

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

20. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 18. AUGUST 1923.

No. 12.

Bemerkenswerte Brückenbauwerke des Auslandes in Beton und Eisenbeton.

(Vgl. die früheren Aufsätze in No. 1—3 und 6.)

7. Gewölbte Eisenbahnbrücke über die Sambre im Zuge der Linie Paris—Berlin von 64 m Spannweite bei $\frac{1}{10}$ Pfeil.



Bisher gehören Eisenbahnbrücken im Zuge von Hauptdurchgangslinien, die bei größerer Spannweite und geringer Pfeilhöhe als gewölbte Brücken in Eisenbeton erstellt sind, noch zu den seltenen Ausnahmen. Die nachstehend beschriebene Brücke, die im Zuge der Linie Erquelines—Charleroi im nördlichen Belgien

die Sambre überschreitet und ein Glied der direkten Verbindung Paris—Berlin bildet, verdient daher Interesse, um so mehr, als sie auch bemerkenswerte Konstruktionseinzelheiten aufweist. Sie hat 64 m Spannweite, nur $\frac{1}{10}$ Pfeil und einen Scheitel-Halbmesser von 163,57 m. Sie reicht damit an Kühnheit der Ausführung an die zur Zeit im Bau begriffene Eisenbeton-Straßenbrücke von Saint-Pierre-de-Vauvray heran, die mit 131,8 m Spw. und etwa 167 m Scheitel-Krümmungshalbmesser alle bisherigen Ausführungen übertrifft.

Der bekannte Brückeningenieur M. Freyssinet, der Unternehmer-Firma Limousin & Cie, die das Bauwerk ausgeführt hat, berichtet darüber ausführlich in den „Annales des Ponts et Chaussées“ im Heft vom

März/April 1923. Wir entnehmen diesem die nachstehende Darstellung sowie die beigegebenen Abbildungen.

Die Brücke ist errichtet an Stelle einer schiefgewölbten Brücke mit drei Öffnungen, die den Aufgaben des Eisenbahnverkehrs und dem Bedürfnis der Schifffahrt, die sie durch die Pfeilereinbauten behinderte, nicht mehr genügte. Eine Überbrückung in einer einzigen Spannung wurde der hier gestellten Aufgabe am besten gerecht. Die Höhenlage der Gleise einseits und die Forderung der Schifffahrt nach ausreichender Durchfahrthöhe und Durchführung eines Treidelweges an einem Ufer andererseits, forderten eine geringe Konstruktionshöhe im Scheitel und begrenzten die Pfeilhöhe auf etwa 6 m. Ein eingespannter Bogen kam daher nicht in Frage, da er zu starke Abmessungen des Gewölbes und der Widerlager erfordert hätte, außerdem erschien ein solcher auch bedenklich, da nur das eine Widerlager auf Fels, das andere aber auf zwar festgelagerten, aber doch immerhin etwas zusammendrückbaren Kies gegründet werden mußte. Ebensovienig konnte ein Bogen mit Gelenken der üblichen Form mit vom Bogen unabhängiger Fahrbahn in Frage kommen, der einen etwa gleich großen Schub verursacht hätte und in Bezug auf die Freihaltung des Profils sich ungünstig gestaltet hätte.

Verfasser hat daher eine Ausführungsweise ge-

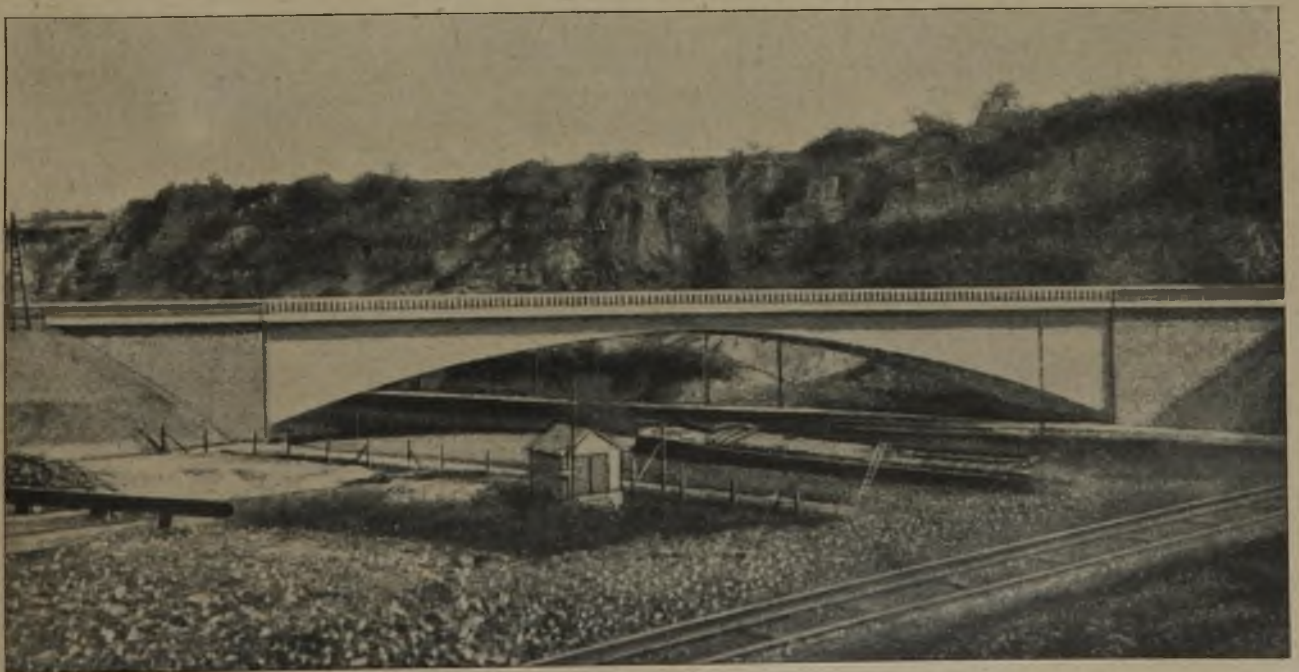


Abb. 7. Gesamtbild der fertigen Brücke. Eisenbahnbrücke über die Sambre.

wählt, bei der das Gewölbe mit der Fahrbahn durch Längsmauern zu einem festen Ganzen verbunden ist, so daß im Scheitel Gewölbe und Fahrbahn zusammen den Druck aufnehmen, am Kämpfer der ganze, hohe Querschnitt von innerer Leibung bis Oberkante Fahrbahnplatte die großen Momente aufnehmen kann. Massive Betonblöcke zwischen Gewölbe und Fahrbahnplatte am Kämpfer drücken dabei die Drucklinie herab, ohne den Schub wesentlich zu vergrößern. Bei dieser Anordnung war es möglich, mit verhältnismäßig geringer Konstruktionshöhe im Scheitel auszukommen und bei sehr flachem Bogen eine hohe Lage der Gelenke, also ein großes freies Profil zu erreichen und doch mit verhältnismäßig schwachen Widerlagern auszureichen.

Ein Gebilde dieser Art mußte natürlich Gelenke erhalten, und Verfasser entschied sich, nachdem er früher ein ausgesprochener Anhänger des Dreigelenkbogens war, für einen Zweigelenkbogen. Er gibt dafür in seinem Aufsatz eine eingehende Begründung und kommt zu dem Ergebnis, daß die theoretischen Vorteile des Dreigelenkbogens, die namentlich zu seiner ausgedehnten Anwendung geführt haben, mindestens bei weit gespannten, sehr flachen Bögen reichlich aufgewogen werden durch die Notwendigkeit, eine ganze Reihe von Nebenumständen, die bei kleinen Spannweiten vernachlässigt werden können, bei großen aber geeignet sind, die Spannungen wesentlich zu vergrößern, durch sehr sorgfältige Untersuchungen besonders berücksichtigen zu müssen. Dahin gehört namentlich auch die Biegung der Bogenschenkel, die zu Rißbildungen, d. h. zur Entstehung eines vierten Gelenkes führen kann und damit den Bogen unstabil macht. Bei den Bögen mit zwei Gelenken und großer Spannweite, die sehr empfindlich sind gegen Längenänderungen infolge des Schwindens, der Temperaturänderungen, der elastischen Verkürzungen der Bogenachse, müssen dann allerdings besondere Maßregeln getroffen werden, die hiergegen einen Ausgleich schaffen. Das hat Verfasser erreicht durch ein Verfahren, wie er es auch bei der Brücke von Villeneuve-sur-Lot (vgl. „Mitteilungen“ 1921, S. 137 ff.) angewendet hat, das dem in Deutschland durch die Firma Buchheim & Heister angewendeten „Expansionsverfahren“ (vgl. „Mitteilungen“ 1914, S. 127 ff. und 1916, S. 162 ff.) entspricht, bei dem vor Schluß des Bogens im Scheitel zunächst durch eingeschaltete Druckwasser-Pressen eine künstliche Verkürzung der Bogenachse, wie sie genannten Einwirkungen entspricht, erzielt und dann erst im Scheitel das Schlußstück ausbetoniert wird. Dieses Verfahren ist auch hier angewendet worden.

