

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 2. Juni 1939

Heft 23

Alle Rechte vorbehalten.

Grundsätzliche Fragen beim Bau von Kammerschleusen.

Von Reg.-Baumeister August Schäfer, Stuttgart.

1. Frage: Ist sparsames Bauen noch zeitgemäß?

Entwerfen können viele Ingenieure, und zwar in bezug auf die Zweckerfüllung des Entwurfs bald recht, bald schlecht; aber sparsam und doch zweckmäßig, sicher und solid planen wenige, denn sparsame Gestaltung ist mehr als Zweckerfüllung. Der eine scheut die Mühe oder die Zeit des Nachdenkens, die das sparsame Bauen erfordert, der andere meint resigniert: Sparen hat keinen Sinn bei einem Bauwerk, dessen Kostenaufwand Hunderttausende Reichsmark erfordert, und der dritte nimmt gar das großzügige Bauen des Dritten Reiches zum Anlaß einer Kritik an dem ihm unbeliebten Sparen. Gewiß wollen wir heute mit den Baustoffen, die in unserer Heimat in großer Menge vorhanden sind, also in erster Linie mit den Natursteinen, jene Bauwerke monumental, schön und gediegen bauen, die die Größe und Würde des durch unseren Führer geschaffenen Großdeutschen Reiches verkörpern und für die kommenden Jahrhunderte zum Ausdruck bringen sollen — die Repräsentationsbauten von Partei und Staat. Aber diese aus Schönheitlichen Gründen großzügig und massig gehaltenen und nach menschlichem Ermessen für die Ewigkeit gefügten Bauten zum Vorwande einer reichlicheren Bemessung als die statisch notwendige oder als Anreiz zur Verwendung fetterer Mischungsverhältnisse als seither üblich und bewährt bei Konstruktionsgliedern von Zweckbauten zu

nehmen, ist ganz abwegig. Gerade bei dem Bauingenieur,

der die kurzlebigen Zweckbauten der Industrie, des Handels und Verkehrs zu planen hat, gilt heute bei der Materialknappheit mehr als je der oberste Grundsatz: Für die Wirtschaft wirtschaftlich bauen! Hier gibt es nur einen Maßstab — größte Zweckmäßigkeit und Sparsamkeit —, und er muß mit Scharfsinn und Mut zur Verantwortung hauptsächlich dort zur Anwendung kommen, wo das Volk die Kosten zu tragen hat — bei Zweckbauten der öffentlichen Hand.

Wenn wir diesen Willen zur Sparsamkeit im folgenden beim Bau von Kammerschleusen zum Ausdruck bringen, dann müssen uns bei der Planung die Wörter „zweckmäßig, einfach und gediegen“ leiten. Eine ruhige Flußlandschaft wird man also nicht mit materialverschlingenden Hubtoren mit Hubgerüsten und Türmen verunstalten, sondern die viel billigeren, statisch zweckmäßigen und verborgen liegenden Stemmtore in Anwendung bringen, ebenso wird der bedachtsame Ingenieur bei Schleusen niedrigen Gefälles am Ober- und Unterhaupt nicht umständliche und kostspielige Energievernichtungsanlagen einbauen, die oft die Füllungs- und Entleerungszeit erheblich verlängern. Hierüber siehe den demnächst in der „Bautechnik“ erscheinenden Aufsatz: „Das neuzeitliche Füllen und Entleeren von Kammerschleusen und die Erhöhung ihrer Leistungsfähigkeit.“ Aber auch die Mischungsverhältnisse und Mauerdicken der Schleusenmauern erfordern unsere volle auf Sparsamkeit gerichtete Aufmerksamkeit. Bei Wasserdruckmauern heißt es nicht, je dicker und härter die Mauer, desto länger die Lebensdauer, sondern

je dichter und zugfester der Beton, je größer seine Widerstandsfähigkeit gegen aggressives Flußwasser. Die Undurchlässigkeit gegen Druckwasser soll aber nicht erst mit der Mauerdicke wachsen, sondern muß schon bei kleinen Abmessungen vorhanden sein, daher soll die statische Untersuchung immer den Nachweis und die Konstruktion stets die Anwendung der kleinst notwendigen Mauerdicke zum Ziele haben. Aus diesem Grunde wollen wir uns zunächst mit den statischen Grundlagen beschäftigen.

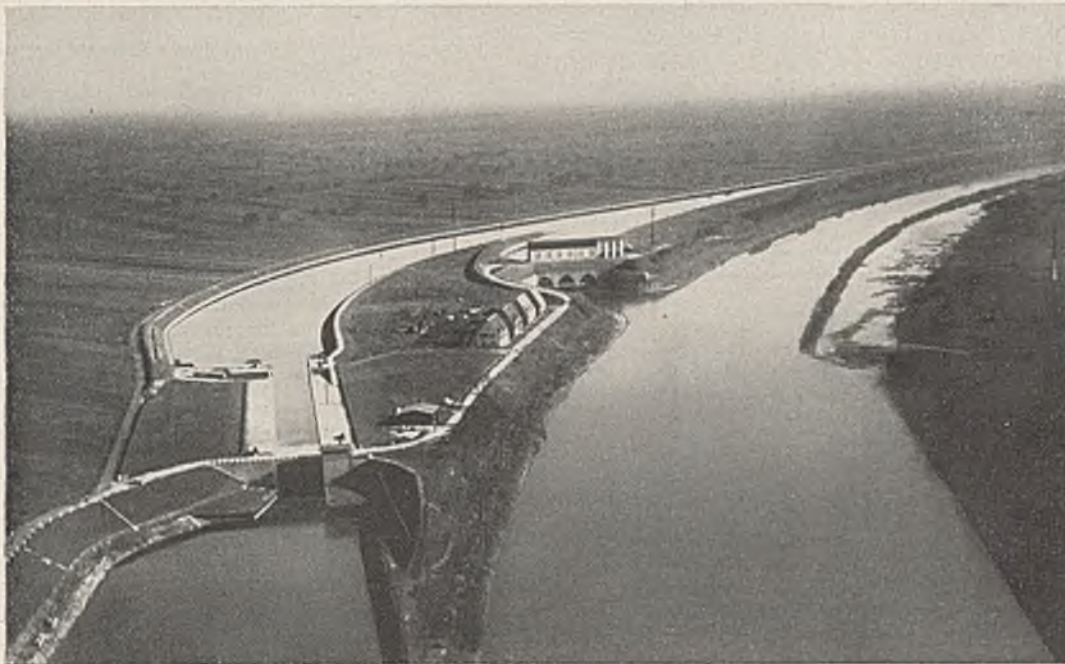
2. Frage: Welcher Wasserstand ist der statischen Untersuchung der landseitigen Schleusenmauer zugrunde zu legen?

Wird ein Fluß angestaut, so kann, namentlich bei einem Grundwasserstrom vom Berge zum Fluß, das Grundwasser bis auf die Höhe des Stau-

spiegels ansteigen. Hieraus mag wohl die Ansicht entstanden sein, daß landseitige Schleusenmauern unter Zugrundelegung eines Grundwasserstandes bis auf Oberwasserhöhe zu berechnen sind. Eine Schleuse ist aber ein Staubauwerk, es scheidet und begrenzt das Oberwasser vom Unterwasser. Selbst wenn wir den praktisch nicht zutreffenden Fall voraussetzen, daß das Grundwasser unmittelbar am Oberhaupt der Schleuse bis auf Oberwasserhöhe anstehe, dann wirkt der

Unterwasserkanal der Schleuse wie ein tiefliegender Abzuggraben, d. h. der vom Oberwasser gespeiste Grund-

wasserstrom fällt je nach der größeren oder geringeren Durchlässigkeit des Bodens mehr oder weniger rasch auf die Höhe des hinter den Schleusenmauern anstehenden Grundwasserspiegels, der von der jeweiligen Höhe des Unterwassers beeinflusst wird, ab. Nach Versuchen ist nun die Neigung der Sickerlinie, d. h. das Durchströmungsgefälle des Grundwassers bei feinkörnigem Sand 1:7, während sich bei grobkörnigem Sand bereits schon eine Neigung 1:3 einstellt (Abb. 1). Selbstverständlich wird aber bei allen Stauanlagen das Durchsickern des Oberwassers durch sorgfältige Dichtungsmaßnahmen verhindert. Aus diesem Grunde erhält bei durchlässigem Untergrunde der Oberwasserkanal an Sohle und Ufer eine Tonschale von etwa 40 cm Dicke, die durch eine Kiesschicht geschützt wird, ebenso wird die Rückseite der den Kanal an das Oberhaupt anschließenden Leitwerke, die vorteilhaft aus tief in den Untergrund gerammten Spundwandseisen bestehen, noch besonders mit Lehmschlag abgedichtet. Sollten trotzdem einige Mauerzonen unmittelbar am Oberhaupt durch hochstehendes Sickerwasser oder Kapillarwasser etwas mehr bedroht sein als die dem Unterhaupt zu folgenden, so kann durch die heute üblichen und als dicht schließend bewährten Verzahnungsfugen zwischen den einzelnen Mauerzonen, die imstande sind, Querkräfte aufzunehmen, eine örtliche Mehrbelastung ausgeglichen werden. Es besteht demnach kein Anlaß, die Untersuchung der Mauerzonen unterschiedlich durchzuführen. Nach vorstehenden Erörterungen können wir unsere 2. Frage wie folgt beantworten:



Staustufe Wieblingen am Neckar.

Schon die Geländeverhältnisse weisen hier darauf hin, daß für die statische Untersuchung der Kammermauern der Schleuse die Höhe des Unterwassers maßgebend ist.

Bei guter Abdichtung des Oberwassers besteht erfahrungsgemäß kein Anlaß, der die Annahme berechtigt, der statischen Untersuchung der landseitigen Schleusenmauer einen höheren Grundwasserstand als die jeweilige Unterwasserhöhe zugrunde zu legen. Ist der Notverschluß am Unterhaupt eingesetzt und die Schleuse zur Ausbesserung leergepumpt, dann wird man zum Nachweise der Standsicherheit der Kammermauer in der Regel den für den Notabschluß höchst möglichen Unterwasserstand in Rechnung stellen. Den Böschungswinkel des Hinterfüllungsbodens unter der Geländeöhe wird man wegen der möglichen Sättigung dieses Bodens durch Kapillarwasser aus dem Grundwasser mit $\rho = 25^\circ$ und das spezifische Gewicht mit $\gamma = 2,0$ annehmen. Für den aufgefüllten Boden über Geländeöhe sowie im Falle einer Dränung hinter den Kammermauern durch eine Steinbeige, die bei guter Abdichtung des Oberwasserkanals stets zu empfehlen ist, kann jedoch der Böschungswinkel zu $\rho = 30^\circ$ und $\gamma = 1,8$ angenommen werden. Von der Annahme eines Reibungswinkels zwischen Mauer und Erde ist aus Sicherheitsgründen abzusehen.

3. Frage: Sind Zugspannungen bei Schleusenmauern zulässig?

Eigentlich wäre es müßig, diese Frage zu stellen, denn die Betonbestimmungen lassen bei Betonbauten ausdrücklich $\frac{1}{20}$ der zulässigen Druckspannung, die bei Beton 1:7 40 kg/cm² beträgt, als Zugspannung zu. Der heute im Schleusenbau fast allgemein verwendete Beton 1:7 aus Traßportlandzement 30/70 % zeigt aber eine verhältnismäßig hohe Biegezugfestigkeit von im Mittel 30 kg/cm², so daß man ohne Bedenken eine Zugspannung bis zu 3 kg/cm² zulassen könnte. Nun lehrt aber die Erfahrung, daß die großen oft bis zu 20 m langen und 15 m hohen Mauerblöcke der Kammermauern leider viele senkrechte und oft auch waagerechte Risse aufweisen, die durch Wärme- und Schwindspannungen verursacht werden, ein Übelstand, dem man durch die Unterteilung in kleine Mauerzonen bis zu 10 m Länge abzuwehren sucht. Wenn es nun auch selten vorkommt, daß ein solcher Schwindriß, wie z. B. eine Betonierungsuge, die aber stets durch Ankerelisen gesichert wird, auf die ganze Länge und Breite der Mauer klafft, wird der vorsichtige Ingenieur trotzdem mit einem solchen gefährlichen Rissezustand rechnen. Bei der Voraussetzung einer durchgehend klaffenden Fuge wird aber die Frage nach der zulässigen Zugspannung belanglos und muß durch den Nachweis der Kippsicherheit bei Fugenauftrieb ersetzt werden. Tatsächlich sehen wir an Schleusenmauern, die unter Wasserdruck stehen, bei manchen Rissen Schweißstellen, ja bei porösen Stampfbetonfugen sogar ein leichtes Hervorquellen von Druckwasser. Beobachtungen haben nun ergeben, daß selbst bei einigen Millimeter dicken, klaffenden und durch quellendes Sickerwasser beanspruchten Mauerfugen der Fugendruck nach einem sehr hohen Eintrittsverlust durch Kapillarreibung nahezu parabelförmig abfällt (Abb. 2). Wenn wir nun bei dem Nachweise der Standsicherheit der Schleusenmauern auf die ganze Mauerlänge einen dreieckseitigen Fugenauftrieb voraussetzen, dann haben wir noch einen genügend hohen Sicherheitsgrad gegen das Umkippen bei diesem Gefährzustande. Zum Beweise der Richtigkeit dieser Forderung und besseren Überblick der weiteren

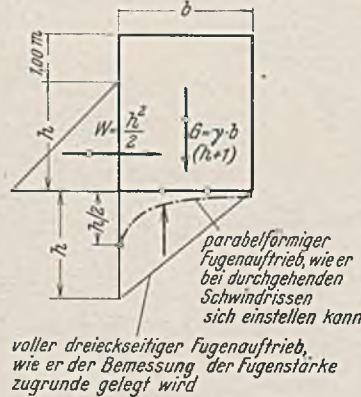


Abb. 2.

Wasserdruckhöhe

Fugenbreite

Abb. 3.

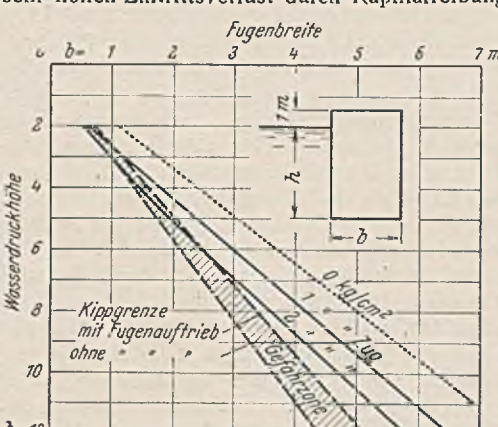


Abb. 3.

