes, den das belastete und gespannte Kabel einer erzwungenen Formänderung entgegensetzt und der in der Berechnungsweise erster Ordnung außer acht bleibt. Dieser Widerstand wächst mit der Größe des Kabelzuges H_{g+p+t} .

Die hier erläuterte Berechnung ist mit geringen Änderungen der Formelwerte auch bei Belastung einer oder mehrerer Seitenöffnungen anwendbar. Sie gilt in allen den Fällen, in denen eine oder mehrere Öffnungen in voller Länge gleichmäßig belastet sind, vorausgesetzt, daß die Versteifungsträger an den Enden jeder Öffnung frei drehbar und unabhängig von den Nebenöffnungen gelagert sind.

III. Einflußlinien für den Kabelzug.

a) Haupteinflußlinien ohne Verzerrung des Grundnetzes.

Bei Teilbelastung innerhalb der einzelnen Öffnungen ist es notwendig, den Kabelzug durch eine Einflußlinie zu ermitteln. Diese Einflußlinie ist nach dem Gesetz der virtuellen Verschiebungen als die Biegelinie zu bestimmen, die sich ergibt, wenn das Kabel eine Längenänderung $\Delta l = 1$ erfährt. Zur Ermittlung dieser Biegelinie nehmen wir zunächst an, der Überbau trage außer der ständigen Last eine gleichmäßig verteilte Vorbelastung. Die ungleichmäßig oder einseitig verteilte Zusatzlast, deren Einfluß auf den Kabelzug untersucht werden soll, sei so klein, daß sie keine merkliche Verzerrung des Grundnetzes zur Folge hat.

Die Längenänderung $\Delta l = 1$ entspricht einer Änderung des Kabelzuges um den Betrag ΔH . Die Form der Biegelinie für ΔH ist uns aus den Untersuchungen in Teil A bekannt. Sie ist durch die dort entwickelte Gl. (5) gegeben, wenn wir $p = 0$ und an Stelle des Kabelzugzuwachses H_{p+t} den Betrag ΔH setzen. In Abb. 2 ist die Linie dargestellt. Sie kommt einer Parabel sehr nahe, hat aber, wie im Teil A festgestellt, einen um 1,4% kleineren Flächeninhalt als die Parabel mit gleicher Mittelordinate. Mit der Steifigkeit des Trägers und dem Kabelzug kann sich dieser Vorhundertersatz etwas verschieben.

Während somit die Form der Einflußlinie und ihr Flächeninhalt bei gegebener Mittelordinate bekannt sind, bedarf die Bestimmung des Maßstabes noch besonderer Überlegungen. Jede Auflast hat eine Dehnung des Kabels zur Folge, die ihrerseits die Größe von H beeinflusst. Der Maßstab der Einflußlinie ist also nicht nur von der Form des Tragwerkes, sondern auch von der elastischen Nachgiebigkeit des Kabels abhängig. Der einfachste Weg zur Bestimmung des Maßstabes ist der, daß man die Öffnung mit $p = 1$ belastet denkt, für diese Belastung auf dem oben angegebenen Wege den Kabelzug $H_{(p=1)}$ bestimmt und diese Zahl mit dem Flächeninhalt der in beliebigem Maßstabe $\frac{1}{\mu}$ dargestellten Einflußlinie vergleicht. Der Bruch aus beiden Werten gibt den Vielfältiger μ für die Einflußlinie an, also

$$\mu = \frac{H_{(p=1)}}{\frac{1}{\mu} \int_{-l/2}^{+l/2} \eta dx}$$

Der Wert $H_{(p=1)}$ ist nicht unveränderlich, sondern hängt von dem Belastungszustand ab. Er wurde für vier Belastungsfälle gemäß unserem Beispiel mit Hilfe der Formeln (23) bis (26) berechnet. Dabei wurde als Grundlage der vorhandene Kabelzug und die Verformung infolge der Vorbelastung angenommen. Es wurde also vorausgesetzt, daß weder die Belastung $p = 1$ noch die zusätzlichen Lasten, deren Einfluß untersucht werden soll, eine weitere Verformung zur Folge haben.

Bei Vollbelastung der Hauptöffnung mit $p = 5$ t/m und $t = +30^\circ$ ist $H_{(p=1)} = 303,45$ t

Bei Vollbelastung der Hauptöffnung mit $p = 5$ t/m und $t = -30^\circ$ ist $H_{(p=1)} = 307,77$ t

Bei Halbbelastung der Hauptöffnung mit $p = 2,5$ t/m und $t = +30^\circ$ ist $H_{(p=1)} = 307,55$ t

Bei Halbbelastung der Hauptöffnung mit $p = 2,5$ t/m und $t = -30^\circ$ ist $H_{(p=1)} = 312,68$ t.

Der Wert $H_{(p=1)}$ schwankt also mit etwa 1,5% Spielraum um einen Mittelwert von 307,9 t. Er wird sowohl von der Durchbiegung als auch vom Kabelzug H_{g+p+t} beeinflusst.

Der Flächeninhalt der Einflußlinie mit der Mittelordinate η_m ist unter Zugrundelegung der Parabelfläche und bei Berücksichtigung der Abweichung von $-1,4\%$:

$$F_{\eta} = \frac{2}{3} \cdot \eta_m \cdot l \cdot 0,986.$$

Daraus ergibt sich die Mittelordinate der Einflußlinie für H_p im Mittel zu:

$$\eta_m = 307,9 \cdot \frac{3}{2 \cdot l \cdot 0,986} = 1,561$$

mit etwa 1,5% Abweichung nach oben und unten, je nach dem Belastungsfall.

Der genaue Wert der Mittelordinate ergibt sich aus der Integration der Biegelinie zu:

$$(27) \quad \eta_m = \frac{1,5 H_{(p=1)}}{l} \cdot \frac{(l^2 \omega^2 - 8) \text{Coj} \frac{l}{2} \cdot \omega + 8}{(l^2 \omega^2 - 12) \text{Coj} \frac{l}{2} \cdot \omega + \frac{24}{\omega l} \cdot \text{Cit} \frac{l}{2} \cdot \omega}$$

Damit ist die Einflußlinie für den Fall des unverzerrten und durch gleichmäßig verteilte Last durchgebogenen Tragwerkes bestimmt. Mit zunehmender Belastung und Durchbiegung nehmen ihre Ordinaten etwas ab, entsprechend den sich allmählich vermindern den Werten $H_{(p=1)}$.

b) Einfluß einer Verzerrung des Grundnetzes.

Eine Berichtigung des Kabelzuges ist noch erforderlich in den Fällen, in denen der Überbau durch einseitige Vorbelastung unsymmetrisch verzerrt ist oder durch die Lasten, deren Einfluß auf H mit der Einflußlinie bestimmt werden soll, unsymmetrisch verzerrt wird. Da diese Berichtigung, wie sich zeigen wird, nicht sehr groß, die genaue Bestimmung aber sehr schwierig ist, soll ein Näherungsverfahren angewendet werden.

