

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 24. Februar 1939

Heft 8

Alle Rechte vorbehalten.

Die Adolf-Hitler-Brücke in Aue (Sa.).

Von Reichsbahnrat M. Schönberg, Dresden, und Regierungsbaurat F. Fichtner, Tetschen.

I. Wettbewerbsergebnisse und Beschreibung des Bauwerks.

Mit dem Bau dieser 308 m langen Eisenbeton-Straßenbrücke, die in zehn Öffnungen das Bahnhofs Gelände und das Tal der Zwickauer Mulde überschreitet, ist ein verkehrstechnisch und städtebaulich dringend notwendiger Plan, die Besetzung des schienengleichen Übergangs am südöstlichen Ende des Bahnhofs, verwirklicht worden. Diese höchst unübersichtliche Kreuzung der Reichsstraße Chemnitz—Stollberg—Aue, einer der verkehrsreichsten Straßen des westerzgebirgischen Industriegebiets, mit vier stark befahrenen Hauptgleisen bildete seit jeher ein gefährliches Verkehrshindernis. Die ständig zunehmende Verbreitung des Kraftwagens beeinträchtigte die Sicherheit des Straßen- und Eisenbahnverkehrs immer mehr, bis schließlich der Zustand so unhaltbar wurde, daß eine weitere Hinausschiebung des Bauvorhabens nicht zu verantworten war.

Der großzügige Vorschlag des Stadtbauamts Aue, durch Herstellung eines die Löbnitzer und Schneeberger Straße verbindenden Brückenbauwerks (Abb. 1) den Fernverkehr von den teilweise engen und gewundenen Straßen der Innenstadt abzulenken und dadurch den Bahnübergang entbehrlich zu machen, fand die Zustimmung und finanzielle Unterstützung der Reichsbahn und der Reichsstraßenverwaltung.

Eine geradlinige Verbindung der bestehenden Straßenzüge scheiterte an den durch dichte Bebauung und beträchtliche Höhenunterschiede des Geländes bedingten Schwierigkeiten. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, mußte der mittlere Teil der Brückenachse auf eine Strecke von 172 m nach einem Halbmesser von 500 m gekrümmt werden. Bei dieser Lage ergaben sich erträgliche Maße für die Halbmesser der Ausrundungen, mit denen die Brückenenden in die Anschlußstraßen einmünden. Auch die Versuche, die Gesamtlänge einigermaßen harmonisch aufzuteilen, wurden durch die ungünstigen örtlichen Gegebenheiten sehr erschwert. Außer der Mulde nebst einem abzweigenden Mühlgraben waren drei Straßen, sieben Gleise und zwei Bahnsteige zu unterführen. Die Reichsbahn verlangte, um sich genügende Bewegungsfreiheit für einen späteren Umbau des Bahnhofs zu wahren, die Überbrückung ihrer Anlagen mit einer stützenfreien Öffnung von 68 m Lichtweite und mindestens 5,50 m lichter Höhe über S.-O. Man einigte sich auf die in Abb. 1 dargestellte Pfeiler-

und Widerlagerstellung, die auch als Grundlage für den von der Stadt Aue zur Erlangung von baureifen Entwürfen unter namhaften Firmen des Eisenbeton- und Stahlbaues ausgeschriebenen Wettbewerb diente. Begründete Abweichungen waren zugelassen.

Obwohl die Mehrzahl der Firmen die Erfolgsaussichten durch Gemeinschaftsentwürfe, bei denen Stahl für den dreifeldrigen Abschnitt über den Reichsbahnanlagen, im übrigen aber Eisenbeton verwendet werden sollte, zu bessern versucht hatten, waren zwei von den vier eingereichten reinen Eisenbetonentwürfen billiger. Auch in schönheitlicher Hinsicht befriedigten die Vorschläge in gemischter Bauweise nicht, da die stählernen Überbauten im Gegensatz zum Eisenbetontragwerk sämtlich als Trogbriicken ausgebildet waren und die hohen, 1,6 m über die Fahrhahnoberkante hinausragenden Vollwandträger plump und drückend gewirkt hätten. Außerdem wäre durch die unvermittelte Stufe in der oberen Umrißlinie die beabsichtigte Einheitlichkeit und Geschlossenheit der äußeren Erscheinung empfindlich gestört worden.

Bei dem zur Ausführung gewählten Plattenbalkenentwurf der Firma Dyckerhoff & Widmann liegt die Tragkonstruktion ganz unter der Fahrbahn. Diese sich organisch in den Verkehrsweg eingliedernde Lösung wurde durch Umwandlung des in den Wettbewerbsbedingungen empfohlenen einseitigen Längsgefälles 1:100 in ein beiderseitiges mit Gegenneigungen von 1:40 erreicht (Abb. 2), eine Änderung, die nicht nur Konstruktionshöhe und Entwässerung günstig beeinflusst, sondern auch der an der Kuppe sanft ausgerundeten Gesimslinie eine wirkungsvolle Beschwingtheit verleiht. Gleichfalls angenommen wurde der zweite Sondervorschlag dieser Firma, das Muldebett mit einer einzigen Öffnung

zu überbrücken, weil er neben dem Vorteil des Wegfalls der Pfeilergründung im offenen Wasser die Möglichkeit bot, das Tragwerk über dem Fluß dem über der Bahn in der Form anzugleichen.

In Abb. 3 ist die Gesamtansicht des ausgeführten Entwurfs dargestellt. Er zerfällt, statisch gesehen, in vier Teile, von denen zwei (B und D) durch je über drei Öffnungen durchlaufende Balken mit ausschwingenden Vouten überspannt sind, während bei den übrigen je über zwei Öffnungen durchlaufenden Überbauten A und C die Trägerunterkanten waagrecht verlaufen. Diese werkstoffgerechte, konstruktiv und wirtschaftlich zweck-

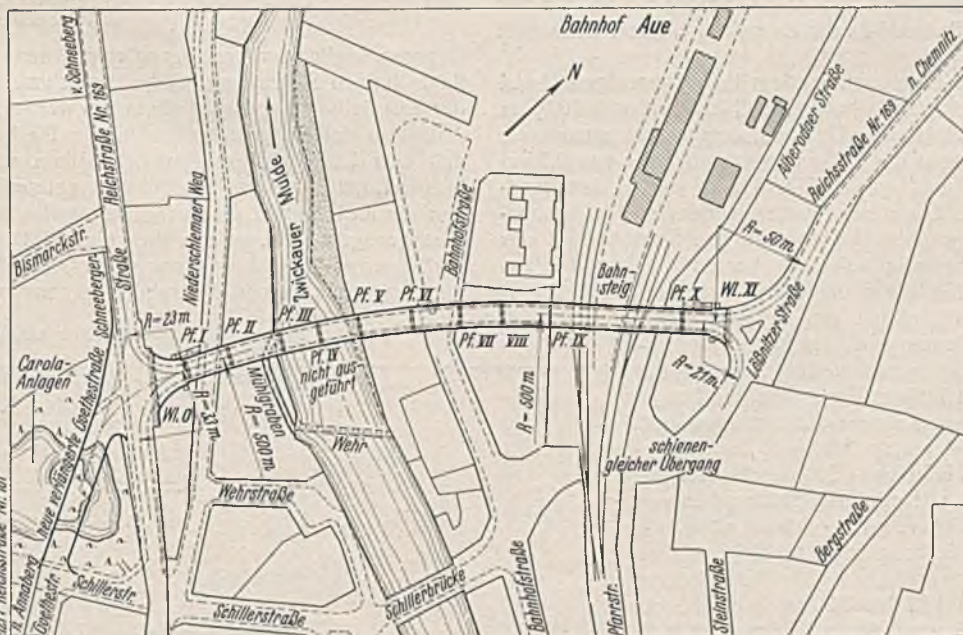
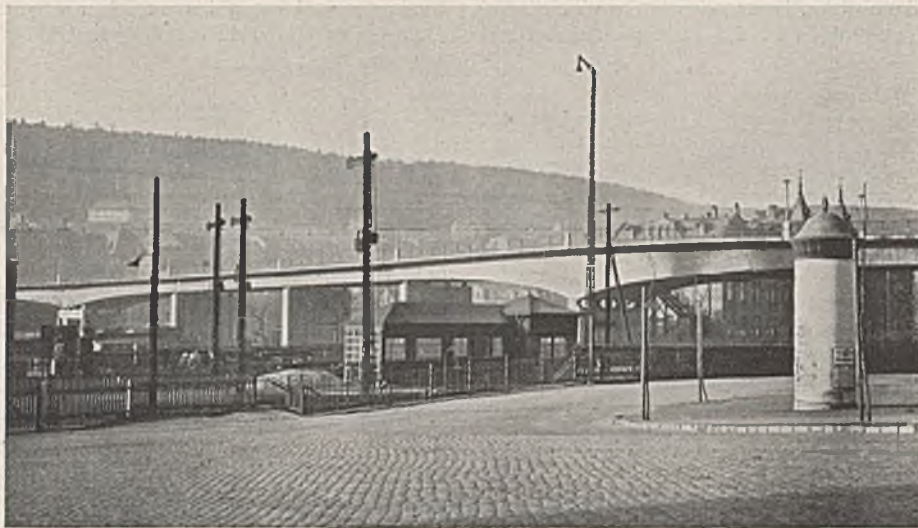


Abb. 1.

mäßige Massenverteilung bringt auch die statische Leistung der Tragbalken überzeugend zum Ausdruck.

Die nutzbare Breite des nach den Lasten der Brückenklasse I bemessenen Bauwerks beträgt 12 m, wovon 8 m auf die Fahrbahn und je 2 m auf die beiderseitigen Gehwege entfallen. Die Bordhöhen und die Befestigung der Gehwege — 3 cm dicke Hartbetonplatten auf einem 1,5 cm hohen Mörtelbett — lassen die Möglichkeit zur Benutzung eines der beiden als Radfahrbahn offen. Als Fahrbahnbelag dient eine Hartgußasphaltschicht von 5 cm Dicke, die auf einer 3 cm dicken, die Abdichtung schützenden Unterlage aus Beton mit Drahtnetzbewehrung verlegt ist. Durch reichliche Quer- und Längsneigungen ist für eine rasche Abführung des Oberflächenwassers nach den Einlaufschroten gesorgt.

Die Querschnittsgliederung paßt sich der wirtschaftlichen Forderung, die Festigkeitseigenschaften der Baustoffe möglichst auszuschöpfen, weitgehend an und ist innerhalb der Abschnitte A bis C gleich: Drei in Mittenabständen von 4,625 m angeordnete Hauptträger (Abb. 4) tragen mit Hilfe von Querträgern die 18 cm dicke, kreuzweis bewehrte Fahrbahnplatte, die allseitig mit starken Schrägen in die Balken einbindet und

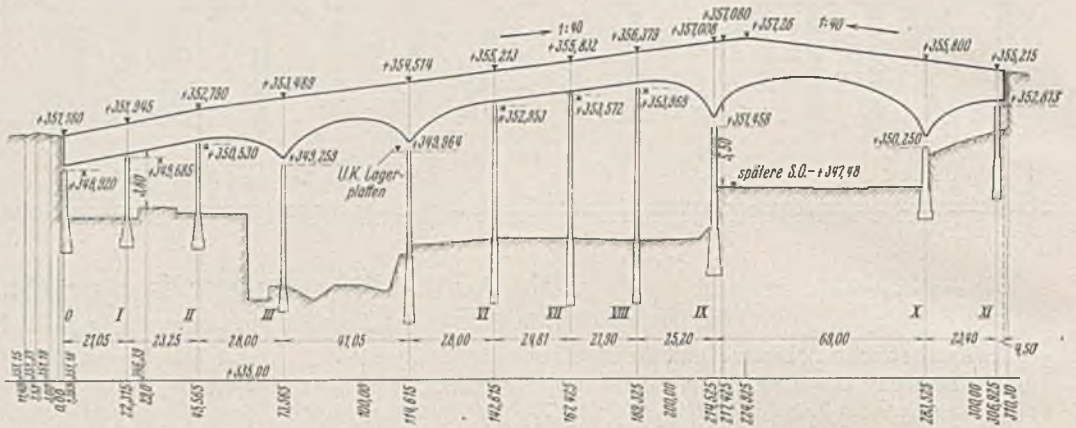


Abb. 2.

gebaut worden. Für die Bewehrung der Hauptbalken dieser Abschnitte wurden durchweg mit 1500 kg/cm² beanspruchte Rundeseisen von 50 mm Durchmesser aus hochwertigem Betonstahl St 52 verwendet, die Einlagen der übrigen Bauglieder bestehen aus St 37. Die gegeneinander versetzten Stöße der in Längen bis zu 28 m angelieferten Eisenstäbe sind mittels elektrischer Widerstandsstumpfschweißung verbunden.

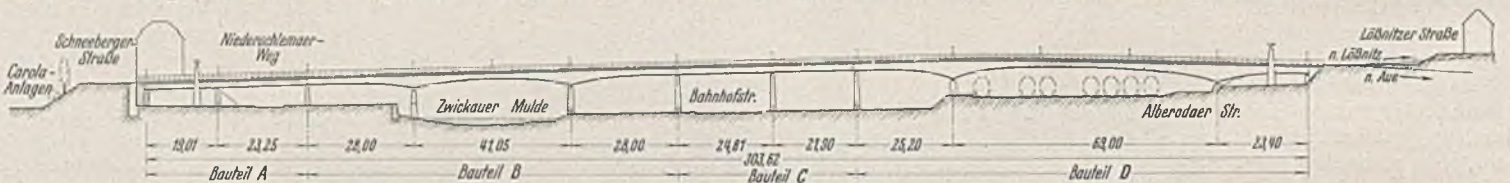


Abb. 3.

beiderseits der Randträger zur Erzielung einer kräftigen Schattenwirkung 1,35 m weit vorspringt. Diese Auskragungen sind im Hinblick auf künftige Verkehrsansprüche so bemessen und bewehrt, daß sie bei Bedarf um 1 m verbreitert werden können. Beim Brückenteil D mußten zur Übertragung der Lasten vier Tragbalken vorgesehen werden (Abb. 5).

Während die vorbeschriebenen Brückenteile übliche Ausbildungsformen zeigen, ist bei dem dreifeldrigen Gerberträger des Abschnittes D, dessen Mittelöffnung die für Eisenbeton-Balkenbrücken ungewöhnliche Stützweite von 69 m aufweist, eine für die Entwicklung des deutschen Massivbrückenbaus verheißungsvolle Bauart erstmalig angewendet worden.

