

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang

BERLIN, 19. Juli 1935

Heft 15

Alle Rechte vorbehalten.

Die wichtigsten Stahlbauten des Ottmachauer Staubeckens.

Von Oberregierungs- und -baurat i. R. B. Theuerkauf, Breslau.

A. Brücken.

Allgemeines.

Bei der Anlage des Ottmachauer Staubeckens mußten aus Gründen der Sicherheit sehr weitgehende Anlagen zur gefahrlosen Abführung der in der Regel plötzlich auftretenden großen Hochwasser der Glatzer Neiße geschaffen werden¹⁾. Dabei war der ungünstigste Fall anzunehmen, daß das Staubecken beim Eintreffen des Hochwassers bis zur Normalstauhöhe gefüllt ist. Ferner war das höchste bekannte Hochwasser vom Juni 1829 zugrunde zu legen, dessen Scheitelabflußmenge von der Landesanstalt für Gewässerkunde zu 1800 m³/sek errechnet ist, die bei einem Niederschlagsgebiet von rd. 2350 km² einem Abflußwert von 0,77 m³ je km² und sek entsprechen. Dieser Höchstabfluß mußte beibehalten werden, obwohl sich die Abflußverhältnisse durch den Flußausbau der Neiße wesentlich verbessert haben. Das Rückhaltevermögen des dem Hochwasserschutz dienenden Raumes des Beckens über Normalstauhöhe (Hochwasserschutzraum) ist aber so groß, daß der Abfluß aus dem Becken auf einen Höchstwert von 1500 m³/sek abgeschwächt wird.

Für die Abführung des Hochwassers stehen zwar im Grundablaufbauwerk sechs Hochwasser- und zwei Turbinenstollen mit einem Abführungsvermögen von rd. 600 m³/sek zur Verfügung. Im wasserrechtlichen Verfahren machte jedoch der Bezirksausschuß in der Annahme, daß die Verschluß- und Betriebseinrichtungen versagen könnten, die Auflage, daß diese Stollen für die Hochwasserabführung unberücksichtigt bleiben müßten und das ganze Hochwasser über die für jedes Staubecken ohnedies vorgeschriebene Hochwasserentlastungsanlage abzuführen sei. Diese mußte daher für die volle Abflußmenge von 1500 m³/sek bemessen werden.

Die am Westende des südlichen Staudammflügels erbaute Entlastungsanlage (Überfallwehr mit zwei Segmentschützöffnungen von je 15 m Weite) mußte infolgedessen die ungewöhnlich große Länge von 236 m erhalten.

An das Wehr schließt sich eine breite Hochwasserumflutmulde, die die Ortschaft Stübendorf westlich und südlich umfaßt, dann südlich an Friedrichseck vorbeiführt und sich bei Ottmachau, 2 km unterhalb des Staudammes, mit der Neiße vereinigt. Da die Umflutmulde südlich Stübendorf noch den Krebsbach und südlich Friedrichseck einen Hochwasserseitenstrom des „Grundwassers“ (offener Wasserlauf) aufzunehmen hat, so kann sich die gesamte Abflußmenge in besonders ungünstigen Fällen auf 1600 m³/sek erhöhen.

Dieser Wert mußte daher der Bemessung der Umflutmulde und ihrer Bauwerke zugrunde gelegt werden.

Bild 1 und 2 stellen zwei Normalquerschnitte der Umflutmulde dar, und zwar Bild 1 für den oberen Teil zwischen Hochwasserentlastung und Krebsbacheinmündung (Haltung I) und Bild 2 für die übrigen Haltungen.

Die Umflutmulde kreuzt drei Landstraßen:

1. die Provinzialstraße Ottmachau—Patschkau (im Zuge der Hauptverkehrsader Oberschlesien—Grafschaft Glatz),
2. eine von dieser Straße zu der Ortschaft Mösen abzweigende Kreisstraße,
3. eine südlich Ottmachau über Schleibitz nach dem Süden des Kreises Neiße führende Kreisstraße.

¹⁾ Bautechn. 1934, Heft 53.

Zur Überführung dieser Straßen sind rechtwinklig kreuzend drei Brücken mit Überbauten aus Stahl ausgeführt, die in folgendem

1. Stübendorfer Brücke,
2. Möserer Brücke,
3. Schleibitzer Brücke

genannt werden.

Bauprogramm der Brücken.

Stübendorfer Brücke.

Erforderliche Gesamtlichtweite 133 m. In einem Modell der Staatlichen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau war mit Rücksicht auf die Abführung der höchsten Hochwassermenge die Anordnung und Lage zweier Mittelpfeiler festgelegt. Hieraus ergaben sich als Stützweiten für die drei

Öffnungen: 46,55 + 49,0 + 46,55 = insgesamt 142,10 m.

Die Breite der Fahrbahn wurde im wasserrechtlichen Verfahren zu 6,0 m und die der beiden Fuß-

wege zu je 1,5 m (Norm Va nach DIN 1071) vorgeschrieben.

Da die Brücke eine freie Strecke mit allseitiger guter Sicht ersetzte, wurde von der Landespolizeibehörde eine Brückenkonstruktion mit oben liegender Fahrbahn verlangt.

Zwischen der Höhe der Fahrbahn an den Widerlagern (217,6 m NN) und dem höchsten Wasserspiegel in der Umflutmulde (213,2 m NN) stand eine Höhe von 4,4 m zur Verfügung.

Möserer Brücke.

Die Brücke wurde mit dem Absturzbauwerk 2 der Umflutmulde derart vereinigt, daß die Wehrwangen am Unterwasser als Brückenwiderlager benutzt und über dem Sturzbett zwei Zwischenpfeiler erbaut wurden. Die Stützweiten wurden wie bei der Stübendorfer Brücke zu 46,55 + 49,0 + 46,55 = 142,10 m angenommen.

Der Abstand der Pfeiler vom Überfall, die Form und die Länge der Pfeiler wurde von der genannten Versuchsanstalt durch Modellversuche am Absturzbauwerk 2 mitbestimmt.

Die Möserer und die Schleibitzer Brücke sollten die Abmessungen der Norm IV erhalten, jedoch mit einer Vergrößerung der Fahrbahnbreite von 5,20 auf 5,50 m. Ferner sollte die Brückenkonstruktion so ausgebildet werden, daß der Umbau des Schrammbordes von 50 cm Breite zu einem zweiten 1,5 m breiten Fußweg beim Bau der Brücke oder später durch den Kreis auf dessen Kosten möglich sein sollte.

Schleibitzer Brücke.

Gesamtlichtweite: 130,90 m.

Zahl der Zwischenpfeiler: 4.

Stützweite: 23,88 + 29,55 + 35,94 + 29,55 + 23,88 = 142,80 m.

Da in dieser Straße bisher keine Rampen vorhanden waren, so war es Aufgabe der Entwurfsbearbeitung, die Höhe und damit die Länge der Rampen wegen der Betriebsschwernis, aber auch aus wirtschaftlichen Gründen soweit als möglich einzuschränken.

Für die Neigungen der Rampen war bei den drei Brücken als obere Grenze ein Steigungsverhältnis von 1:40 anzunehmen. In den Brücken selbst wurden Längssteigungen von 1:100 zugelassen.

Der kleinste Halbmesser in den Krümmungen der Rampen sollte das Maß von 70 m nicht unterschreiten.

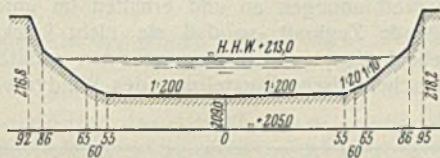


Bild 1.

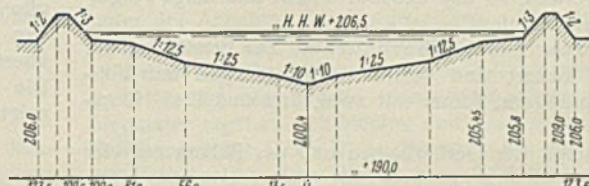


Bild 2.

Bild 1 u. 2. Normalquerschnitte der Umflutmulde.

Berechnungsgrundlagen.

Die Tragwerke wurden nach Maßgabe der DIN 1072 und 1073 für Brücken der Klasse I berechnet.

Der statischen Berechnung der Überbauten der zuletzt gebauten Möseener und Schleibitzer Brücke wurden die inzwischen erhöhten Einzelasten, nämlich eine Dampfwalze von 24 t und ein Lastkraftwagen von 12 t Gesamtgewicht, zugrunde gelegt. Außerdem ist die Fahrbahn der Möseener Brücke für den in Bild 3 skizzierten Schwerlastwagen der Bauverwaltung unter Ausschaltung jeder anderen Verkehrslast untersucht worden. Nur mit Hilfe dieses Schwerlastwagens war es nämlich möglich, die besonders schweren Teile der Grundablaßventile und andere schwere Konstruktionsteile zu den Einbaustellen zu schaffen. Da für den Transportweg vom Ottmachauer Bahnhof aus die Tragfähigkeit der in diesem Falle zu passierenden Ottmachauer Straßenbrücke nicht annähernd ausreichte, mußte die Anlieferung über den Bahnhof Mösen und die Möseener Brücke erfolgen.