Zum Verständnis der Wirkung der Verzerrung diene folgende Überlegung:

Der Kabelzug für eine gleichmäßig auf die ganze Öffnung verteilte Belastung $\frac{p}{2}$ ist oben ermittelt. Diese Belastung soll nun durch Belastung der Hälfte des Überbaues mit p ersetzt werden. In erster Annäherung kann angenommen werden, daß der Kabelzug durch diese Belastungsumordnung nicht beeinflusst wird. Tatsächlich muß eine gewisse Änderung eintreten, denn die einseitig verzerrte Kabellinie, wie sie entsteht, wenn die Biegelinie mit den Ordinaten y nach Abb. 3 der ursprünglichen Parabel überlagert wird, hat zweifellos eine andere Länge als die Linie, die entsteht, wenn die unverzerrte Biegelinie mit den Ordinaten y_1 (Abb. 3) der Parabel überlagert wird. Der Längenunterschied ergibt sich wie folgt:

Der Kabelpfahl bei gleichmäßig verteilter Belastung mit $\frac{p}{2} = 2,5$ t/m ist $f_m = 32,8$ m. Bei halbseltiger Belastung mit $p = 5$ t/m verzerrt sich die Linie derart, daß auf der belasteten Seite eine Ausbuchtung, auf der unbelasteten Seite eine Einbuchtung von je 0,88 m auftritt. Es soll nun berechnet werden, wieviel die verzerrte Kabellinie länger ist als die unverzerrte. Zieht man die beiden Sehnen vom Kabelsattel zu den Kabelauflagerpunkten, so sind ihre Neigungen $\pm \text{tg } a = \pm \frac{32,8}{150,0}$. Betrachtet man die beiden Abschnitte der Kabellinie von der Mitte zu den Auflagern für sich als Parabeln, so sind ihre lotrechten Pfeilhöhen, von der Sehne aus gemessen, auf der belasteten Seite $\frac{32,8}{4} + 0,88 = 9,08$ m, auf der unbelasteten Seite $\frac{32,8}{4} - 0,88 = 7,32$ m. Der Längenunterschied der ganzen Linie gegenüber der unverzerrten Linie mit beiderseitigen Pfeilhöhen von $\frac{32,8}{4} = 8,20$ m ergibt sich nach kurzer Zwischenrechnung angenähert zu:

$$\Delta l = \frac{2 \cdot 0,88^2}{150,0} \cdot \frac{8}{3} \cdot \cos^3 a = 0,02555 \text{ m.}$$

Diese Längenänderung hat zur Folge, daß der ganze Überbau angehoben wird. Die Hebung geht nach einer Parabel vor sich, deren Mittelordinate

$$\Delta f = \frac{3}{15,2} \cdot 0,02555 \cdot \frac{300}{32,8} = 0,04631 \text{ m beträgt.}$$

Bei dieser Hebung wird die Vergrößerung des Kabelzuges:

$$\Delta H_p = \frac{H_{g+p+t} \cdot 0,04631}{32,8 - \frac{0,04631}{2}} = \frac{6345 \cdot 0,04631}{32,777} = 8,97 \text{ t.}$$

Dieser Kabelzug kommt zu dem oben für Belastung mit $\frac{p}{2}$ ermittelten Wert $H_{p+t} = 709,88$ t (für $t = +30^\circ$) hinzu und ergibt:

$$H_{p+t} = 718,85 \text{ t.}$$

(In Teil A, Abschnitt III, wurde mit $H_{p+t} = 714,8$ t gerechnet. Der Unterschied von 4,05 t entspricht einer weiteren Wärmehöhen um 1,6%. Er erfordert keine Richtigstellung.)

Will man nun allgemein den Einfluß einer Verzerrung des Tragwerkes beurteilen, so ist diese unmittelbare Überprüfung nach der Länge der Kabellinie nicht anwendbar, weil sie voraussetzt, daß diese Länge leicht festzustellen ist, was in der Regel nicht der Fall ist. Es soll nun untersucht werden, welcher Berichtigung die oben ermittelte Einflußlinie für den Kabelzug im Falle der Verzerrung des Grundnetzes bedarf.

Der Momentenanteil, den der Versteifungsträger bei beliebiger Belastung aufnimmt, ist gegenüber den vom Kabel aufgenommenen Anteilen $H_g \Delta f$ und $H_{p+t} (f + \Delta f)$, vgl. Formel (20), verhältnismäßig klein, und zwar um so kleiner, je geringer seine Steifigkeit EJ ist. Man begeht also bei Ermittlung der Biegelinie keinen sehr großen Fehler, wenn man den Versteifungsträger fortläßt und das verankerte Kabel als unversteifte Hängebrücke betrachtet. Wird dies Kabel durch die ständige Last g und die beliebig angeordnete Verkehrslast p belastet, so stellt es sich in die Seillinie ein. Die Ordinaten dieser Seillinie $y + \Delta y$ stehen zum Kabelzug H_{g+p+t} in umgekehrtem Verhältnis, denn in jedem Querschnitt durch das Tragwerk ist:

$$H_{g+p+t} (y + \Delta y) = M_{(g+p)},$$

Wird der Kabelzug um ΔH geändert, während $M_{(g+p)_0}$ unverändert bleibt, so stellt sich eine neue Seillinie ein, die der ersten ähnlich verläuft. Trägt man die Unterschiede, d. h. die Biegelinie für ΔH , auf, so ist auch diese Linie der ursprünglichen Seillinie ähnlich. Diese Biegelinie gibt aber die Form der Einflußlinie für H im unversteiften Tragwerk an. Ist also in der ursprünglichen Seillinie auf der einen Seite eine Ausbuchtung, auf der anderen eine Einbuchtung vorhanden, so ist die Einflußlinie für H ähnlich geformt, und der Einfluß wird für Lasten, die in der Ausbuchtung stehen, größer, für solche in der Einbuchtung kleiner als bei unverzerrtem Kabel. Da es sich hier nur um ein Berichtigungsglied handelt, soll das Verhältnis der Einflußgrößen vom unversteiften Tragwerk übernommen und der abschwächende, transzendente Einfluß des Versteifungsträgers vernachlässigt werden. Die unsymmetrische Einflußlinie wird also zunächst durch eine parabelförmige, etwa flächengleiche Einflußlinie ersetzt, für die der Maßstab, wie oben erörtert, mit Hilfe des Wertes $H_{(p=1)}$ bestimmt wird. Sie ergibt den Hauptwert des Kabelzuges H_p' . Darauf wird die Netzverzerrung für sich als Form einer zweiten, der berichtigten Einflußlinie betrachtet, deren Vervielfältiger der gleiche sein muß wie für die symmetrische Haupteinflußlinie, wenn diese aus der Kabellinie unmittelbar abgeleitet worden wäre,

$$\text{nämlich } \mu = \frac{\eta_m}{f_m}.$$

Wird die Verzerrung nicht durch Vorbelastung hervorgerufen, sondern entsteht sie erst durch die Lasten, deren Einwirkung auf H mit Hilfe der Einflußlinie untersucht werden soll, so ist folgendes zu beachten:

Die Gleichung $P\eta = H_p \Delta l$ ist eine Arbeitsgleichung. Sie besagt, daß die virtuelle Arbeit der Last P die gleiche ist wie die virtuelle Arbeit des durch P hervorgerufenen Kabelzuges H_p , wenn die Kabellänge um Δl geändert wird. Wächst nun die Biegungsordinate η durch das Aufbringen der Last P von η auf $\eta + \Delta \eta$ an, so ist die von P geleistete virtuelle Arbeit $P \left(\eta + \frac{\Delta \eta}{2} \right)$, das heißt, die Ordinaten der Verzerrungslinie sind, wenn die Verzerrung nicht durch Vorbelastung, sondern durch P selbst hervorgerufen wird, zu halbieren.