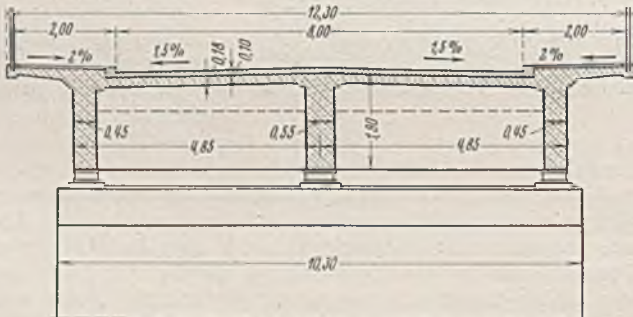


Abb. 4. Querschnittsgliederung der Bauteile A bis C.

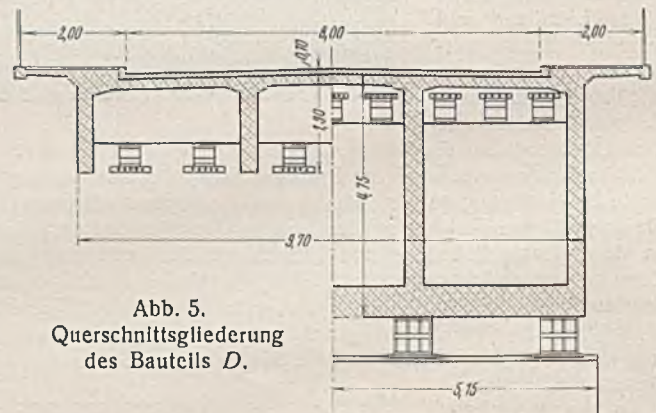


Abb. 5.
Querschnittsgliederung
des Bauteils D.

Es sollen nun die statischen und baulichen Besonderheiten, die das Haupttragwerk der einzelnen Bauwerkabschnitte aufweist, näher betrachtet werden:

Wie bereits erwähnt, handelt es sich bei dem Tragsystem des Teiles A um einen am Widerlager schiefen, über zwei Öffnungen von 19,01 m und 23,25 m Stützweite durchlaufenden Überbau, dessen Stützenmomente durch waagerechte Verstärkungen der Balkenstege, und zwar von 0,55 m auf 1,0 m beim Mittelträger und von 0,45 m auf 0,8 m bei den Randträgern aufgenommen werden. Von diesem unterscheidet sich der Brückenteil C, abgesehen von geringen Abweichungen in den Spannweiten, nur durch die gelenkartige Auflagerung auf dem kurzen Kragarm des anschließenden Abschnitts D. Um die gefürchteten Risse an den Auflagernasen dieser Gelenke (Abb. 6) infolge von Kerbwirkungen zu verhüten, wurde der Spannungsverlauf unter Berücksichtigung der Längszugkräfte genau verfolgt, sowie der richtigen Verteilung und planmäßigen Verlegung der Längs- und Schrägbewehrung besondere Aufmerksamkeit zugewandt. Den Bauabschnitt B überdeckt ein dreifeldriges Balkentragwerk, dessen Achse ein dem Halbmesser 500 m entsprechend gebrochener Linienzug bildet, mit mittleren Stützweiten von 28,00, 41,05 und 28,00 m. Hier erwies es sich als nötig, die Hauptträger im Bereich der Stützenmomente nicht nur zu verbreitern, sondern auch zu erhöhen. Die Balkenhöhen bzw. -breiten schwanken von 1,97 bis 3,80 m bzw. 0,55 bis 1,00 m beim Mittelträger und von 1,88 bis 3,88 m bzw. 0,45 bis 0,90 m bei den beiden Randträgern. Zur Verhinderung ungleicher Durchbiegungen der Hauptträger sind in der Mitte des großen Feldes besonders steife Querträger ein-

Der ursprünglich zur Ausführung vorgesehene Entwurf hatte keine Gelenke. Seine beiden Seitenarme sollten zunächst frei vorkragen und erst nach der Ausrüstung auf Lager abgesetzt werden, die zur Verhinderung des Abhebens der Trägerenden so in den Pfeilern verankert werden sollten, daß sich Längenänderungen der Balken ungestört auswirken konnten. Dieser Entwurf wurde jedoch fallen gelassen, als Prof. Dr. Dischinger, den die ausführende Firma für diesen Bau als wissenschaftlichen Berater herangezogen hatte, gelegentlich einer Erörterung der Frage, wie den im vorliegenden Falle besonders gefährlichen Folgen der plastischen Verkürzungen des Betons wirksam vorgebeugt werden könne, anregte, das

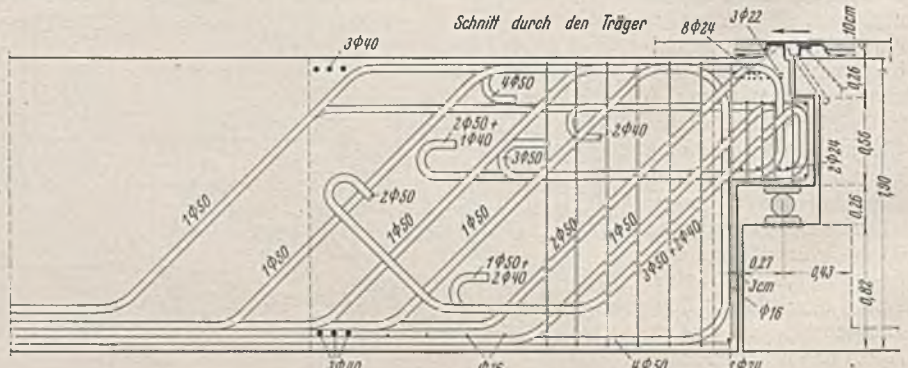


Abb. 6. Gelenkbewehrung.

von ihm ersonnene Vorspannverfahren anzuwenden, da es eine nahezu vollständige Ausschaltung dieser Einflüsse gestatte.

Dieses Verfahren, über das die unten¹⁾ angegebene Quelle einen ausführlichen, das ganze Gebiet des Vorspannproblems umfassenden Bericht enthält, beruht auf folgenden Grundgedanken:

1. Durch hängewerkartig geführte, in den Räumen zwischen den Rippen der Plattenbalken untergebrachte und nach der Erhärtung des Betons angespannte Anker können bei Eigengewichtsbelastung so hohe Druckspannungen im Beton erzeugt werden, daß auch unter Verkehrslast keine oder nur geringe Betonzugspannungen auftreten.
2. Da die Anker nicht einbetoniert sind, lassen sich die durch Schwind- und Kriecherscheinungen des Betons hervorgerufenen, in Durchbiegungen sich umsetzenden Spannungsverluste in den Ankern durch Nachspannen wieder beseitigen.

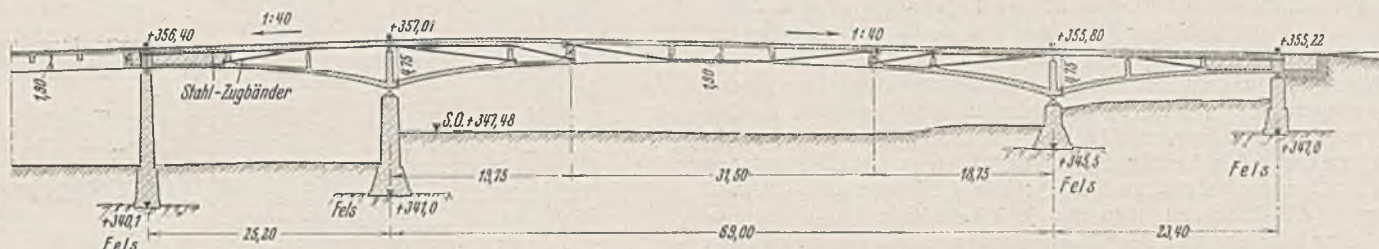


Abb. 7. Tragsystem des Bauteiles D.

Ein zwingender Grund, die Hauptbalken durch Einbau zweier Gelenke in der Mittelöffnung äußerlich statisch bestimmt zu machen, lag nicht vor, da Stützensenkungen bei dem felsigen Baugrund ausgeschlossen sind. Auch konstruktiv hätten sich die Schwierigkeiten der Anpassung der Vorspannsen an die wechselnden Momente eines durchlaufenden Trägers ohne Gelenke meistern lassen, wie Prof. Dischinger in der vorgenannten Veröffentlichung bewiesen hat. Bei der Aufstellung des Entwurfs waren jedoch die technischen Einzelheiten dieser Aufgabe noch nicht in allen Folgerungen durchdacht, so daß man die Einschaltung von Gelenken vorzog, zumal diese das Bestreben erleichterten, die außerordentlich schlanken Hauptträgerhöhen der früheren Planung beizubehalten.

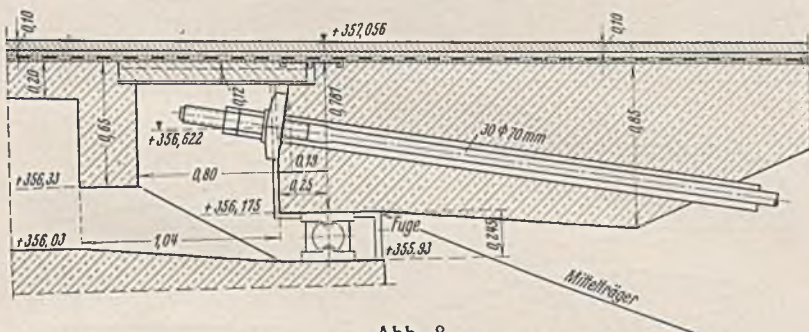


Abb. 8. Verankerung der Vorspannsen der Einhängerträger.

Im einzelnen besteht das aus zwei Seitenöffnungen mit nach der Hauptöffnung auskragenden Enden und einem Einhängerträger sich zusammensetzende Tragsystem aus einer 20 cm dicken, einachsrig bewehrten Fahrbahnplatte, die ihre Lasten an vier Balken abgibt. Bei den Kragträgern tritt noch eine 0,30 bis 0,80 m dicke, die Druckspannungen aus den großen negativen Momenten aufnehmende Platte hinzu (Abb. 7). Als Vorspannanker dienen Rundisen von 70 mm Durchm. aus St 52, an die ≈ 1 m lange, mit sauber gedrehten Schraubengängen versehene Gewindestücke angeschweißt sind. Um der vorgeschriebenen geringeren Inanspruchnahme der Schweißquerschnitte Rechnung zu tragen, mußten diese nach dem eigent-

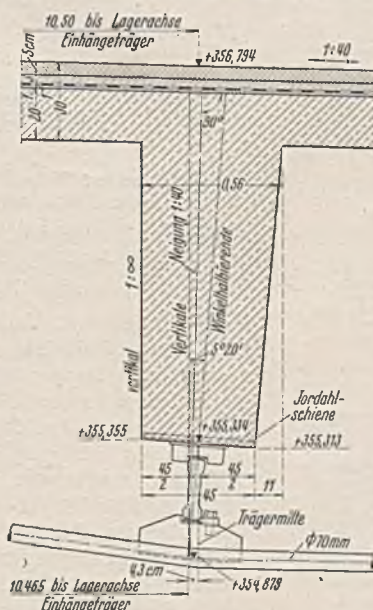


Abb. 9. Pendelabstützung der Einhängerträger-Anker.

¹⁾ „Neues Bauen in Eisenbeton“, herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein, Berlin 1937, Zementverlag: Dischinger, Entwicklung und Fortschritte im Eisenbetonbau. — Vgl. Bautechn. 1937, Heft 40/41, S. 539.

lichen Schweißvorgang ausgeglüht und kegelstumpfförmig von 70 mm auf mindestens 81 mm Durchm. aufgestaucht werden.

Die Vorspannung des 31,5 m weit gestützten Einhängerträgers erforderte einen Hängegurt aus 30 R.-E. 70 mm Durchm. (= 1154 cm²), von denen je 10 in den drei von den Tragrippen begrenzten Hohlräumen liegen. An den Trägerenden sind die Rundisen je mittels zwei eingepaßten Sechskantmütern und einer gemeinsamen, zum Ausgleich der sich bei der Vorspannung einstellenden Winkeländerungen unten schwach gewölbten Unterlagsplatte gegen die auf 85 cm verstärkte Fahrbahnplatte verankert (Abb. 8). Von diesen nach allen Richtungen stark bewehrten Rückverankerungsblöcken aus laufen die Zuganker in Bündeln von je 5 Stück um die in den Drittelpunkten angeordneten Querträger lose gelagert herum. Erst nach dem rechnermäßigen Vorspannen, das hier durch Herunterziehen der Knickpunkte der Anker

mittels Pressen geschieht, werden die Anker durch auswechselbare, in verschiedenen Längen vorrätig gehaltene Pendel längsverschieblich gegen die Querträger abgestützt (Abb. 9). Zwischen der oberen Unterlagsplatte dieses Lagers, die an in den Querträgern einbetonierten Jordahlschienen hängt, und dem Beton ist eine Weichbleiplatte eingeschaltet. Der Lagerstuhl besitzt an der Unterseite Rillen, in die sich die Anker einpressen. Soweit die Anker Betonkörper durchdringen, sind sie von Schutzrohren aus schwachem Blech umschlossen.

Zunächst sei der Gang der theoretischen Untersuchung des innerlich einfach statisch unbestimmten Einhängerträgers kurz beschrieben.

Wenn die statisch nicht bestimmbar Zugkraft Z im Hängegurt mit X_a und ihr Abstand von der neutralen Achse mit y bezeichnet werden (Abb. 10a), genügen die Biegemomente der Gleichung $M = M_0 - X_a y$.

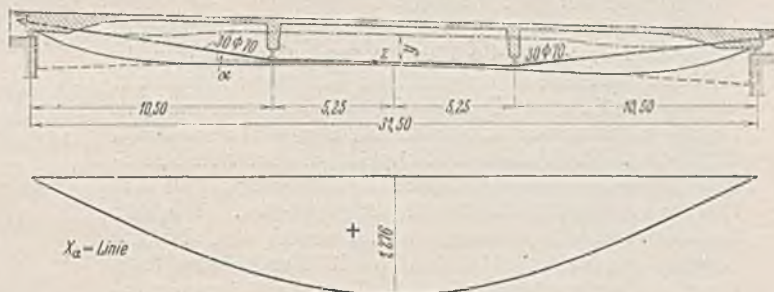


Abb. 10a u. b.