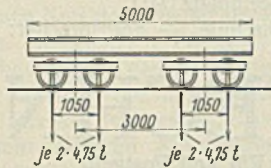


Bild 3. Schwerlastwagen der Bauverwaltung.

Bauart der Brücken.

Stübendorfer Brücke.

Die Unterbauten. Da das Grundwasser reich an aggressiver Kohlensäure ist, mußte die Sohle des Fundamentmauerwerks hiergegen besonders geschützt werden. Als wirksames und sehr empfehlenswertes Mittel ist unter den Widerlagern und Pfeilern ein Sohlenpflaster aus sogenannten Granitpflästen von 30/30 cm Grundfläche und 11 bis 15 cm Höhe hergestellt. Die Fugen sind nach schwachem Rammen der Steinplatten mit Schmelzzementmörtel 1:3 vergossen.

Wegen des hohen Erddrucks wurden die Widerlager besonders ausgebildet. Durch Flügelmauern, die in Höhe einer die Böschung der Flutmulde unterbrechenden Berme angeordnet wurden, wird der Erddruck auf zwei getrennte Mauern verteilt, so daß besonders hohe und lange Flügelmauern vermieden werden konnten.

Allgemeine Anordnung der Überbauten. Zur Ermittlung der wirtschaftlich günstigsten Bauart sind verschiedene Lösungen mit Vollwand- und Fachwerkhauptträgern, ferner mit zwei, drei und fünf Hauptträgern untersucht.

Als Trägersystem kamen der Gerberbalken und der Balken auf vier Stützen in engere Wahl.

Zunächst bestanden große Bedenken gegen die Wahl des Balkens auf vier Stützen wegen etwaiger ungleichmäßiger Stützensenkungen. Im Hinblick auf die geringen Bodenpressungen der Pfeiler und Widerlager entschied man sich aber doch für den durchlaufenden Balken, zumal die Bodenuntersuchungen einen gleichmäßigen Baugrund ergaben, der aus festem, kiesigem Ton und darunter aus schwachtonigem Kies besteht.

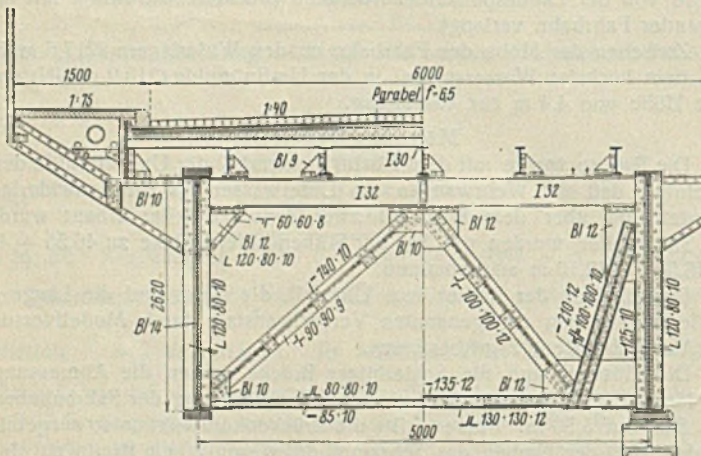


Bild 4. Stübendorfer Brücke. Querschnitt in Brückenmitte und am Auflager.

Die Untersuchung über die wirtschaftlichste Anzahl der Hauptträger fiel bei weitem zugunsten von zwei Hauptträgern aus.

Hiernach ergab sich folgende Lösung:

Zwei durchgehende Vollwandträger als Hauptträger mit einem Abstände von 5 m, einer Feldweite von 3,879 m für die Seitenöffnungen und von 4,083 m für die Mittelöffnung.

Zwei Windverbände sind in Höhe der Hauptträgergurtungen angeordnet.

Über den Querträgern liegen sieben Längsträger, welche die aus Belagstahl bestehende Fahrbahnplatte tragen (Bild 4).

Die Fahrbahn besteht aus 8 cm Granit-Kleinpflaster mit Asphaltverguß, 2 cm Sandunterlage, 3 cm Schutzbeton für die Dichtung, 1 cm

Isolierschicht und 3,5 bis 10 cm Aufbeton einschl. Glattstrich über der Fahrbahnplatte. Die Fahrbahn hat eine Querneigung 1:40 mit Ausrundung in der Mitte.

Die Fußwege werden von seitlichen Konsolen in den Ebenen der Querträger getragen. Unter den Fußwegplatten ist Raum zum Unterbringen von Kabeln und Wasserleitungsrohren vorgesehen.

Als Werkstoff ist verwendet

- für die Hauptträger St 52,
- „ „ übrigen Stahlteile St 37,
- „ „ Lager Stahlguß Stg 50.81. R
- bzw. Schmiedestahl St C. 35.61.

Rechnerische und konstruktive Durchbildung der Überbauten. Die statische Berechnung. Die in den Feldgrenzen liegenden Querverbindungen sind Fachwerke, deren Stäbe auch auf Biegung in Anspruch genommen werden und mit den Fußwegkonsolen im Zusammenhange stehen (Bild 4). Die Querträger selbst sind Balken auf drei Stützen mit belderseitigen Konsolen, das System ist also einfach statisch unbestimmt.

Die Hauptträger sind durchlaufende, symmetrische Balken auf vier Stützen (zweifach statisch unbestimmtes System).

Die größten Biegemomente, Quer- und Auflagerkräfte sind unter Berücksichtigung der Verschiedenheit der Trägheitsmomente ermittelt.

Die Zusatzspannungen sind für die Reibung an den beweglichen Auflagern, für eine Senkung eines Mittelpfeilers um 5 cm und für den Einfluß des Windverbandes untersucht. Sie bleiben in dem Spielraum von 2400 — 2100 = 300 kg/cm².

Die Untersuchung des Stegbleches auf Knicksicherheit nach Bleich, „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“, hat für das Verhältnis der kritischen Schubspannung zur vorhandenen Schubspannung (Sicherheitsgrad) den Kleinstwert von 2,23 ergeben. Eine Untersuchung nach Timoschenko (Eisenbau 1921, S. 147 ff.) ergab als kleinsten Sicherheitsgrad den Wert von 2,51.

Die beiden Windverbände sind ebenfalls durchlaufende Balken auf vier Stützen mit gekreuzten Streben und mit Pfosten. Letztere gehören den Querverbindungen an und erhalten im unteren Verband stets nur überwiegende Zugkraft, so daß sie nicht knickfest zu sein brauchen. Die Strebenkräfte ergaben sich aus den größten Querkräften. Bild 5 zeigt die schematische Darstellung des Windverbandes.

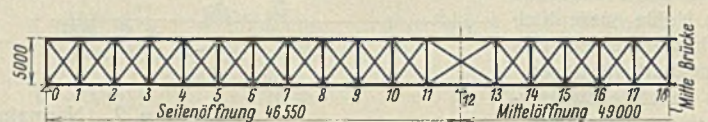


Bild 5. Stübendorfer Brücke. Windverband.

Die Windverbände sind mit den Hauptträgergurtungen und mit den Querträgern fest vernietet. Sie werden daher von den elastischen Längenänderungen der Hauptträgergurtungen beeinflußt. Die Streben im oberen Windverbande wurden erst angeietet, als das Stahlgewicht in den Hauptträgern zur Wirkung gekommen war. Die Streben des unteren Windverbandes wurden eingebaut, nachdem die gesamte Brückeneigenlast von den Hauptträgern getragen wurde. Demnach ist für den oberen Windverband nur die Einwirkung des Restes der ständigen Belastung sowie der Verkehrslast und für den unteren Windverband nur die der Verkehrslast berücksichtigt. Ferner ist auch hier die Einwirkung der Reibung an den beweglichen Auflagern und der nach den vorhergehenden Ausführungen viel zu hoch gegriffenen Senkung einer Mittelstütze um 5 cm auf den Windverband untersucht.

Die Querverbände über den End- und Mittelstützen (Bild 4) tragen außer den Windkräften besonders auch der Möglichkeit Rechnung, daß der ganze Überbau an diesen Punkten unter vorübergehender Ausschaltung des Verkehrs angehoben werden kann.

Konstruktive Durchbildung. Bild 6 zeigt die Ansicht der fertigen Brücke.

Die Hauptträger bestehen aus 14 mm dicken Stegblechen mit je zwei oberen und unteren Gurtwinkeln 140 · 140 · 13 und ein bis drei oberen und unteren Gurtplatten 340 · 10 bis 15. Die normale Stegblechhöhe beträgt 2,62 m, an den Mittelstützen ist die Untergurtung so weit heruntergezogen, daß das Stegblech hier eine Höhe von 3,12 m erreicht. Die Hauptträger werden in den Feldgrenzen (Knotenpunkten) und im allgemeinen in der Mitte der Felder außen und innen durch senkrechte Winkel 80 · 120 · 10 verstärkt. In den Feldern 0—1 und 0'—1' und da, wo die Stegblechstöße in die Drittelpunkte der Feldlängen fallen, sind gleiche Steifen im ersten und zweiten Drittel der Felder angebracht. Die Stegbleche sind weiter in den Druckspannungszonen, und zwar in 55 cm Abstand vom Rand des Stegbleches durch waagerechte Winkel 80 · 120 · 10, jedoch nur auf der Innenseite ausgesteift.