Beispiel 1: Zunächst soll der oben bereits erörterte Fall der Belastung einer Öffnungshälfte mit $p = 5 \text{ t/m}$ behandelt werden. Der Inhalt der Ausbuchtung der Kabellinie auf der belasteten Seite ist, als Parabelfläche mit der Verzerrungsordinate 0,88 m betrachtet,

$$F = \frac{2}{3} \cdot \frac{l}{2} \cdot 0,88 = 88 \text{ m}^2.$$

Die Mittelordinate der symmetrischen Einflußlinie ist

$$\eta_m = 307,55 \cdot \frac{3}{2 \cdot 300 \cdot 0,986} = 1,5593.$$

Der Einfluß der Verzerrung auf den Kabelzug ergibt sich also zu:

$$H_p'' = \frac{1}{2} \cdot 5,0 \cdot 88 \cdot \frac{1,5593}{32,8} = 10,46 \text{ t}.$$

Der Unterschied gegenüber dem früher ermittelten Werte $H_p'' = 8,97 \text{ t}$ rührt von der Vernachlässigung des abschwächenden, transzendenten Einflusses des Versteifungsträgers auf die Verzerrungs-Einflußlinie her.

Beispiel 2: Eine Einzellast von 35 t im Punkte $\xi = 90 \text{ m}$ erzeugt in diesem Punkte gemäß Abb. 4 eine zusätzliche Einsenkung von 0,084 m. Aus der Vorbelastung durch eine Streckenlast p ist an der gleichen Stelle eine Ausbuchtung der Kabellinie von 0,80 m vorhanden. Die Durchbiegung in Mitte Öffnung infolge der Vorbelastung ist $\Delta f = 0,80 \text{ m}$.

Aus der symmetrischen Einflußlinie mit $H_{(p=1)} = 307,55$ erhält man wieder eine Mittelordinate (wie oben): $\eta_m = 1,5593$.

Nach der genauen Formel der Biegelinie ist

$$\eta_\xi = 1,5593 \cdot \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{\text{Coj } \xi \cdot \omega}{\text{Coj } \frac{l}{2} \cdot \omega} \right)}{\frac{1}{2} \cdot \frac{l^2}{4} - \frac{1}{\omega^2} \left(1 - \frac{1}{\text{Coj } \frac{l}{2} \cdot \omega} \right)}.$$

Mit $\omega = \frac{1}{26,14}$, $\omega^2 = \frac{1}{683,22}$, $\text{Coj } \frac{l}{2} \cdot \omega = 155,27$, $\text{Coj } \xi \cdot \omega = 15,656$

(wie in Teil A, Abschnitt V) ist:

$$\eta_\xi = 1,5593 \cdot \frac{7200 - 683,22 \cdot 0,89918}{11250 - 683,22 \cdot 0,99356} = 1,5593 \cdot \frac{6585,66}{10571,18} = 0,9714$$

$$H_p' = 0,9714 \cdot 35,0 = 34,00 \text{ t}.$$

Das Berichtigungsglied ist:

$$H_p'' = \left(0,8 + \frac{0,084}{2} \right) 35,0 \cdot \frac{1,5593}{32,80} = 1,40 \text{ t},$$

also $H_p = 35,40 \text{ t}.$

Dieser Kabelzug ist in Teil A, Abschnitt V, verwendet.

IV. Kabelzug bei durchlaufendem Versteifungsträger.

Die Bestimmung des Kabelzuges für die Brücke mit durchlaufendem Versteifungsträger geht wieder von der Biegelinie für gleichmäßig verteilte Last aus. Allerdings ist hier die Berechnung der Kabeldehnung auf Grund der Annahme parabelförmiger Biegelinien nicht mehr zulässig. Die Einflußlinie für den Kabelzug muß aber auch hier ähnlich der Biegelinie für gleichmäßig verteilte Last verlaufen, denn die Biegelinie für Längenänderung Δl des Kabels entspricht, ohne Rücksicht auf den Maßstab, derjenigen für eine Änderung des Kabelzuges um ΔH , und diese wieder verläuft gleichartig derjenigen für eine gleichmäßig verteilte Last p , wobei der Belastungsbelwert $p = H_p \cdot \frac{8f}{l^2}$ auftritt, der ebenso wie p als unveränderlich über die ganze Brückenlänge betrachtet werden kann, wenn $\frac{8f}{l^2}$ für alle Öffnungen den gleichen Wert hat. Vorausgesetzt ist hierbei, daß der Belwert ω für die verglichenen Biegelinien stets der gleiche ist. Dieser Belwert ω muß, wie oben erläutert, für alle Einzeluntersuchungen stets unverändert beibehalten und aus dem Endwert des Gesamtkabelzuges H_{g+p+l} für jeden Belastungsfall bestimmt werden. Der Endwert ist also in jedem Falle vorher abzuschätzen, wobei in dessen mäßige Abweichungen nur geringen Einfluß auf die Form der Linien haben, so daß für verschiedene Belastungsfälle mit nicht stark abweichenden H -Werten ohne großen Fehler die gleiche Einflußlinie verwendbar ist.

Dem Aufzeichnen der Biegelinie für unveränderliches p kann, da das zugehörige H_p nicht bekannt ist, nicht ein bestimmter Wert p , sondern nur ein Wert $p = H_p \cdot \frac{8f}{l^2}$ zugrunde gelegt werden, den wir mit k bezeichnen wollen. Zweckmäßig könnte etwa $k = 1$ gewählt werden. Die Biegungsordinaten werden in der im Teil A, Abschnitt VII, angegebenen Weise bestimmt. Es wird also zunächst die Biegelinie unter Fortlassung aller Zwischenstützen bestimmt, und sodann werden durch Einführen der Stützkräfte die Durchbiegungen für alle Zwischenstützpunkte zu Null gemacht. Für die gezeichnete Biegelinie ist nun der Maßstab bei ihrer Verwendung als Einflußlinie für H zu ermitteln.