Das nach diesen Grundsätzen ausgebildete Bauwerk ist in den Abbildungen 1—3 im Längsschnitt, Grundriß und Querschnitten dargestellt. Die Brücke überschreitet den Fluß in einem Winkel von etwas über 45° zum Stromstrich. Statt eines schiefen Gewölbes sind daher zwei nebeneinanderliegende unabhängige gerade Brücken ausgeführt, die mit 64 m Lichtweite die eigentliche nutzbare Bogenlänge nur um 3,5 m vergrößern. Bei der großen Spannweite und dem flachen Pfeil von nur $\frac{1}{10}$ wurde diese Anordnung einem einheitlichen schiefen Gewölbe vorgezogen. Die beiden Gewölbe, deren jedes ein Gleis trägt, haben nur je 3,5 m Breite und liegen in 30 cm Abstand voneinander. Der schmale Spalt wird durch kurze Auskragungen geschlossen, während weiter vorspringende Auskragungen die gesamte Brückenbreite auf 8,20 m zwischen den Geländern bringen. Die Gleise sind in Unterbettung verlegt auf nur 2,2 m langen Holzquerswellen. Das Schotterbett hat unter diesen eine Stärke von mindestens 25 cm über der Fahrbahnplatte.

Die Gewölbe selbst, die an sich nicht stabil sind, sondern es erst durch die Zusammenwirkung mit den Zwickelmauern und der Fahrbahnplatte werden, haben im Scheitel nur 0,5 m, am Kämpfer 1,35 m Stärke, während ein eingespannter Bogen trotz Zulassung hoher Beanspruchungen 2—3 m Kämpferstärke

erfordert hätte. Auf dem Gewölbe und mit diesem fest verbunden stehen drei Zwickelmauern, je eine an den Stirnen, eine in der Längsachse, von denen die äußeren nach den Kämpfern zu eine Mindeststärke von 0,20 m haben, während die mittlere dort 0,30 m stark ist. Nach dem Scheitel zu schwellen sie an und bilden im Scheitel selbst einen in ganzer Brückenbreite durchgehenden Massivkörper von 1,20 m Breite. Die Fahrbahnplatte hat nach den Kämpfern zu eine Mindeststärke von 0,33 m und verstärkt sich nach dem Scheitel zu ebenfalls, so daß der einheitliche Massivkörper im Scheitel 1,50 m Höhe hat. Über den Widerlagern sind zwischen Fahrbahnplatte und Gewölbe, wie schon erwähnt, massive Betonkörper von 3,5 m Breite eingeschoben, die lediglich durch ihr Gewicht wirken sollen. Das Ganze wirkt unter der Last als ein einheitliches Gebilde, das geeignet ist, den Schub, die Momente und die Scherkräfte aufzunehmen. Nach außen hin zeigt die Brückenstirn eine geschlossene Fläche, die nur durch die überkragenden Fußwege etwas belebt wird. Abb. 7, S. 89, zeigt die Gesamt-Erscheinung der Brücke.

Die Form des Gewölbes ist in der Weise bestimmt, daß einerseits die Beanspruchung längs der inneren Leibung 60 kg/cm^2 nicht überschreitet (an der oberen geht sie bis 67 kg/cm^2) und daß bei Erfüllung dieser Bedingung andererseits eine möglichst starke Bogenkrümmung erreicht wird und eine tiefe Lage der Gelenke unter Aufrechterhaltung der Forderungen der Schifffahrt.

Die Gelenke haben nur aus der permanenten Last einen Gesamtdruck von 1465 t, aus der Verkehrslast von 830 t, zusammen also 2295 t für jedes Gewölbe aufzunehmen. Bei 3,45 m Gewölbbeite entfallen dann 665 t auf 1 lfd. m. Trotz dieser sehr bedeutenden Belastung ist auf die Anwendung von Stahlgelenken verzichtet, vielmehr sind die Gelenke in Eisenbeton ausgeführt, und zwar in fettem Mörtel mit starker Querbewehrung. Sie sind als Wälzgelenke ausgebildet, aber nicht in der bei Massivbrücken üblichen Form, bei der sich ein konvexer Quader auf einem in der Krümmung nur wenig von ihm abweichenden konkaven Quader abwälzt. Beide berühren sich dabei nur auf verhältnismäßig geringer Breite. Solche Gelenke sind aber sehr schwierig herzustellen und sehr kostspielig. Außerdem verschmutzen sie leicht, so daß dadurch ihre Wirkung beeinträchtigt werden kann. Verfasser hat daher das Gelenk derart ausgebildet, daß er die senkrecht zur mittleren Druckrichtung gelegte Auflagerfläche am Widerlager nur mit einem verhältnismäßig schmalen, um 2 cm vortretenden Zapfen in der Bodenachse versieht und gegen die sorgfältig nachgearbeitete Fläche dieses Zapfens den stumpf abgeschnittenen Bogenfuß stützt. Die Druckübertragung findet also auf genau festgelegter, nur kleiner Berührungsfläche statt. Bei dem vorliegenden Bauwerk ist man bis auf 167 kg/cm^2 Druck in der Berührungsfläche gegangen, was etwa der Hälfte der Pressung entspricht, bei der der Beton unter dem Druck ausweichen würde. Es ist zu den Auflagerteilen dabei ein Beton von 800 kg Zement auf 1 cbm verwendet und außerdem sind beide Auflagerteile, wie die Abb. 6 hierneben zeigt, sehr stark kreuzweise und derart bewehrt, daß ein Ausweichen des Betons hintangehalten wird. Die Bewehrung hat außerdem einer Verbiegung der Auflagerflächen entgegenzuwirken, die daraus entstehen kann, daß der Druck von der kleinen Berührungsfläche auf eine größere Querschnittsfläche übertragen wird. Die Eisen, die beide Widerlagerteile in der Achse miteinander verbinden, haben nur den Zweck, eine zufällige Verschiebung der Lagerteile gegeneinander bei der Ausführung zu verhindern. Aus dem Vergleich mit den aus Versuchen ermittelten Werten schließt Verfasser, daß die Auflager der Brücke eine vierfache Sicherheit gegen Bruch besitzen.

Die Fahrbahnplatte hat, wie schon erwähnt, auch die Aufgabe, als gedrücktes Element des Bogens mitzuwirken. Danach ist ihre Stärke im Scheitel bemessen. Nach den Widerlagern zu kann sie

daher schwächer werden und es können hier sogar Zugspannungen infolge der Verkehrslasten auftreten. Da die Platte diese verschiedenen Aufgaben zu erfüllen hat, ist sowohl hinsichtlich der Druckspannungen im Beton, wie der Zugspannungen im Eisen sehr vorsichtig gerechnet, und es sind bei den Materialien nur sehr niedrige Spannungen zugelassen.

Die Zwickelmauern zwischen Gewölbe und Fahrbahntafel nehmen zum Teil Druck, zum Teil Biegekräfte, vor allem auch große Schubkräfte auf, die den Zusammenhang der drei Elemente der Konstruktion zu lösen trachten. Die Anordnung der Bewehrung, die aus Abb. 4 hierunter hervorgeht, hat diesen verschiedenen Kraftwirkungen zu genügen. Auch

Beton wurde der ungesiebte Kies verwendet. Als Steinschlag diente der am Ort gewonnene und gebrochene Fels. Festigkeitsproben ergaben bei 350 kg Zement auf 1000 l Kies für den Beton nach 28 Tagen eine mittlere Festigkeit von 210, nach 90 Tagen von 302 kg/cm², bei 800 kg Zement nach 28 Tagen 394, nach 90 Tagen 518 kg/cm² Druckfestigkeit.