Längsschnitt der Schleuse
Gefälle der Sickerlinie im Feinsand 1:7
Grob sand 1:3 } = bei fehlender Dichtung gegen Oberwasser

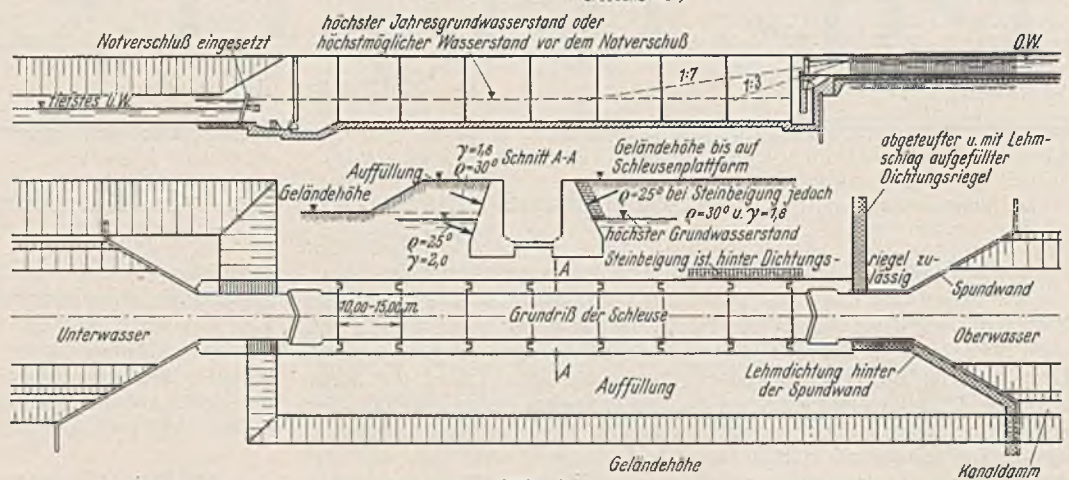


Abb. 1.

Folgerungen wurden in Abb. 3 die Bemessungskurven für die Fugenbreite b der rechteckförmigen Mittelmauer einer Doppelschleuse nach folgenden leicht ableitbaren Formeln aufgestellt:

Kippgrenze ohne Fugenauftrieb $b = h \sqrt{\frac{h}{3\gamma(h+1)}}$

Kippgrenze mit vollem, dreieckseitigem Fugenauftrieb $b = h \sqrt{\frac{h}{3\gamma(h+1) - 2h}}$

Mauer ohne Zugspannungen $b = h \sqrt{\frac{h}{\gamma(h+1)}}$

Mauer mit Zugspannungen $b = h \sqrt{\frac{h}{\gamma(h+1) + \sigma_z}}$

Betrachten wir die Kippgrenze mit Fugenauftrieb als Grenze der Gefahrzone, so zeigen uns die Bemessungskurven, daß bei Rechteckmauern unter 6 m Höhe eine Zugspannung von 2 kg/cm² bereits nicht mehr zulässig erscheint, während bei höheren Mauern der Sicherheitsgrad zunimmt, so daß in diesem Falle eine größere Zugspannung als 2 kg/cm² unbedenklich ist. Ähnliche Untersuchungen habe ich in meiner Abhandlung: „Dimensionierungskurven für Erd- und Wasserdruckmauern, ihre Vorteile und Nutzen“¹⁾ für sämtliche Mauerformen durchgeführt, so daß die 3. Frage allgemein wie folgt beantwortet werden kann:

Für die Bemessung von Erd- und Wasserdruckmauern scheidet die Frage nach einer zulässigen Zugspannung in der Regel aus, weil wir immer durchgehende waagerechte Schwindrisse voraussetzen müssen und daher für die Standsicherheit der Erddruckmauern die 1,5fache Sicherheit gegen Kippen um die Außenkante (1,5fach erhöhte Erddruckmomente eingesetzt) und bei Wasserdruckmauern die Kippgrenze bei vollem, dreieckseitigem Fugenauftrieb maßgebend ist.

4. Frage: Welche Vorteile bringt das umgekehrte Sohlengewölbe in Schleusenammern?

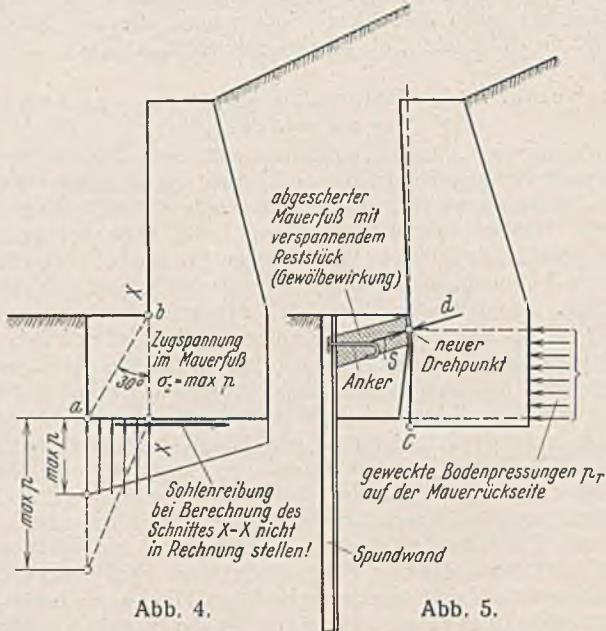
Bekanntlich soll die Außenkante a eines unbewehrten Fundamentfußes nicht außerhalb der von der Fußwurzel b unter 30° gezogenen Geraden liegen, wenn die größten zulässigen Biegezugspannungen des Fußes an der Mauer (Schnitt $x-x$) nicht die auftretende Bodenpressung $\max p$, die z. B. im festgelagerten Flußkies 4 bis 5 kg/cm² betragen darf, überschreiten soll. Die Zugspannung im Schnitt $x-x$ ist bei gleichmäßiger Bodenpressung p $\sigma_z = \frac{p \cdot b^2 \cdot 6}{2 \cdot h^2}$ (b = Auskrägung). Wird $p = \sigma_z$ gesetzt, so

kommt $\frac{b}{h} = \sqrt{\frac{1}{3}} = 0,58$ bzw. $\text{arc tg } 0,58 = 30^\circ$ (Abb. 4). An dieser Neigung ändert sich auch nicht viel, wenn wir den äußersten Fall eines nur auf den Mauerfuß wirkenden dreieckförmigen Bodendrucks voraussetzen, weil sich dann ein längerer Hebelarm einstellt (Abb. 4); wir erhalten in diesem Falle $\sigma_z = \frac{p \cdot 2 \cdot b^2 \cdot 6}{2 \cdot 3 \cdot h^2}$ oder mit $\sigma_z = p$ $\frac{b}{h} = \sqrt{\frac{1}{2}} = 0,71$ bzw. $\text{arc tg } 0,71 = 35^\circ$. Zu einem ähnlichen Ergebnis gelangt man bei der Untersuchung der Fußwurzel auf die Schubspannung $\max \tau = \frac{3Q}{2h}$; wird $Q = pb$ gesetzt und $\max \tau = p$ zugelassen, so folgt aus $\tau = \frac{3pb}{2h}$ $\frac{b}{h} = 0,66$. Kurz, wir können sagen, überschreitet die Bodenpressung $\max p$ den Wert 4 bis

¹⁾ B. u. E. 1930, Heft 18.

5 kg/cm² nicht, so dürfen Mauerfüße bis zu einem Mischungsverhältnis 1:10, deren Ausladung nicht mehr als 30° beträgt, ohne Zugbewehrung ausgeführt werden. (Genauere Berechnungen sind wegen der Unsicherheit der Lastverteilung in der Bodenfuge nicht empfehlenswert, ebenso ist bei Gründungen im Weichboden von der Annahme einer günstig wirkenden Sohlenreibung abzusehen.)

Hohe Stützmauern erfordern zur Herabsetzung des Bodendrucks in der Regel weit ausladende Mauerfüße, die wiederum zu großen Fußwurzelhöhen $x-x$ führen, wenn wir nicht die Mauer in unwirtschaftlicher Weise nach rückwärts verstärken. Kein Wunder, wenn der sparsame Ingenieur nach Maßnahmen sucht, die geeignet sind, die Mauerfüße zu entlasten,



ohne die Standsicherheit der Mauer zu verringern. Wie oft, so auch hier führen ihn Unfälle in der Praxis infolge von Fehlkonstruktionen zu neuen Ideen. Bekanntlich werden zur Erhöhung der zulässigen Bodenpressung wie auch bei Dichtungsmaßnahmen und als Sohlenschutz vor Mauerfüßen oftmals Spundwände gerammt, und meistens wird fälschlicherweise der Mauerfuß durch Anker usw. damit verbunden. Hier ist es nicht selten, daß nach Setzungen des Untergrundes der Mauerfuß auf der Spundwand aufsitzt und in der Folge durch die bedeutende Zunahme von Moment und Querkraft der Mauerfuß abgescher wird. Eigentümlicherweise fällt dann die Mauer nicht um, was geschehen müßte, wenn c der Drehpunkt wäre, sondern es stellt sich von selbst die in Abb. 5 dargestellte gewölbartige Verspannung an dem neuen Drehpunkte d ein. Die Mauer ist gewissermaßen durch die Reaktionskraft S und die jetzt günstig wirkenden Bodenpressungen p_r auf der Rückseite eingekellt worden. Wir sehen, daß hierzu der hohe Mauerfuß nicht nötig und unwirksam ist, denn die verspannte Wirkung wird schon durch einen schmalen Keil des Mauerfußes in der Kraftrichtung hergestellt.

Betrachten wir mit diesen Erkenntnissen die in Abb. 6 dargestellte wasserseitige Kammermauer, so setzt uns die riesige Höhe bc des Mauerfußes, die erforderlich wurde, um die Zugspannungen im Querschnitt $x-x$ auf 5 kg/cm² herabzudrücken, in Erstaunen, aber auch die Rutschgefahr bei der flachen Neigung der Endresultante, die bei Gründung auf lehmhaltigen Kiessand nicht weniger als 70° betragen soll, zwingt uns zu Gegenmaßnahmen, die entweder durch eine geneigte Fundamentsohle, Sporne oder Spannbalken vorgesehen werden könnten. Wird jedoch eine Sohlenplatte in die Kammer eingelegt, so wird nicht nur eine Verschiebung der Mauer unmöglich, sondern auch die Standsicherheit durch Hinauf-

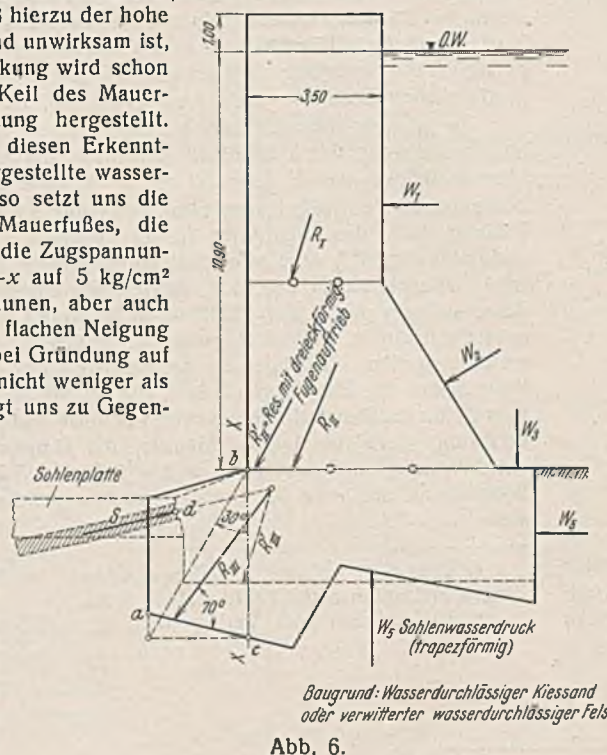


Abb. 6.

rücken des Kipppunktes wesentlich verbessert. Leider hat eine solche Sohlenplatte den Nachteil, daß sie, um auftriebsicher zu sein, oft recht dick ausgeführt werden muß. Kommt nun die hohe Schleusenmauer infolge Nachgebens der Untergrundes oder Vergrößerung der Außenkräfte zum Kippen, so übt sie auf die Sohlenplatte eine schräg nach abwärts gerichtete Kraft S aus, deren Reaktionskräfte nur durch eine Gewölbewirkung in der ebenen Platte ausgelöst werden können, wozu diese aber nicht geeignet ist. Somit weist uns schon der naturgemäße Kräfteverlauf auf die Anwendung eines umgekehrten Sohlengewölbes mit möglichst hochliegendem Widerlager an der bedrohten Mauer hin, über dessen statische Wirkungsweise wir uns durch die Lösung folgender Aufgabe Klarheit verschaffen wollen: Am Umfang eines kreisbogenförmigen Gewölbes greift die konstante Pressung p mittig gerichtet an. Welche Form hat die Stützzlinie, und wie groß ist die jeweilige Tangentialkraft der Stützzlinie? Aus Abb. 7 können wir, da in unserem Falle $S + dS = S$, also $dS = 0$ ist, sofort die Differentialgleichung $S d\varphi = p dx$ anschreiben.

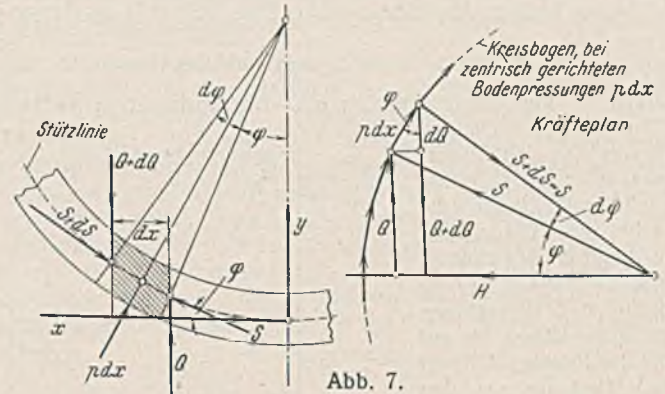


Abb. 7.