Die Stegblechstöße mußten nach den bei der großen Breite der Bleche durch die Walzwerke herstellbaren Blechlängen angeordnet werden.

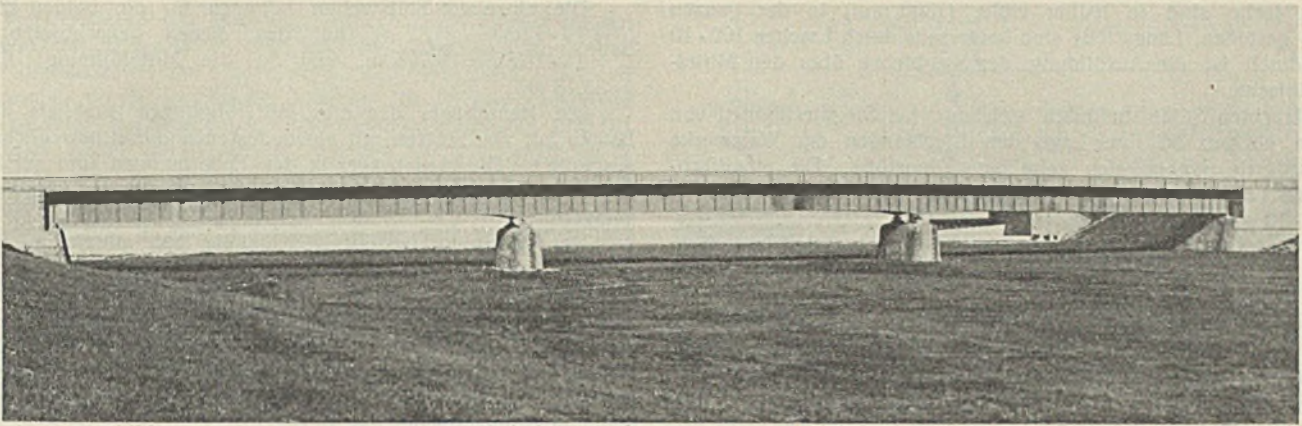


Bild 6. Ansicht der Stübendorfer Brücke.

Die verschiedenen Blechlängen liegen zwischen 3,88 und 6,13 m. Die Stöße sind in der Werkstatt so weit ausgeführt, daß sich für die Montage größtenteils Baulängen von über 10 bis 11 m ergaben. Hierdurch war zwangsläufig die Lage der Gurtplatten- und Gurtwinkelstöße gegeben.

Alle baulichen Einzelheiten der Querschnitte sind aus Bild 4 zu ersehen.

Der obere Windverband liegt in der Ebene des oberen Flansches der Querträger. Die Knotenbleche beider Verbände sind mit Ausgleichfuttern unter bzw. auf den inneren Winkeln der Hauptträgergurtungen angebracht. Die Streben haben L bzw. J-L-Querschnitt. Sämtliche Streben kreuzen sich innerhalb der Felder in einer Ebene, die Kreuzung erfolgt in üblicher Weise durch Teilung einer Strebe und Anschluß der Teile an ein Knotenblech im Kreuzungspunkt.

Die Bauhöhe in den normalen Querschnitten beträgt im Durchschnitt 3,3 m, so daß bei der verfügbaren Höhe ein reichlicher Spielraum für den Hochwasserdurchfluß vorhanden ist.

Das Verhältnis der normalen Höhe der Hauptträger zu den Stützweiten ist rd. 1/18.

Das gesamte Stahlgewicht der Brücke beträgt 456 t.

Mösener Brücke.

Allgemeine Anordnung der Überbauten. Durch das Bauprogramm sind die gleichen Stützweiten wie bei der Stübendorfer Brücke gegeben. Auch ist bei dem vorhandenen gleichmäßigen Baugrunde — toniger Sand, darunter fetter Ton von großer Mächtigkeit — das gleiche System gewählt worden.

Das feste Lager (Kipplager) befindet sich auf einem der Mittelpfeiler, die übrigen drei Lager sind beweglich (Walzenkipplager).

Die beiden Hauptträger haben 6,3 m Abstand. Das Tragwerk liegt unter der Fahrbahn.

Jede Öffnung ist in zehn Felder eingeteilt, so daß die Feldlänge in den Seitenöffnungen 4,655 und in der Mittelöffnung 4,9 m beträgt.

Die Hauptträger sind in den Feldgrenzen in derselben Weise wie bei der Stübendorfer Brücke gegeneinander angestülpt. Außer den Hauptquerträgern sind in jedem Felde zwei Zwischenquerträger eingezogen. Die Anordnung von Längsträgern ist vermieden, um die hohen Rampen entsprechend niedriger zu halten.

Der einseitige Fußweg wird durch Außenkonsolen in den Feldgrenzen getragen.

Ein Windverband ist nur zwischen den Untergurtungen der Hauptträger angeordnet.

Die verwendeten Werkstoffe sind die gleichen wie bei der Stübendorfer Brücke.

Auch der Fahrbahnkörper ist in gleicher Weise ausgeführt, nur mit dem Unterschied, daß die Belagprofile in der Längsrichtung unmittelbar auf den Querträgern ruhen.

Der Fußwegbelag — Betonunterlage mit 1 cm starker Isolierung, 2,5 cm Schutzbeton und 2 cm Asphaltdecke — wird von quer liegenden Belagprofilen getragen.

Rechnerische und konstruktive Durchbildung der Überbauten. Statische Berechnung. Die statische Behandlung unterscheidet sich im allgemeinen nicht von der der Stübendorfer Brücke. Auch hier wurden Stützensenkungen berücksichtigt, und zwar von 4 cm für eine oder beide Mittelstützen.

Der Windverband ist in Bild 7 schematisch dargestellt. Als Gurtquerschnitt für den Windverband wurde die Untergurtung der Hauptträger und ein Stegblechstreifen mit einer Höhe von 15δ über der Gurtwinkelkante, d. h. einer Höhe von $14 + 15 \cdot 1,4 = 35$ cm angenommen.

Die Querverbindungen über den Auflagern sind wie bei der Stübendorfer Brücke unter der Annahme berechnet, daß der Überbau dort angehoben werden kann, wobei der Verkehr vorübergehend zu sperren ist.

Die Hauptquerträger, welche durch die Querverbände in der Mitte gestützt sind, bilden Balken auf drei Stützen. Die Zwischenquerträger sind Balken auf zwei Stützen, deren Stützweite gleich dem Abstand der Hauptträger (6,3 m) ist, und haben deshalb größere Querschnittsabmessungen als die Hauptträger erhalten.

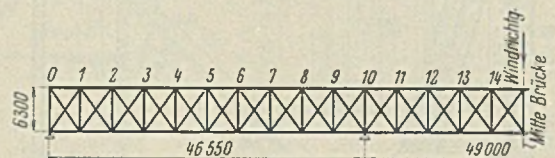


Bild 7. Mösener Brücke. Windverband.

Die Durchbiegungen sind, da es sich um Vollwandträger handelt, für eine gleichmäßig verteilte Last ermittelt. Die Biegelinien sind unter der Annahme der Vollbelastung a) der Mittelöffnung und b) einer Seitenöffnung mit der Einheitsbelastung = 1 t/m ermittelt, und daraus sind dann die Durchbiegungen bei Vollbelastung beider Seitenöffnungen und der ganzen Brücke zusammengestellt. Die wirklichen Durchbiegungen ergeben sich hieraus durch Multiplikation mit den tatsächlichen Belastungen für 1 m. Diese betragen für die ständige Last 3,8 t/m, für die Verkehrslast ohne Stoßwirkung 2,04 t/m. Die Überhöhungen nach DIN 1073 ergaben für die Seitenöffnungen $57 + \frac{52}{2} = 83$ mm, für die

Mittelöffnung $21 + \frac{52}{2} = 47$ mm. Die Brechpunkte der Untergurtungen liegen auf Parabeln, die vorstehende Überhöhungswerte als Stich in der Mitte aufweisen.

Konstruktive Durchbildung. Die Konstruktion der Hauptträger unterscheidet sich nur wenig von der an der Stübendorfer Brücke.

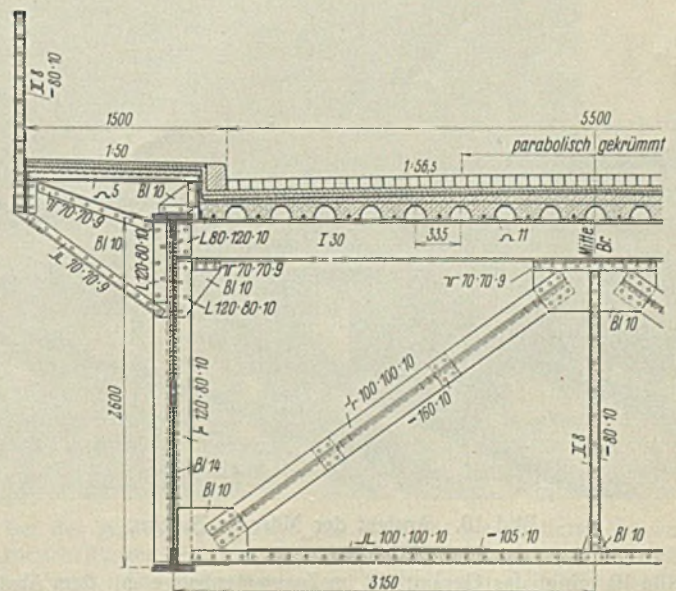


Bild 8. Mösener Brücke. Querschnitt.