Bei Ausführung der Brücke, die an früherer Stelle errichtet wurde, konnten die vorhandenen Pfeiler als Unterbau für die Lehren benutzt werden, die sich infolgedessen einfach gestalteten, jedoch mußten für die Schifffahrt größere Durchfahrten offen gehalten werden. Die ganze Lehre setzt sich daher aus eisernen Fachwerksbalken bzw. Holzkonstruktionen zusammen

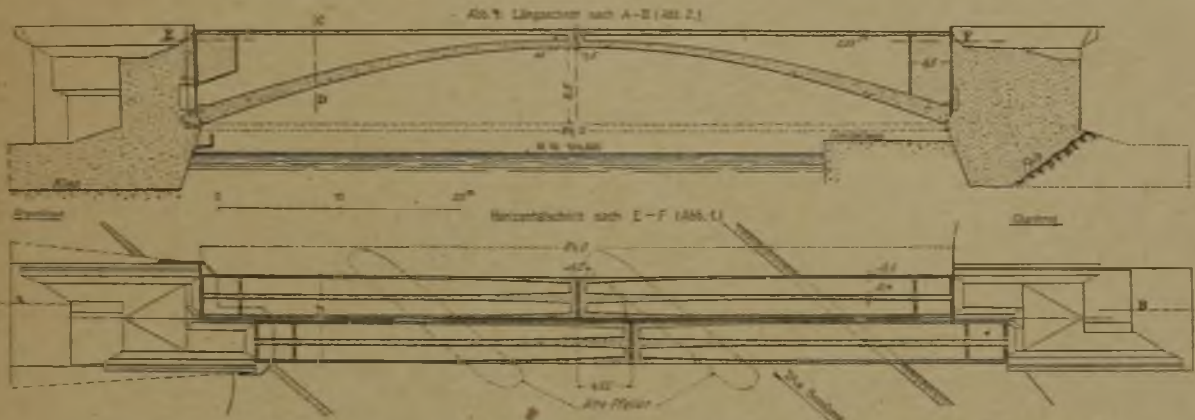


Abb. 1 u. 2. Längsschnitt und Horizontalschnitt durch das Brückenbauwerk.

hier ist mit sehr niedrigen Spannungen gerechnet. Trotzdem kommt der gesamte Eisenbedarf für jede Brücke nicht höher als auf 23 t.

Für eine sehr sorgfältige Entwässerung der Fahrbahn und auch des Gewölberückens ist Sorge getragen. Beide sind mit Zementputz und Goudron-Anstrich versehen. Das Schotterbett der Fahrbahn ist besonders drainiert. Die Entwässerungsröhre sind in Besichtigungsschächte in den Widerlagern zusammengeführt.

Von den beiden Widerlagern ist dasjenige auf der Seite nach Charleroi unmittelbar auf festen Kalkfels gegründet, das andere auf Kies. Sein Fundament besteht aus einer 4 m starken Betonplatte zwischen eisernen Spundwänden. Der obere Teil der Widerlager ist in Beton gestampft, die Stirnen sind durch Ziegel verblendet. Zwischen dem Gewölbekörper und dem aufgehenden Mauerwerk der Widerlager ist eine 5 cm weite Fuge belassen.

Für die Gelenke ist, wie schon erwähnt, ein Beton verwendet mit 800 kg Zement auf 1 cbm, für die Gewölbe mit 350, die Widerlager mit 200 kg/cbm. Nach den Gelenken zu wird der Beton der Widerlager allmählich fetter. Für den Gelenkbeton wurden aus dem Kies die Stücke über 2 cm Durchmesser mit Rücksicht auf die enge Bewehrung ausgesiebt, für den übrigen

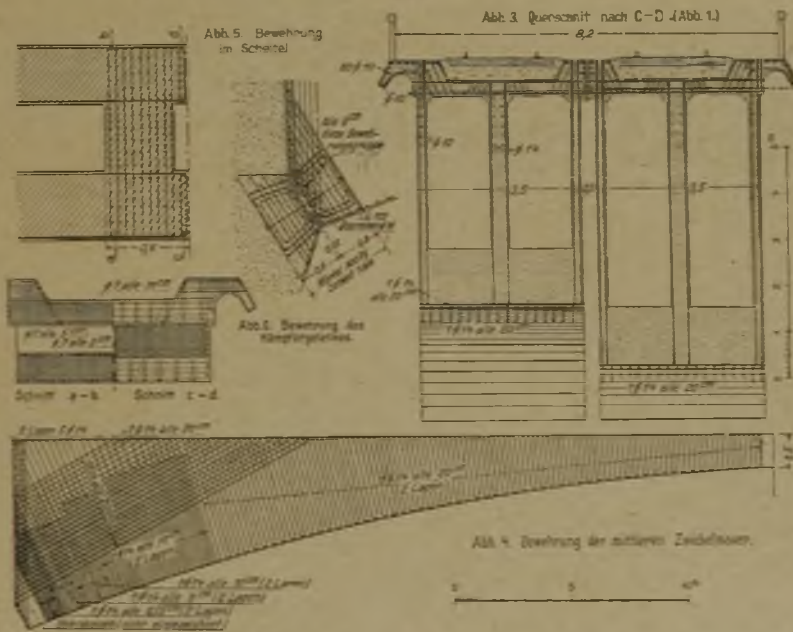


Abb. 3-6. Querschnitt und Einzelheiten der Ausbildung. Eisenbahn-Brücke über die Sambre von 61 m Sp. bei 10 Pfeil.

und stützt sich teils auf die vorhandenen Pfeiler, teils auf eingerammte Pfähle. Dieses etwas buntscheckige Lehrgerüst war möglich, da das für die Ausführung gewählte Verfahren ein Absenken des Lehrgerüsts, also die Anwendung besonderer Vorrichtungen für diesen Zweck unnötig machte. Durch das Verfahren wird vielmehr das Gewölbe, nachdem sich das Lehrgerüst bereits unter der Last des nahezu geschlossenen Gewölbes gesetzt hat, vom Lehrgerüst abgehoben, so daß letzteres dann ohne

Schwierigkeiten herausgenommen

werden kann, was durch Abbrechen der Pfeiler geschah.

Das Verfahren besteht, wie schon erwähnt, darin, daß bei der Betonierung des Gewölbes im Scheitel zunächst ein Stück offen gelassen wird, daß dann in diesen Spalt Druckwasser-Pressen eingesetzt werden, die das Gewölbe in Spannung setzen und im Scheitel etwas anheben. Ist die gewünschte Zusammenpressung des Gewölbes erreicht, so wird der bisher offen gelassene Spalt im Scheitel ausbetoniert und die Pressen können herausgenommen werden. Hier war mit Rücksicht auf die Möglichkeit einer Bewegung des einen Widerlagers gewünscht, daß das Verfahren nötigenfalls auch später noch einmal ohne Schwierigkeit wiederholt werden könnte. Es mußte daher im Scheitel eine Kammer offen gehalten werden, um die Pressen später

wieder einsetzen zu können. Abb. 5 S. 91 zeigt die Anordnung. Im Scheitel ist eine durchgehende Aussparung von 0,50 m Höhe zu 0,21 m Breite gelassen. Eine Fuge ohne Dicke durchschneidet das Gewölbe ober- und unterhalb dieser Kammer völlig. Die Stirnflächen beiderseits der Fuge und die Kammerwände sind besonders stark bewehrt und aus zementreicher Mischung hergestellt.

Die Kammer konnte 8 Pressen von je 500 t Kraftwirkung aufnehmen. Bei 130 t Druck der Pressen begann der Bogen sich vom Lehrgerüst abzuheben, von da an blieb die Hebung proportional der Pressenbewegung. Sie wurde fortgesetzt, bis eine Fuge von 6 cm an der inneren, 7 cm an der äußeren Leibung erreicht war und eine Scheitelhebung um 12 cm. Dann wurden zwischen die Stirnflächen des Gewölbes ober- und unterhalb der Pressen 4 cm starke, kräftig bewehrte Eisenbeton-Flattenstreifen eingelegt in einem beiderseitigen 3 mm starken Zementbett, und darauf wurden die Pressen allmählich wieder abgelassen, bis sich die Stirnflächen fest gegeneinander preßten. Der Bogen senkte sich dabei wieder um 5 cm, sodaß also gegenüber der Höhenlage vor Einwirkung der Pressen noch 7 cm verblieben. Die künstlich hergestellte Verkürzung

der mittleren Faser des Bogens durch die Pressen betrug dann noch 45 mm, entsprechend 15 mm, die sich aus der Zusammenpressung durch Eigengewicht und Verkehrslast, 30 mm, die sich hauptsächlich aus dem Schwinden des Betons nach der Rechnung ergeben hätten.

Bei der Ausführung wurde erst das eine, dann das andere Gewölbe unter Benutzung derselben Lehre hergestellt. Mit den ersten Arbeiten wurde im April 1921 begonnen, der erste Bogen am 15. August, der zweite Bogen am 25. November ausgerüstet; die Verkehrsöffnung über dem einen Gewölbe fand im Dezember 1921, über dem anderen im Januar 1922 statt. Belastungen durch einen Eisenbahnzug schwersten Gewichtes, einmal ruhend, das andere Mal mit 20 und 40 km Fahrtgeschwindigkeit ergaben Scheitelsenkungen von 4,3 bzw. 4,6 mm unter der Last, die aber völlig wieder zurückgingen, also nur elastischer Natur waren. Ferner wurden seitliche Ausbiegungen im Scheitel um 1,2 bzw. 0,3 mm beobachtet. Beim Überfahren wurde auch eine Längsbewegung im Scheitel um 0,3 mm festgestellt. An den Widerlagern konnten Bewegungen nicht beobachtet werden. Die Ergebnisse der Belastungsproben waren also sehr befriedigend. — Fr. E.

