

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang

5. März 1926

Heft 10

DIE NEUE DILLINGER DONAUBRÜCKE.

Von O. Muij, Direktor und techn. Filialleiter der Wayß & Freytag A.-G., Niederlassung München.

Am 21. Mai 1924 wurde nach einem Festakt im Rathaus zu Dillingen und anschließender örtlicher Einweihung die neue Staatsstraßenbrücke über die Donau dem Verkehr übergeben. Sie ist die am weitesten gespannte deutsche Eisenbetonbalkenbrücke und darf daher in erhöhtem Maße das Interesse der Fachwelt in Anspruch nehmen.

Die bisher an dieser Stelle gestandene alte Brücke (Abb. 1), welche als konstruktiv und ästhetisch vorbildliches Bauwerk über ein Jahrhundert dem Verkehr diente, war im Laufe der Zeit trotz wiederholter umfangreicher Ausbesserungen in einen so unzulänglichen baulichen Zustand geraten, daß sie ihre Aufgabe nicht mehr weiter mit der notwendigen Sicherheit erfüllen konnte. Eine erneute dauerhafte Instandsetzung des Überbaues samt Pfeilern war im Hinblick auf die Einführung schwerer Lastkraftwagen auch nicht durchführbar, und sie mußte daher als das letzte bayerische Brückenbauwerk ihrer Art abgebrochen werden. Die Brücke ist in den Jahren 1815 bis 1818 als Holzbogenbrücke nach dem System Wiebeking mit drei Spannweiten von je 28,5 m errichtet worden. Der Erbauer, Ritter von Wiebeking, war Generaldirektor des bayerischen Straßen- und Brückenbaues und besonders bekannt durch seine mustergültigen und bahnbrechenden Strombauarbeiten, zu denen auch die im Jahre 1816 fertiggestellte Donaukorrektur zwischen den Städten Lauingen und Dillingen, Karolinenkanal genannt, gehörte. Da die alte Brücke in technischer und künstlerischer Hinsicht gleich hervorragend war und sich besonders gut in das Landschaftsbild einfügte, so mußte bei dem neuen Bauwerk um so mehr Bedacht darauf genommen werden, die Erscheinungsform in gleichem Sinne zu lösen. Es darf wohl gesagt werden, daß das leider abgetragene Bauwerk der alten Baukunst in dem Ingenieurwerk unserer Zeit einen glücklichen Ersatz gefunden hat.

Bereits in den Jahren 1906, 1914 und 1921 hat die bauausführende Firma, die Wayß & Freytag A.-G., in Verbindung mit dem Straßen- und Flußbauamt Dillingen Entwürfe für Bogenbrücken aufgestellt, bei denen teils die Mitbenutzung der alten Pfeiler vorgesehen, teils ein vollständig neues Bauwerk angenommen war. Von der ersten Lösung mußte jedoch Abstand genommen werden, da die schlechte Beschaffenheit der Fundierung die Verwendung der alten Pfeiler nicht zuließ. Nach den Ergebnissen einer im Frühjahr 1922 erfolgten genauen Untersuchung des Untergrundes wandte man sich sodann von der Durchführung eines Bogenprojektes ab und suchte die Lösung in einer statisch bestimmten Balkenkonstruktion unter gleichzeitiger Einhaltung der geforderten großen Durchflußweiten.

Der den neuen örtlichen und wirtschaftlichen Verhältnissen angepaßte endgültige Entwurf der Wayß & Freytag A.-G., Niederlassung München, eine Eisenbeton-Gerberträgerbrücke, wurde als zweckmäßigste Lösung durch Ministerialbeschluß zur Ausführung genehmigt (Abb. 2). Die neue Brücke überspannt in einer Entfernung von 40 m unterhalb der alten den Strom in fünf Öffnungen mit einer Gesamtlänge von 160 m zwischen den Endwiderlagern. Die Stützweite der drei mittleren Öffnungen beträgt je 36,80 m und die der Endöffnungen je 24,80 m. Die Brücke ist zwischen den Geländern 8 m breit, wovon 5,50 m auf die Fahrbahn und je 1,25 m auf die beiden auskragenden Gehwege entfallen (Abb. 3 u. 4).