Wir bezeichnen die Ordinaten der gezeichneten Biegelinie mit y , die gesuchten Einflußordinaten mit η , so daß $\eta = \mu y$ wird. Die Parabelordinaten der unverformten Kabellinie nennen wir Y . Für die Biege-

linie y wird nun einerseits die Fläche $\int_0^L y dx = F(y)$, andererseits die Längenänderung der hiernach verformten Kabellinie gegenüber der unverformten Kabellinie berechnet. Der Längenvergleich wird zweckmäßig so durchgeführt, daß man in gleichmäßigen Feldabständen Δx die Ordinaten Y der unverformten und diejenigen $Y + y$ der verformten Kabellinie sowie ihre Felddifferenzen ΔY und $\Delta(Y + y)$ bestimmt. Für jeden Feldderschnitt erhält man die Längenänderung $\Delta \Delta s$ der Kabellinie zu:

$$(28) \quad \left\{ \begin{aligned} \Delta \Delta s &= \sqrt{(\Delta x)^2 + [\Delta(Y + y)]^2} - \sqrt{(\Delta x)^2 + (\Delta Y)^2} \\ &= \Delta x \left[\sqrt{1 + \frac{[\Delta(Y + y)]^2}{(\Delta x)^2}} - \sqrt{1 + \frac{(\Delta Y)^2}{(\Delta x)^2}} \right] \\ \Sigma \Delta \Delta s &= \Delta l = \Delta x \sum \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\Delta Y + \Delta y}{\Delta x} \right)^2} - \sqrt{1 + \left(\frac{\Delta Y}{\Delta x} \right)^2} \right] \end{aligned} \right.$$

Dieser Formel liegt die Annahme zugrunde, daß der Einfluß der waagerechten Verschiebungen der Sellaekpunkte auf die Gesamtlänge vernachlässigt werden kann. Im allgemeinen trifft diese Annahme zu. Sie gilt für die Köpfe der Türme allerdings nur dann, wenn die Kabelneigung rechts und links von der Turmachse ganz oder nahezu symmetrisch verläuft. Das ist aber in der Regel der Fall, weil sonst die Kabelkraft $\frac{H}{\cos \alpha}$ am Turmkopf ihre Größe ändern würde und das Sattelager demgemäß Reibungskräfte aufzunehmen hätte. Gl. (28) kann auch dann für den Längenvergleich der verformten und der unverformten Kabellinie verwendet werden, wenn der Verformung irgendeine beliebige Belastung zugrunde liegt.

Die Längenänderung $\Delta l'$ für eine Änderung des Kabelzuges H um 1 t ist aus Gl. (23) bekannt. Diese Gleichung gilt allgemein für ein nach Parabelform verlegtes Kabel ohne Rücksicht auf irgendeine Verformung. Der Kabelzug H_p , welcher auftritt, wenn die Brücke ohne Wärmeänderung nach der gezeichneten Biegelinie verformt wird, ist

$$H_p = \frac{\Delta l}{\Delta l'}.$$

Betrachtet man andererseits die Biegelinie als Einflußlinie für H mit dem Vervielfältiger μ , so ist:

$$H_p = \mu p F(y), \quad \text{also} \quad \mu p = \frac{\Delta l}{\Delta l' F(y)}.$$

Der Wert p , die der gezeichneten Biegelinie zugrunde liegende Auflast, ist nicht bekannt, sondern nur der Wert $k = p - H_p \cdot \frac{8f}{l^2}$. Man erhält bei Verwendung dieses Wertes:

$$p = k + H_p \cdot \frac{8f}{l^2} = k + \frac{\Delta l}{\Delta l_1'} \cdot \frac{8f}{l^2}$$

und

$$(29) \quad \mu = \frac{\Delta l}{\Delta l_1' F(y) \left(k + \frac{\Delta l}{\Delta l_1'} \cdot \frac{8f}{l^2} \right)}$$

Damit kann die Einflußlinie ausgewertet werden. Sie liefert den Grundwert H_p' des Kabelzuges ohne den Verzerrungszuschlag H_p'' . Der Zuschlag kann in ähnlicher Weise, wie in Abschnitt III dieses Teiles für Einzelöffnungen erläutert, näherungsweise bestimmt werden, wobei indessen die Verzerrung selbst bekannt sein muß. Er kann also in der Regel nur nachträglich durch Überlagerung berücksichtigt werden. Das Ergebnis der Rechnung wird dadurch nicht mehr wesentlich geändert.

Der Kabelzug H_t aus Wärmeänderung wird dagegen zweckmäßig von vornherein in die Rechnung eingeführt, weil er bei Bestimmung von ω nicht zu vernachlässigen ist. Die Wärmedehnung Δl_t des Kabels ist aus Gl. (25) bekannt. Wenn man noch den Wert $\Delta l_{(H=1)}$, die Nachgiebigkeit des belasteten und versteiften Kabels bei veränderlichem Durchschlag für 1 t Kabelzug, kennt, so erhält man:

$$H_t = \frac{\Delta l_t}{\Delta l_{(H=1)}}$$

Der Wert $\Delta l_{(H=1)}$ (nicht zu verwechseln mit $\Delta l_1'$, der elastischen Dehnung des Kabels ohne jede Durchbiegung für $H=1$ t) ergibt sich aus der gezeichneten Biegelinie wie folgt: Die Linie entsteht bei einer gleichmäßig verteilten Belastung p und einem Kabelzuge H_p , wobei $k = p - H_p \cdot \frac{8f}{l^2}$ als unveränderlicher Belastungswert in die Berechnung eingeht. Der gleiche Wert k und die gleiche Biegelinie würden sich ergeben, wenn $p=0$ und der Kabelzug $H' = -\frac{k l^2}{8f}$ wäre. Die Längenänderung des Kabels ist hierbei Δl . Der Kabelzug $H=1$ hat also eine Längenänderung $\Delta l_{(H=1)} = \frac{\Delta l}{H'} = -\frac{\Delta l \cdot 8f}{k l^2}$ zur Folge. Damit erhält man:

$$(30) \quad H_t = \frac{\Delta l_t}{\Delta l_{(H=1)}} = -\frac{\Delta l_t k l^2}{\Delta l \cdot 8f}$$

Die Aufstellung der Einflußlinie ist, da verschiedene Werte ω in Frage kommen, zur vollständigen Auswertung mehrfach zu wiederholen, wobei die Belastungsfälle nach ihren H -Werten gruppenweise zusammengefaßt werden können. Nach vollständiger Durchrechnung eines Belastungsfalles und Ermittlung der Biegelinie kann der Kabelzug durch Vergleichen der Kabellänge, wie bereits in dem in Teil A, Abschnitt VII, behandelten Beispiel erläutert wurde, nachgeprüft werden, so daß immer ausreichende Sicherheit und Genauigkeit gewährleistet ist.

Die Durchrechnung eines vollständigen Ausführungsbeispiels würde — besonders unter Berücksichtigung der in Teil A als notwendig nachgewiesenen Querschnittsverstärkung des Versteifungsträgers über den Zwischenauflegern — immerhin einigen Rechenaufwand erfordern. Da aber die gegebenen Ableitungen die Vorgänge bei der Durchführung der Rechnung wohl genügend klar erkennen lassen, kann auf die Durchrechnung hier verzichtet werden.

Wenn man den in diesem Abschnitt angegebenen Weg zur Bestimmung von H_p aus der Einflußlinie einschlägt und diese Einflußlinie als Biegelinie für gleichmäßig verteilte Last, z. B. mit dem Belastungswert $k = p - H_p \cdot \frac{8f}{l^2} = 1$ und mit dem Vervielfältiger μ , bestimmt, so stößt man auf die Schwierigkeit, daß die in die Berechnung der Biegelinie einzuführende Verhältniszahl $\frac{1}{H_{g+p+t}}$ nicht bekannt ist.