Die Modellschreinerei der Rombacher Hütte in Bochum.

Von Ob.-Ing. A. Konrad, Essen (Ruhr).

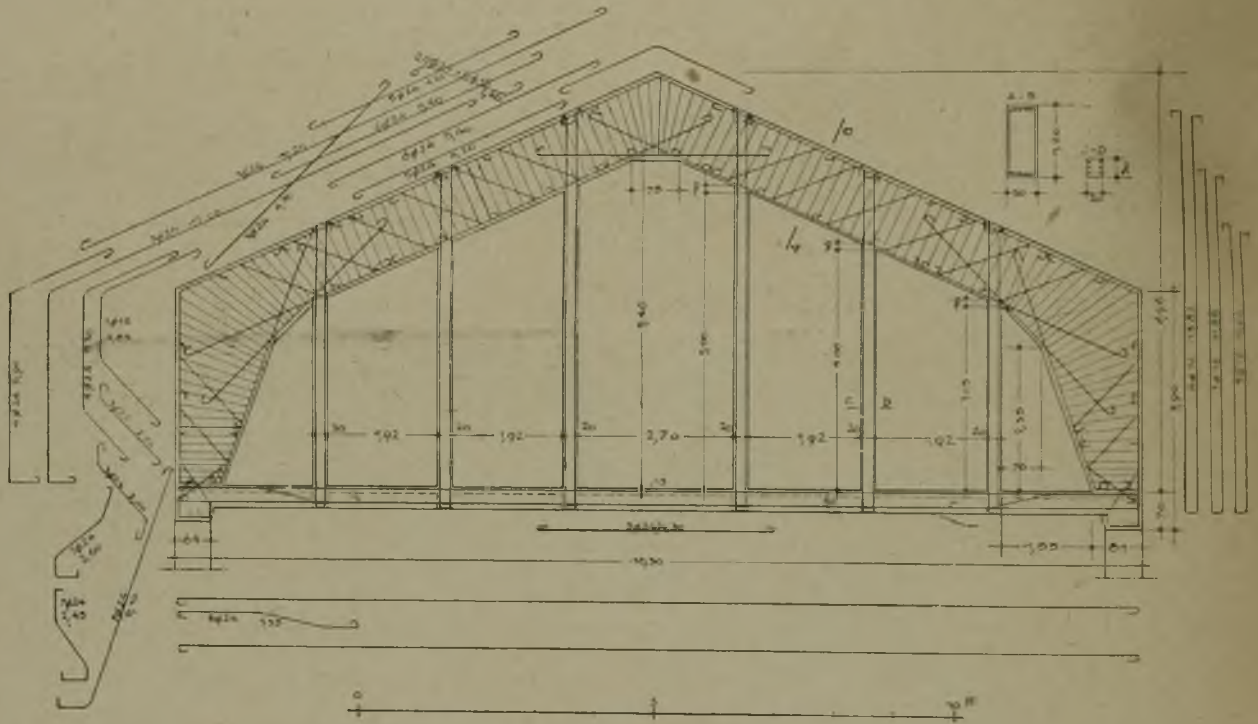


Abb. 5. Konstruktion und Bewehrung des Dachbinders mit angehängter Decke.



Durch das Ausscheiden von Elsaß-Lothringen aus dem Reichsverbande verlor die deutsche Industrie zum großen Teil ihre in den ehemaligen Reichslanden gelegenen, modern eingerichteten Werke, und war gezwungen, die alten, im Ruhrgebiet gelegenen Werke umzubauen und den neuen Anforderungen anzupassen. Dadurch ergab sich trotz des unglücklichen Ausgangs des Krieges die Notwendigkeit, die vorhandenen Betriebsräume zu erweitern und Neuanlagen zu beschaffen. Bei dem durch die Verhältnisse erzwungenen rapiden Neuaufbau suchten die Werke überall alte, bisher stillgelegte Räume, für die erweiterten Betriebe einzurichten.

In dem hier zu behandelnden besonderen Fall hatten die Rombacher Hüttenwerke, Abt.

Westf. Stahlwerke in Bochum die Aufgabe, ein vorhandenes Ofengebäude von 40,66 · 15,94 m Grundfläche zur Modellschreinerei umzubauen, wobei das obere Geschoß als Materiallager, das Erdgeschoß als Arbeitsraum dienen sollte. Bei der Ausschreibung wurde der Wunsch ausgesprochen, den Raum im Erdgeschoß möglichst wenig durch Zwischenstützen zu unterteilen und zu beengen.

Hr. Dir. Sperling der Rombacher Hütte, der den Bau dem Betrieb entsprechend ausgestalten wollte, legte besonderen Wert darauf, in der Aufstellung der Maschinen nicht durch Zwischenkonstruktionen behindert zu sein, und wollte die Möglichkeit gewahrt sehen, nach allen Seiten Transmissionen anbringen zu können. Gleichzeitig sollte die Höhe des Erdgeschosses das Maß von 5,50 m nicht überschreiten, um den Transport vom Obergeschoß zum Erdgeschoß noch ohne Aufzug durchführen zu können.

Unter den verschiedenen Entwürfen, die vorlagen,

fand derjenige der Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten, Essen, den Beifall

Der Dachbinder, der die gesamten Lasten auf die Pfeiler der Längsmauer überträgt, ist als Rahmen-

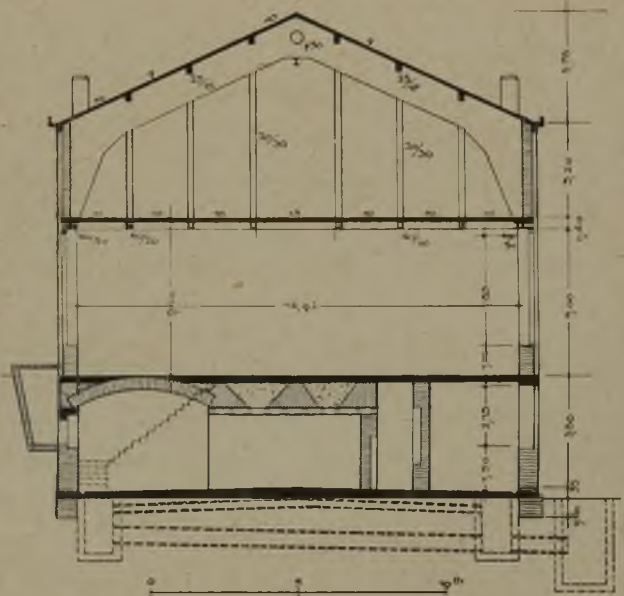


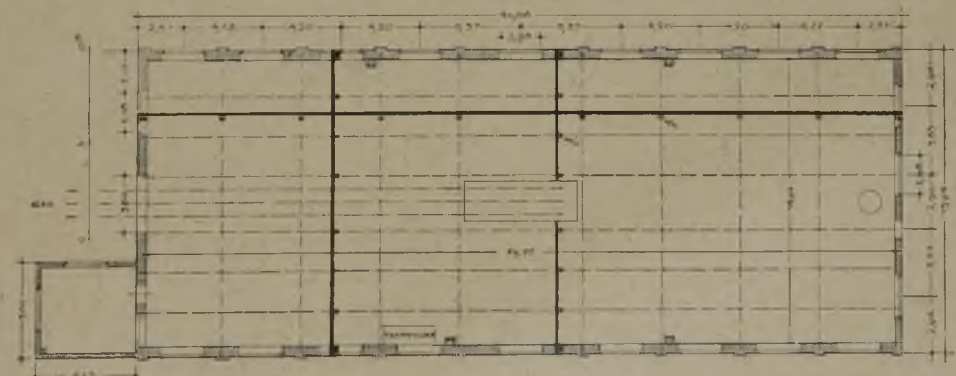
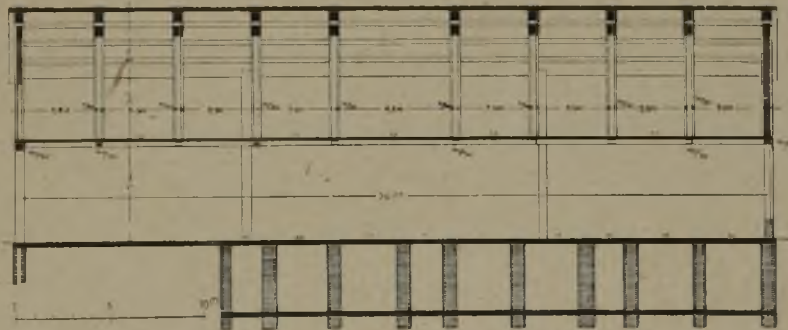
Abb. 6 (oben). Dachkonstruktion mit aufgestellter Schalung.