Fahrbahn und Gehwege werden von zwei Hauptlängsträgern getragen, die als Gerberträger konstruiert sind, deren eingehängte Balken sich im zweiten und vierten Feld befinden. Ursprünglich waren drei Längsträger vorgesehen. Man entschied sich jedoch vor Baubeginn für das Zweiträgersystem, da es statisch klarer, konstruktiv einfacher und wirtschaftlicher ist. Die Fahrbahnachse zieht in parabolischer Linie mit betonter Überhöhung über die vier Land- und Strompfeiler von Weg-zu-Wegrampe, welche in leichten Bögen den Anschluß an die Staatsstraße vermitteln. Für die Durchflußweite und -höhe der Brücke waren die im Projekt befindlichen Hochwasserschutzdämme der Donau zwischen Lauingen und Dillingen und die sich hieraus ergebenden Wasserverhältnisse bestimmend.

Die Gründung der Pfeiler und Widerlager erfolgte mit besonderer Sorgfalt. Durch eine Anzahl behördlicherseits bis zur Kote 404, d. i. etwa 14 m unter Flußsohle durchgeführter Bohrungen wurde die Beschaffenheit des Untergrundes festgestellt. Es ergab sich bei den Strompfeilern bis zur Kote 413-414 (Nullpunkt Dillinger Pegel = 418,54 m N.N.) eine lose bis stark verkittete Kieslage, auf welche grauer und blauer Letten folgte, der später bei sehr fester Lagerung mit dem Pickel gelöst werden mußte. Bei den übrigen Bohrungen lagen ähnliche Verhältnisse vor. Die Donau hat ihr Bett durch den Hochterrassenschotter in den tertiären Untergrund eingegraben, der aus sandigen und lettigen Sedimenten besteht, welche ohne Schichtenstörung auf etwa 50 m abwärts weiter streichen.

Ursprünglich war eine Holzpfahlgründung für sämtliche Fundamente vorgesehen. Durch den angetroffenen Untergrund erübrigte sich dieselbe jedoch bis auf die Landpfeiler, die je 45 Stück 8,50 m lange Pfähle mit einer Einzelbelastung von 30 t ohne Berücksichtigung des mittragenden Bodens erhielten. Der Aushub der Landpfeiler und Widerlager erfolgte zwischen Holzspundwänden, die 50 cm unter die Fundamentsohle reichten. Für die Gründung der beiden Strompfeiler wurden 7 m lange eiserne Larssenspundbohlen Prof. II in einer als Fangdamm wirkenden doppelten Umschließungswand verwendet. Die innere Spundwand, in deren unmittelbarem Schutze der Bodenaushub erfolgte, wurde bis zur Kote 411 gerammt, nach Betonierung des Fundamentes auf Kote 417,0 abgeschnitten und in dieser Höhe mit letzterem durch 30 mm starke Rundeisen verankert. Die Rammung, welche mit einer 2 t-Dampftramme erfolgte, stieß in dem tiefer gelegenen festen Letten auf erhebliche Schwierigkeiten, so daß von der projektierten nachträglichen Tieferrammung bis Kote 410 Abstand genommen wurde. Die Rammarbeit erforderte 18 Betriebsschichten, so daß die tägliche Leistung rd 2,5 lfd. m Spundwand bei 7,0 m eingerammter Tiefe betrug. Die äußere Spundwand, welche als Hochwasserschutz wirkte, wurde in 1,50 m Entfernung von der inneren Wand bis zur Kote 414,0 gerammt, damit sie mit der Spitze noch etwa 50 cm in den wasserdichten Letten eingriff und oben mit der Hochwasserkote 421 abschloß. Für diese Rammung benötigte man 15 Betriebsschichten bei einer täglichen Leistung von 4,0 lfd. m Spundwand mit 4,0 m Rammtiefe. Die doppelte Umschließungswand hat sich bei dem wiederholten Hochwasser als notwendig erwiesen und durchaus bewährt. Das Grundwasser konnte leicht mit zwei Zwanziger-Pumpen gehalten werden.

(Abb. 5 zeigt den vom Hochwasser überraschten Transport der Ramme zum rechten Strompfeiler mit einer Gesamtübersicht der Baustelle.)