Die normale Höhe der Stegbleche ist gleich 2,60 m, über den Mittelpfeilern beträgt sie 3,10 m. Das Stegblech ist 14 mm dick, die vier Gurtwinkel sind L 140 · 140 · 13. Je nach der Beanspruchung sind eine bis vier Gurtplatten 320 · 14 angeordnet.

Die Stegbleche sind in halber Höhe (1300 mm) in der ganzen Brückenlänge gestoßen, Längsstöße sind beiderseits durch Laschen 190 · 10 gedeckt. Dadurch ist die Ausbildung der Stegbleche über den Mittelpfeilern vereinfacht.

Die senkrechten Stöße befinden sich nur bei Stegblechhöhen von 2600 mm, im übrigen ist ihre Lage den Blechlängen der Walzwerke angepaßt. Dadurch ergaben sich zehn Baustellenstöße. Die elf Blechstrecken haben Längen von 11,34 bis 13,965 m. Die Stöße sind durch Laschen 370 · 10 gedeckt.

Zur Erhöhung der Knicksicherheit der Stegbleche sind auf ihrer Innenseite in den Druckzonen rd. 55 cm über der Druckgurtung ebenfalls waagerechte Aussteifungen angebracht.

Die Hauptquerträger sind I 30, die Zwischenquerträger I 47¹/₂. Erstere sind in gleicher Weise wie bei der Stübendorfer Brücke mit den Hauptträgern verbunden (Bild 8). Die Zwischenquerträger sind mittels Winkel 80 · 120 · 10 an den Hauptträgern angelenket.

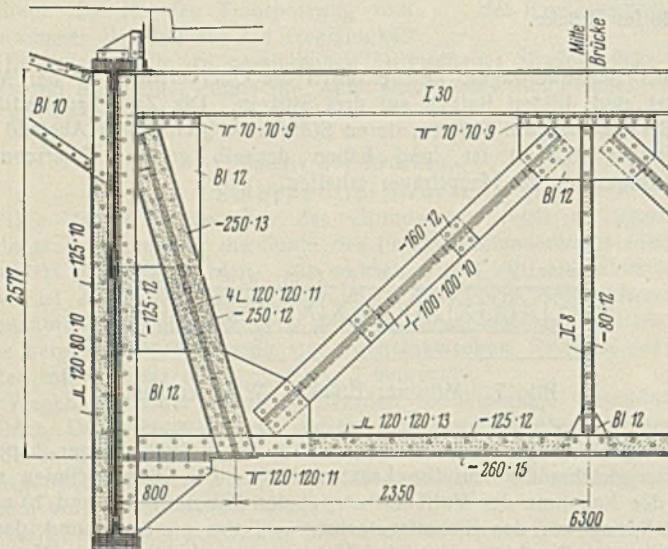


Bild 9. Möserer Brücke. Querschnitt über den Mittelpfeilern.

Die Querverbände in der Ebene der Hauptquerträger sind aus Bild 8 und die besonders stark ausgebildeten Querverbände über den Mittelpfeilern aus Bild 9 ersichtlich.

Bei der Konstruktion des Schrammbordes auf der gegenüberliegenden Brückenseite ist auf einen etwaigen späteren Ausbau zum Fußweg von 1,5 m Breite Bedacht genommen.

Die Windverbandstreben sind durch Knotenbleche auf den Flanschen der Untergurtwinkel an die Hauptträger angeschlossen; sie haben \perp -Querschnitt.

Die Brücke hat eine normale Bauhöhe von 2,98 m.

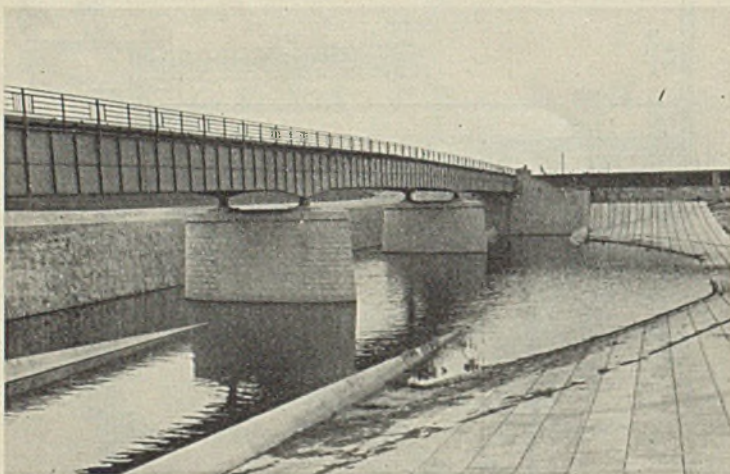


Bild 10. Ansicht der Möserer Brücke.

Bild 10 bringt das Gesamtbild im Zusammenhange mit dem Absturzbauwerk 2 der Umflutmulde zur Darstellung.

Schleibitzer Brücke.

Allgemeine Anordnung der Überbauten. Für die Bauausführung ist statt der programmäßigen Gesamtlänge von 142,80 m eine solche von 142,92 m gewählt, die sich aus der Annahme der gleichen Feldweite für alle fünf Öffnungen ergab.

Die einzelnen Stützweiten betragen für die beiden Endöffnungen: $l_1 = 12 \cdot 1,985 = 23,82$ m, bei den diesen benachbarten Öffnungen: $l_2 = 15 \cdot 1,985 = 29,775$ m, und für die Mittelöffnung: $l_3 = 18 \cdot 1,985 = 35,73$ m.

Die Hauptträger der drei Mittelöffnungen sind als durchgehende Balken auf vier Stützen mit einem festen und drei beweglichen Auflagern ausgeführt. Die Hauptträger in den Endöffnungen sind auf 300 mm ausladenden Kragarmen der Hauptträger der benachbarten Öffnungen gelenkig gelagert.

Der Baugrund besteht gleichmäßig aus alluvialem Flußkies von großer Tiefe und darunter aus festem sandigen Ton. Somit ist ein gleichmäßiges Setzen der vier Mittelpfeiler zu erwarten. An den Widerlagern war noch mit nachträglichen Stützensenkungen zu rechnen, weil die den Erddruck stark beeinflussenden, etwa 4 m hohen Rampen erst nach Herstellung des Überbaues ausgeführt sind. Trotzdem stellt die gelenkige Lagerung der Endträger mehr eine Sicherheit als eine unbedingte Notwendigkeit dar.

Der Abstand der Hauptträger beträgt wie bei der Möserer Brücke 6,3 m. Das Tragwerk nebst den erforderlichen Querverbänden liegt in gleicher Anordnung unter der Fahrbahn. Die Fahrbahntafel liegt ebenfalls unmittelbar auf den Querträgern.

Ein Windverband ist nur in der Ebene der Untergurtungen der Hauptträger angeordnet.

Die Bauart der Fahrbahn und der Fußwege ist die gleiche wie bei der Möserer Brücke.

Als Werkstoff ist Flußstahl St 37 und für die Stahlgußlager Stg 50.81.R und Schmiedestahl St C 35.61 verwendet.

Rechnerische und konstruktive Durchbildung der Überbauten. Die statische Berechnung. Die statische Berechnung der Hauptträger über den drei Mittelöffnungen ist in gleicher Weise wie für die Hauptträger der Möserer Brücke durchgeführt worden. Die Hauptträger in den Endöffnungen und die Querträger sind als Balken auf zwei Stützen berechnet.

Bild 11 zeigt das Schema des Windverbandes.

Die aus der Windlast auftretenden Auflagerdrücke und Querkräfte für den Brückenteil auf vier Stützen sind unter Verwendung der für die Hauptträgerberechnung entwickelten A-Linie errechnet. Die Anwendung setzt zwar gleiche W-Gewichte voraus, was beim Windträger nicht ganz erfüllt ist. Der bei der Berechnung der Stabkräfte entstehende Fehler ist aber als geringfügig vernachlässigt worden.

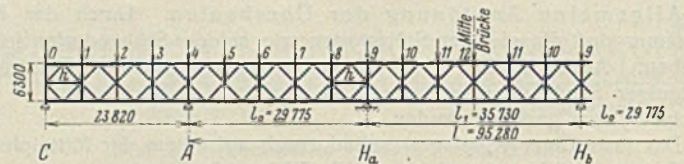


Bild 11. Schleibitzer Brücke. Windverband.

Die Querrahmen über den Auflagern sind für das Anheben der unbelasteten Brücke berechnet.

Als größte Durchbiegung der Hauptträger in den Endöffnungen unter der ständigen Belastung ergaben sich 2,27 cm; diese ist durch eine gleich große Überhöhung vernichtet. Größte rechnermäßige Durchbiegung infolge der Nutzlasten $= 2,32 \text{ cm} = \frac{1}{1000}$ der Stützweite von 23,82 m, also kleiner als der zulässige Wert von $\frac{1}{600}$. Dabei ist eine ständige Last von 3,97 t und eine Verkehrslast von 2,10 t für 1 m Hauptträger eingeführt.