Abb. 4 (unten). Blick in das Erdgeschoß mit Plattenbalkendecke ohne Stützen
Abb. 7 (rechts oben) Fertiges Bauwerk.

der Bauherrschaft, wonach das Erdgeschoß durch eine Decke ohne Säulen überspannt wird, und die Lasten dieser Decke durch Hängesäulen an den Dachbinder aufgehängt werden. Auf diese Weise war es möglich, die Deckenträger des Erdgeschosses, und damit die gesamte Geschoßhöhe, möglichst niedrig zu halten.

Abb. 1—3 (hierneben) zeigen Grundriß, Quer- und Längsschnitt der alten Ofenhalle. Die Decke über dem Erdgeschoß ist eine einfache Plattenbalkendecke, für die die Träger in der Längsrichtung des Gebäudes gespannt sind, und über den Aufhängungen durchlaufen; sie sind an den Bindern durch kräftige Querträger versteift, die gleichzeitig das Zugband der Binder bilden. Sämtliche Träger der Erdgeschoßdecke konnten bei dieser Anordnung mit 40 cm Gesamthöhe ausgebildet werden, so daß die Aufhängungen für die Transmissionen überall in gleicher Höhe anzubringen sind. Einen Blick unter die Decke nach der Ausschaltung gibt Abb. 4 oben wieder. Sie zeigt den ruhigen Charakter derselben, der zur gleichmäßigen Lichtverteilung beiträgt.

Abb. 1—3. Grundriß, Längsschnitt und Querschnitt der Modellschreinerei.



binder über 15,50 m Spannweite mit zwei Gelenken an den Auflagern ausgebildet. Die Dachlasten werden durch Pfetten, die Deckenlasten durch Hängesäulen

auf den Binder übertragen. Es war naheliegend, für die Tragkonstruktion des Binders einen Virendeckträger zu wählen; die Durchrechnung ergab jedoch eine wirtschaftlich ungünstigere Lösung und die Notwendigkeit, die lotrechten Stäbe zu verbreitern, wodurch der Verkehr auf dem Lagerboden erschwert worden wäre. Der Binder selbst wurde auf Grund der Arbeitstheorie berechnet und zeigt die in Abb. 5, S. 92, angegebene Konstruktion und Bewehrung. Er sitzt mit seinen durch kreuzweise Eisen gebildeten Gelenken auf einem Verteilungsbalken auf, der als Kranz in der Höhe der Erdgeschoßdecke über dem Mauerwerk durchgeht. Der Verteilungsbalken über den beiden Längsmauern wird durch Zugbänder versteift, die, wie oben angegeben, in den Querversteifungsträgern der Erdgeschoßdecke untergebracht sind. Hierbei wurde vorsichtigerweise der Versteifungsträger vollständig von der Rahmenkonstruktion getrennt, um die lotrechten Lasten mit Sicherheit zentrisch auf das Mauerwerk zu übertragen. Der Konstrukteur wich hierbei von der vielfach angewendeten steifen Verbindung von Binder und Zug-

band ab, da in diesem Falle bei Durchbiegungen der gesamten Konstruktion bedeutende Pressungen an den Mauerkanten auftreten können.

Abb. 6, S. 93, zeigt die Dachkonstruktion mit aufgestellter Schalung, Abb. 7, S. 93, das fertige Bauwerk.

Die Ausführung erfolgte derart, daß zunächst die Decke über Erdgeschoß fertiggestellt wurde, wobei die sorgfältig gestreckten Hängeeisen aus der Decke hervorragten. Auf die fertige Decke wurden die Schalungen für den Dachbinder und die Hängesäulen aufgebracht. Es liegt im Wesen der Konstruktion, daß die untere Decke solange in der Schalung verbleiben mußte, bis der Dachbinder vollkommen abgebunden und erhärtet war, wodurch sich erhebliche Kosten für die Schalung ergaben.

Der Beton wurde im Mischungsverhältnis 1 : 5 eingebracht und gestampft, die Hängesäulen gegossen, nachdem die Fußpunkte derselben aufgerauht und gereinigt waren. Auf diese Weise konnten die sonst meist auftretenden Risse an den Verbindungsstellen zwischen Hängesäule und Decke vermieden werden. —

Vermischtes.

Dimensionierung von Plattenbalken bei gegebenem Moment, Beton- und Eisenspannung. In dem bezügl. Aufsatz in Nr. 7 der „Mitteilungen“ sind einige Druckfehler enthalten, die wir nachträglich berichtigen. In der rechten Spalte S. 54 unter der Abbildung, 3. Zeile muß es statt 0,5 heißen 9,5; in der 9. Zeile desgl. statt Wert $b' = 30$, Wert $\sigma_b = 30$. —

Der rheinische Traß, seine Bedeutung und Anwendung als hydraulischer Zuschlag im Bauingenieurwesen. Unter „Literatur“ bringen wir in der gleichen Nummer unserer „Mitteilungen“ eine kurze Besprechung dieser i. A. der „Traßindustrie m. b. H.“ herausgegebenen Schrift. Einige sachliche Angaben aus dem Inhalt der Schrift werden außerdem von Interesse sein.

Das Raumgewicht des Trasses ist 1,0 gegenüber demjenigen des Zementes, das 1,4—1,5 erreicht. Die Ausgiebigkeit oder Ausbeute, d. h. das Maß, in dem der Stoff im Mörtel zur Raumvergrößerung beiträgt, ist gleich der des Zementes, d. h. 0,48. Der Traß ist infolge seines hohen Gehaltes an aktiver Kieselsäure geeignet, einen Kalkmörtel in völlige Versteinung über zu führen. Ein aus gutem reinem Kalk bei inniger Vermischung mit Traß und Sand hergestellter Mörtel ist stets raumbeständig. Diese Mischung muß in verschiedener Weise erfolgen, je nachdem Kalkteig oder Kalkpulver zugesetzt wird. Zu Bauten unter Wasser eignet sich Fettkalk besser, dagegen zu Luftbauten hydraulisches Kalkpulver. Als günstigste Mischungsverhältnisse empfiehlt Dr.-Ing. Hambloch, der bekannte Traßforscher:

Für Mörtel in freier Luft bei Anwendung von Kalkteig: 1,5 Tr.:1,0 Fettkalkteig: 2—4 Sand; bei Verwendung von Kalkpulver 1,5:1,5:2—4 desgl. Unter Wasser wird bzw. eine Mischung von 1:1:1—1¼ und 1:1½:1—1¼ empfohlen. Für Talsperren ist eine Mischung von 1,5 Tr.: 1 Kalkteig:1,75 Sand am geeignetsten.

Für Beton unter Wasser ist 1 Teil Mörtel obiger Zusammensetzung für Wasserbauten zu 4—4½ Teilen Kiessand zu verwenden, für aufgehendes Betonmauerwerk 1 Teil obigen Luftmörtels zu 5—6 Teilen Kies zu empfehlen. Wasserdichtes Betonmauerwerk soll einen Mörtel von 1 Tr.: 0,84 Kalkteig zu 1,33 Sand erhalten, wobei zu 1 Teil dieses Mörtels 2 Teile Kiessteine oder Schotter zugesetzt werden.

Folgende Festigkeiten werden angegeben für Mörtel 1 Tr.: 1 K.: 1 S.

	nach 25 Tagen	nach 90 Tagen	nach 1 Jahr
Zugfestigkeit	rd. 15 kg/cm ²	23 kg/cm ²	25 kg/cm ²
Druckfestigkeit	65—70 kg/cm ²	125 kg/cm ²	150 kg/cm ²

Für Beton der Mischung 1 Teil Mörtel: 1 Tr.: 1 K.: 1 S zu 4 Kies Druckfestigkeit nach 28 Tagen etwa 80 km/cm², desgl. 1 Teil Mörtel: 1 Tr.: 1½ K.: 2 S zu 4 Kies Druckfestigkeit nach 28 Tagen etwa 65 km/cm².

Wasserdichtigkeit wird bereits mit dem Mischungsverhältnis 1 Tr.: 2 K.: 4½ S erreicht.