Daraus läßt sich, da die Kraft X_a konstant bleibt, folgern, daß die Hängewerkform des Zuggurts sich dem Verlauf der Momentenlinie aus Eigenlast anpassen muß, wenn die Eigengewichtsmomente in jedem Querschnitt möglichst klein werden sollen. X_a und damit der erforderliche Zugseisenquerschnitt können zunächst überschläglich aus der Bedingung ermittelt werden, daß am unteren Querschnittsrande auch bei ungünstigster Stellung der Verkehrslast keine Zugspannungen entstehen dürfen und somit

$$\sigma_u = \frac{\max M_0^{g+p} - X_a y}{W_u} - \frac{X_a}{F} = 0$$

sein muß. Bei der endgültigen Berechnung wurde die Einflußlinie für X_a aus der Formänderungsgleichung $X_a = \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}}$ als Biegelinie des mit der M_a -Fläche belasteten Balkens unter Vernachlässigung des nur 5 mm betragenden Durchhanges des Hängegurts abgeleitet (Abb. 10b). Die Auswertung der Einflußlinie ergab für Verkehrslast den Wert $X_a = 237$ t, dem eine Beanspruchung des Hängegurts von $\frac{237000}{1154} = 205$ kg/cm² entspricht. Für eine ungleichmäßige Erwärmung des Zugbandes und der Fahrbahnplatte um $\pm 5^\circ$ wurde aus $X_{at} = \frac{E_b \epsilon l^0 l}{\delta_{aa}}$ eine Spannung von 63 kg/cm² gefunden. Da die Höchstspannung des Hängegurts 2000 kg/cm² nicht überschreiten sollte — zulässig ist 2100 kg/cm² ohne Berücksichtigung der Zusatzkräfte — standen als Vorspannkraft für den Eisenbeton noch $2000 - (205 + 63) \approx 1730$ kg/cm² bzw. 1997 t zur Verfügung.

Für den Beton errechnete sich mit einer dem Spannungsnachweis zugrunde gelegten Längsbewehrung der Rippen von 0,8 % der Querschnittfläche in Trägermitte eine größte Druckspannung von 88 kg/cm². Da die Vorschriften der DIN 1075 bei rahmenartigen Tragwerken in besonderen Fällen eine Erhöhung der im allgemeinen zulässigen Spannung von 75 kg/cm² von der Betongüte abhängig machen, war eine Würfel-festigkeit nach 28 Tagen von 9 · (88 - 75) + 225 = 342 kg/cm² zu gewähr-leisten.

Bei der baulichen Durchbildung der Eisenbetonkonstruktion des Einhängeträgers, über die Abb. 11 Aufschluß gibt, fällt auf, daß die beiden mittleren Träger in der Nähe der Auflager anders geformt sind wie die Randbalken, die stetig von 1,9 m Höhe in der Mitte auf 2,4 m anwachsen, wohingegen die Mittelträger fischbauchförmig auf 0,78 m abnehmen. Man wollte mit dieser nicht ohne weiteres verständlichen Maßnahme im Auflagerbereich eine höhere Lage der neutralen Achse und entsprechend geringe Ausmittigkeiten der durch die Vorspannung in den Beton geleiteten Druckkraft erzwingen. Von der Möglichkeit, die Mitwirkung der unteren Stegteile der Außenrippen an den Trägern durch Quertugen und gleiche Führung der Eiseneinlagen wie in den Mittelbalken zu verhindern, wurde aus praktischen Erwägungen kein Gebrauch gemacht. Die Bewehrung der nur 0,3 m breiten Balkenrippen gleicht der von mittig gedrückten Stützen; alle Rundeisenstäbe — 5 R.-E. 34 mm unten, 4 R.-E. 28 mm oben und je 3 R.-E. 16 mm an den Stirnselten — gehen über die ganze Trägerlänge durch und sind von senkrechten Bügeln R.-E. 12 mm umschlossen. Abbiegungen für die Schubsicherung konnten entbehrt werden, da die Eisenbetonbalken nur die von der Verkehrslast herrührenden Schubkräfte zu übertragen haben und die in den einzelnen Querschnitten sich ergebenden Schubspannungen von großen Druckspannungen überlagert werden, so daß die für die Bemessung der Schubseisen maßgebenden schiefen Hauptzugspannungen verhältnismäßig klein sind. Diese Zugkräfte werden in den äußeren Balkendritteln von zweiseitigen 60°-Schrägbügeln aufgenommen, die an den senkrechten Umschließungsbügeln vorbeilaufen und zusammen mit diesen eine widerstandsfähige Umschnürung des Betons bilden. Die Quer-träger, deren Unterflächen senkrecht zur Halbiehenden des Gurtknickwinkels stehen, mußten wegen der aufwärts gerichteten Reaktionskräfte des Hängegurts ($X_a \cdot \tan \alpha$) auch an den oberen Rändern kräftig bewehrt werden. Für die Eiseneinlagen ist beim Brückenabschnitt *D* ausschließlich Handelseisen verarbeitet worden.

Da die Kragträger sich nicht wesentlich voneinander unterscheiden, sollen die Erörterungen auf den linken, in Abb. 12a schematisch dargestellten Kragträger beschränkt werden. Bei diesem Überbau sind die Zugkräfte aus den Eigengewichtsmomenten, die der 18,75 m weit ausladende, durch den Auflagerdruck des Koppelträgers belastete Seitenarm erzeugt, so gewaltig, daß zwei gleichmäßig auf die drei Hohlräume verteilte Seilzüge benötigt wurden. Wie sich aus Abb. 12a u. b erkennen läßt, erstreckt sich der aus 36 R.-E. von 70 mm Durchm. (= 1385 cm²) bestehende Hauptgurt in einer dem Verlauf der Eigengewichtsmomen-tenfläche ähnelnden Linienführung über die ganze Trägerlänge und ist an den Enden in Höhe der Schwerachse — an der linken Seite in zwei übereinander angeordneten Lagen — verankert. Dagegen reicht der erheblich schwächere Hilfs-gurt (12 R.-E. 70 mm) nur bis zu den der Stütze benachbarten Querträgern, durch deren Vermittlung er einen Teil der Lasten des Hauptgurts erhält.

Die Berechnung dieses Systems weicht von der des Einhängeträgers nur insofern ab, als hier noch eine zweite statisch nicht bestimm-bare Größe, die Zugkraft X_b des Hilfsgurts, vorhanden ist. Für die beiden Unbekannten ergaben sich aus den Elastizitätsbedingungen nach einigen Umformungen die Werte

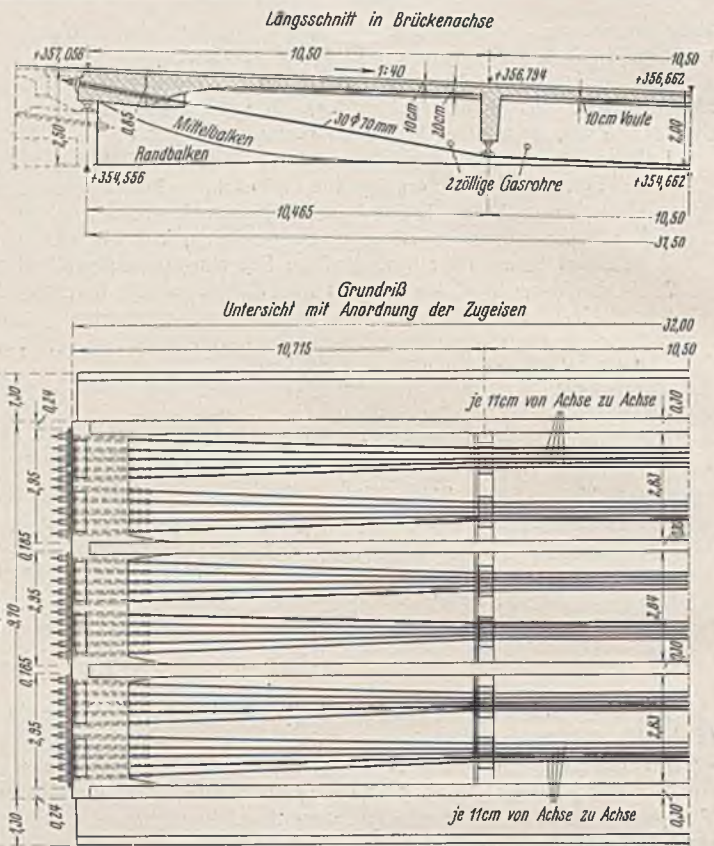


Abb. 11. Bauliche Ausbildung der Eihängeträger.

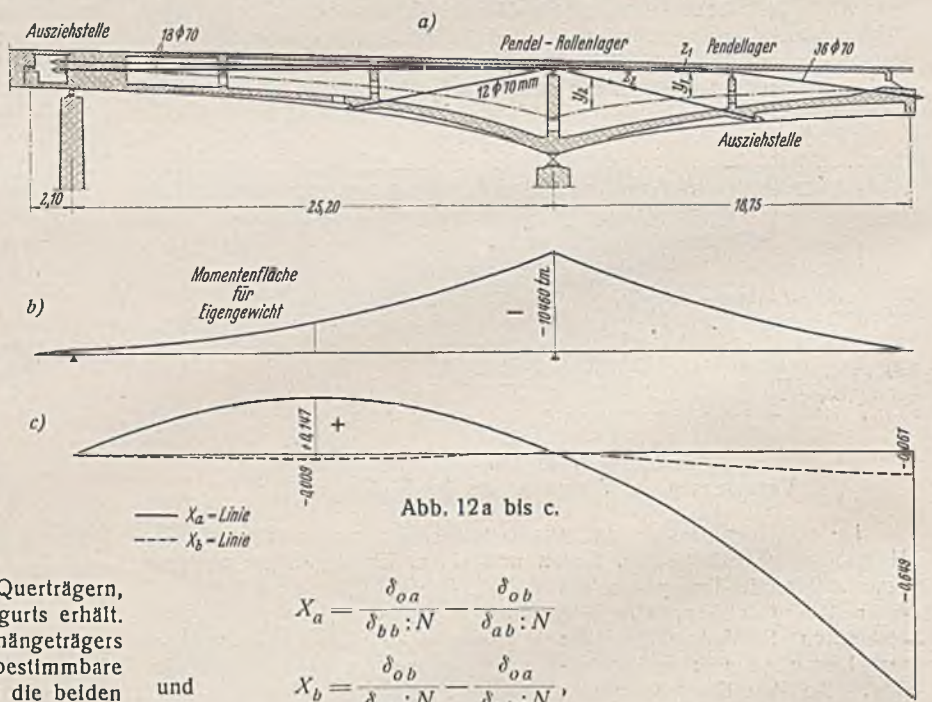


Abb. 12a bis c.

und

$$X_a = \frac{\delta_{0a}}{\delta_{bb} \cdot N} \cdot \frac{\delta_{0b}}{\delta_{ab} \cdot N}$$

$$X_b = \frac{\delta_{0b}}{\delta_{aa} \cdot N} \cdot \frac{\delta_{0a}}{\delta_{ab} \cdot N}$$

worin $N = \delta_{aa} \delta_{bb} - \delta_{ab}^2$ ist. Die Einflußlinien für X_a und X_b (Abb. 12c) lassen sich somit aus den Biegelinien des mit der M_a - bzw. M_b -Fläche belasteten Balkens entwickeln. Die Gleichung zur Bestimmung der Biegemomente hat die Form

$$M = M_0 - X_a y_1 - X_b y_2.$$

Da der Einfluß der Verkehrslast gegenüber dem des Eigen-gewichts verhältnismäßig klein ist und die Zusatzspannungen aus ungleichen Temperaturänderungen infolge der geschätzten Lage der Zuganker wegfallen, wurden letztere mit 2000 kg/cm² vorgespannt, und zwar dadurch, daß die Anker an einem Ende durch Pressen mit ringförmigen, die Anker umschließenden Druckkolben ausgezogen wurden. Zu diesem Zwecke laufen die Seilzüge über Pendel- bzw. Pendel-Rollenlager, die Führung und Längsbeweglichkeit der Anker sicherstellen (Abb. 12a u. 13).

Die Eisenbetonglieder der Kragträger sind nach denselben Gesichtspunkten durchgebildet wie die des Koppelträgers; lediglich die Abmessungen sind größer (Abb. 14). So erreichen die 0,36 m breiten Tragrippen eine Größthöhe von 4,75 m über

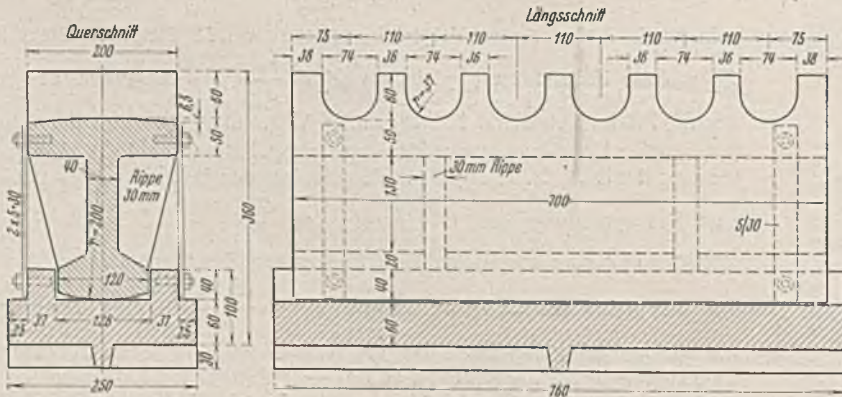


Abb. 13. Pendellager.