Da indes alle Biegeordinaten diesem Wert verhältnismäßig sind, kann er in den nach Aufzeichnen der Linie zu bestimmenden Vervielfältiger μ einbezogen werden. Man zeichnet also die Biegelinie zunächst für einen beliebigen Wert $\frac{1}{H_0}$ und erhält die Ordinaten $y_0 = f(x)$. Die jeweils gültigen richtigen Biegeordinaten y_p für die Belastung p findet man dann aus Gleichung

$$(31) \quad y_p = y_0 \cdot \frac{H_0}{H_{g+p}} \cdot \frac{p - H_p \cdot \frac{8f}{l^2}}{k}, \text{ worin}$$

$$(32) \quad H_p = \frac{\Delta l}{\Delta l_1'} \cdot \frac{H_0}{H_{g+p}} \cdot \frac{p - H_p \cdot \frac{8f}{l^2}}{k} \text{ ist.}$$

H_p ergibt sich also aus einer quadratischen Gleichung, die leicht aufzulösen ist. Bei der Auflösung kann natürlich sinngemäß nur der sich ergebende positive Wert H_p Geltung haben.

Der Vervielfältiger μ für die Verwendung der Biegelinie als Einflußlinie ist $\mu = \frac{H_p}{p F(y)}$, worin H_p und p bei der Auswertung für Streckenlast oder Einzellasten als mittlere gleichmäßig verteilte Last einzuführen sind. Da H_p und p nicht genau verhältnismäßig verlaufen, wird also μ von der mittleren Belastung p abhängig, entsprechend der Formabhängigkeit des Tragwerks. Gl. (29) liefert nur einen Näherungswert für μ , der von den Annahmen der Rechnung, den Werten H_0 und k , beeinflusst ist.

Bei der Bestimmung von H_t aus Gl. (30) ist noch der Einfluß der elastischen Kabeldehnung infolge H_t auf Δl_t zu berücksichtigen. Wenn bei Erwärmung das Kabel sich verlängert, so tritt gleichzeitig eine Verlängerung um $\Delta l_1' H_t$ ein. An Stelle von Δl_t ist also der Wert $\Delta l_t - \Delta l_1' H_t$ einzusetzen. Die hiernach berichtigte Gl. (30) liefert für H_t einen Näherungswert, der noch von den Annahmen der Rechnung abhängig ist. Der richtige Wert H_t wird erhalten, wenn man das Ergebnis noch mit $\frac{H_{g+p+t}}{H_0}$ vervielfacht.

Die richtige Gleichung lautet also:

$$(30') \quad H_t = \frac{(\Delta l_t - \Delta l_1' H_t) k l^2 H_{g+p+t}}{\Delta l 8f H_0}$$

Trennt man hierin H_{g+p+t} in H_{g+p} und H_t , so erhält man für H_t eine quadratische Gleichung mit sehr kleinem quadratischem Glied, die ähnlich wie Gl. (26) leicht im Näherungswege aufzulösen ist. Zu bemerken ist, daß der Wert H_t unter sonst gleichen Voraussetzungen in dem mehrfach behandelten Beispiel um fast 50% größer wird als bei frei aufliegenden Versteifungsträgern. Das Tragwerk ist in den äußeren Teilen der Hauptöffnung wesentlich steifer als das Tragwerk mit frei gelagerten Trägern. Im Mittelteil der Hauptöffnung vergrößern sich demgegenüber die Durchbiegungen.

Der angegebene Berechnungsweg erweist sich auch bei abgestuftem Trägerquerschnitt über den Auflagern, als durchaus gangbar und zuverlässig.

V. Einflußlinien für die Momente im Versteifungsträger.

Die vorliegende Arbeit soll nicht abgeschlossen werden, ohne auch noch auf die Einflußlinien für die Momente im Versteifungsträger einzugehen, die ja vielfach als das wichtigste Ziel der statischen Untersuchung hingestellt werden. Die vorstehenden Berechnungen der Momente sind stets von bestimmten Laststellungen ausgegangen und die Linie der Größtmomente kann, wie einleitend schon erwähnt, als Umhüllende einer Schar von Momentenlinien für eine Reihe von zweckmäßig abgestuften Streckenbelastungen ermittelt werden, auch ohne daß für jeden Querschnitt zuvor die ungünstigste Laststellung bestimmt worden wäre. Für den größeren und wichtigeren Teil der Größtmomentenlinie ist einseitige Streckenbelastung maßgebend, die von einem Ende der Öffnung ausgeht und daher leicht abzustufen ist. Nur der mittlere Teil erfordert ein beiderseits abgegrenztes Verkehrsband, so daß hier die Aufzeichnung der Linienschar einen etwas größeren Arbeitsaufwand erfordern würde. Für die Querschnittsbemessung ist aber dieser Teil weniger wichtig, weil die Momente hier durchweg kleiner sind als etwa in den Viertelpunkten und weiter außerhalb der Mitte.

Die Momenten-Einflußlinie für einen bestimmten Trägerquerschnitt ξ kann in der Weise ermittelt werden, daß man eine Einzellast über die Trägerlänge vorschleibt und für jede Stellung x das Moment M_ξ berechnet. Bei der Brücke mit unabhängig gelagerten Versteifungsträgern ist das in guter Annäherung mit einer geschlossenen Formel möglich, denn auch der Kabelzug H_p ist in diesem Falle, wenigstens seinem Hauptbetrage nach, aus der Einflußlinie für H in geschlossener Form ausdrückbar. Es fehlt dabei allerdings der Einfluß der Durchbiegung und Verzerrung auf den Kabelzug H und auf das Moment M_ξ . Bei der parabelförmigen Einsenkung heben sich, wie wir oben bei Durchrechnung des Beispiels in Teil A, Abschnitt VI, sahen, der Einfluß der Durchbiegung auf H und derjenige von H auf M_ξ gegenseitig auf. Da beim Vorschleiben der Last indessen auch stets Verzerrungen der Kabellinie auftreten, die nicht in einer Formel berücksichtigt werden können, sind gewisse Abweichungen unvermeidlich. Wie durchgerechnete Beispiele zeigen, bleibt ihr Einfluß auf die Momente aber in der Regel unter 2% des Gesamtwertes, so daß die Einflußlinien immerhin ein zutreffendes Bild geben.

Die Formabhängigkeit der Einflußlinie, die ja, wie schon in der Einleitung festgestellt wurde, ihre Gültigkeit stets auf bestimmte Belastungen beschränkt, kommt in dem Werte ω zum Ausdruck. Dieser ist, wie in allen vorhergehenden Fällen, so einzusetzen, daß er dem Endwerte des Gesamtkabelzuges H_{g+p+t} für den Belastungszustand

entspricht, für den die Einflußlinie ausgewertet werden soll. Es ist also auch hier wieder eine Vorausschätzung erforderlich. Zu verschiedenen ω -Werten gehören auch verschiedene Momenten-Einflußlinien. Die Abhängigkeit ist aber nicht so groß, daß stets volle Übereinstimmung notwendig wäre. Die Belastungszustände können also auch hier gruppenweise zusammengefaßt werden.

Die Momenten-Einflußlinie bei unabhängig gestützten Versteifungsträgern wird nach den Ergebnissen der Untersuchung in Teil A, Abschnitt V ermittelt, und zwar wird für die Momente Formel (17) angewendet. Der Kabelzug H_p wird nach Formel (19) eingesetzt. Der Wert H_p ist nach der Einflußlinie gemäß Teil B, Abschnitt III, bestimmt, wobei für die Einflußfläche der genaue Integralwert eingesetzt wird. Der in der Formel enthaltene Wert $H_{(p=1)}$ ist in demselben Abschnitt erläutert. Die für unser Beispiel gültigen Werte, im Mittel $H_{p=1} \approx 308$, sind dort angegeben.