Dem Traßzusatz zum Mörtel wird die Eigenschaft der Verleihung einer besonders großen Elastizität zugeschrieben. Durch Versuche ist auch eine größere Widerstandsfähigkeit gegen angreifende (saure) Wasser verschiedener Art festgestellt. Eine größere Plastizität, also eine leichtere Verarbeitungsmöglichkeit ist dem

Traßmörtel ebenfalls eigen. Vorteilhaft ist unter Umständen der langsame Abbindeprozeß, der eine längere Verarbeitungsmöglichkeit sichert.

Die Unempfindlichkeit des Trasses gegen Nässe ist bei der Lagerung von gewissem Vorteil. Mit dem Zementmörtel hat Traßmörtel das gemein, daß Frost die Bindefähigkeit unterbricht, die aber nach Erwärmung sogleich wieder eintritt.

Durch teilweisen Ersatz des Zementes durch Traß kann eine Verbilligung von Betonbauten herbeigeführt werden. Die an die Anfangserhärtung zu stellenden Anforderungen gestatten nach der Schrift 25—40 v. H. des Zementes in Raumteilen durch Traß zu ersetzen. (Das Kriessamt legte seinerzeit das zweckmäßigste Verhältnis zwischen Zement und Traß auf 0,75 Gewichtsteile Zement und 0,25 Gewichtsteile Traß fest, wobei jedoch für Bauten, bei denen für die Enderhärtung mehr Zeit zur Verfügung steht, eine Verminderung des Zementgehaltes bis auf 0,60 zugelassen war).

Für Eisenbetonbauten darf man zur Erzielung genügend großer Anfangsfestigkeit behufs wirtschaftlicher Ausnutzung der Schalungen nicht so weit mit dem Zementersatz gehen. Der Verfasser der Schrift, Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund, hält nach seinen praktischen Erfahrungen ein Verhältnis von 0,75 Raumteilen Zement: 0,25 Tr.: 5 Kiessand (rd. 1:5) für durchaus brauchbar. Für Kohlenwäschen, überhaupt Kohlenaufbereitungsanlagen mit angreifenden Wässern wird eine Verminderung des Kiessandzusatzes auf 4½ empfohlen, zu Eisenbetonbauten im Seewasser 1 Z.: 0,5—1 Tr.: 5 Kiessand.

Für verschiedene Zwecke ist ein Traß-Zement-Kalk-Mörtel zu empfehlen. Als zweckmäßige Mischungsverhältnisse werden dabei angegeben für geringere Festigkeiten 0,25 Z.: 0,5 Tr.: 0,25 Kalkpulver, für Talsperren und Wasserbauten 0,3 Z.: 0,45 Tr.: 0,25 Kalkpulver, für Bauten mit verhältnismäßig hoher Anfangsfestigkeit 0,5 Z.: 0,3 Tr.: 0,20 Kalkpulver. Der Sand-, Kies-, bzw. Schotterzuschlag ist dabei dem Zweck entsprechend zu wählen. Da die 3 Mörtelbilder zus. gleich 1 zu setzen sind, so muß für hohe Anfangsfestigkeit im Verhältnis 1:10 gemischt werden. Eine Mischung von 0,5 Z.: 0,3 Tr.: 0,20 K.: 10 Kiessand ergibt nach 28 Tagen etwa 50, nach 90 Tagen etwa 80 kg/cm² Druckfestigkeit. —

Sind sog. wasserabschreckende Substanzen geeignet die angreifende Wirkung gewisser Salzlösungen auf Portlandzementmörtel zu verhindern? Diese Frage ist vom Laboratorium des „Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten“ im Jahre 1920 untersucht worden. Die Zeitschrift „Zement“ berichtet darüber in ihrer Nr. 29 vom 19. Juli 1923. Wir entnehmen dem von Hrn. Dr. Goslich, dem derzeitigen Leiter des Laboratoriums, verfaßten Bericht die nachstehenden Angaben.

Das Endergebnis sei vorausgeschickt. Es besagt, daß keines der abschreckenden Mittel, die zur Verwendung kommen — Ceresit, Schmierseife, Preolit, Asphalt-Emulsion — die Zerstörung durch schwefelsaure Wasser hat aufhalten können.

Verwendet wurde ein tonerdereicher Portlandzement, weil sich solche Zemente im Meerwasser weniger widerstandsfähig erwiesen haben als Al₂O₃-arme, dagegen kieselsäurereiche Zemente. Der Zement hinter-

ließ auf dem 9000-Maschensieb auf 1 cm^3 20,1 v. H. auf dem 5000 M.-Sieb 7,4 v. H. Rückstand, zeigte Erhärtungsbeginn nach 3 Std. 10 Min., erreichte das Ende des Abbindens nach 5 Std. 50 Min., bestand in bezug auf Raumbeständigkeit die Normen- und die beschleunigten Proben, besaß eine Zugfestigkeit in Normenmischung 1:3 von 21,8 kg/cm^2 nach 7 Tagen Wasserlagerung, 30,4 kg/cm^2 nach 28 Tagen Wasserlagerung, 39,0 kg/cm^2 bei kombinierter Erhärtung nach 28 Tagen, sowie eine Druckfestigkeit von 258, 334 und 393 kg/cm^2 . Er enthielt im geglähten Zustand 22,18 v. H. SiO_2 , 7,18 v. H. Al_2O_3 , 63,98 v. H. CaO . Verwendet wurde zu den Probekörpern ferner Freiwalders Rohnsand und als Anmachewasser bzw. reines Leitungswasser, Wasser mit 100 g Ceresit auf 1 l bzw. 40 g Kalischmierseife auf 1 l, 100 g Preolit auf 1 l, 100 g Asphalt-Emulsion auf 1 l. Die Probekörper wurden gelagert in reinem Wasser. Wasser mit 29,2 g NaCl , 71,0 g Na_2SO_4 , 55,0 g CaCl_2 , 2,22 g CaSO_4 (gesättigte Gipslösung, alle übrigen Mischungen halbgesättigt), 47,0 g MgCl_2 , 58,0 g MgSO_4 . Es wurden nur Zugkörper hergestellt, die dem Angriff im Verhältnis zur Masse große Oberfläche bieten, nur magere Mischungen 1:5 bzw. 1:7, die nach 7, 28, 90 Tagen, 1 und 2 Jahren der Flüssigkeit entnommen und zerrissen wurden. Der Bericht gibt in einer Reihe von Zahlentafeln die Ergebnisse im Einzelnen wieder.

Die in reinem Wasser gelagerten Probekörper erlitten im allgemeinen, wie bekannt, eine geringe Einbuße an Festigkeit, wenn das Anmachewasser mit wasserabschreckenden Substanzen versetzt ist. Die mit reinem Wasser angemachten Probekörper 1 erleiden durch den Einfluß der 3 Chlorsalze (Na, Ca, Mg) eine geringe Einbuße an Festigkeit. Das bleibt so auch bei Zusatz von wasserabschreckenden Substanzen zum Anmachewasser. In Lösungen schwefelsaurer Salze verlieren die Probekörper sowohl bei reinem wie mit wasserabschreckenden Substanzen versetztem Anmachewasser schon mit 7 Tagen erheblich an Festigkeit; bis 90 Tage hielten die Körper noch zusammen, nach 1 Jahr waren sie blumenkohlartig aufgetrieben, dann zerfielen sie gänzlich. Eine merkwürdige Ausnahme machten davon die Probekörper in Gipslösung, die auch nach 1 und 2 Jahren noch zusammenhielten und nur verringerte Festigkeit besaßen. Es stimmt das überein mit Beobachtungen, die Dr. Strebel 1921 mitgeteilt hat. Das steht aber im Widerspruch mit den praktischen Erfahrungen, nach denen gerade Gipswasser eine verheerende Wirkung auf Portlandzement ausübt. Dieser Widerspruch muß noch geklärt werden.

Tonerdereiche Zemente im Straßenbau. Im „Bulletin technique de la Suisse Romande“ vom 17. Juli 1923 wird nach „Génie Civil“ über den Ausfall von Versuchen berichtet, die in Paris mit solchen Zementen (ciment alumineux) gemacht worden sind, die infolge ihrer raschen und starken Erhärtung bei der Ausführung von Straßenunterbettungen in Beton eine wesentliche Zeitersparnis, also ebensolche Abkürzung der den Verkehr behindernden Absperrungen ermöglichen. Die ersten Versuche sind 1922 an Straßenkreuzungen der großen Boulevards durchgeführt worden. Um den Verkehr nicht zeitweilig ganz sperren zu müssen, kann eine solche Ausführung nur in einer Reihe von Einzelstreifen erfolgen, die dann immer erst wieder abbinden müssen, um dann den Verkehr wieder über sie leiten zu können. Am Carrefour Poissonnière z. B. hat die Kreuzung in 4 Streifen nach einander ausgeführt werden müssen. Bei Verwendung von Ciment fondu (also tonerdereichen Zement) hat diese Arbeit nur 20 Tage in Anspruch genommen, während man bei gewöhnlichem Zement mit Rücksicht auf langsames Abbinden und Erhärten mindestens 50 Tage gebraucht hätte. Die im Vorjahre ausgeführten Straßenstrecken haben sich bis heute gut gehalten. Der Preis für 1 qm Straßenoberfläche stellt sich allerdings bei den tonerdereichen Zementen, die ja auch noch nicht in großen Massen abgegeben werden können, um 15 v. H. höher.