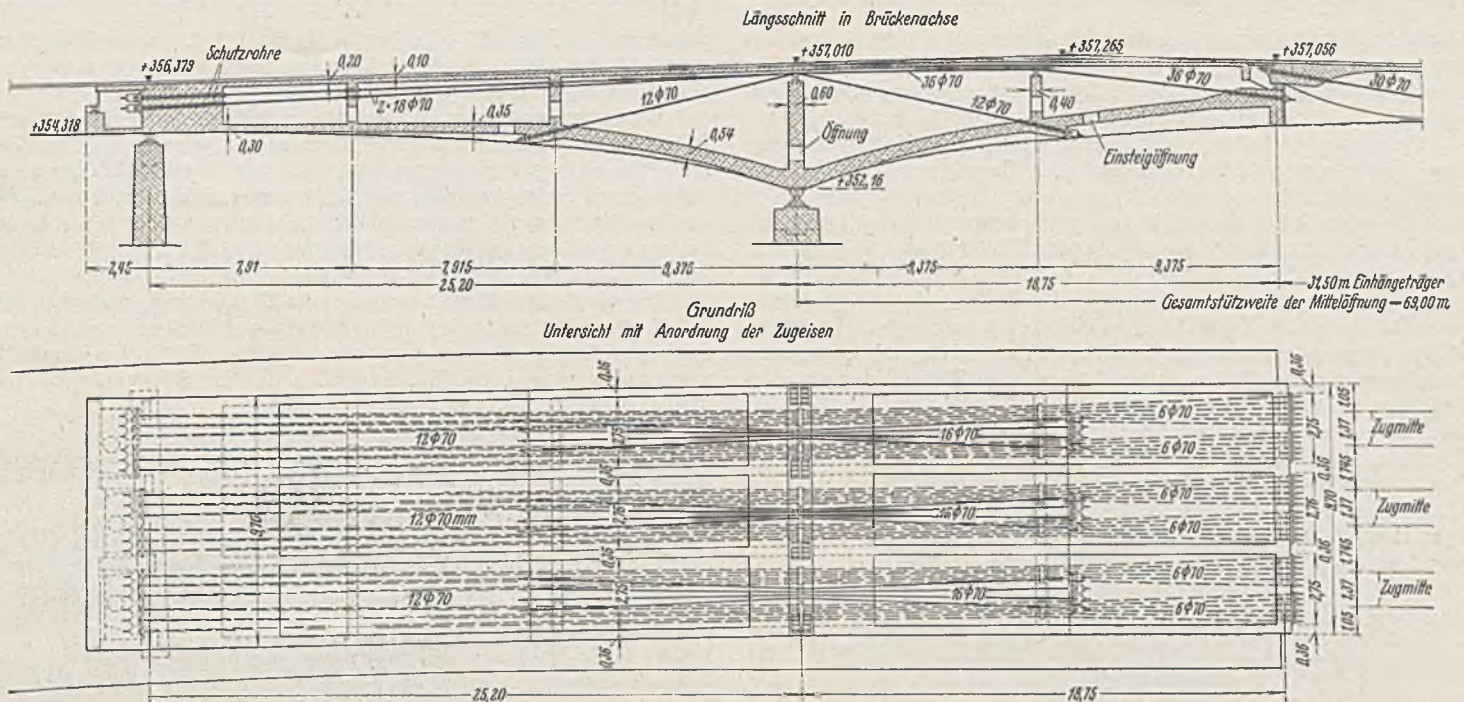


Abb. 14. Bauliche Ausbildung der Kragträger.

den Stützen. In der bis zu 0,8 m dicken Druckplatte liegt oben und unten eine kreuzweis angeordnete Bewehrung, die an den Verankerungsstellen der Gurte durch Quer- und Längsisen verstärkt ist.

Die Lagerkörper unter der Eisenbetonkonstruktion, die überall von Bänken aus bewehrtem Beton unterstützt werden, sind als Rollen- bzw. einfache Linienkipplager aus Stahlguß hergestellt. Lagerböcke waren nur für die mit je 630 t belasteten Linienkipplager auf den Pfeilern neben den Gleisen erforderlich. Innerhalb des gekrümmten Brückenteils sind seitlich an den oberen Platten der Kipplager Knaggen als Sicherung gegen Verschleibungen in der Querrichtung angebracht.

Für die vorgespannte Auslegerbrücke wurden, umgerechnet auf die Brückengrundfläche, 250 kg/m² Stahl und Stahlguß verbraucht. Der Vorentwurf für eine Ausführung in gelenkter Stahlkonstruktion mit Eisenbeton-Fahrbahnplatte hätte dagegen 350 kg/m² erfordert, wenn für die Haupttragglieder wie bei der vorgespannten Brücke St 52 verwendet worden wäre. Gegenüber der Stahlbauweise ist also eine Ersparnis von 28 % zu verzeichnen. Das Ergebnis ist wegen des sehr hohen Bedarfs an Stahlguß für die 134 Lager, Pendel, Rückverankerungen und Ausziehvorrückungen weniger günstig, als von vornherein erwartet wurde. Bei künftigen Bauaufgaben solcher Art wäre jedoch eine Ermäßigung des Stahlverbrauches denkbar, da der mit Rücksicht auf das neuartige Bauverfahren etwas reichlich gewählte Bewehrungsgrad der Hauptträger unbedenklich von 0,8 % auf 0,5 % herabgesetzt werden könnte. Ebenso würde sich durch Verzicht auf Gelenke der Stahlverbrauch noch einschränken lassen.

II. Bauausführung.

Die verwaltungsmäßige Grundlage für die Durchführung des Baues wurde durch eine am 25. Oktober 1935 zwischen den beteiligten Stellen getroffene Vereinbarung geschaffen. Als Träger des Baues trat der Oberbürgermeister von Aue auf. Die Sächsische Straßenbauverwaltung übernahm die Bauleitung, mit deren Wahrnehmung das Straßen- und Wasserbauamt Zwickau beauftragt wurde. Die Deutsche Reichsbahn (Reichsbahndirektion Dresden) übernahm die baupolitzeliche Prüfung und Genehmigung der Berechnungen und Baupläne für die im Bahnbereich liegenden Brückenteile C und D und führte außerdem die Prüfung der Baustoffe für die gesamte Brücke kostenlos durch.

Am 8. Dezember 1935 wurde vom Reichsstatthalter des Landes Sachsen, Gauleiter Mutschmann, unter größter Anteilnahme der Bevölkerung der erste Spatenstich vorgenommen. Die folgenden Wintermonate wurden zum Abbruch der Gebäude und zu eingehenden Vorarbeiten benutzt. Die Bauarbeiten an der Brücke begannen am 20. April 1936 mit der Ausschachtung der Gründung für den Pfeiler VII.

Die bauausführende Firma war gezwungen, sich mit äußerst beschränkten Platzverhältnissen abzufinden. Für die Baustofflagerung, Betonbereitung sowie die sonstigen Arbeitsplätze stand in der Hauptsache nur das zwischen der westlichen Bahnhofsgrenze und der Bahnhofstraße gelegene Gelände, das zudem noch durch ein Schuppengebäude eingeengt war, zur Verfügung. Die Betonierungsanlage mit zwei Mischmaschinen von je 500 l Mischinhalt wurde zwischen den Pfeilern VII und VIII aufgestellt, der Beton mittels Aufzugs in Kippwagen auf Brückenhöhe gehoben und nach den Verwendungsstellen verfahren. Außerdem wurden auf kurze Zeit Mischmaschinen von 250 l Inhalt auf den Straßenanschlüssen zur Unterstützung des Betonierens der Brückenden aufgestellt.

Die Gründungen östlich des Bahnhofs (Pfeiler X und Widerlager XI) boten keine Schwierigkeiten, da harter Granitfels in hoher Lage anstand. Auf der westlichen Brückenseite konnte das Endwiderlager O und der Pfeiler I planmäßig auf tragfähigem Kies, Pfeiler II auf Fels gegründet werden. Bei allen übrigen Pfeilern, vor allem zwischen dem Flußlauf und dem Bahnhof, mußten unter stärkstem Wasserzudrang zahlreiche Geröllschichten und alte Mauerreste, die offenbar von alten Mühlgräben und Ufermauern herrührten, durchfahren werden. Der Granitfels wurde zwar in der durch Schürfungen ermittelten Tiefe erreicht, er erwies sich jedoch als derart mürbe und weich, daß eine Tiefgründung unvermeidlich war (Abb. 15).



Abb. 15. Gründung Pfeiler V.

Obwohl nach Abräumen der oberen Schichten bis zu 2 m Tiefe sich keine wesentlichen Änderungen in der Beschaffenheit des Felsens ergaben, beurteilte das zu Rate gezogene Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg die Gründung mit rd. 8 kg/cm² größter Kantenpressung als

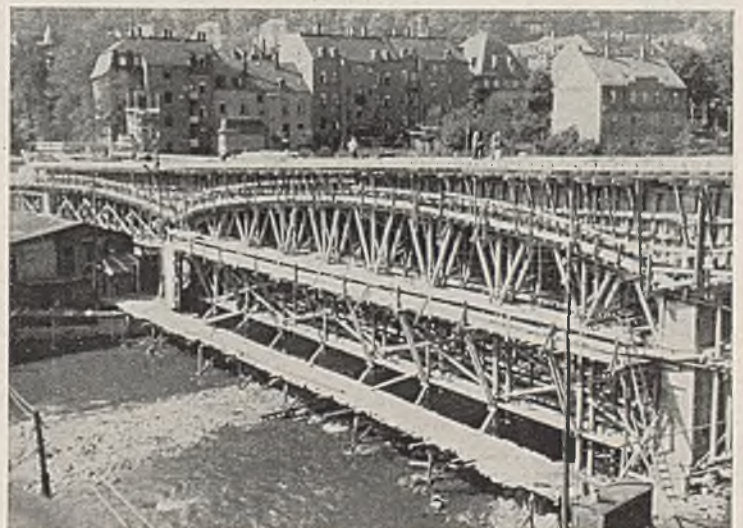


Abb. 16. Muldenbrücke, Lehrgerüst.

unbedenklich, zumal durch die tiefe Einbindung und Anbetonierung der Fundamente an den Felsen eine gewisse Einspannung erzielt wurde. Die Zersetzung des Granits beruht auf einer kontaktartigen Umwandlung durch die benachbarte altpaläozoische Schieferformation.

Die Fundamente wurden in Konkretbeton mit 180 kg Hochofenzement auf 1 m³ Beton ausgeführt. Im Bereich des Grundwassers, das bis zu 20 mg aggressiver Kohlensäure auf 1 l aufwies, erhielten sie einen in der Sohle 20 cm, den Seitenwänden 30 cm dicken wasserdichten Mantel mit 330 kg/m³ Hochofenzement. Die aufgehenden Pfeiler bestehen aus einem in Granitsteinen gemauerten Fuß bis 1 m Höhe über Gelände und im übrigen aus schalungsrauhem Stampfbeton. Die Endwiderlager sind ebenso wie der niedrige Pfeiler X durchweg in Mauerwerk ausgeführt. Die Dicke der Pfeiler, die außerordentlich schlank wirken, beträgt 1 m; die den Flußlauf begrenzenden Pfeiler haben 1,20 m, die Pfeiler der Bahnhofüberbrückung 1,60 m Dicke.

Die Lehrgerüste bieten, mit Ausnahme der schwierigen Überspannung des Bahnhofs, keine besonders bemerkenswerten Einzelheiten. Das große Lehrgerüst der Muldenbrücke (Abb. 16) besteht aus dem Ober- und Untergerüst, zwischen denen die Absenkvorrichtung lag. Die Joche waren wegen etwaigen Hochwassers 4,56 m weit gestellt; ihre Gründung war wegen des Geröllbodens nur auf Betonschweifen möglich.

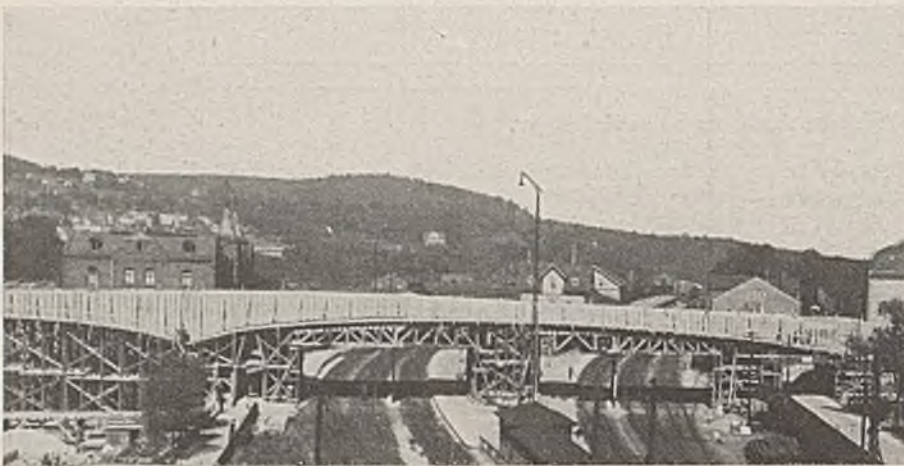


Abb. 17. Bahnhofüberbrückung, Lehrgerüst.

Für das Lehrgerüst der Bahnhofüberbrückung entschied sich die Firma im Einvernehmen mit der Reichsbahn nach mehreren Vorentwürfen für die in Abb. 17 dargestellte Ausführung. Von einem auf dem Bahnsteig aufgestellten Mittelbock aus wurden die Bahngleise nach beiden Seiten durch 7 Holzfachwerkbinder mit 1,36 m bis 1,56 m Abstand überspannt. Die Länge der einzelnen Binder betrug 16,5 bis 18 m, sie war durch eine eiserne Pendelstütze, die zwischen den Gleisen aufgestellt werden konnte, nochmals unterteilt. Die große Stützweite erforderte eine entsprechend kräftige Ausbildung des Fachwerks, die Zusammendrückung unter der Auflast blieb daher gering. Vor allem ging die Montage ohne jede Behinderung des starken Eisenbahnverkehrs vorstatten.



Abb. 19.

Das Lehrgerüst der Muldenbrücke wurde mittels eiserner Gerüstspindeln abgesenkt. Sämtliche übrigen Gerüste lagen auf Hartholzkeilen. Die Ausrüstung des Brückenteiles D geschah durch Anheben des Tragwerks beim Anspannvorgang (s. u.).

Die Bauarbeiten schritten trotz der erwähnten Schwierigkeiten sehr rasch vorwärts. Bereits sechs Wochen nach Baubeginn waren die Gründungen der mittleren Pfeilergruppe (V bis IX) fertig betoniert. Von den 9 Pfeilern

waren am 11. Juli 1936 8 Pfeiler fertiggestellt. Als erster Bauteil wurde die Muldenbrücke Anfang September betoniert. Abb. 18 zeigt die Bewehrung des Randbalkens dieses Brückenteils.