Die Seitenöffnungen bleiben, wenn die positiven Größtmomente für die Mittelöffnung gesucht werden, unbelastet. Bei belasteten Seitenöffnungen würde ein entsprechend höherer Wert $H_{(p=1)}$ einzuführen sein. Die Formel selbst bleibt dabei unverändert.

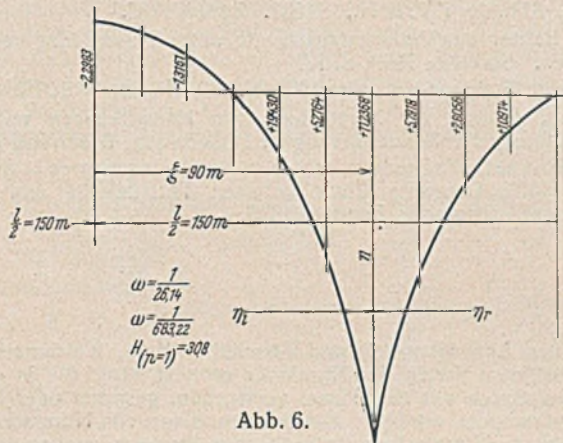


Abb. 6.

Nach Durchführung einiger Zwischenrechnungen lautet die Formel:

$$(33) \quad \eta_{xr} = \frac{1}{2\omega} \cdot \frac{\cos \frac{l}{2} \cdot \omega + \cos x \omega \left(\frac{\cos \left(\xi \mp \frac{l}{4} - \frac{x}{2} \right) \omega}{\cos \left(\frac{l}{4} \mp \frac{x}{2} \right) \omega} \right)}{\sin \frac{l}{2} \cdot \omega} - H_{(p=1)} \cdot \frac{8f}{l^2} \cdot \frac{3(l^2 - 4x^2) - \frac{24}{\omega^2} \left(1 - \frac{\cos x \omega}{\cos \frac{l}{2} \cdot \omega} \right)}{2l^3 \omega^2 - 24l + \frac{48}{\omega} \cdot \frac{\sin \frac{l}{2} \cdot \omega}{\cos \frac{l}{2} \cdot \omega} \left(1 - \frac{\cos \xi \omega}{\cos \frac{l}{2} \cdot \omega} \right)}$$

l : Links vom Punkte ξ gelten die oberen Vorzeichen,
 r : Rechts vom Punkte ξ gelten die unteren Vorzeichen.

Die Linie ist in Abb. 6 für den Punkt $\xi = +90$ m, soweit der positive Teil der Fläche in Frage kommt, aufgezeichnet. Der Linie liegen folgende Annahmen zugrunde:

$$H_{g+p+p+l} = 6147,4 \text{ t (wie in Teil A, Abschnitt VI).}$$

$$\omega = \frac{1}{26,14}, \quad \omega^2 = \frac{1}{683,22}, \quad H_{(p=1)} = 308.$$

Nimmt man den positiven Teil der Fläche als mit p belastet an, so muß, von den unvermeidlichen Ungenauigkeiten abgesehen, das Ergebnis der Auswertung mit demjenigen der unmittelbaren Berechnung für die gleiche Belastungsstrecke übereinstimmen. Dabei ist indessen zu beachten, daß die in den früheren Abschnitten durchgeführte unmittelbare Berechnung stets noch den Einfluß der Wärmeänderung um t° enthält. In Abb. 6 ist ferner die Lage der Belastungsscheide bei $x = +45$ m zu beachten, während in dem Berechnungsbeispiel Teil A, Abschnitt VI, die Belastungsscheide für $\xi = 90$ bei $x = +30$ m vorausgesetzt war.

Die positive Einflußfläche ergibt sich durch Planimetrieren zu $F(\eta_{+}) = 407 \text{ m}^2$, die größte Ordinate ist $\eta_{\xi} = 11,2368$.

Danach erhält man folgende Größtmomente für die angenommenen Lasten:

$$M_p = + 5,0 \cdot 407 = 2035,0 \text{ tm,}$$

$$M_p = + 35,0 \cdot 11,2368 = 393,3 \text{ tm.}$$

Dazu kommt noch (mit $H_t = -76,0 \text{ t}$, vgl. Abschn. A VI)

$$M_t = \frac{+ 76,0}{6147,4} \left[7200 - 683,22 \left(1 - \frac{15,656}{155,27} \right) \right] = + 81,4 \text{ tm}$$

$$M_{\max} = 2509,7 \text{ tm.}$$

Für das bis $x = 30$ m vorgeschobene Lastenband war in Abschnitt A VI das Moment an der gleichen Stelle zu 2440,35 tm berechnet worden. Vergrößert man diesen Wert um den negativen Einfluß der Belastung zwischen $x = 30$ m und $x = 45$ m, der gemäß der Einflußlinie

$$\Delta M = - 5 \cdot 15,0 \cdot \frac{1,3161}{2} = - 49,35 \text{ tm}$$

beträgt, so erhält man aus der unmittelbaren Berechnung:

$$M_{\max} = 2440,35 + 49,35 = 2489,7 \text{ tm.}$$

Der Unterschied beider Ergebnisse ist + 20 tm und damit kleiner als 1% des Gesamtmoments.

Der angenommene Querschnitt des Versteifungsträgers (s. A VI) erfährt bei $M_{\max} = 2489,7$ tm eine Beanspruchung (einschl. der Wärmewirkung) $\sigma = \frac{248970}{121720} = 2,045 \text{ t/cm}^2$.

Für die Brücke mit durchlaufendem Versteifungsträger ist es in Anbetracht der verwickelteren Ableitung der Momente naturgemäß nicht angängig, eine geschlossene Formel für die Momenten-Einflußlinie aufzustellen. Die Ordinaten können aber mit Hilfe einer wandernden Einzellast auch hier punktweise ermittelt werden, wobei zunächst die Einflußlinien für H in der in Teil B, Abschnitt III, dargelegten Weise aufzustellen wären. Der Aufwand an Rechenarbeit wird zwar wesentlich größer als für die Brücke mit unabhängig gelagerten Versteifungsträgern, bleibt aber auch hier noch in erträglichen Grenzen, wenn man in Betracht zieht, daß hier nicht, wie bei andern Lösungsvorschlägen, Reihen zu entwickeln oder vielgliedrige Gleichungsgruppen aufzulösen sind.

Der Weg der unmittelbaren Ableitung der Einflußlinien für die Momente als Verformungslinien für eine Winkeldrehung $\varphi = 1$, wie bei den nicht formabhängigen Tragwerken, erweist sich hier, bei der Schwierigkeit der Bestimmung der zu der Verformung gehörigen H -Werte, als nicht gangbar.