Ferner ist bei den Stützzlinienkurven ganz allgemein der Neigungswinkel der Tangentialkraft $\varphi = \frac{dy}{dx}$ und daher $d\varphi = \frac{d^2y}{dx^2}$; wird dieser Wert in die Differentialgleichung eingesetzt, so ergibt sich $S \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = p dx$ bzw. $S \cdot \frac{d^2y}{dx^2} = p$. Das allgemeine Integral dieser Gleichung lautet: $Sy = C_1 + C_2 x + p \cdot \frac{x^2}{2}$, die Kurve ist demnach eine Parabel. Für den gewählten Koordinatennullpunkt ist $x=0, y=0$ und $\frac{dy}{dx} = 0$, daher erhält man für die Stützzlinie die einfache Parabelgleichung $Sy = p \cdot \frac{x^2}{2}$ und für $x = \frac{l}{2}$ und $y = f$ die Tangentialkraft am Kämpfer $S = \frac{p l^2}{8 f}$ mit der Neigung $\text{tg } \varphi = \frac{f}{l}$. Für unsere Untersuchung ist noch der

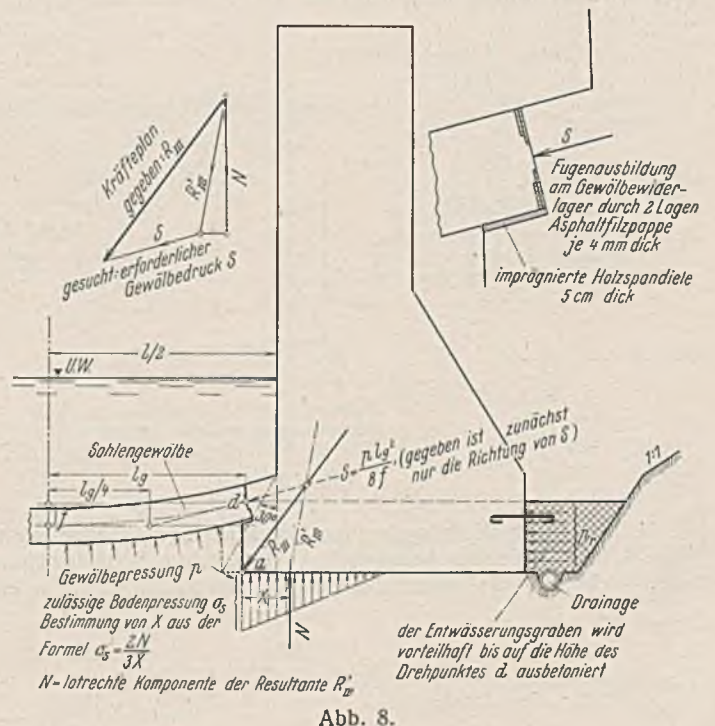


Abb. 8.

Krümmungshalbmesser $\rho = \frac{dx^2}{dy} = \frac{S}{p} = \frac{l^2}{8f}$ von Wichtigkeit. Der Vergleich mit der bekannten Kreisformel $r = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2}$ sagt uns, je flacher das Gewölbe, desto mehr nähert sich die Stützlinie der Kreisbogenform.

Die Ermittlung der Größe des Gewölbedrucks S und die Bemessung der Gewölbedicke des Sohlengewölbes gestaltet sich recht einfach, wenn sie nach der Festsetzung eines etwas kleineren als des zulässigen Bodendrucks an der Kante a des Mauerfußes wie folgt durch Versuchsrechnungen ermittelt werden. Nach Abb. 8 ist die Gesamtresultante R_{III} sowie die Richtung der Widerlagerreaktion S des Gewölbes gegeben. Die Strecke x und damit auch die Normalkraft N müssen nun so lange geändert werden, bis die zulässige Bodenpressung σ_s aus der Gleichung $\sigma_s = \frac{2N}{3x}$ erhalten wird. Aus dem Kräfteplan findet man zunächst die neue Resultante R'_{III} und sodann den erforderlichen Gewölbedruck S . Die Bodenpressung infolge des Gewölbedrucks errechnet sich aus $p = \frac{S \cdot 8f}{lg^2}$; hierzu kommt noch das Eigengewicht des Gewölbes. Selbstverständlich ist von dieser Pressung ein etwa vorhandener Auftrieb in Abzug zu bringen. Günstig ist es, wenn man den Mauerfuß etwas unter das Gewölbe greifen läßt, weil sich dann die Kante a bei einer Verdrehung um den Punkt d nach abwärts bewegt, und vorteilhaft die Ausbetonierung des rückseitigen Entwässerungsgrabens bis auf die Höhe des Punktes d , damit bei einer Drehung um den Kippunkt d die geweckten Einkellkräfte p_r unmittelbar vom gewachsenen Boden ausgeübt werden können. Namentlich bei einer Schleusen Gründung auf festgelagertem Feinsand mit starkem Wasserandrang ist eine Spundwand auf der Mauerrückseite recht vorteilhaft (Abb. 9).

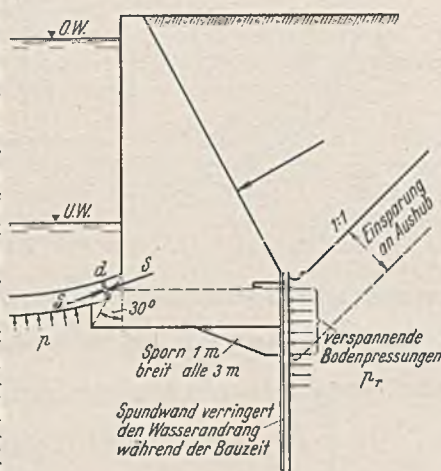


Abb. 9.

Als recht günstig in bezug auf die Verspannung zwischen Sohlengewölbe und Kammermauer darf ferner die Eigenschaft des Quellens des Betons unter Wasser bezeichnet werden, das durch die Beigabe von quellbaren hydraulischen Bindemitteln, wie Traß oder Thurament, wesentlich verstärkt wird. Um diese Wirkung schon in der ersten Zeit seines Bestehens sicherzustellen, ist das Gewölbe nach dem Betonieren dauernd naß zu halten, was in der tiefen Schleusenbaugrube leicht möglich ist. Plastischer Beton im Mischungsverhältnis 1:7 aus Traßportlandzement schwillt unter Wasser bis zu 0,15 mm/m im ersten Jahr und erreicht nach fünf Jahren eine Längenzunahme von etwa 0,25 mm/m.

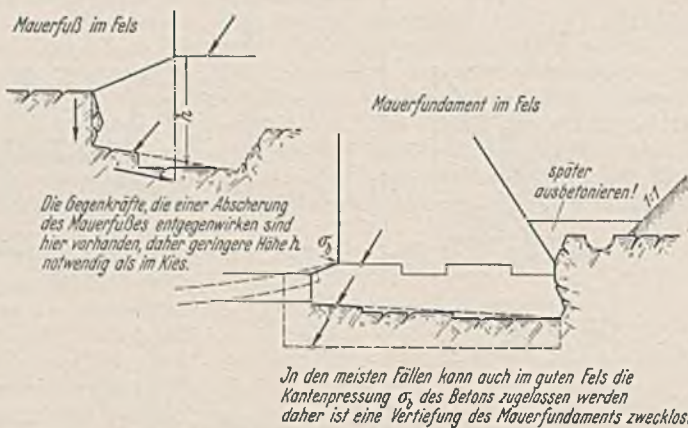


Abb. 10.

Nach vorstehenden eingehenden Untersuchungen können wir unsere Frage 4 folgendermaßen beantworten: Umgekehrte Sohlengewölbe entlasten nicht nur die Mauerfüße der Kammermauern, sondern erhöhen

auch deren Kippsicherheit wesentlich durch Hinaufrücken der Kippkante und Einkellung der Mauerrückseite in den Untergrund durch die Verspannungskräfte p_r .

Ich möchte diesen Abschnitt nicht abschließen, ohne eine Mahnung an die „Felsausreißer“ gerichtet zu haben: Bei Gründungen auf Fels sollen die oberen verwitterten Gesteinsschichten oft bis zu einer Tiefe von 1,0 m entfernt werden, aber dann sitzt das Bauwerk auf einer im Verhältnis zu seinen Abmessungen unendlich großen Felsbank, die Pressungsversuchen entsprechend, selbst bei dünner Gesteinsschichtung, oft mehr Festigkeit aufweist als der eingebrachte Fundamentbeton, der zudem noch den Angriffen schädlicher Grundwässer ausgesetzt ist. Dagegen ist eine Verkleidung eines leicht verwitterbaren Felsens in der Schleusenkammer durch eine dünne Sohlenplatte, die bei Auftrieb als umgekehrtes Gewölbe wirkt, oft empfehlenswert (s. Abb. 10).

5. Frage: Worauf ist bei Betonmischungen für den Schleusenbau zu achten?

Wie eingangs erwähnt, ist durchaus nicht ein hoher Zementgehalt oder ein reichlicher Sandzusatz, die beide recht vertuernd auf die Preisgestaltung des Betons wirken, für die Wasserundurchlässigkeit des Betons erforderlich. Plastischer Beton, Mischung 1:10, kann bei geeigneter Kornzusammensetzung schon in 20 cm dicken Platten bei einem Wasserdruck bis zu 7 at vollkommen undurchlässig sein²⁾, während, wie die Erfahrung an einem Kraftwerk zeigte, ein sehr sandreicher Beton, Mischung 1:5, bei 80 cm Wanddicke unter 1 m Wasserdruck sich durchlässig zeigte, obwohl er eine genügend hohe Druckfestigkeit aufwies. Flußwasser wirkt fast immer mehr oder weniger angreifend auf Beton, weil es schwefelsaure Salze und Kohlensäure bei geringer Karbonathärte enthält, z. B. weist das Neckarwasser bei einer Karbonathärte von 10 bis 15 ‰ einen SO₃-Gehalt von 140 bis 160 mg/l und einen pH-Wert bis herunter auf 6,3 auf (der pH-Wert bezeichnet die Wasserstoff-Ionenkonzentration; neutrales Wasser hat den pH-Wert 7, von 7 abwärts reagiert es sauer, von 7 aufwärts alkalisch, die Bestimmung der pH-Werte geschieht am einfachsten mit dem Follen-Kolorimeter nach Wulff). Wirkt weiches, schwefelsalz- und kohlenstoffhaltiges Flußwasser unter Druck auf wasserundurchlässigen Beton, so wird der für die Festigkeit notwendige überschüssige Kalk des Zements rasch ausgelaugt und auch der gebundene Kalk bei der steten Wassererneuerung durch die Schwefelsalze in Gips und Kalktonerdesulfat umgewandelt. Namentlich mit wasserundurchlässigem Stampfbeton, Mischung 1:8 und 1:10, wurden in dieser Hinsicht bei manchen Schleusen sehr schlechte Erfahrungen gemacht. Eine jetzt schon jahrelang als durchaus wasserdicht und säurebeständig erprobte Betonmischung der Neckarbaudirektion Stuttgart aus Traßportlandzement 30/70 ‰, Mischung 1:7, wurde vom Verfasser in Bautechn. 1937, Heft 1, S. 8, angegeben. Mit dieser Mischung wurden auf der Baustelle im Mittel Festigkeiten $W_{b28} = 150 \text{ kg/cm}^2$ erreicht; fällt sie unter 120 kg/cm², so ist die Kornzusammensetzung nicht in Ordnung, bei weniger als 100 kg/cm² Festigkeit ist die Dauerhaftigkeit dieser Betonmischung in Frage gestellt. Bei Traß und Thurament wird angenommen, daß die lösliche Kieselsäure mit dem freien Kalk des Zements in Verbindung tritt, daher zeigt ein Traßzusatz bis zu 30 ‰ sowie ein Thuramentzusatz bis zu 50 ‰ nahezu keinen Festigkeitsabfall des Zements bei der Normenprüfung. Traßportland- und Thuramentzement ist daher auch in bezug auf die Festigkeit ein vollwertiger Zement, der sogar gegenüber dem gewöhnlichen Portlandzement eine etwas höhere Zugfestigkeit aufweist.

Wir können nunmehr unsere Frage 5 wie folgt beantworten: Es ist nicht notwendig, durch reichliche Zementzugabe einen Beton mit höherer Druckfestigkeit als $W_{b28} = 150 \text{ kg/cm}^2$ zu wählen, vielmehr sind die Zementmenge und die Kornzusammensetzung so zu wählen, daß bei der Prüfung nach den Richtlinien für die Prüfung von Beton auf Wasserundurchlässigkeit³⁾ eine möglichst vollkommene Wasserdichtheit erreicht wird. Hierbei ist zu beachten, daß ein Stampfbeton nie wasserdicht ist, daher soll ein plastischer, zähflüssiger Beton mit 8 bis 10 Gew.-% Wasserzusatz mit einem möglichst geringen Sandzusatz (zwischen 36 bis 44 ‰) erstrebt werden. Wichtiger als der Nachweis der Druckfestigkeit ist eine Prüfung auf die Biegezugfestigkeit, die im Mittel bei 28 Tage alten, aus dem Beton der Baustelle hergestellten Betonsäulen 20 kg/cm² betragen soll. Erfahrungsgemäß genügt bei Mauern, die Druckwasser ausgesetzt sind, ein Mischungsverhältnis 1:7, während für im Wasser ohne einseitigen Wasserdruck stehende Mauern ein Mischungsverhältnis 1:9 vollkommen ausreicht.

²⁾ Vgl. den Aufsatz Schadensverhütung an Betonbauten des Verfassers in Bautenschutz 1937, Heft 7, S. 85.

³⁾ Zu beziehen vom Verlag Wilh. Ernst & Sohn.

Alle Rechte vorbehalten.

Geschweißte Stahlbogenbrücken über die Reichsautobahnrennstrecke bei Dessau.

Von Dr.-Ing. Karl Schaechterle und Dipl.-Ing. Rudolf Riedl.

(Schluß aus Heft 18.)

Für die Längsträger wurden Normalprofile Nr. 36 gewählt. Die Unterkanten von Querträger und äußeren Längsträgern liegen gleich hoch, die Unterkanten der inneren Längsträger 60 mm höher. Der Zuggurt der Querträger bleibt also frei vom Anschluß der inneren Längsträger (Abb. 19). Die in der Werkstatt absichtlich etwas streng passenden inneren Längsträger wurden auf der Baustelle an der Ausklinkungsstelle im Oberflansch nachbearbeitet.

Die äußeren Längsträger laufen über rd. 13 m ungestoßen durch. Der Baustoß (Abb. 20) liegt im Feld, nicht über der Stütze. Der schwierige Stoß eines Walzträgers wurde durch die Verwendung eines

Über die äußeren Längsträger krägt die Fahrbahn um 850 mm vor (Abb. 18). Statt der Buckelbleche sind hier Flachbleche angeordnet, das Trägergerippe liegt oberhalb, so daß eine vollkommen glatte Untersicht der Konsole entsteht. Über jedem Querträger kragen gehaltete I 36 aus, die mit einem Streifen des Flachbleches zusammen wieder einen I-Querschnitt ergeben. Diese Träger, deren Spannweite etwa 400 mm beträgt, tragen den Saumträger, der etwa an den gleichen Stellen wie der äußere Längsträger stumpf gestoßen ist. Auf diesen Saumträger stützen sich wieder in den Mittelpunkten zwischen den Querträgern Flacheisen 140 · 10, die andererseits auf dem äußeren Längsträger aufrufen. Um dieses Trägergerippe in seiner Steifigkeit noch zu verstärken, wurden die Flacheisen 140 · 10 noch über den Randlängsträger hinweggeführt und an einem Quereisen 160 · 18 befestigt, das vorkopf an den eigentlichen Konsolträgern sitzt.