Flugzeughalle in Eisenbeton in Villacoublay (Seine-et-Oise). Die „Schweiz. Bztg.“ vom 21. Juli berichtet nach „Génie civil“ über eine in Eisenbeton ausgeführte Flugzeughalle von sehr bedeutenden Abmessungen — Grundfläche 3500 qm , Tiefe, 35, Breite 100, innere Höhe 12, an den Türen 10 m — und interessanter Ausbildung. Die Halle besitzt außer den Umfassungswänden nur eine querlaufende Stützenreihe, um die parallel zur Front in 5,8 m Abstand gespannten Hauptträger zu stützen. Diese Hauptträger sind als Bögen mit Zugband und rahmenartig gestalteten Hängesäulen ausgebildet und sind über der Dachhaut angeordnet. Das Dach ist gelagert auf sattel-förmigen eisernen Querträgern, die alle 3,15 m zwischen die Hauptträger gespannt sind. Dadurch wird der Wind-

druck auf die Dachfläche wesentlich geringer als wenn diese dem Obergurt der Hauptträger folgten. Auf die unverhüllte Binde-Konstruktion ist der Windangriff nur gering. Die heizbare Halle hat elektrisch bewegbare Schiebetore, die so weit in einzelnen Tafeln zurück geschoben werden können, daß 2 je 45 m weite Öffnungen frei gegeben werden. Zur Anwendung des Eisenbetons zu dem Hallenbau hat man sich entschlossen, weil während des Krieges errichtete Holzhallen schon nach 4 Jahren hatten ersetzt werden müssen.

Literatur.

E. Mörsch. Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung. 6. neu bearbeitet und vermehrte Auflage. I. Bd. 1. Hälfte. Gr. 8°, 490 S. Text mit 361 Textabb. Stuttgart 1923. Verlag von Konrad Witwer. Preis geb. 11 \times Teuerungsschlüssel.

Während der 2. Band dieses seiner Zeit Epoche machenden Werkes, das bis heute in der überreichen Fachliteratur des Eisenbetonbaues seine führende Stelle behauptet hat, leider noch nicht erschienen ist (er soll die Anwendung mit ausgeführten Beispielen enthalten), ist bereits nach 2½ Jahren eine Neuauflage des I. Bandes 1. Hälfte nötig geworden, in dem Begriff und Eigenschaften des Eisenbetons, die Baustoffe und ihre Eigenschaften, und von der Theorie: achsiale Druckbeanspruchung, Knickung, einfache Biegung und Biegung mit Achsialkraft behandelt werden. Dieser Band war schon vollständig vergriffen. Wesentliche Änderungen zeigt daher die 6. Auflage gegenüber der 5. nicht. Auch ist der Umfang nur wenig angewachsen. Etwas erweitert sind infolge der eingehenderen Untersuchungen, die auf Grund neuerer schlechter Erfahrungen gemacht worden sind, die Ausführungen über die Einwirkung chemischer Einflüsse auf Beton. Erweitert sind ferner die Bemessungstafeln, die einen sehr wertvollen Teil des Werkes bilden. So sind diejenigen Tafeln für Plattenbalken derart ausgebaut, daß sie in der neuen Form mit unbedeutender Nebenrechnung die Bemessung T-förmiger Balken für beliebige Betonpressungen gestatten oder die Ableitung der Druckspannung σ_b bei gegebener Form des Querschnittes und ausgenützter Zugbewehrung. Auch sind hierher gehörige, seiner Zeit erst im 2. Teil gebrachte Nachträge eingefügt. Die Bemessungstafeln können übrigens vom Verlage auf Karton besonders bezogen werden. Sie sind ergänzt und durch Tabellen über Momente und Querkräfte durchlaufender Balken erweitert.

C. Kersten. Der Eisenbetonbau. Teil III. Rechnungsbeispiele aus dem Hochbaugebiet mit Anhang: Rechnung des Durchlaufbalkens. 3. völlig neu bearbeitete Aufl. Kl. 8°, 195 S. Text mit 278 Textabb. Berlin 1923. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geb. Grundzahl 2,4 \times Schlüsselzahl.

Die neue Auflage enthält 82 Rechnungsbeispiele, von denen nur 7 aus der alten Auflage übernommen sind. Es wird dabei aber nicht nur die reine Rechnung behandelt, sondern auch die Grundlagen für eine zweckmäßige Entwurfsbearbeitung werden besprochen, und vielfach sind zum besseren Verständnis ausführliche Bauzeichnungen beigegeben. Behandelt werden die Grundformen: Deckenplatten verschiedener Art ohne Zwischenstützen; desgleichen mit Zwischenstützen; Wandträger, Fensterstürze und einseitige Plattenbalken; Balken- und Bogendächer; Treppen; Wände und Brüstungen; Gründungen. Dem durchlaufenden Balken, der im Eisenbetonbau ja eine besonders wichtige Rolle spielt, ist ein eigener Abschnitt gewidmet, dem Tabellen zum schnellen Entwurf von Durchlaufbalken mit gleichen Stützweiten beigegeben sind. Dem Lernenden, der sich in das Gebiet des Eisenbetonbaues einarbeiten will, und dem angehenden Praktiker gibt das Werk eine klare, knappe Anleitung zur Berechnung und manchen wertvollen Fingerzeig.

H. Schlüter. Eisenbetonbau, Säule und Balken. 2. vollständig neu bearbeitete Aufl. 8°. 426 S. Text mit 274 Textabb. und 7 Tafeln. Berlin 1922. Verlag Herm. Meußner. Preis: Grundzahl 9,5 \times Schlüsselzahl.

Die erste Auflage des Werkes aus dem Jahre 1913 konnte unter den elementaren Lehrbüchern des Eisenbetonbaues als solches empfohlen werden, das für alle Diejenigen, die sich ohne größere Vorkenntnisse im Eisenbeton weiter bilden wollen, eine ausreichende und sichere Grundlage abgibt, im Gegensatz zu manchen anderen Werken, die zu einer mechanischen Anwendung ihrer Formeln und Beispiele verleiten, was im Eisenbetonbau besonders gefährlich ist. Es werden aber nicht nur die Ergebnisse, sondern auch die Voraussetzungen der Rechenmethoden dargestellt, diese dann selbst klar durchgeführt und an Beispielen er-

läutert. Diese Grundsätze sind auch bei der Neubearbeitung festgehalten, und es ist überall angestrebt, sie sich noch weiter auswirken zu lassen. Gegenüber der früheren Auflage wird auch auf die Versuchsergebnisse und den Stand der Forschungen etwas mehr eingegangen. Eingearbeitet ist eine Schrift des Verfassers, die 1916 über „die Sicherung der Eisenbetonbalken durch abgebogene Hauptarmierung und Bügel“ erschienen. Bei den Querschnittsermittlungen werden die Mörsch'schen Bemessungstabellen mit herangezogen, die zu wirtschaftlich günstigen Ergebnissen führen und die Rechnungen wesentlich erleichtern. Die Brauchbarkeit des Werkes für die Praxis hat durch die Neubearbeitung noch weiter gewonnen. —

E. von Mecenseffy. Die künstlerische Gestaltung der Eisenbetonbauten. X. Bd. des Handbuches für Eisenbetonbau, 3. Auflage, herausgegeben von Ob. Brt. Dr. Ing. v. Emperger, 8°, 375 S. Text mit 308 Textabb. Berlin 1922. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. Grundpreis geh 14, geb. 18 × Umrechnungsschlüssel. —