Die äußere Spundwand wurde nach Fertigstellung des zuerst hergestellten rechten Strompfeilers gezogen, bei dem

voneinander entfernten horizontalen Verbolzungen. Von den für die Strompfeiler projektierten Holzpählen konnte in Anbetracht des guten Untergrundes und der Ergebnisse einer Probepfährlammung Abstand genommen werden, um so mehr, als auch eine eventuelle Zusammenpressung des Untergrundes



Abb. 1. Die alte, nunmehr abgetragene Dillinger Donaubrücke.



Abb. 2. Die neue Dillinger Donaubrücke.

linken Strompfeiler in gleicher Weise wieder verwendet und dann zurückgewonnen.

Die Pfeilerausschachtung erfolgte ununterbrochen in Tag- und Nachtschichten bis zur Tiefenkote 412,0, d. i. etwa 6 m unter der Flußsohle, unter gleichzeitigem Einbauen von 1,5—2 m

bei dem gewählten Brückensystem ohne nachteilige Folgen für die Konstruktion ist. Die maximale Bodenpressung auf die Bodenfuge beträgt bei einer Gesamtauflast von 1865 t nur 2,10 kg/cm². Die Fundamentkörper sind in Mischung 1:12, die aufgehenden verhältnismäßig schlanken Pfeiler in Mischung

1:9 betoniert. Letztere besitzen stromaufwärts Spitzbogen-, stromabwärts Halbkreisform und sind bis etwa zur Mittelwasserlinie mit Granitwerksteinen verkleidet.

Der Brückenüberbau erforderte bei seinen großen Spannweiten von nahezu 37 m und den sich hieraus ergebenden

tonischer Belebung empfunden, das durch die ebenfalls bewegte Gesimsschattenlinie noch eine besondere Betonung erfährt. Die untere Trägerlinie der Mittelöffnungen wird in Anlehnung an die alte Brücke durch einen schlicht wirkenden Segmentbogen gebildet, der aber in Anbetracht der andersartigen konstruktiven