An den Brückenenden ruhen sämtliche Längsträger auf einfachen Gleitlagern. Die niedrige Bauhöhe der Gleitlager kam dem Wunsche, zwischen Auflagerbank und Trägeruntergurt möglichst wenig Luft zu haben, entgegen. Da auch die inneren Längsträger besonders gelagert sind, konnte der Endquerträger zwischen die Längsträger eingekuppelt, entsprechend leichter (IP 22) ausgebildet und dadurch die Auflagerbank für die Brückenunterhaltung zugänglich gemacht werden (Abb. 21).

Der Fahrbahnabschluß ist als einfacher Schleppblechübergang ausgebildet. Beim Einbau war auf vollkommen sattes Aufliegen dieses Schleppbleches auf dem festen Widerlagerwinkel zu achten. Die Gehwegkonsole mit dem Saumträger schiebt sich hinter die Gesimssteine

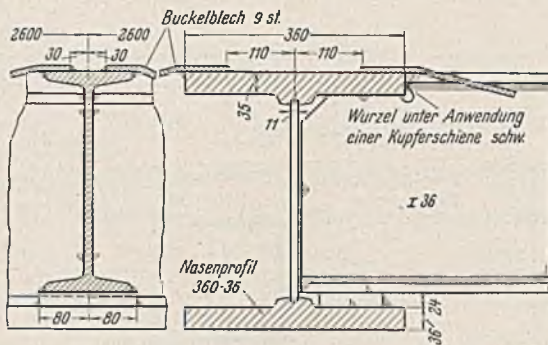


Abb. 19. Anschluß der Längsträger an den Querträger.

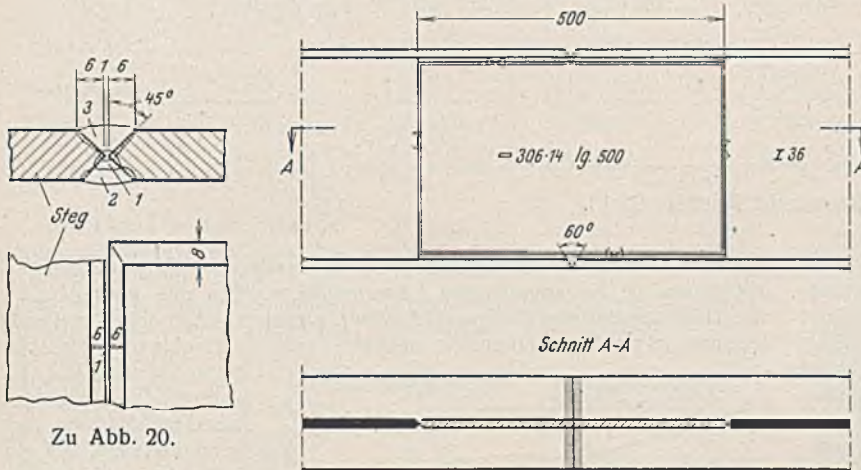
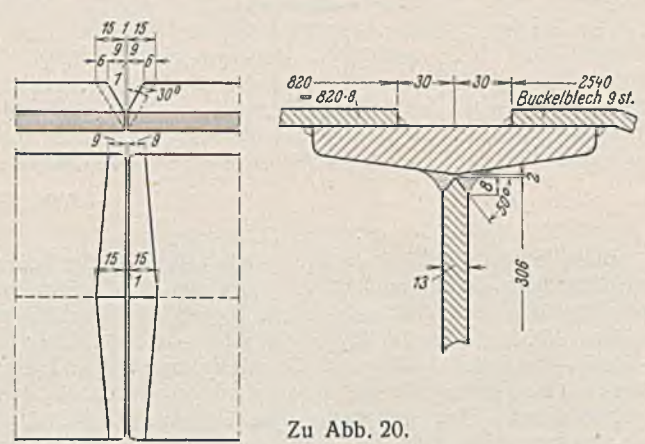
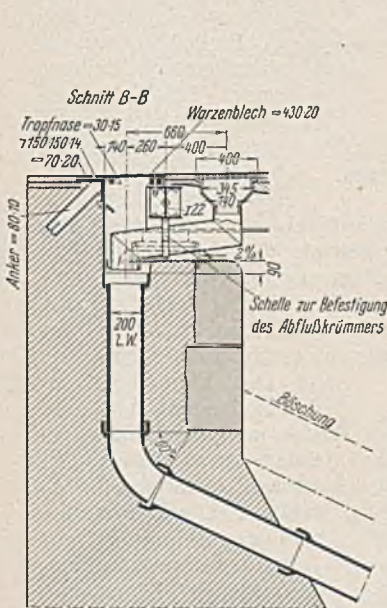


Abb. 20. Stoß des äußeren Längsträgers.



Zu Abb. 20.



Zu Abb. 21.

Fenster-(Einsatz-)stegbleches erleichtert, das es ermöglicht, die Gurte einwandfrei durchzuschweißen und die Eigenspannungen zum Teil auszuschalten.

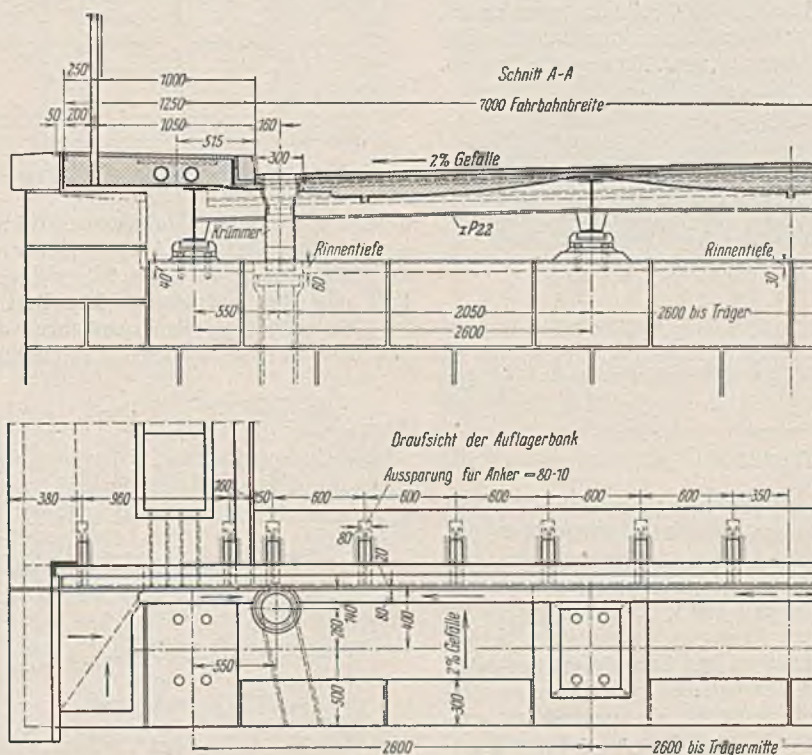


Abb. 21. Endlager der Längsträger. Fahrbahnübergang.

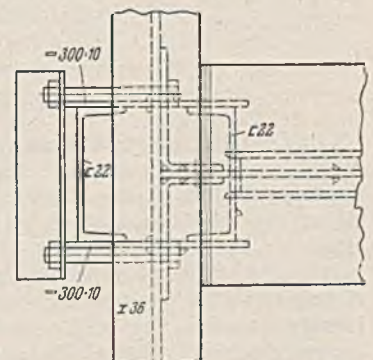
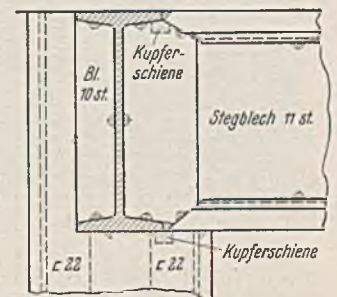


Abb. 22. Auflagerung von Längs- und Querträger auf der Stütze.

der Flügelmauer, so daß in der Ansicht nichts von der Fuge zwischen Bauwerk und Widerlager zu sehen ist.

Ein bemerkenswerter Punkt ist noch die gemeinsame Auflagerung von Quer- und äußeren Längsträgern auf den Stützen (Abb. 22). Da die Gurte des Querträgers wesentlich stärker sind als die des Längsträgers, hat man die schweren Nasenprofile am Ende auf der Nasenseite bis auf die Dicke des Längsträgergurtes flach abgeschragt und an diesem mit Stumpfnähten angeschlossen. Am Beginn dieser Abschragung ist das Querträgerstegblech stumpf gestoßen; das kurze Verlängerungsblech hat entsprechend der abnehmenden Gurtdicke größere Höhe.

Die Stütze ist an ihrer Außenseite bis Oberkante Längsträger hochgeführt, der Längsträger hat außen zwischen seinen Flanschen den seitlichen Stützenblechen entsprechende Aussteifungen erhalten, wodurch der Stützenkasten allseits abgeschlossen ist. Auf Abb. 22 ist im Grundriß auch noch die Behelfsverbindung zu sehen, die den Zusammenbau erleichterte.

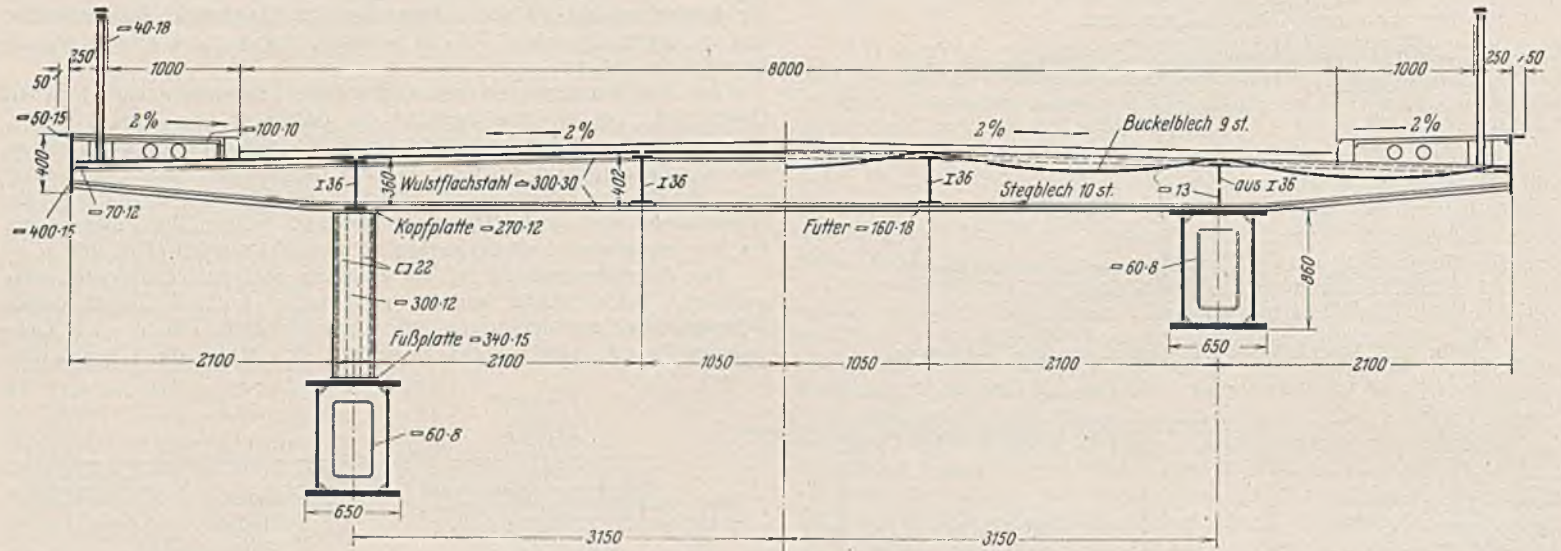


Abb. 23. Querschnitt Bauwerk Ds 13.

Aus diesem Grunde wurde auch die Einspannung der Pfosten im Beton durch zwei Quereisen verbessert, die gleichzeitig die sperrigen Geländerfelder zu einem geschlossenen Rahmen zusammenfassen.

Zur Ausarbeitung des Ausführungsentwurfs wurde die Stahlbaufirma Eggers, Hamburg (Oberingenieur Graßl), herangezogen. Die Ausführung der Bauwerke Ds 9 und Ds 10 wurde dieser Firma, die der Bauwerke Ds 13 und Ds 15 der Firma Dörnen, Dortmund-Derne, übertragen.

IV. Berechnung und Bemessung der Bogen.

Bei der Vorberechnung wurde ein Verfahren angewendet, das ohne genauere Kenntnis der endgültigen Abmessungen (Lage der Kernpunkte) ziemlich genaue Ergebnisse liefert. Allgemein gilt bei flachen Bogen für die Randspannung

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{H \cdot \cos \varphi}{F} \pm \frac{M - Hy}{W}$$

Für jede der beiden Randspannungen sind verschiedene Belastungslängen maßgebend. Die zugehörigen Lastscheiden wurden nun nach Abb. 25 mit Hilfe geschätzter Kernpunktstände ermittelt, dann aber die Randspannungen nicht aus Kernpunktmomenten, sondern nach obiger allgemeinen

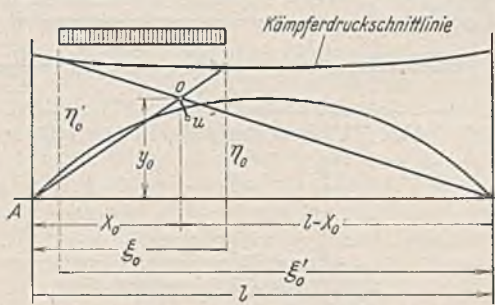
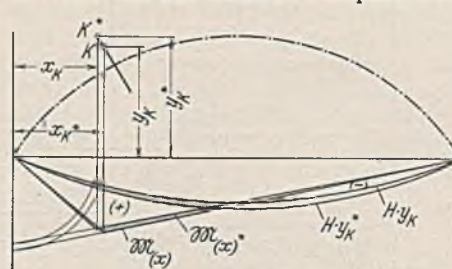


Abb. 25. Ermittlung der Lastscheiden.