Bei Kombination der ungünstigsten Fälle ergaben sich die größten Durchbiegungen in der Mittelöffnung zu 49,5 mm, in den beiden benachbarten Seitenöffnungen zu 47 mm.

Nach DIN 1073 haben die Träger eine Überhöhung erhalten gleich der Durchbiegung infolge ständiger Last und halber Verkehrslast ohne Stoßwirkung, d. h. in der Mittelöffnung

$$19,7 + \frac{29,8}{2} = 34,6 \text{ mm}$$

und in den beiden benachbarten Seitenöffnungen

$$23,6 + \frac{23,4}{2} = 35,3 \text{ mm.}$$

Die Brechpunkte der Untergurtung liegen auf Parabeln mit vorstehenden Überhöhungsmaßen als Stich.

Konstruktive Durchbildung. Die 15 mm dicken Stegbleche der Hauptträger haben in allen Öffnungen die gleiche Höhe von 1500 mm mit vier Gurtwinkeln 160 · 160 · 17 und je einer bis fünf Gurtplatten von 350 mm Breite. Durchweg ist mindestens eine Gurtplatte vorhanden. Die Stärke der Gurtplatte 1 beträgt 14, die der übrigen 16 mm.

Stegblechstöße befinden sich in den Feldmitten 6 u. 7, 18 u. 19, 35 u. 36, 24 u. 25, 31 u. 32 bzw. in den spiegelbildgleichen Feldern.

Die beiden (vier) letzteren sind Baustellenstöße, die drei (sechs) übrigen sind in der Werkstatt ausgeführte Stöße der Stegbleche und Gurtwinkel. Die Stöße der Stegbleche werden beiderseits gedeckt durch Laschen 540 · 17, die der Gurtwinkel durch waagerechte Laschen 143 · 20 und senkrechte Laschen 215 · 18, die in der Winkelnah zusammenschweißt sind (Bild 12). In den Feldern 27, 28, 29 und 27', 28', 29', d. h. im Bereiche der Pfeiler III und IIIa, und an den Gelenkstellen sind die Stegbleche zwischen den Gurtwinkeln beiderseits durch 17 mm starke Bleche verstärkt.

Die Stegbleche sind in den Feldgrenzen durch zwei bis vier Winkel $\angle 80 \cdot 120 \cdot 10$ versteift.

Die Querträger sind durchweg I 50. Jeder dritte Querträger ist außer durch den normalen Steganschluß noch durch 370 mm ausladende Eckbleche mit den Aussteifungen der Hauptträger verbunden (Bild 13). Durch einen waagerechten Stab $\angle 70 \cdot 70 \cdot 9$ zwischen den Untergurtungen

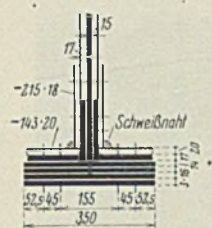


Bild 12. Schleibitzer Brücke. Gurtwinkelstoß.

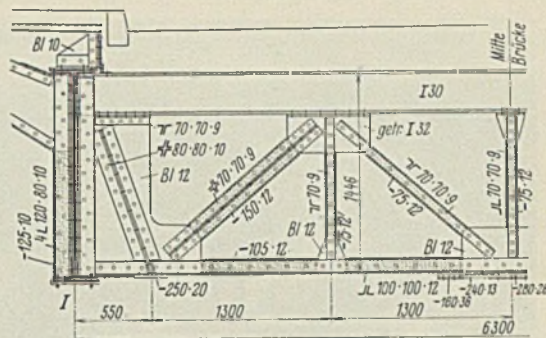


Bild 14. Schleibitzer Brücke. Querschnitt am Auflager.

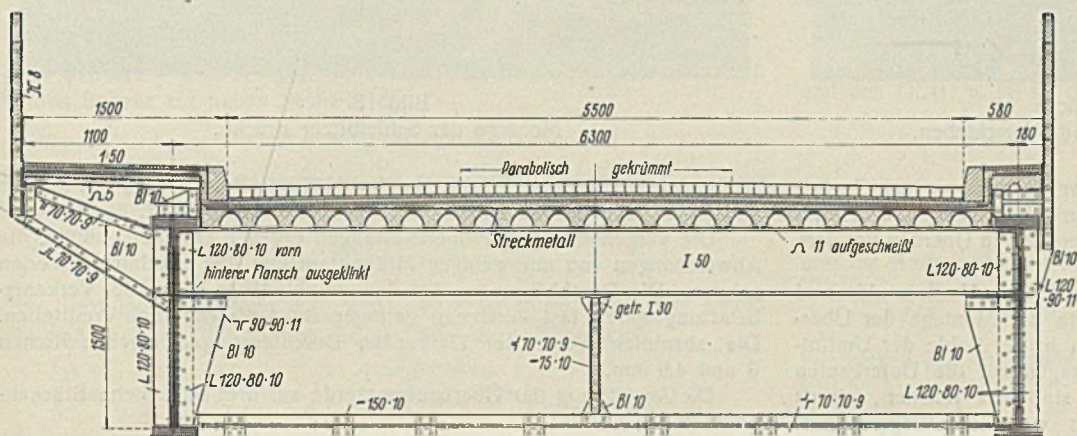


Bild 13. Schleibitzer Brücke. Querschnitt.

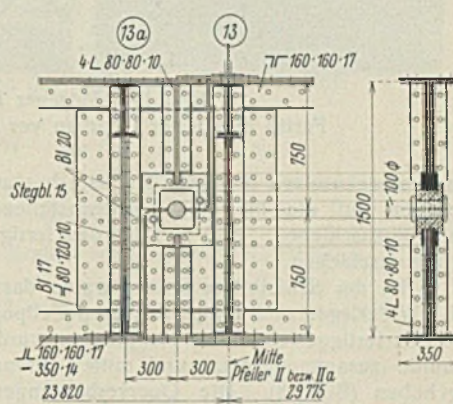


Bild 15. Schleibitzer Brücke. Hauptträgergelenk.

der Hauptträger ist ein geschlossener Querverband hergestellt. In der Mitte ist dieser Stab durch $\angle 70 \cdot 70 \cdot 9$ am Querträger aufgehängt.

Bezüglich der Konstruktion der besonders stark ausgebildeten Querverbände an den Auflagern wird auf Bild 14 verwiesen.

Die Windverbandstreben werden in der Mitte des 2., 5., 8. usw. Feldes mittels Knotenbleches auf den Flanschen der Untergurtwinkel an die Hauptträger angeschlossen. Der Schnittpunkt der Streben liegt also unter der Mitte der Querverbände in Punkt 1, 4, 7 usw. Hier ist zwischen

Das gesamte Stahlgewicht der Brücke beträgt 441 t. Hiervon entfallen 208 t auf die Hauptträger.

Bild 16 zeigt die fertige Brücke in ihrer schönen und ruhigen Wirkung.

Die Bauausführung.

Die Herstellung der Brücken war abhängig von den großen Baggerungen in der Umflutmulde, die den Boden für die Schüttung des Staudammes zu liefern hatten. Bedingung war daher, daß dieser an kurze Fristen

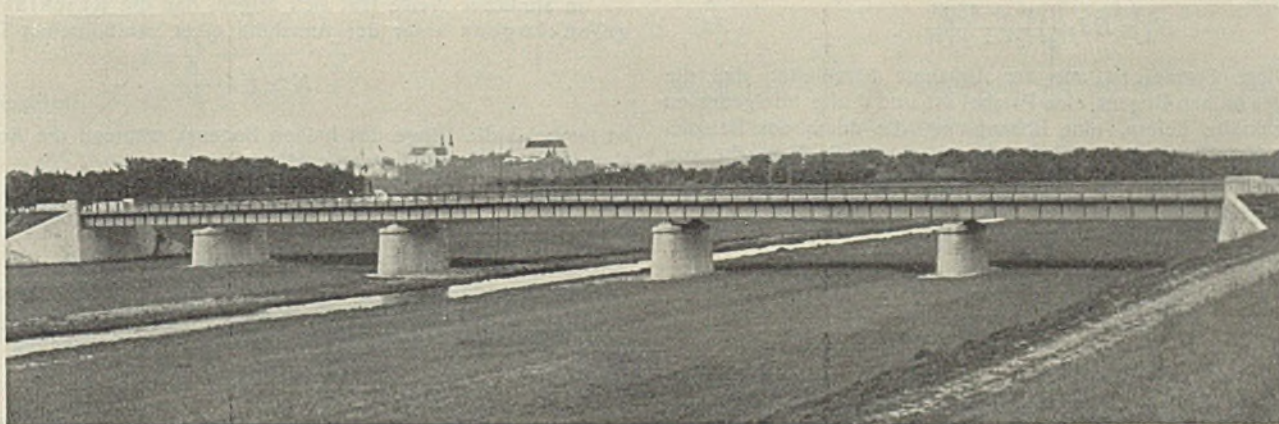


Bild 16. Ansicht der Schleibitzer Brücke.

den beiden Winkeln des unteren Stabes ein Knotenblech angebracht, an welches die Streben angeschlossen sind. Die Streben sind im allgemeinen $\angle 80 \cdot 80 \cdot 8$ bzw. $80 \cdot 80 \cdot 10$.