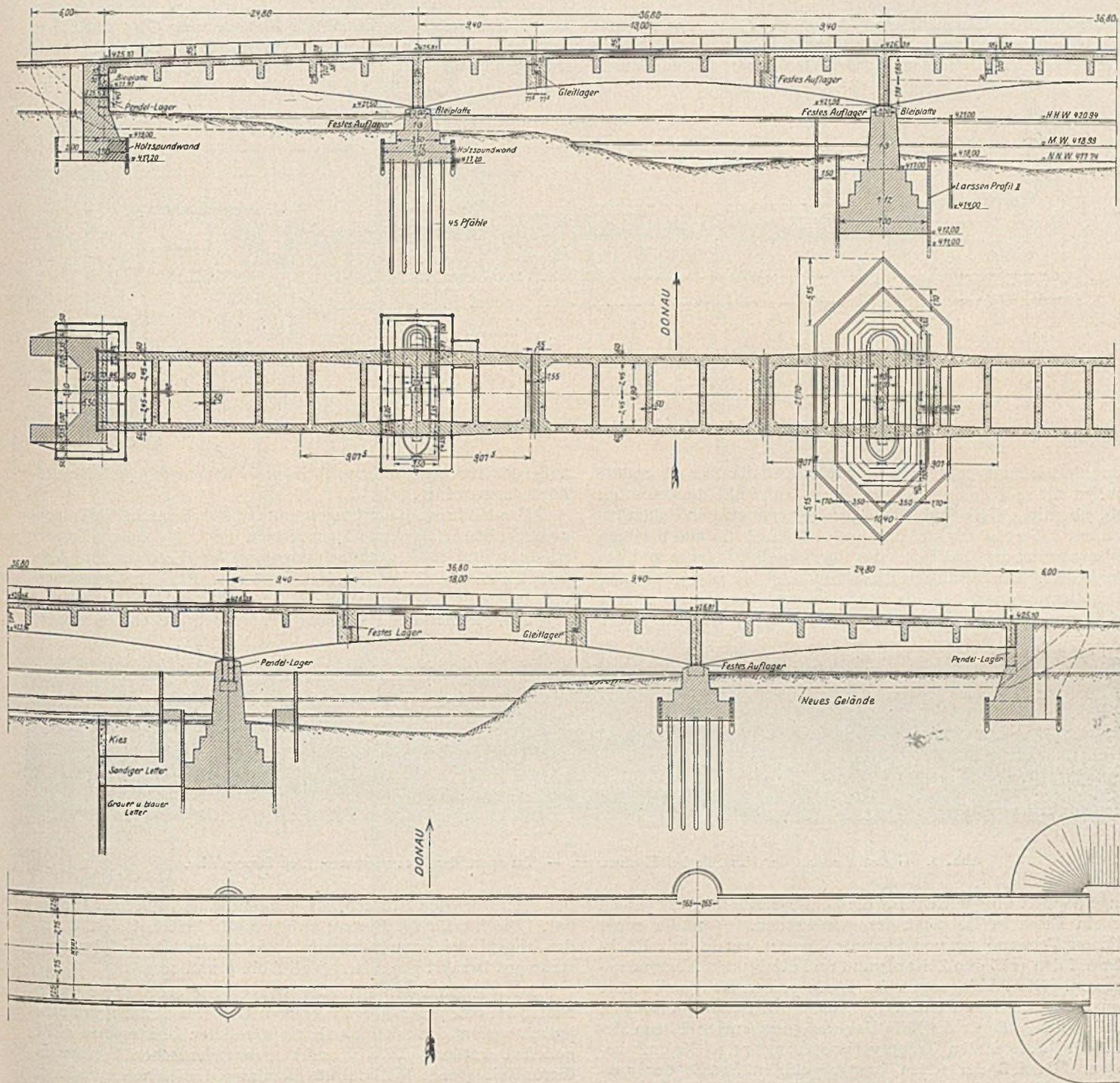


Abb. 3. Längsschnitt, Grundriß und Draufsicht auf die neue Dillinger Donaubrücke.

Trägerabmessungen eine besonders sorgfältige konstruktive Durchbildung und Ausführung. Die beiden Hauptträger sind in 5,50 m Entfernung voneinander angeordnet. Bei den Mittelfeldern beträgt der Querschnitt in Feldmitte 60/194 cm und über den Stützen 120/384 cm. Infolge der bedeutenden Stützmomente ist über den Pfeilern eine horizontale Verbreiterung der Träger notwendig geworden, welche in statisch wirksamer Weise sowohl nach innen als auch nach außen in schrägem Anzug von den Gelenken aus erfolgt. Die äußere Anschwellung, welche also lediglich ein Ergebnis der statischen Konstruktion ist, wird an dem Bauwerk als ein Moment charakteristisch tek-

Verhältnisse mit geringem Stich straff gespannt ist. Die beiden Hauptträger sind in Abständen von 3—4 m durch Querträger miteinander verbunden, welche über den Pfeilern und bei den Feldgelenken in Anbetracht der hier auftretenden großen Kraftwirkungen besonders stark ausgebildet sind.

Die Berechnung der Träger erfolgte nach den Belastungsvorschriften für Staatsstraßenbrücken (§ 15 b, Kl. I der besond. Bedingungen f. Ausf. v. Brücken- und Hochbaukonstruktionen vom 1. 1. 1912 und Nachtrag 1918) mit einer Stoßziffer von 1,50 und den zulässigen Spannungen von $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$. Für die den Verkehrsstößen unmittelbar

ausgesetzten Querträger und Fahrbahnplatten wurde $\sigma_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ zugrunde gelegt. Es ergab sich damit für die Mittelöffnung des Hauptträgers aus Eigen-
gewicht + Verkehr ein positives Feldmoment von

$$M = g + p = 200 + 549 = + 749 \text{ mt,}$$

ein negatives Feldmoment von $+ 200 - 454 = - 254 \text{ mt}$ und ein Stützenmoment von $-(1480 + 452) = - 1932 \text{ mt}$. Diese bedeutenden Balkenmomente erforderten neben den genannten

der verminderte Konsolquerschnitt auf Moment, Schub und Abscherung zu berechnen war. Abb. 8 zeigt die Einzelheiten dieses wichtigen Konstruktionsteiles mit den für die verschiedenen inneren Kraftwirkungen angeordneten Eiseneinlagen. Die gesamte schräge Zugkraft mit $\frac{Q}{\sqrt{2}}$ ist den Abbiegungen zugewiesen, welche für die untere Konsole aus 3 $\varnothing 45$ und 2 $\varnothing 40$ bestehen. Die horizontalen Eisen für die Biegemomente sind genügend weit in den hinteren Trägerbeton verankert;