VI. Schlußbemerkungen.

Allen hier durchgeführten Zahlenrechnungen ist für den Versteifungsträger immer derselbe Querschnitt mit dem gleichen Steifigkeitsgrad $E \cdot J$ zugrunde gelegt. Für den Entwurf ist es nun wichtig, zu wissen, welcher Querschnitt und welcher Wert J im gegebenen Falle zu wählen sind. Aus den Zahlenrechnungen hat sich ergeben, daß der vorgesehene Querschnitt, der bei einer Stegblechhöhe von 2,80 m eine Gesamthöhe von 2,88 m aufweist, geeignet ist, die auftretenden Momente — von den Querkraften kann dies ohne weiteres vorausgesetzt werden — aufzunehmen. Das läßt aber nicht den Schluß zu, daß er die einzige richtige Lösung darstellt. Natürlich wären, hätte man die Steifigkeit größer gewählt, auch die aufzunehmenden Momente größer geworden, denn es wurde gezeigt, daß nicht das Moment, sondern die Verformung das Ursprüngliche ist, und daß die Verformung durch den Steifigkeitsgrad nur in verhältnismäßig geringem Maße beeinflusst wird. Es ist nun wertvoll, durch eine Proberechnung, die sich an Hand der angegebenen Formeln sehr schnell durchführen läßt, festzustellen, wie sich die Momente und Durchbiegungen ändern, wenn der Steifigkeitsgrad geändert, beispielsweise verdoppelt wird. Wir wählen zu einer solchen Vergleichsrechnung den in Teil A, Abschnitt VI, behandelten zusammengesetzten Belastungsfall, der ein Moment bei $x = 90$ m von $M_v = 2440,35$ tm und eine Durchbiegung von 1,3567 m (einschließlich der Wärmeerhöhung) ergeben hat. Rechnet man denselben Fall mit einem Trägheitsmoment von $0,4 \text{ m}^4$ (statt $0,2 \text{ m}^4$) durch, so erhält man ein Moment $M_v = 3839,7$ tm und eine Durchbiegung von 1,1376 m. Das Moment erhöht sich also auf das 1,573 fache, die Durchbiegung vermindert sich auf 0,8385 des früheren Betrages. Der Querschnitt mußte dann, wenn das angenommene Trägheitsmoment mit dem notwendigen Widerstandsmoment wieder in Einklang stehen soll, eine Stegblechhöhe von 3,60 m und eine Gesamthöhe von etwa 3,71 m erhalten. Der Mehraufwand an Stahlgewicht für die ganze Brücke dürfte dabei etwas mehr als 300 t betragen. Erreicht wird in der Hauptsache die Verminderung der Durchbiegungen um etwa 16%. Die größere Trägerhöhe beeinflusst das äußere Bild der Brücke. Die schönheitliche Wirkung mußte von Fall zu Fall beurteilt werden.

Eine versteifende Wirkung tritt auch ein, wenn bei unverändertem Trägheitsmoment die ständige Last der Brücke erhöht wird. Um auch über ihre Einwirkung ein vorläufiges Bild zu gewinnen, ist derselbe Belastungsfall — bei dem ursprünglichen Trägheitsmoment von $0,20 \text{ m}^4$ — noch für eine um 10% erhöhte ständige Last durchgerechnet worden. Das Ergebnis ist eine Verminderung des Biegemoments auf 2228,8 tm, d. h. auf das 0,913 fache, und der Durchbiegung auf 1,2895 m, also auf das 0,95 fache der ursprünglichen. Da die Erhöhung der ständigen Last

über das notwendige Maß stärkere Kabel, Stützungen und Verankerungen sowie erhöhte Gründungskosten erfordert, läßt sich aus diesen wenigen Zahlen wohl schon der Schluß ziehen, daß die Erhöhung des Eigengewichts nicht das wirtschaftlich geeignete Mittel ist, die Hängebrücke zu versteifen.

Das dritte willkürlich festzulegende Maß ist die Pfeilhöhe des Kabels. Eine Verminderung dieser Höhe kann, ganz im Gegensatz zu dem Einfluß der Trägerhöhe bei formunabhängigen Balkenträgern, bis zu einer gewissen Grenze auf die Hängebrücke versteifend wirken, weil der Kabelzug H sich dabei vergrößert. Wenn in dem untersuchten Beispiel — wieder für denselben Belastungsfall — der Kabelpfeil im unbelasteten Tragwerk statt zu 32 m nur zu 30 m angenommen wird, so erhält man sowohl eine Verminderung des Biegemoments M_v auf 2315,4 tm, d. h. auf das 0,9488 fache des ursprünglichen, als auch eine solche bei der Durchbiegung auf 1,3287 m, d. h. auf das 0,9794 fache. Bei 32 m Kabelpfeil ist also das Bestmaß überschritten. Allerdings müssen bei der Verminderung auf 30 m das Kabel und die Verankerung verstärkt werden. Die Türme und Hängestäbe dagegen verkürzen sich, und der Querschnitt des Versteifungsträgers kann vermindert werden. Man kann aus dem Ergebnis den Schluß ziehen, daß eine größere Pfeilhöhe als etwa $\frac{1}{10}$ der Hauptöffnung nicht mehr das statische und wirtschaftliche Bestmaß darstellt.

Schrifttum.

J. Melan im Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 4. Aufl., 1925, II. Abt., VI. Bd.
Müller-Breslau, Graphische Statik, Bd. II. 2.

Fr. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 458. Berlin 1924, Springer.
Bleich-Melan, Die gewöhnlichen und partiellen Differenzgleichungen der Baustatik, S. 203. Berlin 1927.
J. Résal, Cours des Ponts métalliques. Paris 1912.
M. Grüning, Eisenbau I. Berlin 1929, Springer.
M. Bohny, Hängebrücken. Berlin 1934, Wilh. Ernst & Sohn.
H. Bleich, Verankerte Hängebrücken. Wien 1935, Springer.
H. Neukirch, Ingenieur-Archiv 1936, S. 140.
H. Neukirch, Stahlbau 1936, S. 130.
Hoening, Eisenbau 1914, S. 265.
W. Blick, Dissertation, Berlin 1931.
S. Timoschenko, Suspension bridges with a continuous stiffening truss, Abh. der I. V. B. H. 2. Bd. Zürich 1934.
D. B. Steinmann, A generalized deflection theory for suspension bridges. Proc. of the Am. Soc. of C. E. 1934, S. 323. (Wieder abgedr. in den Abh. der I. V. B. H. 2. Bd. Zürich 1934.)
E. Rothenburg, Bautechn. 1929, S. 845.
F. Stüssi, Abh. der I. V. B. H., S. 531. Zürich 1936.
Krabbe, Beitrag zur Verformungstheorie unter Verwendung von Einflußlinien. Stahlbau 1939, S. 77.
G. Unold im Stahlbau-Kalender 1940, S. 330. Berlin, Wilh. Ernst & Sohn.
H. Börner, Beitrag zur Berechnung von Hängebrücken mit Berücksichtigung der Formänderungen, Dissertation, Darmstadt 1932.
Leon S. Moisseif, The towers, cables and stiffening trusses of the bridges over the Delaware River between Philadelphia and Camden. Journal of Franklin Institute 1925.

Bücherschau.

Kranz, E., Dr.-Ing.: Über die Verankerung von Spundwänden. Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Heft 11, IV, 53 S. mit 32 Textabb. u. 11 Tafeln. Berlin 1940, Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 5,60 RM.