Die Streben, welche sich über den Pfeilern II und IIa (Feldebene 13 und 13') kreuzen, sind an zwei aufeinander gleitende Platten angeschlossen, um die Beweglichkeit an den Gelenkstellen der Hauptträger zu sichern (Bild 14).

Die Belagprofile (Nr. 11) der Fahrbahn sind unmittelbar mit den Querträgern verschweißt.

Für den Fußweg sind quer liegende Belagprofile Nr. 5 verwendet. Die Konstruktion der Hauptträgergelenke in den Punkten 13 (13a) und 13' (13'a) ist in Bild 15 im einzelnen dargestellt.

Die Bauhöhe der Brücke im Normalquerschnitt beträgt 1,88 m, gegenüber der vergleichbaren Mösener Brücke ist die Konstruktionshöhe durch zwei weitere Pfeiler also um 1,1 m herabgesetzt.

Das Verhältnis der Stegblechhöhe zu den Stützweiten bewegt sich zwischen den Werten $\frac{1}{16}$ und $\frac{1}{24}$.

gebundene Großbetrieb in keiner Weise gestört wurde. Im Zusammenhang damit stand ferner die Einleitung des zunächst umgeleiteten Krebsbaches in die Umflutmulde bis zu einem bestimmten Zeitpunkt.

Die Ausführung der Unter- und Überbauten der Brücken im Einklange mit dem Bauplane der gesamten Staubeckenanlage stellte hohe Anforderungen an die Leistungsfähigkeit der mit der Bauausführung betrauten Firmen.

Bei der großen Abtragstiefe von 10 m in der Umflutmulde wurden aus wirtschaftlichen Gründen die massiven Unterbauten der Stübendorfer Brücke nach der Baggerung des planmäßigen Umflutmuldenprofils hergestellt. Auf dem zunächst nicht gebaggerten Teil der Umflutmulde nördlich der Brückenbaustelle wurde die Chaussee umgeleitet. Die stählernen Überbauten mußten auf besonderem Gerüst montiert werden.

Bei der Mösener Brücke war die Umflutmulde von unten her bis kurz oberhalb der Brückenbaustelle ausgebagert. Hier war genügend Raum, die Überbauten auf dem Gelände neben der Baustelle (Höhe + 207,7 m NN)

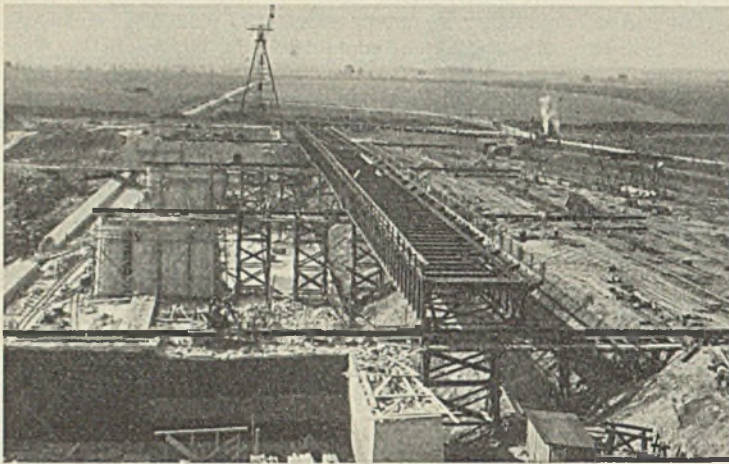


Bild 17. Möserer Brücke.
Fertig montierter Überbau vor dem Verschleben.

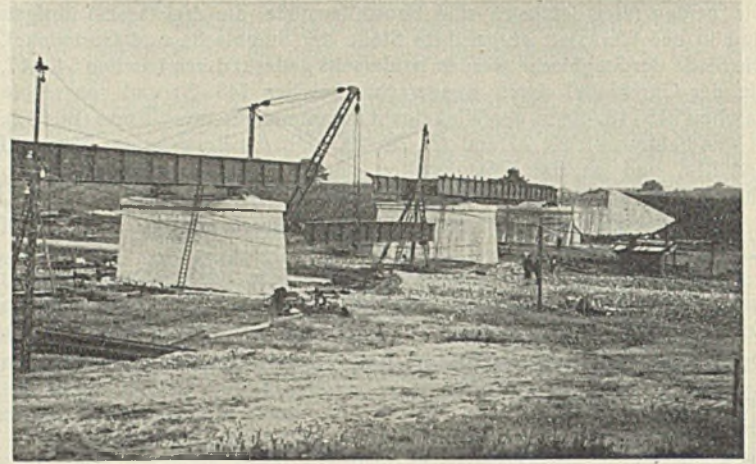


Bild 18.
Montage der Schleibitzer Brücke.

zusammensetzen und von der Seite her unter Verwendung von Gerüstbahnen auf die bis dahin fertigzustellenden Widerlager und Pfeiler hinüberzuschleiben. Bild 17 zeigt den fertig montierten Überbau vor dem Herüberschieben.

Bei der Schleibitzer Brücke waren das Profil der Umflutmulde und die Widerlager und Pfeiler bis zum Zeitpunkte der Montage der Überbauten fertiggestellt. Die Hauptträger wurden in der Sohle der Umflutmulde zusammengesetzt und mittels Krananlagen auf die Unterbauten gehoben (Bild 18). Die Querverbindungen sind auf leichten, durch Stahlhaken angehängten Gerüsten zwischen den Hauptträgern hergestellt.

Für die vertragsmäßigen Arbeiten an den Überbauten standen den Brückenbauanstalten größtenteils nur kurze Zeiträume zur Verfügung. Die Arbeiten an der Stübendorfer Brücke sind vom Tage der Auftrags-

erteilung gerechnet in 1 Jahr, an der Möserer Brücke in 6 1/2 Monaten und an der Schleibitzer Brücke in 6 Monaten durchgeführt.

Die vorgenommenen Probelastungen ergaben Durchbiegungen, die Abweichungen von nur wenigen Millimetern von den errechneten Werten zeigten. Die Durchbiegungen bei den verschiedenen Fällen der Verkehrsbelastung waren fast durchweg geringer als die rechnerisch ermittelten. Die absoluten Werte der bleibenden Durchbiegungen lagen zwischen 0 und 4,9 mm.

Die Ausführung der Überbauten wurde auf drei schlesische Brückenbauanstalten verteilt.

Die Stübendorfer Brücke war den Vereinigten Oberschlesischen Hüttenwerken AG, Gleiwitz, die Möserer Brücke der Firma Beuchelt & Co., Grünberg, und die Schleibitzer Brücke der Carlshütte AG, Waldenburg-Altwater, übertragen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Knicksteifigkeit des Dreigelenkbogens.

Von cand. ing. W. Fuchssteiner, Aachen.

Zur Ermittlung der Knicklast des Dreigelenkbogens wird wohl am häufigsten die Formel von Engeßer¹⁾:

$$N_k = EJ \cdot \frac{6s^2 + 48f^2}{s^2(s^2 - 2f^2)}$$

verwendet. Diese Formel ist aus der Annahme hergeleitet, daß die Biegelinie des halben Bogens eine Parabel ist und dürfte infolgedessen zu kleine Knickkräfte liefern, eine Behauptung, die durch das Beispiel des geraden Stabes begründet werden soll und durch die Versuche von Prof. Gaber²⁾ bestätigt ist.

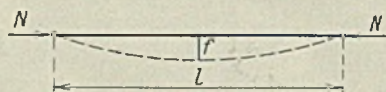


Bild 1.

Nimmt man an, daß die Knicklinie des geraden, mittig belasteten Stabes eine Parabel mit dem Pfeil f ist (Bild 1), so ist das äußere Moment in Stabmitte

$$M_a = Nf.$$

Der Krümmungsradius im Scheitel der Parabel ist bekanntlich

$$\rho = l^2/8f$$

und damit das innere, der Verbiegung widerstrebende Moment

$$M_i = \frac{EJ}{\rho} = EJ \cdot \frac{8f}{l^2}.$$

Ist das äußere Moment gleich dem inneren, so knickt der Stab, und aus

$$M_a = M_i$$

folgt die Knicklast

$$N = \frac{8EJ}{l^2},$$

die gegenüber der praktisch und theoretisch richtigen

$$N_k = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$$

um etwa 20% zu klein ist.

¹⁾ Mayer, Knickfestigkeit S. 151, sowie Eisenbau 1913, S. 423.

²⁾ Bautechn. 1934, Heft 49, S. 646.

Die Annahme einer sinusförmigen Biegelinie hätte dagegen als Ergebnis den richtigen Wert der Knicklast gebracht.

In ähnlicher Weise läßt sich zeigen, daß die Knicklast des Zweigelenkbogens unter der Annahme einer parabolischen Durchbiegung

$$N \approx EJ \cdot \frac{8}{s^2}$$

ist (wobei s die Länge des halben Bogens), während die Annahme einer sinusförmigen Durchbiegung ergäbe:

$$N_k = EJ \left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2} \right),$$

was gleichzeitig das Ergebnis der strengeren Theorie ist. Diese Feststellung regt dazu an, die Knicklast des Dreigelenkbogens ebenfalls unter der Annahme einer sinusförmigen Durchbiegung herzuleiten. Im übrigen sollen dabei die Voraussetzungen beibehalten werden, die die Theorie beim Zweigelenkbogen macht:

1. der Bogen ist ein Kreis;
2. die Belastung p ist konstant und radial gerichtet, damit ist die Normalkraft N konstant;
3. die Untersuchung gilt nur für sehr kleine Verschiebungen.