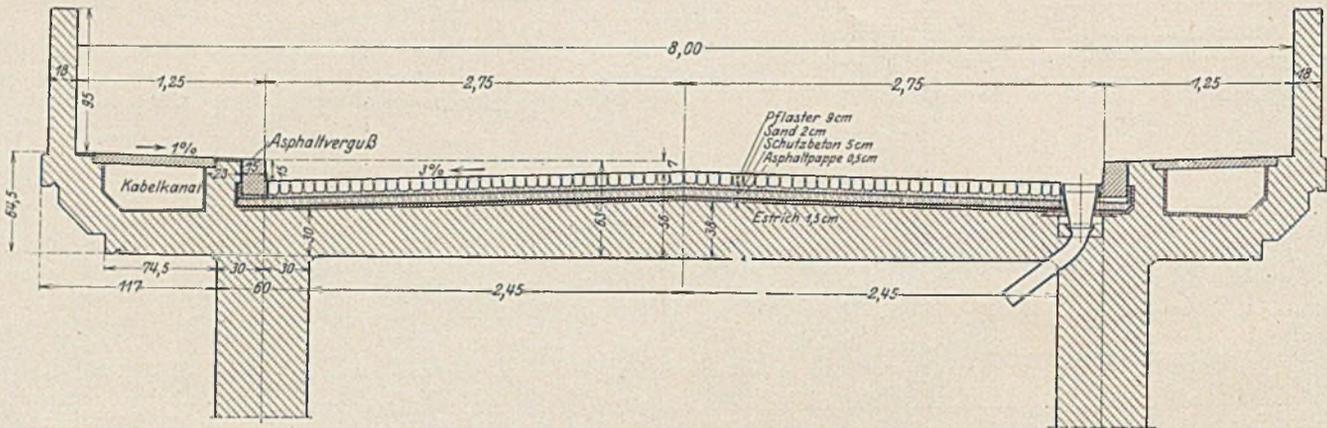


Abb. 4. Querschnitt durch die Fahrbahn.

Betonabmessungen sehr starke Armierungen, die über der Stütze Abb. 7a mit 14 $\varnothing 40$ und 16 $\varnothing 45 = 430 \text{ cm}^2$, in Feldmitte unten Abb. 7b mit 4 $\varnothing 40$ und 16 $\varnothing 45 = 305 \text{ cm}^2$ und in Feldmitte oben mit 8 $\varnothing 45 = 127 \text{ cm}^2$ betragen. Die Abb. 6a und b zeigen die Bewehrung des Endfeldes, des eingehängten Trägers und des Mittelfeldes. Die gewählten Rundeisen sind bis zu 25,0 m lang und so angeordnet, daß die Stöße in der Hauptsache in den Aufbiegungen liegen, bei denen sich die Eisen auf die ganze

außerdem ist eine reichliche horizontale Verbügelung der Konsolköpfe angeordnet.

Das Einbringen der langen und starken Eisen in die Trägerquerschnitte erfolgte in offener Arbeit, indem die äußere Trägerschalung erst nach dem ordnungsgemäßen Verlegen und Verknüpfen der Armierung aufgestellt wurde. Für den Verlegungsvorgang wurde der Baustelle ein Arbeitsschema an Hand gegeben, das sich mit Rücksicht auf die mehrfachen Eiseneinlagen,