Formel errechnet. Es können dann die genauen Systemmaße verwendet werden, und ein Fehler in der Schätzung der Lastscheiden wirkt sich nur in dem Teil der Einflußlinie aus, der ganz geringe Beiträge bringt. Bei Weiterrechnung mit Kernpunktmomenten hingegen beeinflusst eine Fehlschätzung der Kernweite

gerade die größten Einflußzahlen (Einzellast) sehr stark und wirkt sich sowohl für die ständige Last wie für die gesamte Verkehrslast (Einzellast und Streckenlast) aus (Abb. 26), während im ersteren Falle die ständige Last und die maßgebende Einzellast der Verkehrslast fehlerfrei sind.

Die endgültigen Randspannungen der ausgeführten Querschnitte wurden dann mit den üblichen Kernpunktmomentenverfahren nachgewiesen.



K tatsächliche Lage des Kernpunktes
K* geschätzte " " "
= Zuwachs an (+)-Fläche (Fehler)

Abb. 26. Fehler bei Vorberechnung mit Kernpunktmomenten.

Die Einflußlinie für den Horizontalschub ergibt sich aus der Momentenlinie des mit den w-Gewichten belasteten Freibalkens. Die w-Gewichte sind die Teilflächen der längs der Bogenachse aufgetragenen Momentenfläche für H = 1. Der Einfluß der Quer- und Normalkräfte wurde vernachlässigt. Da der Bogen nur in den Pfostenpunkten belastet wird, ist die Einflußlinie für H ein Vieleck.

Beim Bauwerk Ds 13, das mit 1,0 + 8,0 + 1,0 = 10,0 m Breite zwischen den Geländern um 1,0 m breiter ist als die eben beschriebenen Bauwerke Ds 9 und Ds 10, mußte das Fahrbahngerippe etwas anders ausgebildet werden (Abb. 23). Die Querträgerhöhe ist durch den äußeren Längsträger — I 36 — festgelegt. Von dem Grundsatz in gleicher Höhe liegender Quer- und Längsträgerunterkanten wollte man aus schönheitlichen Gründen nicht abgehen. Man hat deshalb an Stelle der äußeren Flachbleche zwischen Randlängsträger und Saumträger noch ein weiteres Buckelblech angeordnet und ließ, da ein oberliegender Konsolträger nicht mehr möglich war, den Querträger als Konsole über die Stützenreihe vorkragen. Um gleiche Abstände der Längsträger (2100 mm) zu erhalten, wurden die Bogen auf 6300 mm Achsabstand zusammengerückt. Das fertige Bauwerk zeigt, daß auch diese Anordnung vollkommen befriedigt.

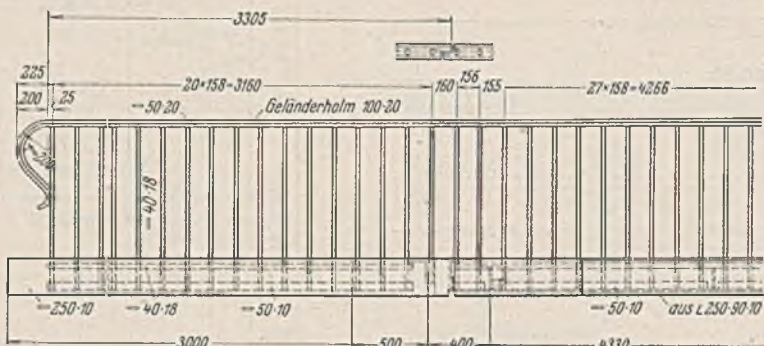


Abb. 24. Geländer.

In Übereinstimmung mit den übrigen Überführungsbauwerken der RAB wurde das Geländer als reines Pfostengeländer ausgebildet (Abb. 24). Sämtliche Pfosten stehen lotrecht im Räume (also nicht senkrecht zum Holm, der der Ausrundung folgt) und sind gleich stark (40 x 18). Der Holm ist aus zwei Flachhlsen 50 x 20 und 100 x 20 zusammengesetzt und besitzt an den Fahrbahnübergängen Bewegungsfugen. Die beiden Holme sind ohne Verwendung von Schrauben und Langlöchern nur durch ineinanderstecken der beiden passend bearbeiteten Holmenden in Verbindung gebracht. Das Geländer wurde kräftiger, als sonst üblich, ausgebildet, weil bei Rennen oder anderen Veranstaltungen auf der Rennstrecke die Geländer außergewöhnliche Seitendrücke aushalten werden.

Tafel I.

	Ds 9		Ds 13	
	Bogenmitte	Viertelpunkt	Bogenmitte	Viertelpunkt
$M_K^U g$	+ 42,80 tm	+ 29,32 tm	+ 51,30 tm	+ 35,09 tm
max $M_K^U t$	+ 10,60 "	+ 8,76 "	+ 13,51 "	+ 11,24 "
max $\varphi M_K^U p$	+ 132,80 "	+ 182,90 "	+ 159,01 "	+ 214,36 "
max M_K^U	+ 186,20 tm	+ 220,98 tm	+ 223,82 tm	+ 260,69 tm
min σ_o	- 1100 kg/cm ²	- 1395 kg/cm ²	- 1050 kg/cm ²	- 1310 kg/cm ²
$M_K^O g$	+ 42,80 tm	+ 29,32 tm	+ 51,30 tm	+ 35,09 tm
min $M_K^O t$	- 10,60 "	- 8,76 "	- 13,51 "	- 11,24 "
min $\varphi M_K^O p$	- 36,30 "	- 110,20 "	- 56,54 "	- 132,76 "
min M_K^O	- 4,10 tm	- 89,64 tm	- 18,75 tm	- 108,91 tm
max σ_o	+ 24 kg/cm ²	+ 565 kg/cm ²	+ 88 kg/cm ²	+ 575 kg/cm ²
$M_K^O g$	- 9,98 tm	- 22,60 tm	- 15,13 tm	- 26,70 tm
min $M_K^O t$	- 11,43 "	- 9,51 "	- 14,62 "	- 12,27 "
min $\varphi M_K^O p$	- 70,05 "	- 150,75 "	- 99,60 "	- 179,64 "
min M_K^O	- 91,46 tm	- 182,86 tm	- 129,35 tm	- 218,61 tm
min σ_u	- 540 kg/cm ²	- 1155 kg/cm ²	- 610 kg/cm ²	- 1100 kg/cm ²
$M_K^O g$	- 9,98 tm	- 22,60 tm	- 15,13 tm	- 26,70 tm
max $M_K^O t$	+ 11,43 "	+ 9,51 "	+ 14,62 "	+ 12,27 "
max $\varphi M_K^O p$	+ 92,10 "	+ 150,00 "	+ 109,83 "	+ 176,50 "
max M_K^O	+ 93,55 tm	+ 136,91 tm	+ 109,32 "	+ 162,07 tm
max σ_u	+ 551 kg/cm ²	+ 865 kg/cm ²	+ 515 kg/cm ²	+ 815 kg/cm ²

Die Tafel I enthält eine Zusammenstellung der maßgebenden Kernpunktmomente und Beanspruchungen in Bogenmitte und im Viertelpunkte. Hierin wurde ein Wärmeunterschied von $\pm 35^\circ C$ berücksichtigt. Die Lastenaufstellung ist aus Abb. 27 zu ersehen. Die gewählten Bogenabmessungen sind aus Abb. 14 zu ersehen.

Die Knicksicherheit des Bogens wurde sowohl aus der Ebene wie in der Ebene nachgewiesen.

Der Untersuchung „aus der Ebene“ wurde zugrunde gelegt, daß der Bogen im Scheitel eingespannt und am Kämpfer gelenkig festgehalten ist. Die Knicklänge ergibt sich dann mit

$$s = \frac{b}{2} \cdot \frac{l}{\sqrt{2}} = 17,3 \text{ m.}$$

Mit $\lambda = 87,4$ wird $\sigma_k = 2176 \text{ kg/cm}^2$ und $\nu = \frac{2176}{370} = 5,9$ gegenüber

$$\nu_{\text{erf}} = \frac{\sigma_k}{\sigma_{\text{zul}}} \cdot \omega = \frac{2176}{1400} \cdot 1,78 = 2,77.$$

Bei halbseitiger Belastung, die die größten Druckspannungen ergibt, tritt gleichzeitig eine stabilisierende Zugspannung am gegenüberliegenden Rande auf, so daß ein Kippproblem vorliegt. Eine eingehende Untersuchung ergab 1,67fache Sicherheit gegen Auskippen des Druckgurtes¹⁾.

Die Knicksicherheit „in der Ebene“ wurde nach Stüssi²⁾ untersucht und ergab sich mit $\nu = 5,4$ gegenüber $\nu = 2,54$.

Der Bogen wird noch durch Wind auf den Bogen selbst und auf die Stützen beansprucht. Er leitet die Windkräfte in die Kämpfer und im Scheitel in die Fahrbahntafel weiter. Die größte Biegespannung im Bogen durch Wind beträgt 110 kg/cm^2 .

¹⁾ In Hartmann: „Knickung, Kippung, Beulung“ wird mindestens 1,5fache Sicherheit gefordert.

²⁾ Stahlbau-Kalender 1937, S. 213.

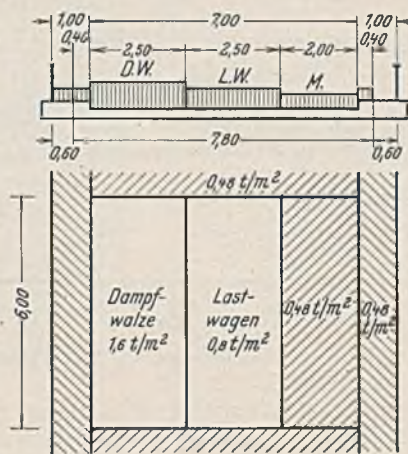


Abb. 27. Aufstellung der Belastung.

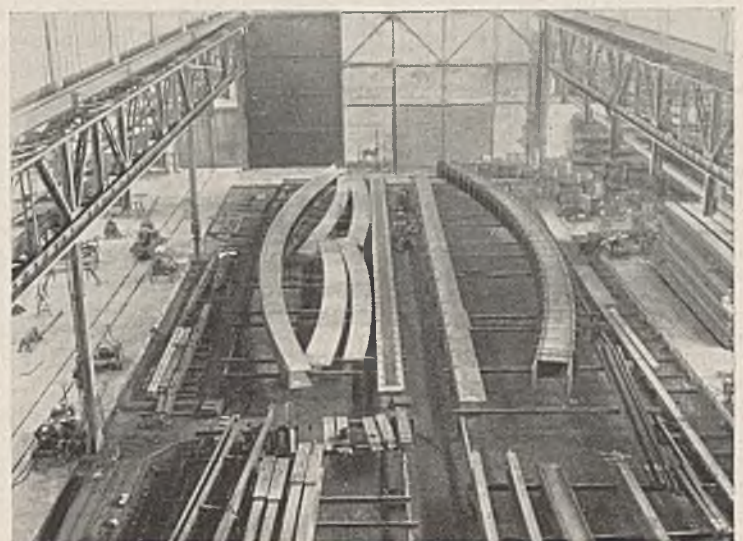


Abb. 28. Zusammenbau der Bogen in der Werkstatt.

verschweißt (Stehnaht) und mit dem Stegblech (Hilfswinkel) verschraubt wurden. Nachdem das zweite Stegblech aufgebracht, mit dem Gurt gespannt und verheftet und mit den Querschotten verschraubt und der Bogen um 180° gedreht war (Abb. 29), wurden die nunmehr oberliegenden Halsnähte, von Bogenmitte ausgehend, an beiden Stegen gleichzeitig verschweißt, ferner die beiden untenliegenden Anschlußnähte der Schotten.

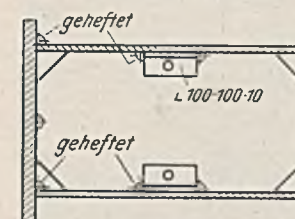


Abb. 29. Zusammenbau der Stegbleche mit der Gurtung.

In der Fahrbahntafel als Windträger ergibt sich eine Zusatzbeanspruchung von 140 kg/cm^2 im Randlängsträger.

Da bei den Gurtstößen mit Nähten erster Güte die Beanspruchungen auf Zug weit unter $0,8 \sigma_{\text{zul}}$ bleiben, erübrigt sich ein besonderer Nachweis. Das gleiche gilt für die Stegblechstumpfnähte, mit Ausnahme der Stegnähte beim Baustoß in Brückenmitte, die nur als Nähte zweiter Güte ausgeführt werden konnten. Ein kurzer Nachweis zeigt, daß auch bei diesen Nähten die zulässigen Beanspruchungen nicht erreicht werden.

$$Q = 29,71 \text{ t}$$

$$\tau_1 = \frac{29710}{2 \cdot 1,2 \cdot 78,4} = 160 \text{ kg/cm}^2 < 650 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 1050 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck)}$$

$$\sigma_1 = 1050 \cdot \frac{392}{430} = 950 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{950}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{950^2 + 4 \cdot 160^2} = 965 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 0,9 \cdot 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Stegbleche wurden nach dem Deckblatt zur BE § 42 auf Ausbeulen untersucht. Da Querschotten nur unter den Stützen angeordnet sind, ergibt sich $\alpha = \frac{a}{b} = 6,5$. Die Bausicherheit bleibt mit $\nu = 1,85$ erheblich über 1,4.

V. Zusammenbau in der Werkstatt.

In der Werkstatt wurde, wie bereits aus dem Vorgesagten hervorgeht, je ein halber Bogen von etwa 24,2 m zu einem Bauteil zusammengebaut (Abb. 28). Da die Gurtplatten in dieser Länge nur schwer zu erhalten waren, mußten sie etwa im Viertelpunkte stumpf gestoßen werden (Abb. 13). Die Stegbleche wurden aus je sechs Teilen ebenfalls mittels Stumpfschweißung (X-Nähte) zusammengesetzt. Nachdem diese Werkstattstöße geröntgt waren, folgte der Zusammenbau (Ds 9 und Ds 10) in der Weise, daß zunächst ein waagrecht liegendes Stegblech mit dem hochkant stehenden Obergurt verspannt und leicht verheftet wurde, dann sämtliche Querschotten mit dem Gurt

Vor dem Ziehen dieser Nähte wurde der Bogen aufgerichtet, in kurzen Abständen

unterbaut und die Einhaltung der plangemäßen Form nochmals überprüft. Dann wurden die unteren Halsnähte von der Mitte aus nach beiden Seiten und an beiden Stegblechen gleichzeitig in drei Lagen geschweißt. Dieser Schweißvorgang hat sich sehr gut bewährt, die plangemäße Form wurde gut eingehalten, so daß keinerlei Richtarbeiten erforderlich waren.