Besonders sorgfältige Vorbereitungen erforderte die Herstellung des Brückenteiles D. Die 70 mm dicken Spannanker wurden auf dem Bauplatz mit einer elektrischen Stumpfschweißmaschine, System AEG, geschweißt, durch einen Aufzugkran auf das Lehrgerüst des Brückenteils C gehoben und zur Einbaustelle vorgeschoben; die Verlegung der bis 31 m langen Eisen ging ohne Schwierigkeiten vorstatten, da ihre Elastizität groß genug war, um sie leicht in die vorschrittsmäßige Lage zu bringen.

Die vom Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem vorgenommene Prüfung auf Zugfestigkeit an zwei Probestäben von 150 cm Länge mit je drei Schweißstellen ergab Streckgrenzen von rd. 3500 kg/cm² und Bruchspannungen vom i. M. 5600 kg/cm². An den Schweißstellen wurden keinerlei Bindefehler festgestellt.

Die Betonierung des Brückenteiles D mußte entsprechend seiner Aufgliederung in einzelnen Abschnitten durchgeführt werden.

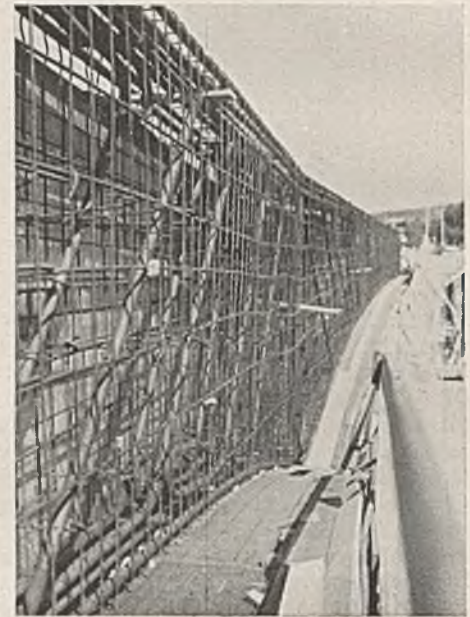


Abb. 18. Muldenbrücke, Bewehrung des Randbalkens.

Fertiggestellt wurde er innerhalb des Monats Oktober 1936. Bis zum 13. November 1936, also innerhalb von sechs Monaten seit Baubeginn, war die gesamte Tragkonstruktion einschließlich der Brückenteile A und C fertig.

Abb. 19 zeigt die Verlegung der Anker mit dem rechten Rückverankerungsblock, Abb. 20 die Bewehrung der Druckplatte im Kragträger mit der blockartigen Verstärkung für die Verankerung der unteren Ankerlage, Abb. 21 die Rückverankerung am Einhängeträger. In Abb. 22 ist der Rückverankerungsblock des rechten Kragarmes mit den fertig verlegten Zugankern zu sehen.

Nach dem Einbringen des Betons waren zunächst sämtliche Hauptspannungslos, die Schraubenmuttern leicht angezogen und mit Doppelmutter gesichert, die Pendelstützen an den Ablenkungspunkten

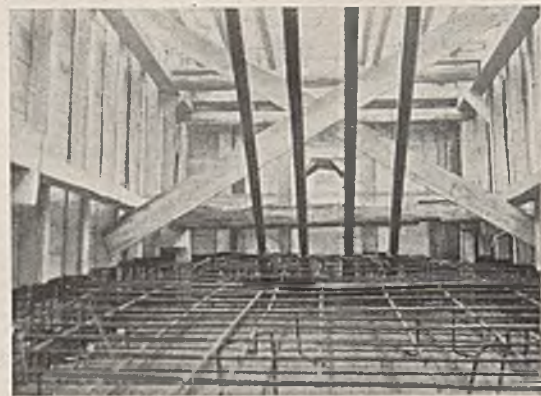


Abb. 20.

der Kragträger so weit schräg gestellt, daß sie beim Anziehen in die Richtung der Winkelhalbierenden mitgenommen werden konnten. Im Einhängeträger lagen die Eisen an den beiden Ablenkungsstellen in den Rillen der unteren Lagerplatte; Pendel und obere Lagerplatte waren noch nicht eingebaut.

In der folgenden, etwa sechswöchentlichen Erhärtungszeit wurde der Beton in den Kammern und von außen mit Wasser berieselt, um die

Schrumpfspannungen möglichst gering zu halten. Die Außentemperaturen sanken gegen Ende der Erhärtungszeit bis unter den Gefrierpunkt.

Nach der statischen Berechnung waren die Haupttrageisen bis zu 2100 kg/cm^2 anzuspannen. Der Wert wurde nachträglich auf 2200 kg/cm^2 erhöht, um beobachteten kleinen Nachgiebigkeiten an den Verankerungsstellen Rechnung zu tragen. Bei den Kragträgern geschah die Anspannung durch unmittelbaren Zug mittels zwölf Wasserdruckpressen von je etwa 200 t Tragkraft. Die 36 Stangen konnten also nicht auf einmal angespannt werden, sondern es waren zwei Umstellungen notwendig, wobei durch eine leichte Erhöhung der Zugkräfte die auftretende Entlastung der bereits angespannten Gruppe ausgeglichen wurde. Für je sechs Pressen war eine Handpumpe vorhanden. Die beiden Aggregate arbeiteten immer symmetrisch zur Brückenachse.



Abb. 21.

auf 400 kg/cm^2 , am gleichen Tage wurden die Pakete des rechten Kragträgers von 600 auf 1900 kg/cm^2 angespannt und in den folgenden Tagen nacheinander die Eisen des linken Kragträgers ebenfalls auf 1900 kg/cm^2 , die des Einhängeträgers auf 1200 kg/cm^2 . Hierbei löste sich der Einhängeträger vom Lehrgerüst ab und trug sich bereits frei.

Schließlich wurden am 22. Dezember 1936 die beiden Kragträger auf die volle Zugkraft von 2200 kg/cm^2 , am folgenden Tage die Anker des Einhängeträgers auf 1800 kg/cm^2 nachgespannt.

Damit war der erste Teil des Anspannungsprogramms erledigt; die Wintermonate wurden zu dauernder Beobachtung der Konstruktion, vor allem durch regelmäßige Nivellements, benutzt. Dabei ergaben sich geringe Durchsenkungen als Folge der Zusammendrückungen in den Lagerplatten und Schraubenmutter sowie des einsetzenden Kriechens. Eine Mitte Januar 1937 vorgenommene Spannungsermittlung mittels Dehnungsmesser ergab einen Spannungsabfall der Kragträgerereisen auf



Abb. 22.

Bei dem Einhängeträger geschah das Spannen der Zugstangen durch Herabziehen der Knickpunkte des Hängewerks mittels besonders konstruierter Wasserdruckpressen von etwa 150 t Tragkraft, wobei der Beton der Querträger als Widerlager zu dienen hatte. An jedem der Knickpunkte wurden im Querschnitt je sechs Pressen derart eingebaut, daß je fünf Stangen zusammengefaßt wurden. Sie liegen in rillenförmigen Aussparungen der unteren Lagerplatte. Die Pressen konnten während des ganzen Spannungsvorgangs unverändert in ihrer Lage bleiben.

Das Anspannen der Eisen der Kragträger konnte nicht in einem Zuge bis zur höchstzulässigen Grenze vorgenommen werden, da mit wachsender Spannung mit einem Heben der Kragarmenden zu rechnen war, wodurch der noch nicht angespannte Einhängeträger vom Gerüst abgehoben worden wäre. Umgekehrt hätte ein Anspannen der Eisen im Einhängeträger bis zur Höchstspannung diesen vom Gerüst abgehoben und in die Enden der Kragträger aufgelagert, was wieder in letzterem unzulässige Spannungen hervorgerufen hätte. Aus diesen Gründen mußte die Anspannung stufenförmig so geschehen, daß allmählich Kragträger und Einhängeträger tragfähig gemacht wurden.

2000 kg/cm^2 , der Anker im Einhängeträger auf 1400 kg/cm^2 . Mit Rücksicht auf das weiter zu erwartende Kriechen, das zum größten Teil während der ersten fünf Monate vor sich geht, wurde mit dem leichten Nachregulieren der Spannungen bis Mitte Mai gewartet. In der Zeit vom 19. bis 25. Mai 1937, kurz vor der Verkehrsübergabe, wurden die Zugseile einheitlich in den Kragträgern und im Einhängeträger auf 2200 kg/cm^2 angespannt. Nunmehr konnten im Einhängeträger auch die Pendel und oberen Lagerplatten eingesetzt und die Pressen abgebaut sowie die freiliegenden Stahlhängegurte durch asphaltierte Stoffbinden isoliert werden.

Die Spannungsmessung geschah durch auf die Pressen aufgesetzte Manometer, an denen die Zugkraft unmittelbar abgelesen wurde, sowie durch vom Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem vorgenommene unmittelbare Spannungsmessungen mittels eines 30 cm langen Setztensometers.

Abb. 23 zeigt die eingebauten Ringpressen am Kragträgerende, Abb. 24 die Pressen am Ablenkungspunkte des Einhängeträgers. In Abb. 25 sind die fertig angespannten Zuganker im Kragträger dargestellt. Die Kammern der Kragträger sind sämtlich durch Mannlöcher in der Druckplatte und



Abb. 23.



Abb. 24.



Abb. 25.

Am 25. November 1936 wurde mit dem Anspannen der 36 Stangen des linken Kragträgers in drei Gruppen symmetrisch zur Brückenachse auf 600 kg/cm^2 begonnen. Die Messung ergab bereits geringe Anhebung des Kragendes. Am 27. November 1936 wurden die zwölf steil abgebogenen Stangen nach Umbau der Pressen an die unteren Enden ebenfalls vorgespannt, jedoch gleich auf 1800 kg/cm^2 , da der Einfluß dieser Schrägstäbe auf die Kragarmhebung gering ist.

Wegen der Kältegrade — Außentemperatur — 3 bis -4° am Tage — wurden die Kammern elektrisch beheizt und so die Eisen an den Abbiegestellen auf etwa $+4^\circ$ erwärmt. In gleicher Weise wurden bis zum 4. Dezember die Eisen des rechten Kragträgers vorgespannt. Am 17. Dezember folgte die Anspannung der 30 Eisen des Einhängeträgers

in den Querträgern zugänglich; die Anspannungsstellen an den Kragträgerenden und an den Auflagern des Einhängeträgers sind durch kurze Eisenbetonplatten, die erst nach beendeter Anspannung kurz vor dem Aufbringen der Abdichtung und der Straßendecke eingesetzt wurden und jederzeit wieder entfernt werden können, überdeckt.

Ein kurz vor der Verkehrsübergabe Anfang Juni durchgeführtes Nivellement ergab im Brückenteil *D* als gesamte absolute Senkung der Kragenden 2 cm , der Einhängeträgermitte rd. 3 cm . Der Brückenteil wurde auch nach der Verkehrsübergabe durch mehrfache Nivellements weiter beobachtet. Bisher haben sich keine wesentlichen Änderungen der Höhenlage gezeigt. Die größte Durchbiegung in der Mitte der $40,5 \text{ m}$ weit spannenden Öffnung des Brückenteils *B* ist mit rd. 4 cm gemessen worden.

Mit Rücksicht auf die hohen Beanspruchungen des Betons und die Einflüsse der elastischen und plastischen Formänderungen wurden vor Baubeginn von der Firma ausgedehnte Vorversuche zur Erzielung eines einwandfreien Betons durchgeführt. Für die Zuschlagstoffe standen in frachtgünstiger Lage die Kies- und Sandgruben des mittleren Muldentals und zahlreiche Steinbrüche mit verschiedenem Material in der unmittelbaren Umgebung von Aue zur Verfügung. Von den Brüchen lieferte der mittelkörnige Granit aus Auerhammer infolge seiner würflichen Form die besten Ergebnisse. Als Sand wurde ein Grubensand aus Langenteuba-Oberhain bei Penig gewählt. Der Kornaufbau der gesamten Zuschlagstoffe (Sand + Feinschlag) ist in der Siebkurve Abb. 26 dar-

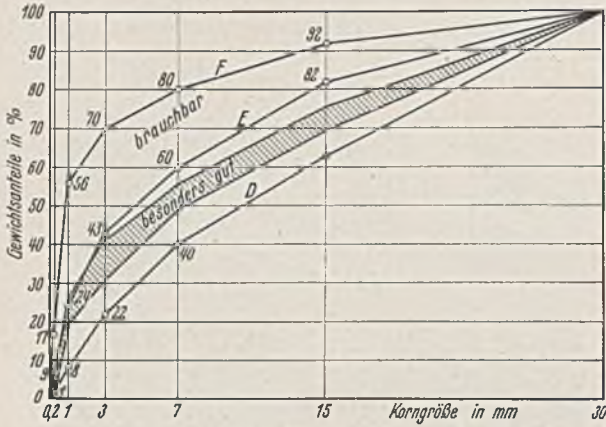


Abb. 26. Siebkurve der Zuschlagstoffe.

gestellt. Der Sand zeigt einen verhältnismäßig hohen Anteil an feinen und mittleren Korngrößen; das Verhältnis von feinem zu grobem Korn im Betongemenge betrug für die hochbeanspruchten Konstruktionsteile 1:0,94 bis 1:0,96. Der Zementanteil (hochwertiger Zement) betrug je nach der statischen Beanspruchung 300 bis 340 kg auf 1 m³. Die erforderlichen Würfelestigkeiten W_{b28} bis 342 kg/cm² wurden ohne Schwierigkeiten erreicht. Die von der Reichsbahndirektion Dresden laufend durchgeführten Prüfungen des Bauwerkbetons ergaben bei 340 kg Zementanteil und einem Ausbreitmaß von 38,5 cm (entsprechend einem Wasser-Zement-Verhältnis von 0,683) Werte bis 506 kg/cm². Der Wasserzusatz wurde an den hochbeanspruchten Bauteilen möglichst bei etwa 10 Gew.-% gehalten; der Beton ließ sich in dieser Konsistenz auch in stark bewehrten Baugliedern noch gut verarbeiten. Die Verdichtung des Betons geschah durch Stochern und durch an der Außenseite der Schalung wirkende Preßluftschlämmer.



Abb. 28.

Die Bauarbeiten wurden nach der Winterpause Anfang April 1937 wieder aufgenommen und Ende Mai 1937 vollständig beendet. Mit besonderer Sorgfalt wurden die Fahrbahntwässerungen und Dehnungsfugen zwischen den einzelnen Bauteilen ausgebildet. Die Gelenkfugen des Brückenteils D erhielten in den Ansichtflächen schmale Kanten-einfassungen aus Eternit. Für die Fahrbahnfugen wurde eine Gleitplattenkonstruktion aus Winkeleisen und geriffelten Schleppblechen mit Entwässerungsrinne gewählt. In den 2 bzw. 3 m auskragenden Fußwegen wurden in Abständen von 5 bis 6 m Dehnungsfugen von 3 mm Breite, die quer zur Längsachse bis zum Voutenansatz der Randbalken reichten, angeordnet (Abb. 27).