Bei der Bestimmung der Ankerlänge verankerter Spundwände ist man bisher allgemein von der Anschauung ausgegangen, daß die Gleitfläche des Bodens hinter der Spundwand (Erddruck) und die Gleitfläche des Bodens vor der Ankerwand (Erdwiderstand) sich nicht unter, sondern in der Erdoberfläche schneiden dürften, woraus sich die Mindestlänge des Ankers ergab. In der vorliegenden Arbeit weist der Verfasser nach, daß diese Bedingung nicht erfüllt zu sein braucht, daß in den meisten Fällen eine kürzere Verankerung ausreicht, bei der die Ankerwand ganz oder zum Teil innerhalb des Erdkörpers liegt, der von der Gleitfläche des angreifenden Erddruckes der Spundwand und der sich in der Erdoberfläche daran anschließenden Gleitfläche der Ankerwand umschlossen wird. Eine Reihe von Vergleichsrechnungen für verschiedene angenommene Gleitflächen hat erwiesen, daß die maßgebende, d. h. die den geringsten Erddruck ergebende Gleitfläche die Ebene der Verbindungslinie des Fußes der Ankerwand mit dem Spundwandfuß ist, und daß die Haltekraft des Ankers sich aus den Gleitflächendrücken, die in der Gleitfläche des angreifenden Erddruckes der Spundwand und in den von der Ankerwand erzwungenen Gleitflächen auftreten, ermitteln läßt. Dieses Ergebnis ermöglicht die einwandfreie Berechnung „kurzer“ Verankerungen. Hierfür werden einfache und für die praktische Anwendung geeignete Formeln angegeben, soweit es sich um durchgehende Ankerwände und nicht um einzelne Ankertafeln handelt. Beim Entwurf von Spundwandankern werden die Erkenntnisse dieser Arbeit nicht mehr unbeachtet bleiben dürfen, zumal der hier gezeigte Weg zur Ersparnis von Baustoffen führen kann.

Dr.-Ing. Kressner.

Karsten, Eridi, Dr.: Neuzeitliche Lacke und ihre Verwendung. Aus der Sammlung maltechnischer Schriften. 62 S. München 1939, Georg D. W. Callway. Preis steif geh. 2,— RM.

Das Büchlein zerfällt in folgende Abschnitte: Geschichtliche Entwicklung der Anstrichtechnik und hauptsächlich Merkmale der Öllackstoffe; Nitrozelluloselacke, Zusammensetzung und Eigenschaften; Verschiedene Anwendungsgebiete der Nitrolacke; Azetyl-, Athyl- und Benzylzelluloselacke; Chlorkautschuklacke; Kunstharzlacke (Alkydharzlacke), Lufttrocknende Alkydharze; Ofentrocknende Kunstharze; Zusammengesetzte Lacke; Harnstoffharze; Ofentrocknende und kalthärtende Phenolharze.

Bei den Öllackstoffen wird z. B. das Wesen der Polymerisation bei der Standölbildung und der geblasenen Öle (Bisöl, Oloöl, Faktoröl) erklärt. Die Verdickungserscheinungen beim Verkochen oder Erwärmen auf etwa 280 bis 300° C stellen chemisch eine Verbindung oder Verkettung mehrerer der ungesättigten Ölmoleküle zu größeren Gebilden dar. Die so gewonnenen Öle geben wetterbeständigere Anstriche und eignen sich zu Schnellanstrichverfahren, wobei mehrere Farbschichten in noch nassem Zustande übereinander aufgetragen werden können.

Ausführlicher sind die Anstrichstoffe auf Nitrozellulose- und Kunstharzgrundlage behandelt, die sich vielfach von den Öllacken unterscheiden. So wird bei den Nitrolacken ihre Herstellung aus Nitrowolle besprochen; wobei der chemische Aufbau, die Zähflüssigkeit der durch Zusatz von

verschiedenen Lösungsmitteln und Verschnittmitteln, Weichmachern und Harzen erhaltenen Sorten der Nitrolacke erörtert wird, die je nach dem Verwendungszweck mit dem Pinsel verstrichen, gespritzt oder im Tauchverfahren verwendet werden. Auf der Grundlage von Nitrolacken lassen sich alle in der Lackiertechnik benötigten Stoffe herstellen, wie Haftgrund, Spachtel, Füller, Emallen aller Farbtöne und Glanzgrade sowie alle Arten von Klarlacken. Die Nitrolacke werden daher bei Auto-lackierungen, Lackierungen von Personenwagen auch mit Kombinationslacken in mehrfachem Arbeitsgang verwendet, wobei durch die schnellere Trocknung ein wesentlicher Zeitgewinn gegenüber der alten Öllackierung erzielt wird. Die Nitrolacke werden weiter in der Metall- und Maschinenindustrie, bei der Lackierung von Massenartikeln durch Tauchen, bei der Kleinmöbelindustrie und außerdem als Nitrozellulose-Polierlacke für die immer mehr übliche Schnellpolitur, als Flugzeuglacke, als Leder-, Papier- und Gummilacke verwendet.

Wo besondere Anforderungen an die chemische Unempfindlichkeit und an die Wasserbeständigkeit gestellt werden, eignen sich die Benzylzelluloselacke und die Chlorkautschuklacke. Mit Chlorkautschuklacken läßt sich bei einem ein- oder zweimaligen Auftrag der frische Putz so gut abdecken, daß mit Öl- oder Kunstharzfarben weitergearbeitet werden kann.

Bei den Kunstharzlacken werden die durch Kondensation aus Phthalsäure, Glycerin und Fettsäuren erzeugten Alkydharzlacke besprochen, die wegen der Ersparnis an ausländischen Ölen und infolge ihrer besonderen Eigenschaften sehr an Bedeutung gewonnen haben. Weiter werden die Eigenschaften der lufttrocknenden Alkydharze, wie Wetterbeständigkeit, Deckkraft und Ausgiebigkeit, Elastizität, Schlag- und Kratzfestigkeit und die Verarbeitungseigenschaften, sowie endlich die Unterschiede zwischen Öllacken und Alkydharzlacken erläutert. Ofentrocknende Kunstharze zeigen bei der Trocknung in Öfen bei Temperaturen von 100 bis 120° C Hochglanz und eine erhöhte Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einflüsse. Dies hat einen besonderen Vorteil gegenüber der Nitrozelluloselackierung, bei der zur Erzielung eines Hochglanzes stets ein Nachschleifen mit Schleifpaste und ein Auspolieren nötig ist. Dieses Vorteils wegen werden bei der Reihenherstellung von Kraftwagen zwei Kunstharzüberzüge mit Ofentrocknung durchgeführt. Man ist also hier von der etwas umständlicheren und teureren Nitrozelluloselackierung abgegangen. In besonderen Fällen wird empfohlen, das Metall zunächst mit einem Phosphatrostschutzmittel zu behandeln.

Als besonderer Vorzug der Alkydharzanstrichstoffe gilt die ausgezeichnete Verträglichkeit mit anderen Lackrohstoffen, wie Zellulosestoffen, Chlorkautschuk und Harnstoffharzen.

Das kleine Büchlein ist durch seine leicht verständliche Art geeignet, dem Leser ein abgerundetes Bild von dem heutigen Stand der stets im Fluß befindlichen Lacktechnik zu übermitteln. Brodersen.

INHALT: Der Umbau einer Strombrücke. — Die rechnerische Behandlung der versteiften Hängebrücke. — Bücherschau.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.