Der Vorgang bei den Bogen für Ds 13 und Ds 15 war ähnlich, nur konnten nach dem Aufrichten des Bogens auch die inneren Kehlnähte der unteren Gurtplatten nachgeschweißt werden. Die Belüftungsanordnung für diese Arbeiten in dem engen Kasten wurde bereits erwähnt.

VI. Aufstellung der Stahlüberbauten.

Für die Anfuhr der etwa 12 t schweren und rd. 25 m langen Bogenhelfen stand bei Ds 9 und Ds 10 ein meist zweispurig über den größten Teil der Rennstrecke verlegtes Gleis der Deckenfirma zur Verfügung. Dieses Gleis war stark belastet, während des Tages fuhr fast alle fünf Minuten ein Zug, doch fand sich in den späten Abendstunden eine Zugpause,



Abb. 30. Anfuhr der Bogenhälften.

während deren die Träger angefahren werden konnten. Die Deckenfirma hatte ihren Umschlagbahnhof an einem Anschlußgleis der Reichsbahn eingerichtet, so daß die Bogenhälften unmittelbar vom Bahnwagen auf die Feldbahn abgeschoben werden konnten. Auf zwei Plattformwagen wurde dann jeder Bogen an die Baustelle gezogen (Abb. 30 u. 31).

In Abb. 32 sind die wichtigsten Aufstellungszustände dargestellt. Gut bewährt hat sich der fahrbare Turmkran von 15 t Tragfähigkeit, mit dessen Ausleger die ganze Fahrbahnbreite bestrichen werden konnte. Abb. 33 zeigt den ersten Bauzustand. Die erste Bogenhelfe ist auf die Mittelstütze und den Hilfsbock vor dem Kämpferstein aufgelagert. Die zweite Bogenhelfe liegt noch (etwas verdeckt) am Boden. Die Kämpfersteine sind noch nicht belastet (Abb. 34).

Nachdem der Mast auf seinen Schienen auf die andere Straßenseite gefahren und die andere Bogenhelfe eingesetzt war (Bauzustand 2, Abb. 35), wurden die Hilfsstellen in Bogenmitte geschlossen, die beiden Bogen ausgerichtet und der Mittelstoß geschweißt. Auf Abb. 30 erkennt man das eingebaute Hilfsstegblech mit der Bohrung für das Mittelgelenk. In Abb. 36 sieht man das geschlossene Mittelgelenk, die Gurnähte sind bereits fertig geschweißt und werden eben abgeschliffen, die beiden Einsatzstegbleche fehlen noch.

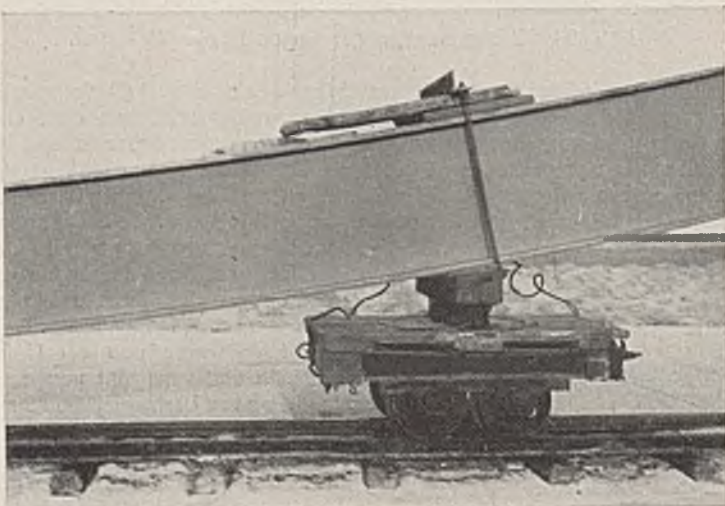
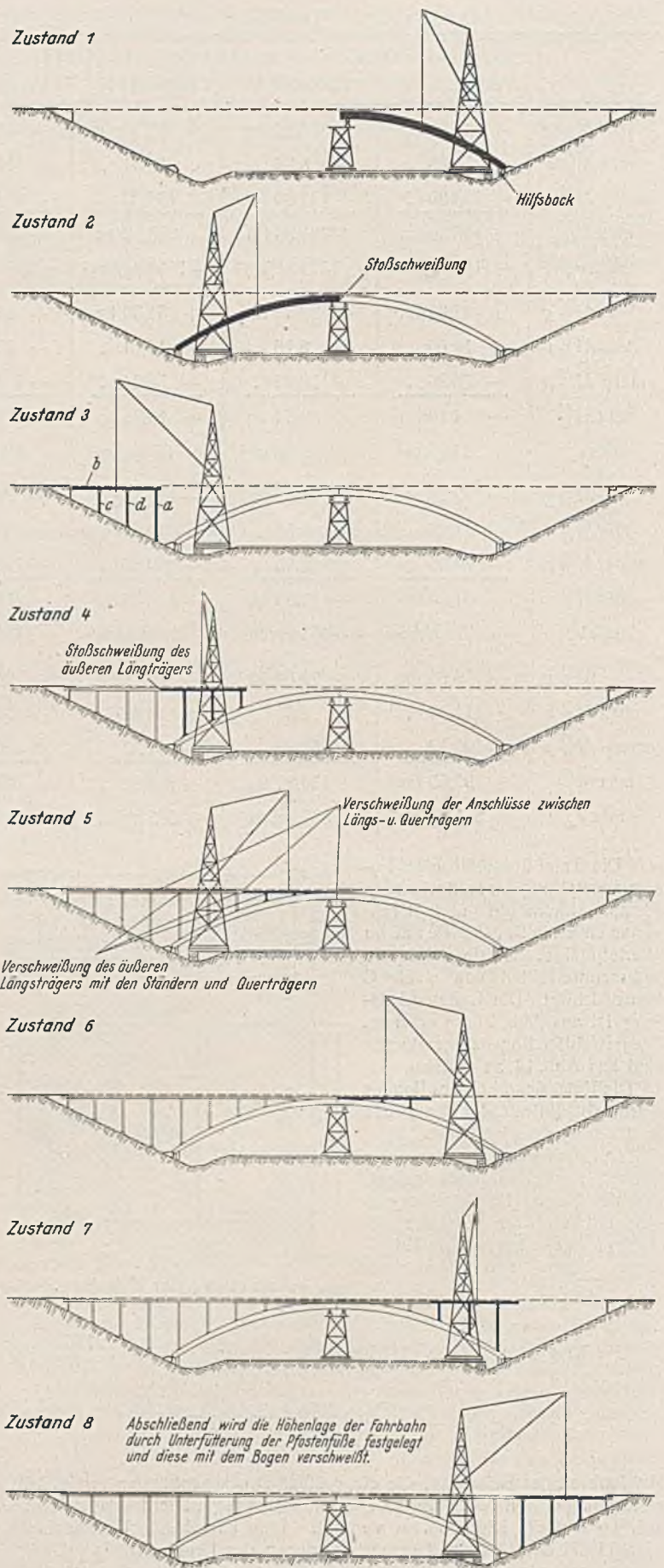
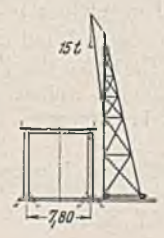


Abb. 31. Lagerung auf dem Plattformwagen.



Zustand 8 Abschließend wird die Höhenlage der Fahrbahn durch Unterfütterung der Pfostenfüße festgelegt und diese mit dem Bogen verschweißt.

Abb. 32. Bauzustände.



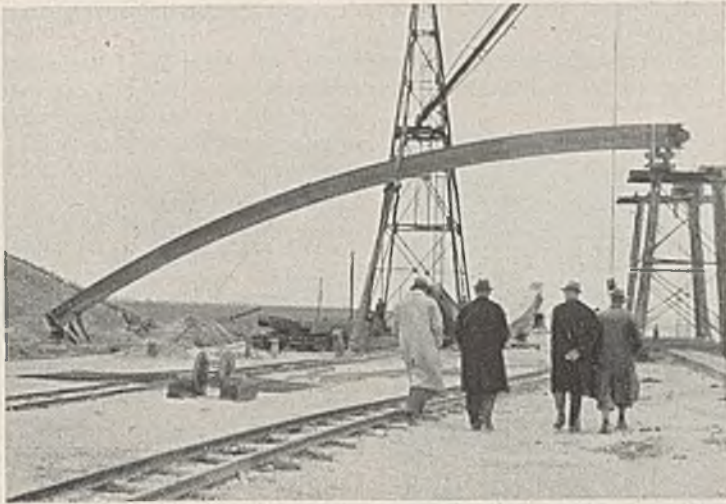


Abb. 33. Bauzustand 1. Der erste halbe Bogen ist aufgelegt.

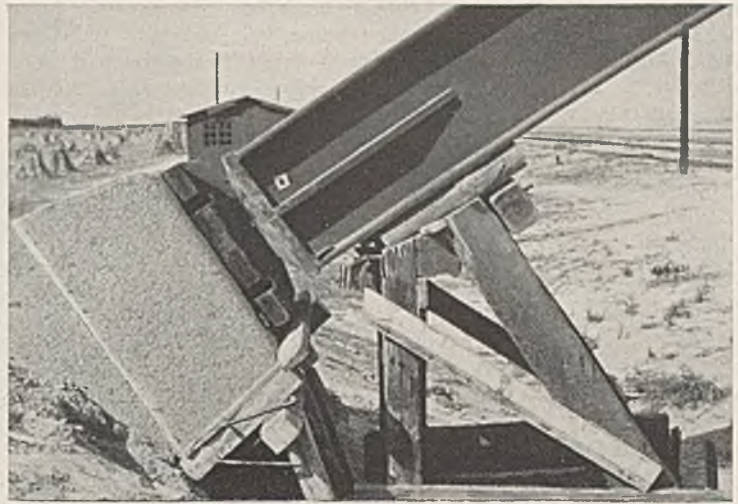


Abb. 34. Hilfsbock beim Kämpfer.

Gleichzeitig mit den Schweißarbeiten am Mittelstoß wurde mit dem Aufstellen der Stützen und Fahrbahnträger über den seitlichen Böschungskegeln begonnen (Bauzustand 3 und Abb. 37). Dabei wurde in der Weise vorgegangen, daß zuerst die längste Stütze (a), dann der Randlängsträger (b) und dann die beiden kurzen Stützen (c und d) aufgestellt wurden. Hierauf folgte der Einbau der Querträger und Längsträger. Sämtliche Anschlüsse wurden vorerst mit Hilfswinkel- und Schraubenverbindungen hergestellt.

Schweißen der Buckelbleche geschah von der Mitte gegen die Widerlager hin. Da der Festpunkt der Fahrbahn in Brückenmitte liegt, war es nicht erforderlich, nach beiden Seiten gleichzeitig und gleichmäßig vorzugehen, weil die Fahrbahn den Verformungen durch die Buckelblechschweißung folgen konnte. Von den drei Buckelblechen einer Reihe wurden zuerst das innere, dann die beiden äußeren geschweißt. Die Dichtungsschweißung überkopf wurde erst nachträglich ausgeführt. Trotz der (bei nur unterkeilten Stützen) un-



Abb. 35. Bauzustand 2. Einheben einer Bogenhälfte.

gemein weichen Fahrbahn blieben die Verformungen klein. Lediglich bei dem zuerst hergestellten Bauwerk haben sich die vier Ecken der Fahrbahntafel etwa 20 mm gehoben. Beim nächsten wurden diese Eckpunkte vor dem Schweißen etwas tiefer ausgerichtet und das mittlere vor den beiden äußeren Buckelblechendenfeldern geschweißt. Durch diese Maßnahmen blieben auch die Ecken in richtiger Lage.

Nach Beendigung aller Schweißarbeiten an der Fahrbahn wurden die Bogenlager nochmals ihrer Lage nach überprüft und untergossen. Dann wurden die Höheneinstellung der Fahrbahn genau durchgegangen, Abweichungen durch entsprechendes Lockern oder Nachschlagen der Keile in den Stützenfüßen beseitigt und abschließend auch die Stützenfußplatten



Abb. 38. Befestigen einer Stütze am Bogen.

das Widerlager hin fortschreitend, zuerst die Stöße der Randlängsträger und dann die Fahrbahnknoten geschweißt (Bauzustand 5).

Während die Aufstellung des Fahrbahngerippes gegen das andere Widerlager hin weiterging (Bauzustand 6 und 7), wurde mit dem Auflegen und bald auch mit dem Verschweißen der Buckelbleche begonnen. Das

Nach Beendigung aller Schweißarbeiten an der Fahrbahn wurden die Bogenlager nochmals ihrer Lage nach überprüft und untergossen. Dann wurden die Höheneinstellung der Fahrbahn genau durchgegangen, Abweichungen durch entsprechendes Lockern oder Nachschlagen der Keile in den Stützenfüßen beseitigt und abschließend auch die Stützenfußplatten



Abb. 36. Behelfsgelenk in Bogenmitte.

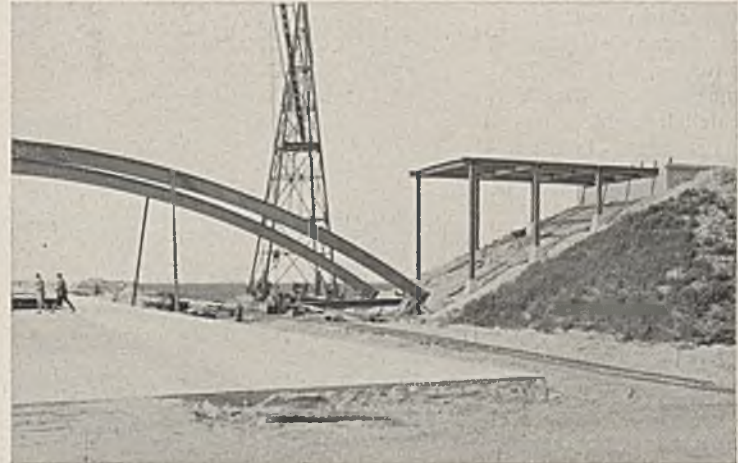


Abb. 37. Bauzustand 3. Aufstellen der Stützen und Einbau der Fahrbahnträger.

untergossen bzw. im Bereich des Bogens, nachdem genau passende Futterbleche statt der Keile untergeschoben waren, verschweißt.

Die Aufstellung von Ds 13 und Ds 15 unterschied sich von der eben beschriebenen dadurch, daß statt des fahrbaren Turmkranes zwei Standauste verwendet wurden, ein großer auf der Autobahn stehend für das Aufstellen der Bogen und eines Teiles der Stützen und ein kleinerer auf der Brückenfahrbahn vom Widerlager her vorrückend für den Einbau der Fahrbahnteile. Der Zusammenbau geschah mit Heftschweißung. Die Stützen wurden mit dem Querträger am Boden liegend verheftet und dann dieser Rahmen als Ganzes aufgestellt.