Bild 2 zeigt den Bogen und die Knicklinie. Man denke sich den Knickvorgang folgendermaßen: Das Scheiteltgelenk sei durchgeschnitten

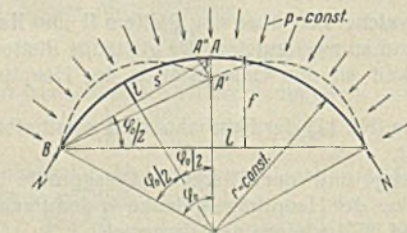


Bild 2.

und die Gelenkkraft durch eine äußere Kraft ersetzt. Diese Kraft drücke den Scheitel A zunächst nach A'' . Hierauf drehe sich der halbe Bogen, ohne seine Form weiter zu verändern, um B , bis das Scheiteltgelenk in A' ist.

a) Die Außermitteigkeit der Bogenkraft.

Befindet sich A in A , so ist der Stütz des halben Bogens zur Sehne AB

$$(1) \quad t = r - r \cdot \cos \frac{\varphi_0}{2}$$

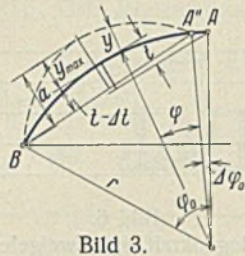


Bild 3.

Jetzt wandere A nach A'' (Bild 3). Dadurch wird der Stütz des verformten halben Bogens zur neuen Sehne $A''B$

$$(2) \quad a = y_{\max} + t - \Delta t$$

Die Durchbiegung der Bogenachse sei nach den vorausgegangenen Überlegungen angenommen mit

$$(3) \quad y = y_{\max} \cdot \sin \left(\frac{\pi}{\varphi_0 - \Delta \varphi_0} \cdot \varphi \right)$$

Eine Beziehung zwischen y_{\max} und $\Delta \varphi_0$ folgt daraus, daß der Bogen vor und nach der Verformung die gleiche Länge haben muß:

$$\int_0^{\varphi_0} r d\varphi = \int_0^{\varphi_0 - \Delta \varphi_0} (r + y) d\varphi = \int_0^{\varphi_0 - \Delta \varphi_0} r d\varphi + \int_0^{\varphi_0 - \Delta \varphi_0} y_{\max} \cdot \sin \left(\frac{\pi}{\varphi_0 - \Delta \varphi_0} \cdot \varphi \right) d\varphi$$

$$r \varphi_0 = r (\varphi_0 - \Delta \varphi_0) + y_{\max} \cdot \frac{\varphi_0 - \Delta \varphi_0}{\pi} (-\cos \pi)$$

$$r \Delta \varphi_0 = y_{\max} \cdot \frac{\varphi_0 - \Delta \varphi_0}{\pi}$$

Vernachlässigt man $\Delta \varphi_0$ gegenüber φ_0 , so wird

$$(4) \quad \Delta \varphi_0 = y_{\max} \cdot \frac{\varphi_0}{r\pi}$$

Die Beziehung zwischen Δt und $\Delta \varphi_0$ findet man durch Differenzieren der Gl. (1)

$$\Delta t = \Delta \varphi_0 \cdot \frac{r}{2} \cdot \sin \frac{\varphi_0}{2}$$

Da (Bild 2)

$$(5) \quad \sin \frac{\varphi_0}{2} = \frac{f}{AB} = \frac{f}{s'}$$

wird nach Einsetzen von Gl. (4) u. (5)

$$(6) \quad \Delta t = y_{\max} \cdot \frac{\varphi_0}{r\pi} \cdot \frac{r}{2} \cdot \frac{f}{s'} = y_{\max} \cdot \frac{\varphi_0 f}{2\pi s'}$$

und nach Einsetzen von Gl. (6) in (2)

$$(7) \quad a = t + y_{\max} \left(1 - \frac{\varphi_0 f}{2\pi s'} \right)$$

Wird nun der Scheitel um B gedreht, so wandert A'' nach A' . Die Ordinaten der neuen Stützlinie, die naturgemäß durch die drei Gelenke

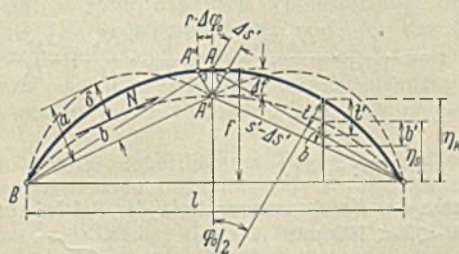


Bild 4.

geht, verhalten sich nun zueinander — da die Scheitelsenkung sehr klein — wie die Ordinaten des ursprünglichen Kreisbogens, d. h. (Bild 4)

$$\frac{\eta_s}{\eta_k} = \frac{f - \Delta f}{f}$$

Damit ist auch

$$(8) \quad \frac{b'}{t'} = \frac{f - \Delta f}{f}$$

Weiter bestehen die Beziehungen

$$t' = t \cdot \frac{2s'}{l}; \quad b' = b \cdot \frac{2(s' - \Delta s')}{l}$$

die, in Gl. (8) eingesetzt,

$$b = \frac{l}{2(s' - \Delta s')} \cdot t \cdot \frac{2s'}{l} \cdot \frac{f - \Delta f}{f} = t \cdot \frac{1 - \frac{\Delta f}{f}}{1 - \frac{\Delta s'}{s'}}$$

ergeben. Bei Vernachlässigung der kleinen Glieder höherer Ordnung ist

$$b = t \left(1 - \frac{\Delta f}{f} \right) \left(1 + \frac{\Delta s'}{s'} \right) = t \left[1 - \frac{\Delta f}{f} + \frac{\Delta s'}{s'} \right],$$

und da $\Delta s' = \Delta f \cdot \frac{f}{s'}$; $\Delta f = \Delta \varphi_0 r \cdot \frac{l}{2f}$,

wird $b = t - t \Delta f \left(\frac{1}{f} - \frac{f}{s'^2} \right) = t - t \Delta \varphi_0 \cdot \frac{r}{2} \cdot \frac{l}{f} \cdot \frac{1}{f s'^2} (s'^2 - f^2)$.

Mit den Beziehungen

$$s'^2 - f^2 = \frac{l^2}{4}; \quad \cos \frac{\varphi_0}{2} = \frac{l}{2s'}$$

und den Gl. (1) u. (4) ist dann der Stütz der halben Stützlinie

$$(9) \quad b = t - y_{\max} \cdot \frac{r \varphi_0 l^3}{8 \pi f^2 s'^2} \left(1 - \frac{l}{2s'} \right)$$

$$= t - y_{\max} \cdot \frac{\varphi_0 l^3}{16 \pi f^3} \left(1 - \frac{l}{2s'} \right)$$

und die Außermitteigkeit der Kraft N im Bogenviertel: Gl. (7) u. (9)

$$\delta = a - b = y_{\max} \left[1 - \frac{\varphi_0 f}{2\pi s'^2} + \frac{\varphi_0 l^3}{16\pi f^3} \left(1 - \frac{l}{2s'} \right) \right]$$

Wir setzen zur Abkürzung

$$(10) \quad \delta = y_{\max} \cdot l'$$

wobei

$$(11) \quad l' = 1 + \frac{\varphi_0}{2\pi} \left[\frac{l^3}{8f^3} \left(1 - \frac{l}{2s'} \right) - \frac{f}{s'} \right]$$

Damit ist im labilen Gleichgewichtszustand das äußere, verblegende Moment

$$(12) \quad M_a = N_k \delta = N_k \cdot y_{\max} \cdot l'$$

b) Das innere Moment im Bogenviertel.

Setzt man das Hookesche Gesetz als gültig voraus und vernachlässigt den Einfluß der Stabkrümmung auf die Spannungsverteilung, so ist das innere Moment

$$(13) \quad M_i = EJ \left(\frac{1}{\rho} - \frac{1}{r} \right),$$

wobei $\left(\frac{1}{\rho} - \frac{1}{r} \right)$ die durch die Verbiegung entstandene, zusätzliche Krümmung der Stabachse bedeutet.