Die Abdichtung der Brückentafel besteht in der Fahrbahn aus einer doppelten Lage Dichtungsbahnen mit fünf Anstrichen, die unter dem Granitbordstein durchgezogen ist; die Kragplatten haben eine einlagige Isolierung erhalten. Über der Abdichtung folgt ein 4 cm hoher Schutzbeton mit Drahtgewebeeinlage.

Die Fußwegbefestigung besteht aus 3 cm dicken Hartsteinplatten der Dyckerhoff & Widmann K. G., Betonwerk Cossebaude bei Dresden. Die Platten wurden in Zementmörtel verlegt; im Bereich der Dehnungsfugen wurden sie mit Asphalt ausgegossen. Als endgültige Fahrbahn-decke wurde ein 4,8 cm dicker Hartgußasphaltbelag in zwei Schichten aufgebracht. Die Oberlage wurde durch Abdecken mit bitumiertem Hart-

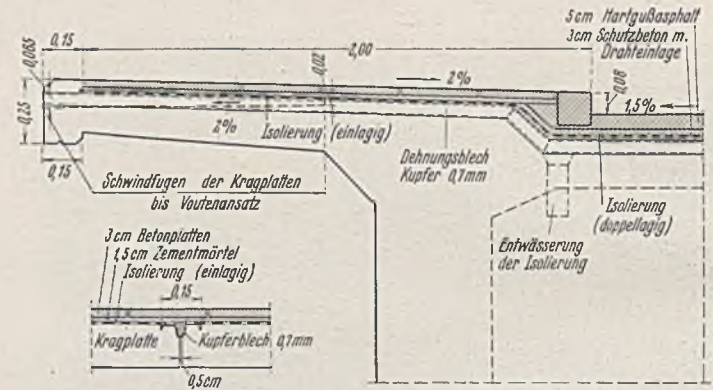


Abb. 27. Ausbildung der Schwindfugen in den Kragplatten.

steinsplitt, der in warmem Zustande noch leicht eingedrückt wurde, bebraut. Die Brückenbeleuchtung besteht aus Glaskörpern auf achteckigen Schleuderbetonmasten, die in 22 bis 25 m Abstand auf den Fußwegenden angeordnet sind. Auf Veranlassung der Stadt Aue wurden außerdem mehrere Fußgängertreppen hergestellt. An den Brückenden wurden vier Hoheitszeichen aus Eisenguß nach dem Entwurf von Stadtbaurat Hasse auf 10 m hohen Stampfbetonobelisken errichtet. — Die Ansichtflächen wurden schalungsrauh gelassen. Die Eisenbahnbrücke erhielt zum Schutze gegen die Einwirkungen der Rauchgase einen farblosen Fluatanstrich.

Am 5. Juni 1937 wurde das Bauwerk im Rahmen des Gauparteitages der NSDAP, durch Reichsstatthalter Mutschmann dem Verkehr übergeben.

Das Brückenbauwerk enthält rd. 5000 m³ Beton und 660 t Stahl, wovon 60 t auf die Stahlager entfallen. Die Kosten der Brücke betragen



Abb. 29.

700 000 RM. Die gesamte Baumaßnahme einschließlich Landerwerb, Straßenanschlüssen usw. erforderte eine Bausumme von rd. 920 000 RM.

An der Kostenaufbringung beteiligte sich die Deutsche Reichsbahn mit 300 000 RM und Hergabe des reichsbahneigenen Geländes. Der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen stellte aus Reichsstraßenmitteln eine Beihilfe von 200 000 RM, das Landesamtsamt Sachsen einen Förderungsbeitrag von 75 000 RM zur Verfügung. Für die Restfinanzierung hatte die Stadt Aue aufzukommen, der zu diesem Zwecke Darlehensbeträge zur Verfügung gestellt wurden. — Der Brückenbau wurde von Dyckerhoff & Widmann K. G., Niederlassung Dresden, ausgeführt. Abb. 28 und 29 zeigen das fertige Bauwerk.

Getreidesilo mit 20 000 t Fassungsraum für die „Hafen Aktiengesellschaft Magdeburg“ in Magdeburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Schulz-Du Bois, Niedernhausen i. Ts.

Die „Hafen Aktiengesellschaft Magdeburg“ in Magdeburg ließ im Jahre 1935/36 im Handelshafen einen Getreidesilo von 20 000 t Fassungsvermögen bauen, als Erweiterung der alten bestehenden Speicheranlage. Mit Rücksicht auf die Getreideversorgung im Magdeburger Wirtschaftsgebiet war die Erstellung dieser Anlage, als deren geistiger Urheber Baurat Nadermann, Direktor der Hafen AG., zu betrachten ist, wichtig und vordringlich. Der neue Silo wurde im unmittelbaren Anschluß an die alte Speicheranlage, mit der er maschinell verbunden wurde, gebaut, da sich eine kombinierte Anlage, bestehend aus Silo und Schüttsböden, als die zweckmäßigste erwiesen hat. Den Auftrag für die Ausführung

maschinen trägt (Abb. 1). In den Feldern 2 bis 12 sind 96 Getreidezellen untergebracht, und zwar:

- 44 Zellen 4,30 × 3,90 m mit je 300 t (große Zellen),
- 36 „ 3,93 × 2,10 „ „ 140 t (Halbzellen),
- 16 „ 2,10 × 1,90 „ „ 75 t (Viertelzellen).

Die Schütthöhe des Getreides beträgt rd. 25 m, der umbaute Raum des Gesamtbauwerks 49 500 m³. Im Kellergeschoß sind Lager- und Luftschutzräume angeordnet, ferner laufen hier zwei große durchgehende Längsbänder zur Getreideförderung.

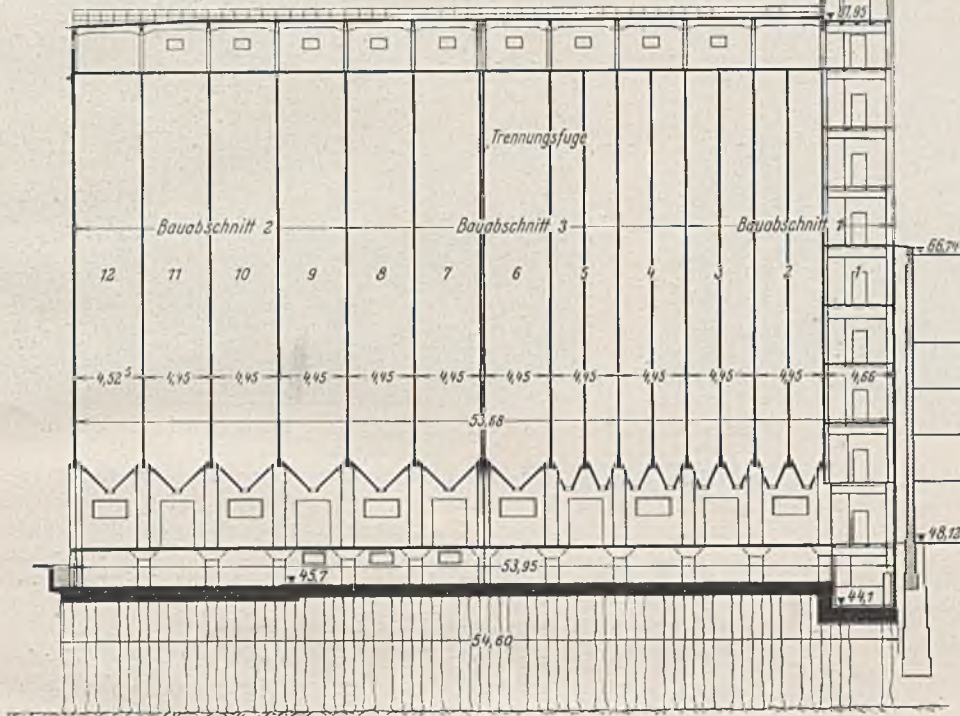
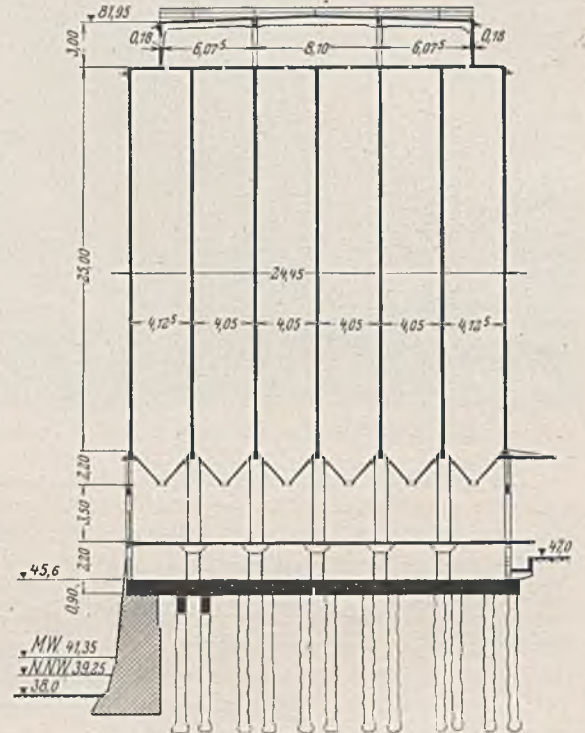


Abb. 1. Längsschnitt des Silos.



Zu Abb. 1. Querschnitt des Silos.

der Anlage erhielt die Philipp Holzmann-AG., Frankfurt a. M., Zweigniederlassung Magdeburg, zusammen mit der Mlag, Mühlenbau- und Industrie-AG., Braunschweig.

Im folgenden soll eine kurze Beschreibung der Anlage gegeben werden, ferner werden die Gesichtspunkte erwähnt, die für die Baulösungen maßgebend waren, und schließlich sollen einige Besonderheiten der Ausführung beschrieben werden.

Beschreibung der Anlage.

Für die Gründung des Bauwerks wurde eine Frankpfahlgründung gewählt. Die Pfähle, die bei einer durchschnittlichen Länge von 5,25 m auf tragfähigem Fels — Grauwacke — aufsaßen, werden mit etwa 100 t je Stück, die Randpfähle sogar mit 107 t belastet. Sie tragen die stark bewehrte Eisenbetondecke, die wassersseitig auf der alten Ufermauer aufliegt.

Das Gesamtbauwerk ist als Eisenbetonbau ausgeführt und in der Längsrichtung in 12 Felder eingeteilt. Zwischen Feld 6 und 7 ist im ganzen aufgehenden Teil des Bauwerkes eine 3 cm breite Dehnungsfuge vorgesehen. Im Felde 1 ist das Maschinenhaus untergebracht, das in elf Geschossen die verschiedenen Getreidebearbeitungs-

Das Erdgeschoß enthält die Siloausläufe (Abb. 2). Für die Land- und Wasserverladung sind zwei Vollzellen besonders ausgestaltet. Die maschinelle Einrichtung für die Landannahme ist unter der Rampe angeordnet, während die Wasserannahme pneumatisch geschieht. Das Dachgeschoß enthält einen durchgehenden Bodenraum, in dem drei Längsförderer untergebracht sind (Abb. 3).

Die architektonische Gestaltung des Baues, die besonders mit Rücksicht auf den danebenliegenden alten Getreidespeicher schwierig war, lag in den Händen von Architekt Bda. Scheibe, Magdeburg. Der Bau wurde in der einfachsten Form als Zweckbau hergestellt, die Einteilung der einzelnen Felder wurde durch Lisenen betont, die oben durch



Abb. 2. Blick in das Erdgeschoß mit den Trichterausläufen.



Abb. 3. Blick in das Dachgeschoß mit den drei Förderbändern.

ein einfaches Gesims abgeschlossen sind. An den beiden Ecken der Südseite ist ein einfacher figürlicher Schmuck angeordnet (Abb. 4). Von Trichteroberkante an wurde der aufgehende Bau in Gleitschalung hergestellt (Bauweise Macdonald, Eisenbeton-Gleitbaugesellschaft Klotz & Co., Frankfurt a. M.) (Abb. 5).

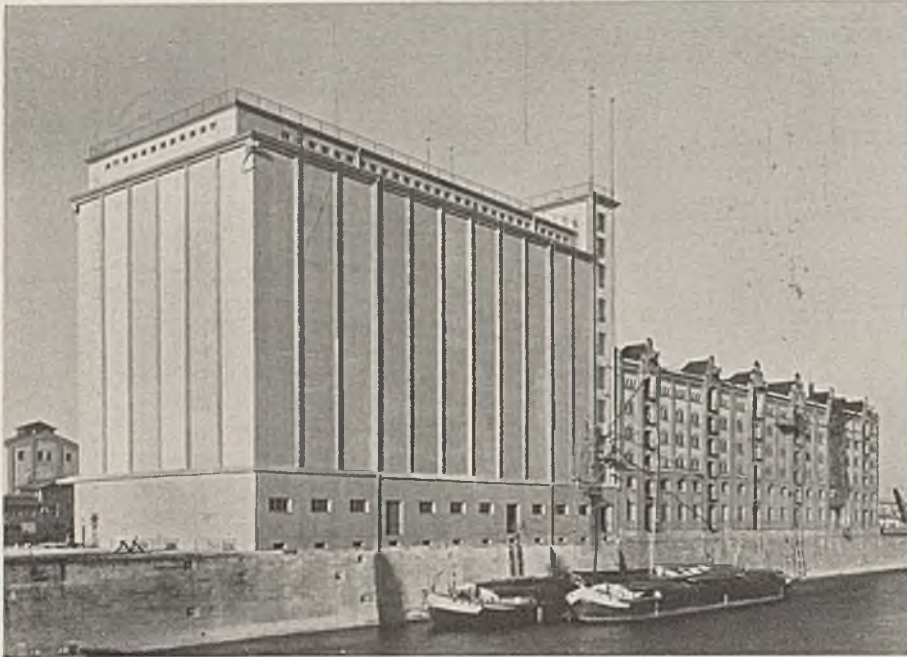


Abb. 4. Gesamtansicht des Silos und der alten Speicheranlage von der Wasserseite.