VII. Fahrbahnbelag.

Als Fahrbahnbelag wurde eine Gußasphaltdecke auf Betonunterlage gewählt. Die Fahrbahn einschließlich Buckelblech wiegt etwa 320 kg/m². Die Füllung der Buckelbleche mit hochwertigem Beton ist der nachgiebigen bitumengebundenen Füllung überlegen³⁾. Die mit hochwertigem Beton ausgefüllten Buckelbleche bilden einen Verbundkörper, der bei Belastung keinen nennenswerten waagerechten Zug auf die Unterzüge ausübt. Wesentliche Voraussetzung für einwandfreie Haftung am Buckelblech und ausreichende Wasserdichtigkeit ist ein durch Oberflächenrüttler verdichteter Füllbeton mit mindestens 300 kg Zement auf 1 m³ Füllbeton.

an Bordsteine und Stahlteile wurden mit bester Fugenvergußmasse ausgefüllt.

Die Fahrbahn besitzt 2‰ Quergefälle. Die Gehwege fallen mit 2‰ zu den Bordkanten. In der Längsrichtung liegen die Brücken im Ausrundungsbogen der beiden Rampenneigungen mit $R=2000$ m, bei Ds 13 sogar mit $R=4200$ m; der höchste Punkt der Fahrbahn liegt in Brückenmitte. Dieses geringe Längsgefälle der Fahrbahn, besonders im mittleren Teile der Brücke, ließ eine Ableitung des Wassers in Rinnen unterhalb der Fahrbahn zu den Widerlagern angezeigt erscheinen. Unterhalb der Querträger war aber eine Längsrinne störend. Die Rinne durch die Querträger zu stecken, schien aus statischen Gründen bei der gedrückten Querträgerhöhe nicht ratsam. Für eine Ableitung des Wassers durch Stützen und Bogen wurde ebensowenig eine Lösung gefunden. Man begnügte sich deshalb mit vier Abfallkästen an den Brückenenden, jeweils unmittelbar vor dem Fahrbahnübergang (Abb. 21 u. 22). Durch Ermäßigung des Quergefalles im mittelsten Teile von 2 auf 1‰ konnte ein Kandel-

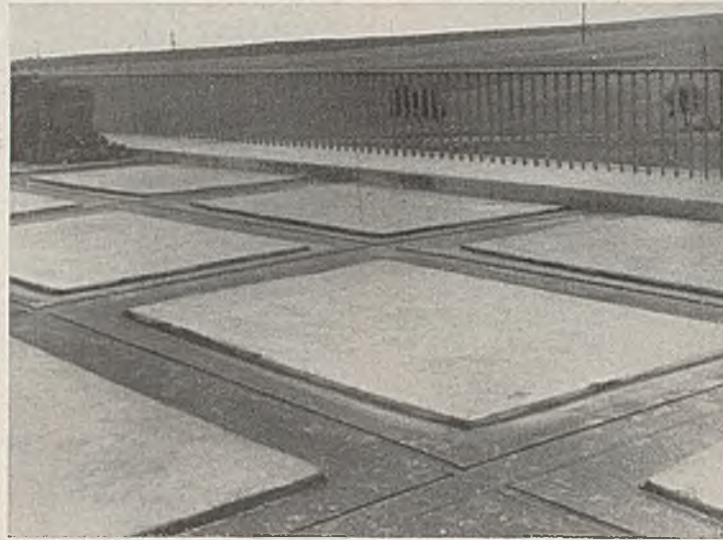


Abb. 39. Betonfüllung der Buckelbleche.

längsgefälle von Brückenmitte nach beiden Seiten von mindestens 1:150 erreicht werden.

Da auch bei der besten Gußasphaltdecke undichte Stellen auftreten können, hat man in sämtlichen Tiefpunkten der Buckelbleche gebördelte

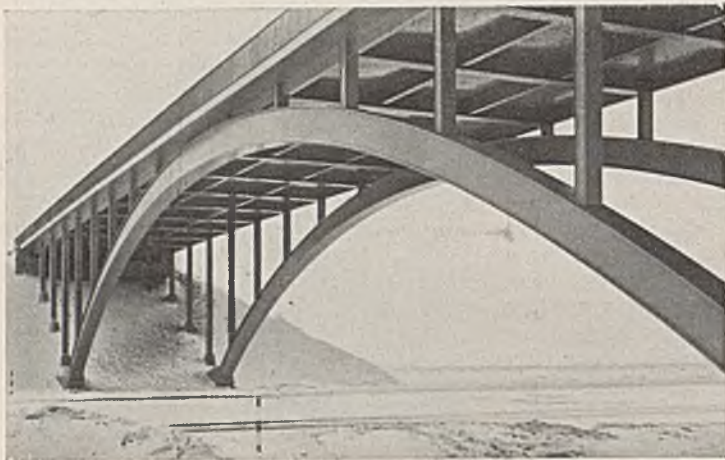


Abb. 40. Untersicht Bauwerk Ds 9.



Abb. 41. Untersicht Bauwerk Ds 13.

Der Beton wurde 1 cm über Oberkante Buckelblechrand planeben abgezogen. Über den Unterzügen und beiderseits noch auf etwa 10 bis 15 cm Breite wurde ein Streifen frei gelassen, der mit Naturasphaltnastix ausgefüllt wurde.

Zum Schutze gegen Blasenbildung, die bei Gußasphalt auf Beton öfters vorkommt, wurde auf dem abgeglichenen Unterbeton eine Lage Asphaltpapier verlegt.

Die 5 cm dicke Gußasphaltschicht wurde in zwei Lagen eingebracht. Die Bindeschicht hat 11‰ Bitumengehalt, die Verschleißdeckschicht 9‰ Bitumengehalt. In die untere Lage wurde über den Trägern ein dünnes Metallnetz eingelegt.

Die Gehwege erhielten einen ähnlichen Gußasphaltteppich mit 2,5 cm Gesamtdicke.

Die Fugen an den Anschlüssen des Gußasphalts

³⁾ Schaechterle und Leonhardt, Fahrbahnen der Straßenbrücken. Bau-techn. 1938, Heft 23/24, S. 306 ff.

Löcher als Abtropffüllen vorgesehen, durch die während der Bauzeit das Regenwasser abfließen konnte.

Die Herstellung der Fahrbahn folgte unmittelbar den Stahlbauarbeiten. Zum Teil mußte die Betonfüllung eingebracht werden, bevor noch die Buckelbleche überkopf verschweißt waren. Da der Beton von diesen Nahtstellen aber etwa 15 cm entfernt endete, ergaben sich keine Anstände. Der Füllbeton wurde mit großer Sorgfalt nach den Richtlinien für Fahrbahndeckenbeton der RAB hergestellt. In jedes Buckelblechfeld wurde ein Holzrahmen gestellt, um die Mindestdicke des Betons zu sichern. Nach diesen Rahmen wurde dann der Beton abgezogen und mit leichten Oberflächenrüttlern eingerüttelt (Abb. 39). Nach zehn Tagen Nachbehandlung wurde der Gußasphalt aufgebracht. Es war in jedem Falle möglich, einen gummibereiften Asphaltkocher auf das Bauwerk zu schaffen und da-



Abb. 42. Fertiges Bauwerk.

durch längere Wege, d. h. stärkere Abkühlung der Asphaltmasse, zu vermeiden. Die untere Gußasphaltschicht wurde ohne Raumfugen hergestellt, jeder neue Teil an den alten, bereits abgekühlten heiß angebunden, schließlich die eingebaute Verschleißschicht mit der Riffelwalze abgezogen.

VIII. Baufristen und Baukosten.

Die Widerlager der vier Bauwerke waren bereits im Herbst 1937 bis auf die Kämpfer- und Stützenfundamentsteine fertig. Im Frühjahr 1938 wurden dann die Steine versetzt.

Da bei der Stahllieferung erhebliche Verzögerungen eintraten, konnte mit der Anlieferung der Werkstücke an die Baustelle erst im Sommer begonnen werden. Ohne Einrichten der Baustelle und Aufstellen des Geländers wurden für die Aufstellung der einzelnen Stahlüberbauten etwa zwei Monate benötigt. Leider war das Bauwerk Ds 15 durch verzögerte Anlieferung im Werk besonders stark in Verzug gekommen und kam erst im September an die Baustelle. Der für diesen Überbau vorgesehene Bauvorgang mit dem Abbrechen und Wiederaufbau des Standmastes und mit dem verhältnismäßig langsamen Zusammenbau durch den Verzicht auf Hilfsverschraubungen war sehr schwer zu beschleunigen, um so mehr, als immer darauf Bedacht zu nehmen war, daß die Schweißarbeiten sorgfältig und gewissenhaft und deshalb ohne Hast ausgeführt wurden. Durch besonders strenge Überwachung gelang es, auch diesen Überbau einwandfrei und rechtzeitig fertigzustellen.

Der Füllbeton wurde in einer halben Woche, wie bereits erwähnt, meist noch während der Arbeiten am Stahlüberbau eingebracht, so daß seine Nachbehandlung mit der Beendigung der Stahlbauarbeiten ebenfalls abgeschlossen war und sofort mit den Asphaltarbeiten begonnen werden konnte, die noch etwa acht Tage in Anspruch nahmen.

Als Stichtag war nicht die Fertigstellung der Strecke für den 3000. Kilometer maßgebend, sondern die Freimachung mindestens der halben Rennstreckenfahrbahn für die Fernfahrt Berlin—Rom, die am 25. September hätte stattfinden sollen. Es gelang bis zu diesem Tage, die beiden Bauwerke Ds 10 und Ds 13 vollständig, sogar mit Anstrich fertigzustellen und in Betrieb zu nehmen und bei den beiden Brücken

Ds 9 und Ds 15 die weniger stark befahrenen Straßen behelfmäßig zu überführen.

Bemerkenswert sind die niedrigen Baukosten, worüber die nachstehende Preisaufstellung Auskunft gibt.

Preisergliederung.

Bauleistungen	Bauwerke			
	Ds 9 RM	Ds 10 RM	Ds 13 RM	Ds 15 RM
Tiefbauarbeiten	50 000	60 000	55 000	45 000
Betonbaustoffe	27 000	30 000	30 000	25 000
Werksteinlieferung	7 000	6 000	7 000	5 500
Werksteine versetzen	2 500	2 500	5 000	4 500
Stahlüberbau	96 000	96 000	104 000	83 000
Anstrich	3 500	3 500	4 000	3 000
Fahrbahndecke	10 000	10 000	12 000	9 500
Gesamtpreis	196 000	208 000	217 000	175 500
Überbaute Fläche	680 m ²	680 m ²	760 m ²	610 m ²
(zwischen d. Geländern)				
Preis je m ²	290 RM	310 RM	285 RM	290 RM
Stahlgewichte	186 t	186 t	200 t	160 t
(ohne Geländer)				
Stahlgewicht je m ²	0,275 t	0,275 t	0,265 t	0,265 t

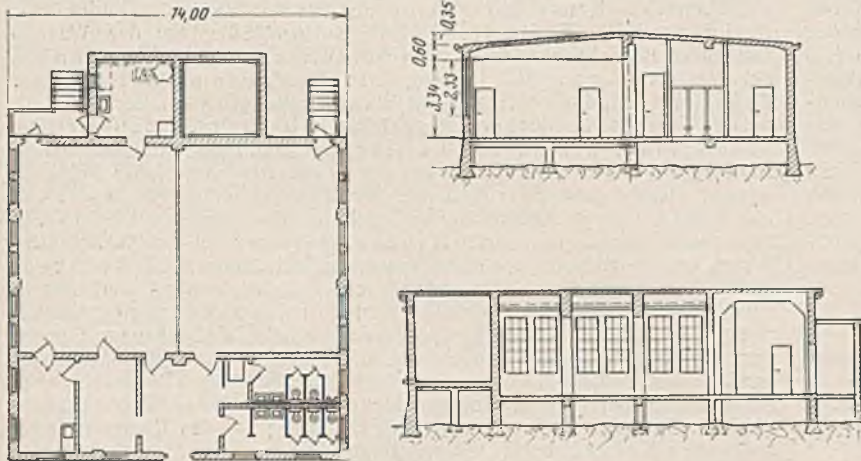
Der niedrige Quadratmeterpreis ist auf das geringe Gewicht der Stahlüberbauten zurückzuführen.

Im Kostenvergleich mit anderen Brückenarten zeigt sich, daß diese Ausführung die weitaus wirtschaftlichste ist.

Abb. 40 bis 42 zeigen das fertige Bauwerk und lassen erkennen, daß sich die Gestaltung und die gewissenhafte Durcharbeitung aller Einzelheiten wohl gelohnt hat. Trotz größter Wirtschaftlichkeit und Zweckmäßigkeit sind auch in schönheitlicher Hinsicht mustergültige Bauwerke entstanden, die der Rennstrecke bei Dessau ein besonderes Gepräge geben.

Vermischtes.

Eisenbetonschulbauten in Florida. Eng. News-Rec. 1938, Bd. 121, Nr. 23 vom 8. Dezember, berichtet auf S. 734 über den Bau von zwei Schulgebäuden aus Eisenbeton, die kürzlich an der Küste Floridas, gleichzeitig mit der Bestimmung als Unterkunftsraum für die Bevölkerung bei Sturmgefahr zu dienen, errichtet wurden. Die Gebäude, die ganz aus Eisenbeton hergestellt sind, haben außer den beiden Klassenräumen verschiedene Nebenräume, wie Küchen, Aborräume, Pumpenräume u. a. m.



Im Zylinder eines Stopfers (Abb. 1) gleitet ein Schlagkolben *a* in gleicher Bewegung mit dem Kolben des Drucklufizerzeugers. In der unteren Öffnung des Zylinders sitzt eine Werkzeugbüchse *b*, die den Werkzeugschaft führt und in den Zylinder hineintragt. Sein inneres Ende bildet die Aufschlagfläche für den Schlagkolben *a*, während am entgegengesetzten Ende das Stopfwerkzeug *c* befestigt ist. Beim Unterstopfen der Schwellen wird das Gerät auf die Schiene *d* aufgesetzt.