In Polarkoordinaten ist die Gleichung der Biegelinie bei Vernachlässigung von $\Delta \varphi_0$ (Bild 3)

$$(14) \quad R = r + y = r + y_{\max} \cdot \sin \left(\frac{\pi}{\varphi_0} \cdot \varphi \right)$$

Die Krümmung der Biegelinie ist

$$\frac{1}{\rho} = \frac{R^2 + 2 \left(\frac{dR}{d\varphi} \right)^2 - R \cdot \frac{d^2 R}{d\varphi^2}}{\left[R^2 + \left(\frac{dR}{d\varphi} \right)^2 \right]^{3/2}}$$

Im Bogenviertel verschwindet der erste Differentialquotient, weshalb dort die Krümmung entsteht

$$\frac{1}{\rho_v} = \left(R_v - \frac{d^2 R_v}{d\varphi^2} \right) R^{-2}$$

Aus Gl. (14) folgt für $\varphi = \frac{\varphi_0}{2}$

$$R_v = r + y_{\max}; \quad \frac{d^2 R_v}{d\varphi^2} = y_{\max} \left(-\frac{\pi^2}{\varphi_0^2} \cdot \cos \frac{\pi}{2} \right) = y_{\max} \cdot \frac{\pi^2}{\varphi_0^2}$$

Es ist also

$$\frac{1}{\rho_v} = \left(r + y_{\max} - y_{\max} \cdot \frac{\pi^2}{\varphi_0^2} \right) (r + y_{\max})^{-2}$$

Nach dem binomischen Satz wird unter Vernachlässigung der kleinen Glieder höherer Ordnung

$$\frac{1}{\rho_v} = \left(r + y_{\max} - y_{\max} \cdot \frac{\pi^2}{\varphi_0^2} \right) \cdot \frac{1}{r^2} \left(1 - \frac{2y_{\max}}{r} \right)$$

$$= \frac{1}{r^2} \left(r + y_{\max} \cdot \frac{\pi^2}{\varphi_0^2} - y_{\max} \right)$$

und damit die zusätzliche Krümmung im Bogenviertel

$$\frac{1}{\rho_v} - \frac{1}{r} = \frac{1}{r^2} \cdot y_{\max} \left(\frac{\pi^2}{s^2} - 1 \right) = y_{\max} \left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2} \right)$$

wobei s die halbe Bogenlänge.

Hiermit wird Gl. (13) zu

$$(15) \quad M_i = EJ y_{\max} \left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2} \right)$$

Durch Gleichsetzen von (12) und (15) erhält man

$$N_k \Gamma y_{\max} = EJ y_{\max} \left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2} \right)$$

und gewinnt damit die

Knickformel

als Eulerformel in ihrer allgemeinsten Gestalt:

$$(16) \quad N_k = EJ \left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2} \right) \frac{1}{\Gamma}$$

worin Γ offenbar den Einfluß des Scheitelgelenkes berücksichtigt. Ist kein Gelenk vorhanden, d. h. wird $\Gamma = 1$, so hat man die Zweigelenkbogenformel; wird auch r unendlich groß, so hat man

$$N_k = \frac{\pi^2 EJ}{s^2}$$

die Knickformel des geraden Stabes.

Da Γ eine Zahl ist, die durch das Verhältnis $\frac{l}{f}$ allein schon bestimmt ist, stellt man vorteilhaft einige Werte im vorkommenden Bereich zusammen und sucht zwischenliegende Werte durch geradliniges Einschalten.

Gl. (11) läßt sich auch wie folgt schreiben:

$$\Gamma = 1 + \frac{\varphi_0}{2\pi} \left[\cotg^2 \frac{\varphi_0}{2} \left(1 - \cos \frac{\varphi_0}{2} \right) - \sin \frac{\varphi_0}{2} \right]$$

oder — unter Vermeidung der Differenz $\left(1 - \cos \frac{\varphi_0}{2} \right)$ —

$$(17) \quad \Gamma = 1 + \frac{\varphi_0}{2\pi} \left[\frac{\cos^3 \frac{\varphi_0}{2}}{\sin \frac{\varphi_0}{2} \left(1 + \cos \frac{\varphi_0}{2} \right)} - \sin \frac{\varphi_0}{2} \right]$$

Hieraus errechnen sich die Werte Γ :

$\frac{l}{f}$	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Γ	1,000	1,059	1,090	1,110	1,122	1,130	1,136	1,140	1,144	1,146	1,148	1,150

Vergleich mit den Versuchen.

Der Umstand, daß für $\frac{l}{f} \leq 3: \Gamma \leq 1$ ist, deutet darauf hin, daß Dreigelenkbogen, deren Pfeilverhältnis größer als 1:3 ist, dieselbe Knicklast tragen wie Zweigelenkbogen von denselben Abmessungen. Tatsächlich hat Prof. Gaber bei seinen Versuchen beobachtet, daß diese hohen Bogen genau wie Zweigelenkbogen eine unsymmetrische Knicklinie einnehmen.

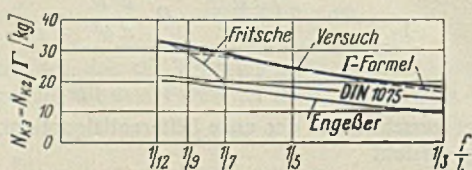


Bild 5. Kritische Bogenkraft des Dreigelenkbogens.

Um die rechnermäßige Knicklast nach der Γ -Formel den Versuchen und den bekannten Formeln²⁾ gegenüberzustellen, sei an dieser Stelle Bild 5 eingefügt, das — bei einer Spannweite von 1,80 m und einer Biegesteifigkeit von $EJ = 30000 \text{ kgcm}^2$ — die Knicklast in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis zeigt.

Wie man sieht, ist die Übereinstimmung zwischen Versuch und Γ -Formel befriedigend und — nebenbei — besser als beim Zweigelenkbogen (Bild 6).

Da die Verschiedenheit der Knicklasten bei Zwei- und Dreigelenkbogen durch den Wert Γ erfaßt wird, ist auch

$$\Gamma = \frac{N_{k2}}{N_{k3}}$$

Γ läßt sich sonach auch aus den Versuchen bestimmen. Bild 7, das den Vergleich der gerechneten und durch den Versuch gefundenen Werte

bringt, läßt klar erkennen, daß die Γ -Kurve ganz typisch den Charakter der Ausgleichkurve zeigt.

Im übrigen sei noch darauf hingewiesen, daß sich für senkrechte Stützlinienbelastung dieselbe Formel ergibt wie (16), wenn als verbiegende Kraft die Längskraft im Bogenviertel eingeführt wird. Daß viele Fach-

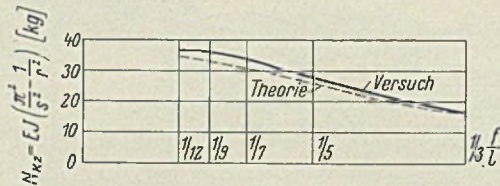


Bild 6. Kritische Bogenkraft des Zweigelenkbogens.

leute die größte Kämpferkraft als Knicklast einsetzen, ist m. E. übertriebene Vorsicht.

Ferner besteht häufig die Auffassung, bei Veränderlichkeit der Trägheitsmomente sei das ideale J_i nach bekannten Formeln zu suchen als Mittel zwischen J im Scheitel und dem J an beiden Kämpfern, wobei dem J im Scheitel das größere Gewicht beigelegt wird.

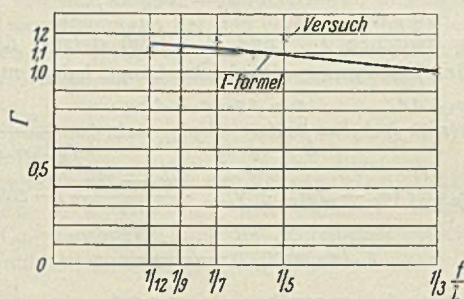


Bild 7. Γ -Werte.

Verfasser ist der Ansicht, daß bei der Bogenknickung — im Gegensatz zur Ermittlung statisch unbestimmter Größen — das Hauptgewicht dem Trägheitsmoment im Bogenviertel beizumessen ist, da dort die Verbiegung am stärksten ist und somit gerade dieses Trägheitsmoment für den Widerstand gegen die Verbiegung maßgebend ist, während das J im Scheitel keine größere Rolle spielt als das am Kämpfer.

Zuletzt möge noch gesagt werden, daß es unbedingt notwendig ist, auf die Veränderlichkeit des Elastizitätsmoduls außerhalb des elastischen Bereiches Rücksicht zu nehmen. Es ist also statt E im allgemeinen

$$T = \tau E$$

einzuführen. Allgemein ist

$$N_k = \tau EJ \cdot \frac{\pi^2}{s_{ki}^2};$$

bei Bogen ist

$$\frac{\pi^2}{s_{ki}^2} = \left(\frac{\pi^2}{s^2} - \frac{1}{r^2} \right) / \Gamma.$$

Danach wird

$$\tau = \frac{1}{\pi^2 E} \cdot \frac{N_k s_{ki}^2}{J} = \frac{1}{\pi^2 E} \cdot \frac{N_k}{F} \cdot \frac{s_{ki}^2}{i^2}$$

$$\tau = \frac{\sigma_k}{\pi^2 E} \cdot \lambda i^2$$

für $\lambda \geq 100: \tau = 1$.

Bei Annahme der Knickspannungslinie der Reichsbahn wäre also zu rechnen für $60 < \lambda < 100$ mit

$$\sigma_k = 2890,5 - 8,175 \lambda \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{St 37})$$

$$\sigma_k = 5890,5 - 38,175 \lambda \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{St 52})$$

und für $\lambda < 60$ mit

$$\sigma_k = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{St 37})$$

$$\sigma_k = 3600 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{St 52}).$$

Hiermit ist τ bestimmt.

INHALT: Die wichtigsten Stahlbauten des Ottmächauer Staubeckens. — Beitrag zur Knicksteifigkeit des Dreigelenkbogens.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W9. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.