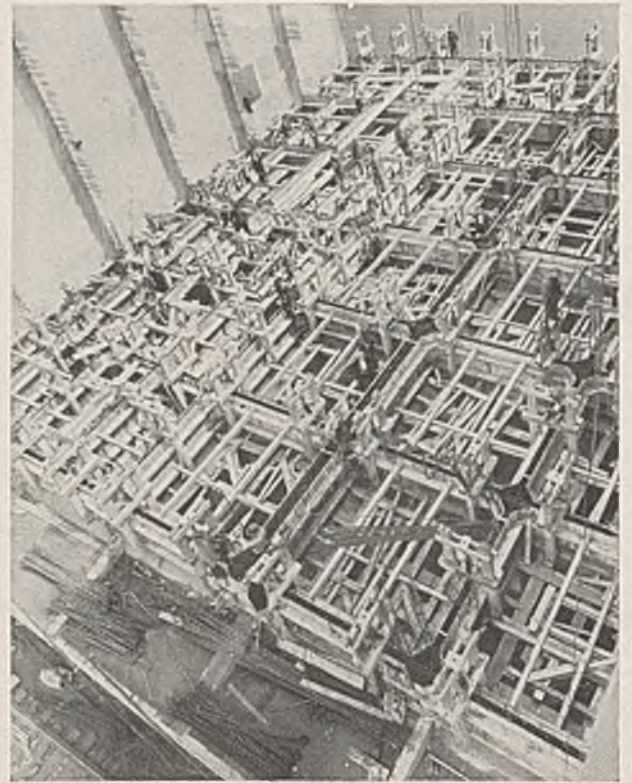


Abb. 5. Gleitschalung im dritten Bauabschnitt.

Die großen Betonaußenflächen des Bauwerks wurden nachträglich noch mit einem Fluatstrich versehen und dann mit einer Tricosal-schlempe gestrichen. Auf diese Weise wurde außer einer wasserdichten Außenhaut auch gleichzeitig ein einheitliches gleichmäßiges Aussehen der großen Flächen erzielt. Die Außenbehandlung wurde von Torkret-Hängegerüsten aus durchgeführt. Das Erdgeschoß ist mit einer Klinkerverblendung versehen.

Baudispositionen.

Für die Aufstellung des Bauprogramms, das mit Rücksicht auf die kurzen Termine stark zusammengedrängt werden mußte, waren folgende Überlegungen maßgebend: Um an Schalung und damit an Kosten zu sparen, wurde das Gebäude in verschiedenen Abschnitten hergestellt. Die Ausführung des Erd- und Keller-geschosses bis Trichter-oberkante geschah in zwei, die Herstellung der eigentlichen Silozellen und des Dachgeschosses in drei Bauabschnitten (s. Abb. 1). In den letzten (dritten) Bauabschnitt fällt die durchgehende Dehnungsfuge, die den Bau von Oberkante Fundamentplatte bis zum Dach durchzieht.

Da die Montage der Maschinen, vor allem im Zusammenhang mit dem erforderlichen Umbau im alten Speicher verhältnismäßig zeitraubend war, mußte der Bauteil, in dem der Maschinenturm liegt, zuerst in Angriff genommen werden. Um bei den Gleitbetonierungsarbeiten, die den Kernpunkt des ganzen Bauvorganges bildeten, ungefähr die gleiche Kubatur an einzubauenden Eisenbetonmengen in jedem Bauabschnitt zu bekommen, wurden diese Abschnitte wie folgt eingeteilt (vgl. hierzu Abb. 1):

erster Abschnitt	Felder 1 bis 3	(6 Querwände),
zweiter	9	12 (5
dritter	4	8 (6

davon eine als Doppelwand wegen der Dehnungsfuge.

Abb. 6 zeigt den Bau nach Fertigstellung des ersten und zweiten Abschnittes. Die Gleitschalung ist gerade über die Wände des zweiten Abschnittes hochgezogen. Deutlich zu sehen sind die aus den Wänden des ersten und zweiten Abschnittes herausragenden Verbindungseisen, an die die Bewehrung des zwischenliegenden Teiles angeschlossen wurde.

Einzelheiten der Ausführung.

Beim Betonieren nach der Gleitbauweise ergab sich, daß verschiedene Besonderheiten in der Ausführung, die von der normalen Verwendung dieser Bauweise abweichen, gewählt werden mußten. Es sollen einige dieser Konstruktionsarten nachstehend beschrieben werden:

Die Wände des rd. 40 m hohen Maschinenturmes wurden samt den Stützen von der Höhe der Trichteroberkante ab auch mit Gleitschalung hergestellt. Nun liegen in diesem Maschinenhaus die einzelnen Bedienungsböden, die von Eisenbetonbalken getragen werden. Die Herstellung solcher Balken in Gleitbauweise ist nicht ohne weiteres möglich. Man hilft sich vielfach so, daß man für diese Balken auch Gleitschalung herstellt, diese Schalung von einem Stockwerk bis zum andern leer mitlaufen läßt und dann in Stockwerkshöhe einen Boden einzieht, der den Beton und die Bewehrung dieses Balkens aufnimmt. Ist die Gleitschalung dann bis Oberkante Balken gezogen und dieser fertig betoniert, so läuft sie wieder leer bis zum nächsten Stockwerk mit.

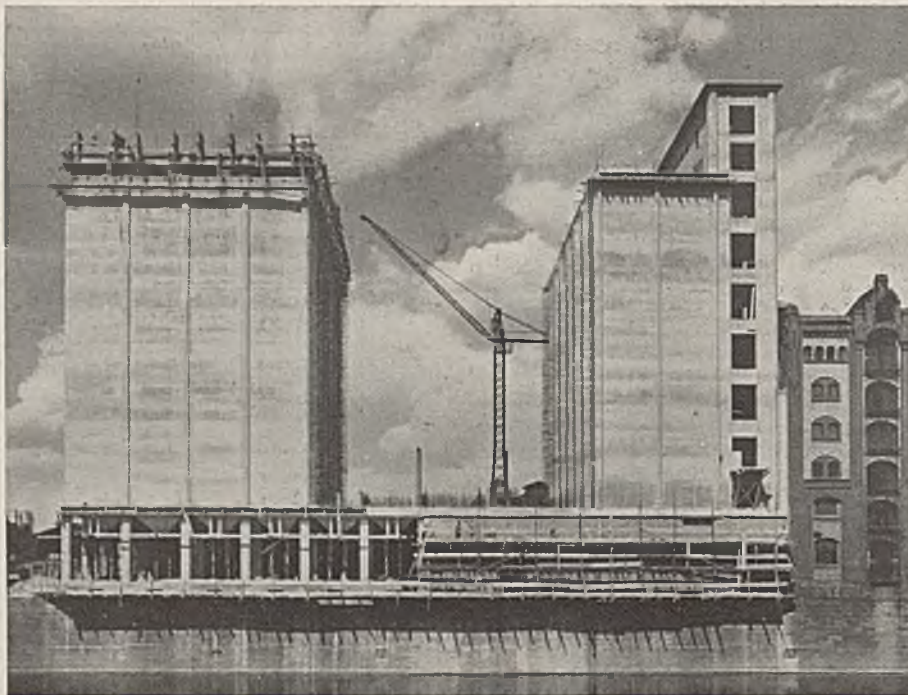


Abb. 6. Der erste und zweite Bauabschnitt sind fertiggestellt, die Gleitschalung wird abgebaut.

Abgesehen von den höheren Herstellungskosten bietet diese Ausführung auch technische Schwierigkeiten. Es wurde deshalb hier ein anderer Weg gewählt. An jedem Balkenaufleger wurden Aussparungen in der Stütze hergestellt, und zwar wurden zu diesem Zwecke Blechkasten ohne Boden und Deckel in den Beton gestellt (Abb. 7). Diese Kasten wurden mit Sand gefüllt und entsprechend dem Hochgehen der Gleitschalung mit nach oben gezogen. So entstand in dem Beton der Stützen eine Sandeinlage in Größe der erforderlichen Aussparungen, die

unterhalb der Gleitschalung dann leicht aus dem abgebundenen Beton herausgekratzt werden konnte. Der so entstehende Hohlraum bildete das Auflager für den Eisenbetonbalken. Diese Balken mußten dann natürlich rasch, um die hohen frei stehenden Wände gegeneinander zu verspannen, hergestellt werden, wozu hochwertiger Zement verwendet wurde.

Bei einigen Getreidezellen, die für die Verladung in Kähne bzw. in Eisenbahnwagen dienen, nämlich den bereits erwähnten Wasser- und Landverladezellen, trat eine andere Schwierigkeit auf. Die Ausläufe dieser Zellen müssen erheblich höher liegen als die der anderen Zellen, um den Fallrohren, die die Wagen bzw. den Schiffsladeraum erreichen sollen,

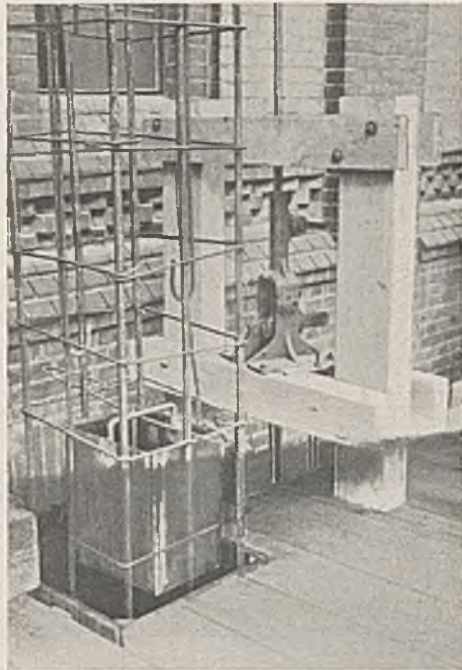


Abb. 7. Herstellen der Aussparungen für die Eisenbetonbalken, mit Hilfe von mit Sand gefüllten Blechkasten.

genügend Reichweite zu geben. Die Zwischenwände dieser Zellen beginnen deshalb erst in einer gewissen Höhe; hier muß die Gleitschalung zunächst leer von unten her mitlaufen, bei Beginn der betreffenden Wand wird dann eine Hilfskonstruktion eingebaut, die zwischen der Schalung liegen muß und auf die die Wand aufbetoniert werden kann. Die Holzkonstruktion mußte stückweise, je nach dem Fortschreiten der Gleitschalung, eingebaut werden, die Eisen, die später die Bewehrung des Trichterbodens bilden, hängen zunächst lose herunter und wurden später in den Eisenbetonboden waagrecht abgehogen.

Eine gewisse Schwierigkeit bereitet bei Silobauten immer die Herstellung der Silodecken über den hohen Trichtern. Eine Abstützung der Deckenschalung auf die Trichterböden kommt wegen der großen Höhe natürlich nicht in Frage. Im allgemeinen wird die Deckenschalung mit Z-förmigen Hängeeisen an den Trichterwänden aufgehängt (Abb. 8). Diese

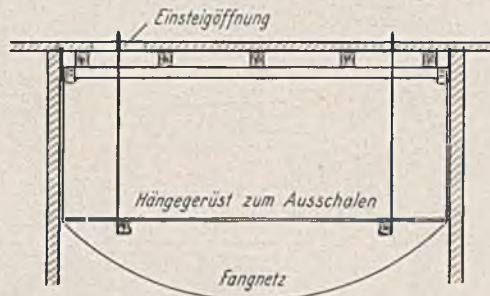


Abb. 8. Schalung der Silodecken mit Z-förmigen Hängeeisen.

Eisen müssen später abgebrannt oder sonstwie beseitigt werden. Bei der Ausschalung werden dann die Schaltafeln durch besondere Hängegerüste weggenommen, und schließlich werden die Hängegerüste selbst Stück für Stück durch das Einsteigloch in der Silodecke abgebaut und hochgezogen. Es sind dies sehr gefährliche Arbeiten, die schon manches Zimmerleben gekostet haben.

Bei dem vorliegenden Bau wurde nun für die Schalung der Silodecken ein anderer Weg gewählt. Die Schalungstafeln wurden ringsum 10 cm kleiner hergestellt als die lichte Öffnung der betreffenden Zelle und an T-Trägern, die sich von Wand zu Wand

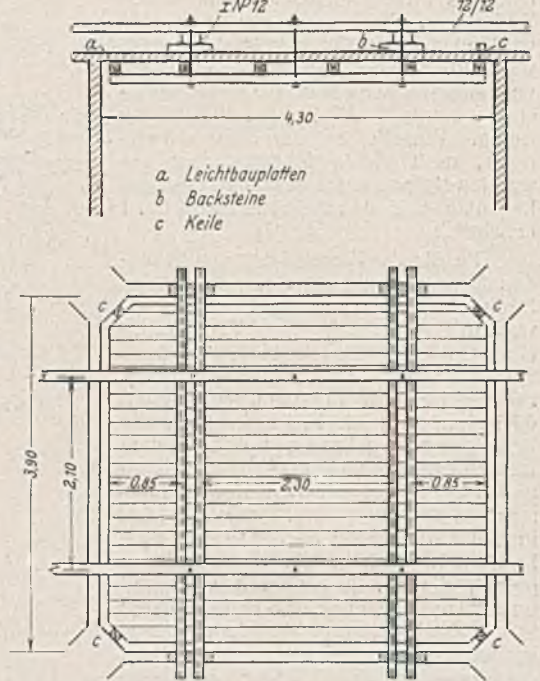


Abb. 9. Schalung der Silodecken mit besonderer Hängegerüstung.

spannten, aufgehängt. Der Zwischenraum zwischen Wand und Deckenschalung wurde durch eine Leichtbauplatte, die mit einbetoniert wurde, überbrückt. Bei der Ausschalung wurde dann die ganze Deckenschalung an den vier Hängebolzen mit langen Tauen bis auf den Trichterboden herabgelassen, unten auseinandergenommen und durch das Mannloch im Zellenboden herausgeschafft. Abb. 9 zeigt diese Anordnung.

Am 1. Oktober 1935 war der Auftrag vom Bauherrn erteilt worden. Nach der Auftragserteilung mußten von den beiden Firmen zunächst die ganzen Ausführungspläne hergestellt werden. Die Arbeiten gingen mit Unterbrechung einer kurzen Winterpause im großen und ganzen rasch vonstatten, so daß das erste Getreide bereits im September 1936 gefördert und eingelagert werden konnte. Der Fortschritt der Gleitbetonierung betrug im Mittel 2,06 m in 24 Stunden.