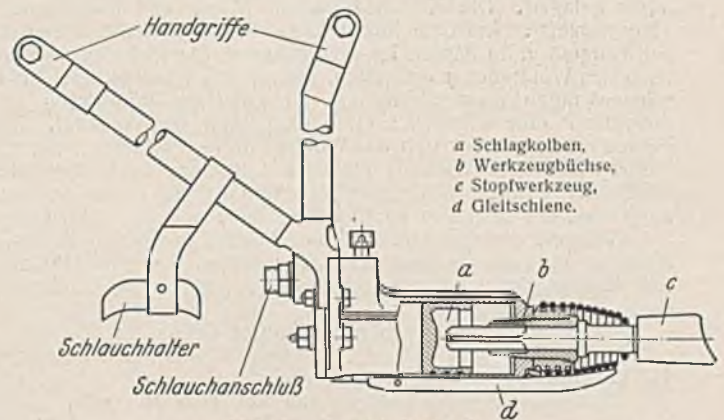


Abb. 1. Druckluft-Stopfer.
Vorlage: Werkzeugzeichnung.

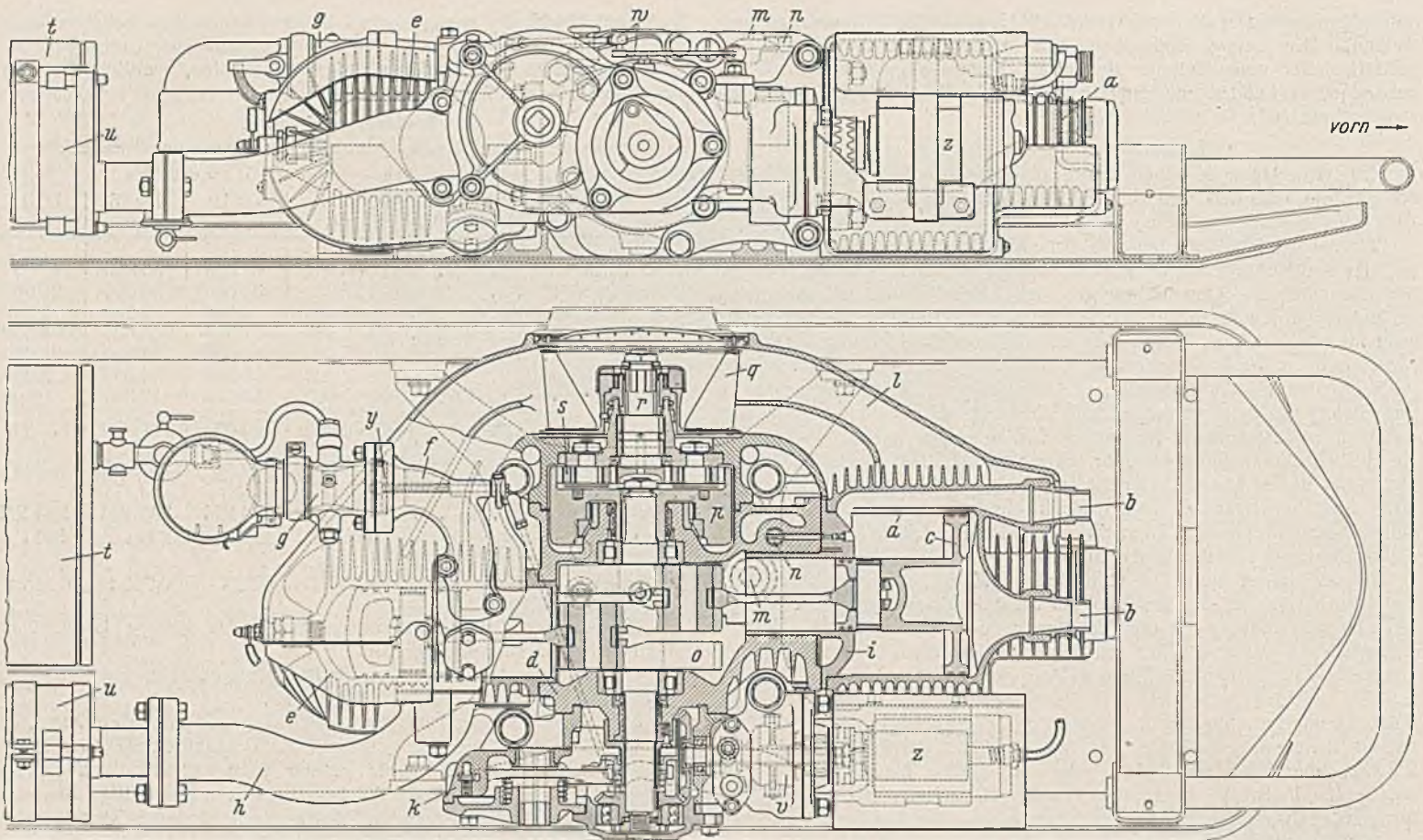
erhalten sowie auch die entsprechenden Wasserversorgungs- und Entwässerungsanlagen. Außerdem sind sie mit einer Gas- und Lichtmaschine und Rundfunkstation ausgerüstet. Sie können je 300 Personen zur Not aufnehmen. Wie aus Grundriß und Schnitten ersichtlich, handelt es sich um einstöckige Bauwerke mit 30,5 cm dicken Außenwänden, die zum Schutze gegen den Sturm und von diesem mitgeführte Gegenstände dienen sollen. Die 15 cm dicke Fußbodendecke ruht auf etwa 1,20 m hohen Stützen auf dem Felsboden in einer Höhe, die von den Uferwellen nicht erreicht werden kann. Die Fundamente der Außenwände sind zur Sicherung gegen Unterspülung im Felsen einbetoniert. Das ganze Bauwerk einschließlich Dach und Wänden ist zusammenhängend gefertigt. Die Fenster haben Stahlrahmen und eine schwere Verglasung erhalten.

Die Wasserversorgung geschieht durch eine Zisterne, die vom Dach aus gespeist wird. Die Bauwerke sollen je 20 000 Dollar kosten. Zs.

Einzyylinder-Gleisstopfeinrichtung. Diese Einrichtung (Bauart Fried. Krupp AG), die aus zwei Stopfern und einem Drucklufizerzeuger besteht, wiegt insgesamt 165 kg, von denen auf die beiden Stopfer je 20 kg und auf den Drucklufizerzeuger 115 kg entfallen.

Der Einzyylinder-Verdichter (Abb. 2), der durch einen Einzyylinder-Zweitaktmotor angetrieben wird, ist sehr niedrig gebaut (200 mm), so daß die Maschine bei allen Gleisen auf den Schwellenköpfen gelagert werden kann, ohne den Zugbetrieb zu behindern. Der mit Kühlrippen versehene Luftpumpenzylinder *a* hat vorn einen verjüngten Hohlzylinderdeckel, dessen Ende eine Verschraubung abschließt. Oberhalb befinden sich die Anschlußstutzen *b* für den Luftausgleicher und die Schläuche zu den beiden Stopfern. Durch den hinteren und vorderen Schaft des Luftpumpenkolbens *c* entstehen im Zylinder zwei gleiche Verdichtungsräume, in denen die Luft für die beiden Stopfer verdichtet wird.

An dem in senkrechter Richtung geteilten Kurbelgehäuse *d* ist nach hinten der Motorzylinder *e* mit dem Ansaugstutzen *f*, dem Vergaser *g* und dem Auspuffkrümmer *h* und nach vorn der Zylinderdeckel *i* mit dem Luftpumpenzylinder angesetzt. Rechts außen liegt das Anwerfergehäuse *k* und links außen das Windradgehäuse *l*. Im linken Kurbelgehäuseteil befindet sich vorn ein Ölbad zum Schmieren des Verdichters und oben der Einfüllstutzen *m*. Neben dem Einfüllstutzen liegt das Ölsaugrohr *n*, von dem eine kleine Bohrung durch das Gehäuse und den Zylinderdeckel in den Luftpumpenzylinder führt, so daß der Kolben bei jedem



a Luftpumpenzylinder, b Anschlußstutzen, c Luftpumpenkolben, d Kurbelgehäuse, e Motorzylinder, f Ansaugstutzen, g Vergaser, h Auspuffkrümmer, i Zylinderdeckel, k Anwerfergehäuse, l Windradgehäuse, m Öleinfüllstutzen, n Olsaugrohr, o Kurbelwelle, p Schwungrad, q Windrad, r Windradwelle, s Planetenrad, t Kraftstoffbehälter, u Auspufftopf, v Federregler, w Gestänge, y Drosselschieber, z Magnetzündler.

Abb. 2. Maschine mit niedriger Bauhöhe (200 mm) zum Erzeugen der Druckluft.

Vorlage: Werkzeichnung.

Saughub Schmieröl erhält. Der Antriebmotor wird durch das Kraftstoffgemisch geschmiert.

Die Kurbelwelle *o* ist zusammengesetzt und im Kurbelgehäuse in zwei Rollenlagern und im äußeren Lagerdeckel in einem Pendelkugellager gelagert. Die Kurbelzapfen für Motor und Luftpumpe sind um 180° versetzt. Auf dem linken Ende der Kurbelwelle befindet sich das Schwungrad *p*, in dessen Innenverzahnung die Planetenräder *s* zum Antrieb des Windrades *q* eingreifen. Damit die Windradflügel bei Drehzahl-schwankungen nicht abbrechen, ist zwischen Windrad *q* und Windradwelle *r* eine elastische Gummikupplung eingeschaltet. Infolge der Planetenräder *s* dreht sich das Windrad dreimal so schnell wie die Kurbelwelle. Der vom Windrad erzeugte Luftstrom kühlt den Motor- und Verdichtierzylinder. Die ganze Maschine ist auf einem Schlitzenrahmen aufgebaut, der auch den Kraftstoffbehälter *t* und den Auspufftopf *u* trägt.

Geregelt wird die Drehzahl des Motors durch den Fliehkraft-Federregler *v*, der beim Überschreiten der gewöhnlichen Drehzahl durch Hebel und Gestänge *w* den Drosselschieber *y* verstellt. Die Zündung geschieht durch den Magnetzündler *z*.

Der Maschine liegen folgende Zahlen zugrunde:

Motor: Hubraum 350 cm³, Bohrung 75 mm, Hub 80 mm, Drehzahl 1600 Uml/min, größte Leistung 4,5 PS.

Verdichter: Zylinderbohrung 135 mm, Hub 80 mm.

R.

Personalmeldungen.

Preußen. Kulturbauverwaltung. Ernann: Regierungs- und Baurat Uhdn in Hannover zum Oberregierungs- und -baurat; — Regierungsbaurat Eichmann in Oppeln zum Regierungs- und Baurat; — die Regierungsbaussessoren Voge in Stargard, Schelling in Husum und Kau in Aachen zu Regierungsbauräten.

Übernommen in den Staatsdienst: Bauassessor Schrader in Stettin und Dipl.-Ing. Dr. Gutsche in Berlin als Regierungsbauräte; — die Bauassessoren Lehrke in Hannover, Lintz in Trier, Metzner in Schneidemühl und Stadermann in Düsseldorf als Regierungsbaussessoren.

Versetzt: Oberbaurat Weinnoldt von Heide nach Schleswig; — die Regierungsbauräte Münster von Königsberg nach Merseburg, Bayer von Osnabrück nach Königsberg, Schlonski von Münster nach Kiel, Engelke von Frankfurt a. d. Oder nach Münster, Meyer von Allenstein nach Frankfurt a. d. Oder, Sander von Neustadt a. d. Dosse nach Lötzen, Bothmann von Husum nach Heide, Höhne von Minden nach Heide und Dr. Kiehnel von Heide nach Bonn; — Regierungsbaussessor Dr. Schuster von Potsdam nach Minden.

Abgeordnet: Regierungsbaurat Sonntag von Merseburg zum Sächsischen Ministerium für Wirtschaft und Arbeit in Dresden.

Preußen. Wasserbauverwaltung. Ernann: Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. H. Pfeiffer bei der Wasserstraßendirektion Kiel zum Wasserstraßendirektor; — Oberregierungsbaurat K. Lohse bei der Wasserstraßendirektion Kiel zum Regierungsbaudirektor; — die Regierungs- und Bauräte A. Kruse und F. Albrecht bei der Wasserstraßendirektion Königsberg i. Pr., E. Müller und W. Schumacher bei der Wasserstraßendirektion Stettin, Hassenstein, Wencker und Seemann bei der Wasserstraßendirektion Breslau, K. Pfeiffer, Baumeister, Dr.-Ing. Bauer, Heß und Greiff bei der Wasserstraßendirektion Berlin, Huch bei der Wasserstraßendirektion Magdeburg, Hillebrand, Odenkirchen, Schulemann, Schütz und Lessing bei der Wasserstraßendirektion Hannover, Steude und Knoll bei der Wasserstraßendirektion Münster, Straat, Bode und Sarrazin bei der Wasserstraßendirektion Koblenz und Schade bei der Regierung in Aurich zu Oberregierungs- und -bauräten; — die Regierungsbauräte Hayßen, Wermser (M), Dr.-Ing. Natermann und Behrends bei der Wasserstraßendirektion Kiel, Wöltlinger beim Wasserstraßenamt Brunsbüttelkoog und Regierungs- und Baurat Thorwest beim Wasserstraßenamt Kiel-Holtenau zu Oberregierungsbauräten; — Regierungs- und Baurat Asmussen beim Wasserbauamt Oppeln zum Oberbaurat; — die Regierungsbauräte Anderson bei der Wasserstraßendirektion Berlin, Borggreve beim Polizeipräsidium Berlin, Siebert beim Kanalbauamt Merseburg und Diefenbach bei der Wasserstraßendirektion Münster zu Regierungs- und Bauräten; — die Regierungsbaussessoren Köpcke beim Wasserbauamt Emden, Wachsmuth beim Wasserbauamt Lauenburg, Grunwald beim Neubauamt Meppen, von Wehrs beim Neubauamt Münster, Ruschenburg beim Wasserbauamt Duisburg-Rhein, Harbort beim Wasserbauamt Osnabrück, Flanse beim Wasserbauamt Brieg, Thilo beim Wasserbauamt Ratibor, Grulich beim Wasserbauamt Tönning, Junker beim Neubauamt Meppen, Wellmann beim Hafenbauamt Pillau, Krafczynski beim Staubeckenbauamt Oppeln, Böhnke beim Kanalbauamt Braunschweig, Lohnes (M) beim Maschinenbauamt Herne, Scholle bei der Wasserstraßendirektion Königsberg, Risse beim Neubauamt Münster, Tewes beim Neubauamt Münster, Düsing beim Hafenbauamt Pillau, Linz beim Wasserbauamt Gleiwitz, Klimpel beim Wasserbauamt I Minden und Hardt beim Wasserbauamt Hamm zu Regierungsbauräten.

INHALT: Grundsätzliche Fragen beim Bau von Kammerschleusen. — Geschweißte Stahlbogenbrücken über die Reichsautobahnstrecke bei Dessau. (Schluß.) — Vermischtes: Eisenbetonschulbauten in Florida. — Einzylinder-Gleisstopleinrichtung. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Oeh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.