Als die 1. Auflage dieses Werkes 1911 erschien, handelte es sich um einen ersten Versuch, „den Einfluß des Eisenbetons auf die Baukunst der Gegenwart nach allen Richtungen gründlich zu prüfen und daraus Grundsätze für seine künstlerische Gestaltung zu gewinnen.“ In der Kritik des Werkes, die damals mit Rücksicht auf das allgemeine, baukünstlerische Interesse, das die hier zu lösende Frage beanspruchen durfte, im Hauptblatt der „Dtsch. Bztg.“, Jhg. 1911, Seite 836 erschienen ist, wurde das Ergebnis des Werkes von dem damaligen Kritiker dahin zusammengefaßt: „volle Freiheit in der Entwicklung und Gestaltung der Formen; nicht das Wort entscheidet, sondern die Tat; kein Material setzt so wenig formale Grundsätze voraus, wie der Eisenbeton; dieser ist für die Formgebung das voraussetzungsloseste Material, das die Baukunst kennt.“ Trotz der Fülle des neuen Stoffes, der dem Verfasser seitdem in neuen und kühnen Ausführungen des Eisenbetons sich darbot, klingt bei aller Vertiefung der Arbeit dieser Grundgedanke auch heute noch in dem Werke durch. Auch heute versagt es sich der Verfasser, etwa bestimmte Regeln für die stilistische Behandlung der neuen Bauweise aufzustellen, aus denselben Gründen, die ihn bei der ersten Bearbeitung davon abhielten. Amerikanische Versuche nach dieser Richtung haben nach seiner Ansicht nicht ermutigend gewirkt. Ebenso wenig spricht sich in seinen Ausführungen eine „lebhaftere, unbedingtere, ja begeisterte Parteinahme für das drangvoll werdende Neue“ aus, die vielleicht von Manchem erhofft werde. Als Mahnung spricht er am Schluß aus, daß „wenn wirklich jene Keime zu neuartiger Entwicklung der Baukunst, die ihm, wie vielen Anderen, auch im Eisenbetonbau zu schlummern scheinen, zum Leben erweckt und ohne unnötig lange und schwere Kämpfe der Reife zugeführt werden sollen, es gilt, tief einzudringen in das innere Wesen der neuen Bauweise und nicht zurückzuschrecken vor der Mühe, sich die dazu unentbehrlichen wissenschaftlichen Hilfsmittel anzueignen“. Es gehe nicht an, daß dem Ingenieur allein alle schwierige konstruktive Arbeit überlassen bleibe, deren Ergebnis man dann widerspruchslos annehmen müsse, nur weil man nicht fähig sei, die Aufgabe „zu durchschauen und die Stellen herauszufinden, wo ohne Opfer an sachlicher Güte der raumgestaltenden Phantasie mehr Recht hätte eingeräumt werden können und sollen“. Dringend Not tue daher „eine weitgehende Annäherung in der Denk- und Schaffensweise des Ingenieurs und Architekten“. Verfasser erkennt an, daß bereits auf beiden Seiten viel redlicher Wille in dieser Richtung zu Tage trete, auf diesem Wege müsse aber mit aller Energie weiter gegangen werden, wenn Werte entstehen sollen, die als Kunstwerke angesprochen werden dürften. Das sind Ausführungen, die auch der Ingenieur unterschreiben darf.

An zahlreichen, zum großen Teil ganz neuen, fast auf das doppelte vermehrten Beispielen des In- und Auslandes wird im übrigen die Frage im Einzelnen eingehend untersucht. Verfasser geht dabei in der Kritik der einzelnen Werke z. T. viel schärfer vor, als in der Auflage vor elf Jahren. Der Text hat erhebliche Erweiterungen erfahren, nur das II. Kapitel, das nach allgemeinen einleitenden Worten die Bautechnik und Baukunst zur Zeit der Einführung des Eisenbetons behandelt, konnte ziemlich unverändert bleiben. Fast vollständig neu bearbeitet sind namentlich die Abschnitte VI und XI, die die Binderhalle als Grundform der geräumigen Eisenbetonbauten und die Brücken behandeln. Gebiete, auf denen der Eisenbetonbau im letzten Jahrzehnt ganz besondere Fortschritte gemacht hat und in denen sich seine Eigenart wohl am deutlichsten

auspricht. Im allgemeinen schätzt der Verfasser den bisherigen Einfluß der Verbundbauweise bei den Gebäuden auf deren innere Gestaltung höher ein, als auf ihr Äußeres. Auch die großen Hallenbauten seien davon nur zum Teil auszunehmen. Bei den Brückenbauten liegt im Gegensatz zu den Hochbauten die ganze künstlerische Wirkung in der äußeren Erscheinung. Wenn auch die Eigenart des Eisenbetons die folgerichtige Durchbildung mancher Konstruktionsgedanken besonders ermöglicht und fördert, so schließe sich der Eisenbetonbau doch auch hier vielfach in seiner formalen Entwicklung der Brückenbauweise in anderen anderen Baustoffen an. Namentlich betont Verfasser, daß die Bogenbrücken aus Eisenbeton mit obeliegender Fahrbahn nach dieser Richtung nicht losgelöst werden könnten von der gleichzeitigen der weitgespannten steinernen Brücken und der reinen Betonbrücken. Unter den großen Eisenbetonbrücken findet der Verfasser viele, die sich in Bezug auf Ruhe und kraftvolle Wirkung getrost mit jeder Steinbrücke messen dürfen, während andere durch ihre „gerüsthafte Magerkeit“ nicht auf ähnlicher künstlerischer Höhe stehen. Namentlich die starke Auflösung des die Fahrbahn auf den Bogen abstützenden Aufbaus, die lockere Stellung der tragenden Pfosten ist es nach seiner Ansicht, was die gute Wirkung z. B. des Langwieser Viaduktes beeinträchtigt, nicht die Sparsamkeit in den Massen an sich, denn auch zierliche Bauten könnten sich selbst in großartiger Natur behaupten, wenn man auf Maßstab und Rythmus sorgfältig achte, die Massen sparsam zusammenhalte, wobei allerdings auch an rechter Stelle einmal etwas mehr an Masse aufgewendet werden müsse, als die Rechnung ergibt.

Auf weitere Einzelheiten der neuen Auflage des wertvollen Werkes näher einzugehen, müssen wir uns leider versagen. Sowohl Architekt wie Ingenieur werden in ihm reiche Anregung finden. —

A. Straßner. Tabellen für die Einflußlinien und die Momente des durchlaufenden Rahmens. 8°, 59 S. mit 10 Textabbildungen. Berlin 1922. Verlag Wilhelm Ernst und Sohn. Pr. geh. Grundzahl 30 M. mal Schlüsselzahl.

Die Anforderungen an weitestgehende Wirtschaftlichkeit aller Konstruktionen des Ingenieurs zwingen diesen zu genauen, scharfen Rechnungen. Das trifft besonders zu bei den Rahmenkonstruktionen, die mehr noch als im Eisenbau im Eisenbetonbau, namentlich bei der Herstellung weiträumiger Hallen und Arbeitsräume in ausgedehntem Maß Anwendung finden. Die hierbei erforderliche mechanische Rechenarbeit auf ein Mindestmaß herabzudrücken, sind von verschiedenen Seiten Tabellen berechnet worden. Eine praktische und leicht verwendbare Form zeigen die obigen, die auf der Grundlage der vom Verfasser bearbeiteten „Neueren Methoden zur Statik der Rahmentragwerke“, Bd. I, Berlin 1921, beruhen, die wir bereits früher an gleicher Stelle gewürdigt haben. — F. E.

Der „Rheinische Traß“, seine Bedeutung und Anwendung als hydraulischer Zuschlag im Bauingenieurwesen. I. A. der Traßindustrie m. b. H. bearbeitet von Dr. Ing. Paul Müller. Dortmund, Kl. 8°, 52 S. Text. Zu beziehen von der Traßindustrie m. b. H., Coblenz a. Rh. Grundpreis 1.10 × Schlüsselzahl. —

Mit der Geschichte des Trasses beginnend bespricht die kleine Schrift den Trachyttuff-Traß im Nette- wie Brohltal und den in neuerer Zeit gewonnenen Leucittuff-Traß in Ettringen. Der 2. Teil behandelt die Eigenschaften des Trasses und seine Anwendungen als hydraulischer Zuschlag, dabei zumal auf die Versuche von Dr. Hambloch sich stützend. Die empfohlenen Mischungen umfassen Mörtel und Beton, sowohl an freier Luft wie unter Wasser erhärtet, und bei erstrebter Wasserundurchlässigkeit. Ein weiterer Abschnitt behandelt die Verwendung des Traß für Beton in Verbindung mit Portlandzement und die also erzielten Ersparnisse gegenüber reinem Portlandzement. Von besonderem Wert sind die zum Schluß gegebenen Literaturhinweise und die Zusammenstellung der Ergebnisse ausgeführter Untersuchungen. —

Prof. Dr. Ing. M. Möller.

Berichtigungen: In Nr. 11 der Mitteilungen sind leider auf S. 88, rechte Spalte, Druckfehler in den Verfasser-namen stehen geblieben. In der längeren Besprechung muß es statt R. Salinger heißen R. Saliger und in der Voranzeige statt Mönch: Dr. Ing. Mörsch. —

Inhalt: Bemerkenswerte Brückenbauwerke des Auslandes in Beton und Eisenbeton. — Die Modellschreinerei der Rombacher Hütte in Bochum. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Büxenstein, Berlin SW. 48.