Vermischtes.

Regelung der Abmessungen von Nadelschnittholz. Zu der Ministerial-Verordnung vom 14. 12. 1938¹⁾ ist eine Anordnung des Reichsforstmeisters vom 24. 1. 1939 erschienen, in der die besonderen Fälle angegeben sind, bei denen die Bestimmungen der genannten Verordnung bis auf weiteres nicht angewandt zu werden brauchen²⁾.

Die 42. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) findet am 16. und 17. März 1939 in der Hofburg in Wien statt.

In der Vortragstagung für Mitglieder und Gäste im Neuen Saal der Hofburg, Eingang Heldenplatz, werden folgende Vorträge gehalten:

Donnerstag, den 16. März, ab 11 Uhr: Ansprache des Vorsitzenden Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. W. Nakonz, Berlin: Verleihung der Emil-Mörsch-Denkmedaille; Bauten als Zeugen großer Zeiten; Leistungen der österreichischen Bauindustrie im Beton- und Eisenbetonbau: Dr. techn. Ing. Fr. Baravalle, Zivilingenieur, Wien; Einfluß des Kriechens auf die Schnittkräfte im Eisenbeton: Prof. Dr.-Ing. Fr. Dischinger, Berlin; Wirklichkeitsgetreue Erfassung des Kräftefeldes in räumlichen Tragwerken: Ministerialrat Prof. Dr.-Ing. e. h. K. Schaechterle, Berlin; Neue Schleusenbauten im Bereich der Elbstrombauverwaltung: Strombaudirektor Dr.-Ing. W. Petzel, Magdeburg.

Freitag, den 17. März, ab 9¹⁵ Uhr: Eisenbeton im Volkswagenwerk Fallersleben: Reg.-Baumstr. a. D. K. Bach, Berlin; Forschungsarbeiten für den Betonstraßenbau und Eisenbetonbau: Prof. O. Graf, Stuttgart; Neuzzeitliche Baugrunduntersuchungen: Baudirektor Fr. Ernst, VDI, Berlin; Neuere Ausführungen weitgespannter Eisenbetonhallen (Flugzeughallen): Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. habil. A. Mehmel, Berlin; Deutsche Hallenkonstruktionen im Auslande: Dr.-Ing. H. Rüsck, Berlin; Neue Formen

der Betreuung der Bauarbeiter: Regierungsrat Dr. jur. C. Birkenholz, Berlin; Baustelleneinrichtungen großer Massivbrücken: Reg.-Baumstr. H. Rietli, Stuttgart; Der Stahlsaitenbeton System Hoyer: Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

Anmeldungen bis spätestens 6. März bei der Geschäftsstelle, Berlin W 35, Großadmiral-von-Koester-Ufer 43 II.

Bartlett-Stauwerk am Verde-Fluß in Arizona. Eng. News-Rec., Bd. 121. Nr. 1, 1938 vom 7. Juli, S. 13ff., berichtet über das neueste Stauwerk aus stehenden Gewölben von 87 m Höhe, das im Tale des Verde-Flusses in Arizona für Regulierungs- und Bewässerungszwecke seit August 1936 im Bau befindlich ist und voraussichtlich im Mai 1939 fertiggestellt werden wird.

Das Stauwerk wird aus 10 Tonnengewölben zwischen kurzen Endwiderlagern aus Schwergewichtsmauern gebildet. Die Kronenlänge ist 228 m. Am rechten Talhang schließt eine Überfallschwelle von rd. 52 m Breite mit eigenem Abflußkanal an. Die dreieckigen Stützen der Tonnengewölbe sind zur Materialersparnis als Hohlwände ausgebildet. Der Hohlraum ist durchgehend 2,43 m weit zur Vereinfachung der Innenschalung. Diese Stützwände stehen radial stromaufwärts gerichtet, wodurch für die Innenschalung der Gewölbe an allen Teilen der gleiche Durchmesser von 14,59 m gewählt werden konnte. Die Stützen sind durch lotrechte Querwände und durch eine äußere Abschlußwand an der Talseite gegeneinander abgestützt. Zur besseren Temperaturverteilung und Innendurchlüftung der Konstruktion haben die Querwände oben und unten Durchbrechungen.

Der Abfluß über die Überfallschwelle wird durch drei quadratische Schütztäfelchen von 15,20 m Seitenlänge geregelt, hinter denen das Wasser in den bogenförmigen Abflußkanal abfällt, der bis auf eine Strecke von rd. 100 m ausbetoniert ist. Bei gewöhnlicher Beckenfüllung sollen durch

¹⁾ vgl. Bautechn. 1939, Heft 6, S. 83.

²⁾ Ztbl. d. Bauv. 1939, Heft 7, S. 187.

diesen Kanal 4900 m³/sek zum Abfluß gelangen, während bei Hochwasser 6300 m³/sek hindurchgeleitet werden, wobei weitere 700 m³/sek über die Dammkrone abfließen sollen. Der hydraulisch betätigte Auslaß verläuft unterhalb des dritten Gewölbes vom linken Widerlager. Er besteht aus Beton und wird bei niedrigem Wasserstande benutzt, während bei höheren Beckenfüllungen von Abschlussschiebern geregelte Rohrstollen am linken Widerlager in Wirkung treten. Einzelheiten der recht schwierigen, nach vielen Modellstudien gewählten Betonkonstruktion sind aus dem Lageplan und den Schnitten in Abb. 1 ersichtlich.

Die für die Formgebung maßgebenden Spannungen sind nicht durch den Einfluß des Wasserdruckes, sondern im wesentlichen durch die Temperatureinflüsse bedingt. Für die Stützwände wurde eine Betonspannung von 42 kg/cm², für die Gewölbe bei gefülltem Becken 46 kg/cm² und rd. 700 kg/cm² für die Bewehrung zugelassen, bei geleertem Becken dagegen 53 kg/cm² für den Beton und 1400 kg/cm² für den Bewehrungsstahl. Die schwerste Bewehrung liegt in den Stützwänden an der Wasserseite. Ihre Stöße sind in die Zwischenfugen gelegt, die rd. 46 cm breit sind und im Abstand von etwa 12,5 m liegen und in sägezahnartiger Versetzung vorgesehen wurden. In Abb. 2 ist links die Bewehrung der Gewölbe und rechts das Ausbetonieren der Dehnungsfugen in den Stützwänden dargestellt.

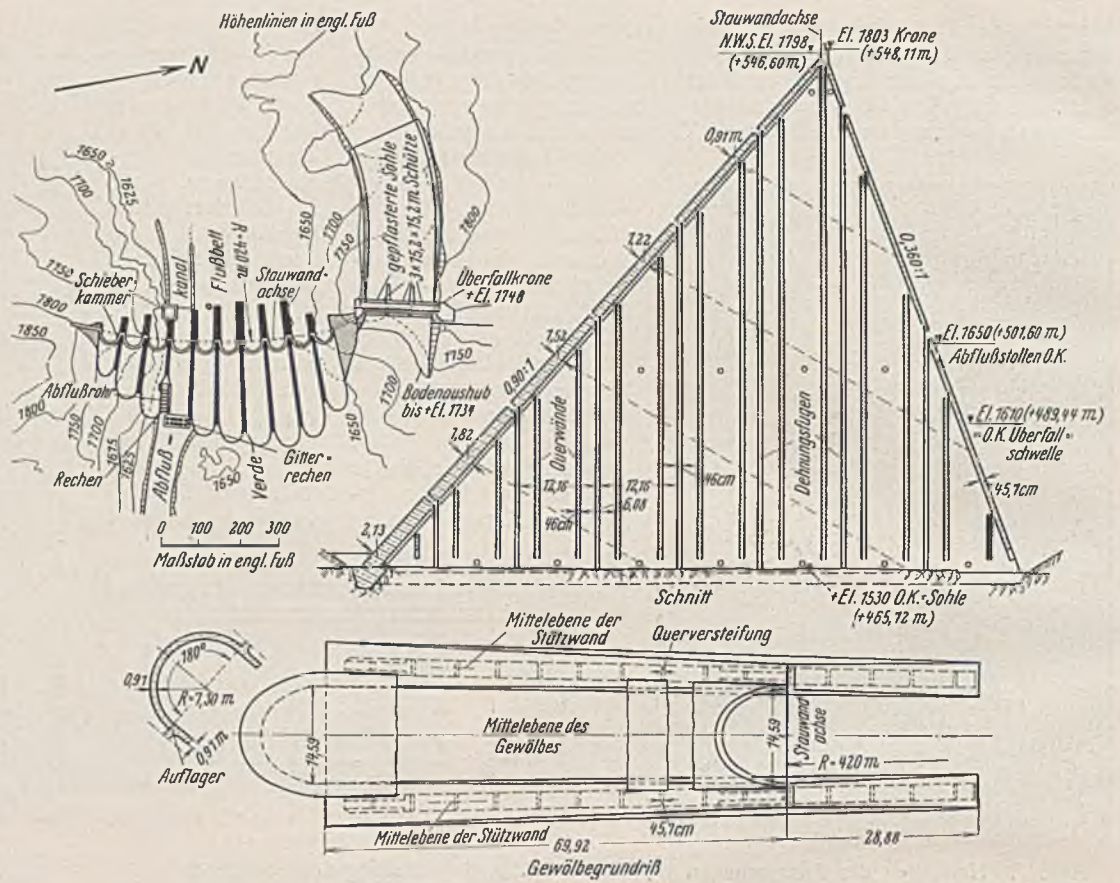


Abb. 1.



Abb. 2.

Die Form des Flußtales, das von steilen Seitenwänden eingeschlossen ist, begünstigte ebenso wie die geologischen Untergrundverhältnisse die gewählte aufgelöste Bauweise des Stauwerks, die sich nach eingehenden Vergleichen mit Entwürfen von Schwergewichtsmauern, sowie mit Erd- und Felsschüttungsdämmen als bei weitem am wirtschaftlichsten erwies. Zs.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. b) Betriebsverwaltung: Übertragen: dem Reichsbahnrat Seeger, Vorstand des Betriebsamts Berlin 7, die Geschäfte eines Dezernenten bei der Reichsbahndirektion Berlin; — den Reichsbahnbaussessoren Fülling bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Nürnberg die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Nürnberg 2, Walter Wagner beim Betriebsamt Braunschweig 2 die Stellung des Vorstandes des Neubauamts Braunschweig 2.

In den Ruhestand getreten: die Vizepräsidenten Klotz, Oberbetriebsleiter der Oberbetriebsleitung Süd in München, Schloe bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder), Reinitz, Dezernent der RBD Berlin, Reichsbahnrat Meinig beim Betriebsamt Zwickau (Sachs.) 2.

Straßenwesen: Ernann: zum Oberregierungsbaurat der Regierungsbaurat Henne beim Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen; — zum Regierungsbaurat der Regierungsbaussessor Hermann

Beier beim Hessischen Straßenbauamt in Mainz unter Berufung in das Beamtenverhältnis.

Bestellt: Dipl.-Ing. von Gottstein vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen zum Leiter der Bauleitung der Reichsautobahnen in Villach und zur Führung der Geschäfte eines Bezirksreferenten für den Bereich der Obersten Bauleitungen Linz und Wien, in der Behörde des Generalinspektors; — Regierungsbaurat Lorenz vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen zum Dezernenten der Obersten Bauleitung Breslau mit dem Dienstsitz in Mährisch-Trübau unter gleichzeitiger Führung der Geschäfte eines Bezirksreferenten in der Behörde des Generalinspektors für die Autobahn Wien—Brünn—Breslau im Abschnitt Nikolsburg—Habelschwerdt.

Preußen. Wasserbauverwaltung. Ernann: die Regierungs- und Bauräte Kees bei der Rheinstrombauverwaltung Koblenz, Dr.-Ing. Stecher bei der Elbstrombauverwaltung Magdeburg zu Oberregierungs- und -bauräten; — die Regierungsbaussessoren Steinmatz bei der Wasserbaudirektion Münster, Moseke beim Wasserbauamt Glückstadt, Dr.-Ing. Janssen beim Hafenbauamt Pillau, Helbig und Wegner, z. Z. im Reichsverkehrsministerium beschäftigt, Weiland beim Wasserbauamt Hoya, W. Becker beim Wasserbauamt I Magdeburg, Karth beim Wasserbauamt Elbing, Pohlmann beim Wasserbauamt Kassel, Nix beim Wasserbauamt Stade, Pajunk beim Wasserbauamt Meppen, Kropp beim Hafenbauamt Swinemünde, Michael beim Wasserbauamt Rathenow zu Regierungsbauräten; — Regierungsbaurat Hilfer zum Vorstand des Wasserbauamts Gleiwitz.

Unter Übernahme in den Staatsdienst überwiesen: die Regierungsbaussessoren A. Körner dem Wasserbauamt II Magdeburg, Haselhoff dem Wasserbauamt II Hannover, K. Hoffmann dem Neubauamt Datteln, Rudolph dem Neubauamt Berlin-West, H. Bätjer dem Vorarbeitenamt Eisenach, W. Braun dem Kanalbauamt Braunschweig, Hebach dem Vorarbeitenamt Eisenach, Schwab dem Wasserbauamt Tangermünde, Mees dem Wasserbauamt Hamm.

Versetzt: Oberbaurat A. Albrecht vom Wasserbauamt Gleiwitz als Oberregierungs- und -baurat an die Wasserstraßendirektion Hannover, Regierungsbaurat Hellner von der Wasserbaudirektion Königsberg an das Wasserbauamt Tilsit; — die Regierungsbaussessoren Schnitger vom Wasserbauamt II Hannover an die Wasserbaudirektion Königsberg i. Pr., Freudenberg vom Wasserbauamt Landsberg a. d. W. an das Wasserbauamt Ratibor, Klein vom Neubauamt Berlin-West an das Wasserbauamt Breslau, Böhnke vom Wasserbauamt Tangermünde an das Kanalbauamt Braunschweig.

INHALT: Die Adolf-Hitler-Brücke in Aue (Sa.) — Getreidesilo mit 20 000 t Fassungsraum für die „Hafen Aktiengesellschaft Magdeburg“ in Magdeburg. — Vermischtes: Regelung der Abmessungen von Nadel-schnittholz. — Die 42. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E.V.). — Bartlett-Stauwerk am Verde-Fluß in Arizona. — Personalmeldungen.