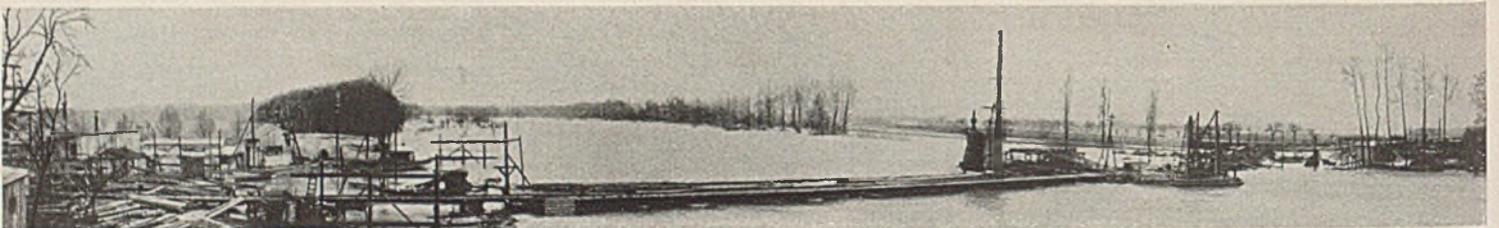


Abb. 5. Gesamtübersicht der Baustelle bei Hochwasser. — Transport der Ramme zum rechten Strompfeiler.

Länge doppelt übergreifen; für die Schubspannungen ist jedoch nur ein Eisen in Betracht gezogen worden. Von der sonst üblichen Verwendung von Spannschlössern wurde mit Rücksicht auf den größeren Zeitaufwand und die Kosten Abstand genommen. Die Abbiegungen der Eisen passen sich genau dem Momentenverlauf und den aufzunehmenden Schubspannungen an, die beim Auflager des Mittelfeldes $6,56 \text{ kg/cm}^2$ und beim Beginn der horizontalen Trägerverbreiterung $11,10 \text{ kg/cm}^2$ betragen. Gemäß der schon immer geübten Praxis der ausführenden Unternehmung werden sämtliche Schubspannungen ohne Mitwirkung des Trägerbetons nur von den aufgebogenen Eisen und den Bügeln aufgenommen. Die Bügel des Mittelfeldes sind 16 mm stark, in Feldmitte vierschnittig mit 35 cm Abstand und gegen das Auflager hin sechsschnittig mit 30 cm Abstand. Demgemäß kann beispielsweise in Feldmitte durch die Bügel eine Schubspannung von

$$\tau_{0B} = \frac{f_e \sigma_e}{e \cdot l_0} = \frac{4 \cdot 2,01 \cdot 1200}{35 \cdot 60} = 4,6 \text{ kg/cm}^2$$

aufgenommen werden; der Rest der Schubspannungen ist den aufgebogenen Eisen zugewiesen. Die Konsolarmierung bei den Gelenken des eingehängten Trägers ist sehr sorgfältig durchgeführt. Es ist hier eine Last von 133 t aufzunehmen, für welche

besonders bei den Stützen, als notwendig und nützlich gezeigt hat. Die hierfür im Bureau aufgewandte Zeit hat sich durch den ungehinderten und raschen Arbeitsfortschritt auf der Baustelle gut bezahlt gemacht. (Vgl. Abb. 9 und 10.)

Die großen Eisen der Hauptträger mit etwa 115 t waren zuerst bei einem Werk des besetzten Gebietes bestellt, konnten jedoch wegen der mittlerweile eingetretenen Grenzsperrung nicht geliefert werden. Da bei anderen innerdeutschen Werken in dieser Zeit großer Materialnot allzulange Lieferfristen verlangt wurden, so wurde die Bestellung bei den Alpen Montanwerken in Donawitz untergebracht, welche das Eisen in einer vorzüglichen Qualität und in kürzester Frist zur Anlieferung brachten.

Die Betonierung der Träger erfolgte in Mischung 1:5 in der Weise, daß zuerst das Mittelfeld und die Endfelder und zum Schluß die beiden eingehängten Träger fertiggestellt wurden. Jeder einzelne durch die Bewegungsfugen begrenzte Abschnitt wurde in einem Zuge in Tag- und Nachtschichten durchbetoniert, unter gleichzeitiger Beobachtung der Zusammenpressung des Lehrgerüsts. Diese betrug im Durchschnitt nur 7—9 mm, was bei den großen Lasten als gering zu bezeichnen ist. Irgendwelche Nachteile haben sich dadurch im Betonkörper nicht ergeben.

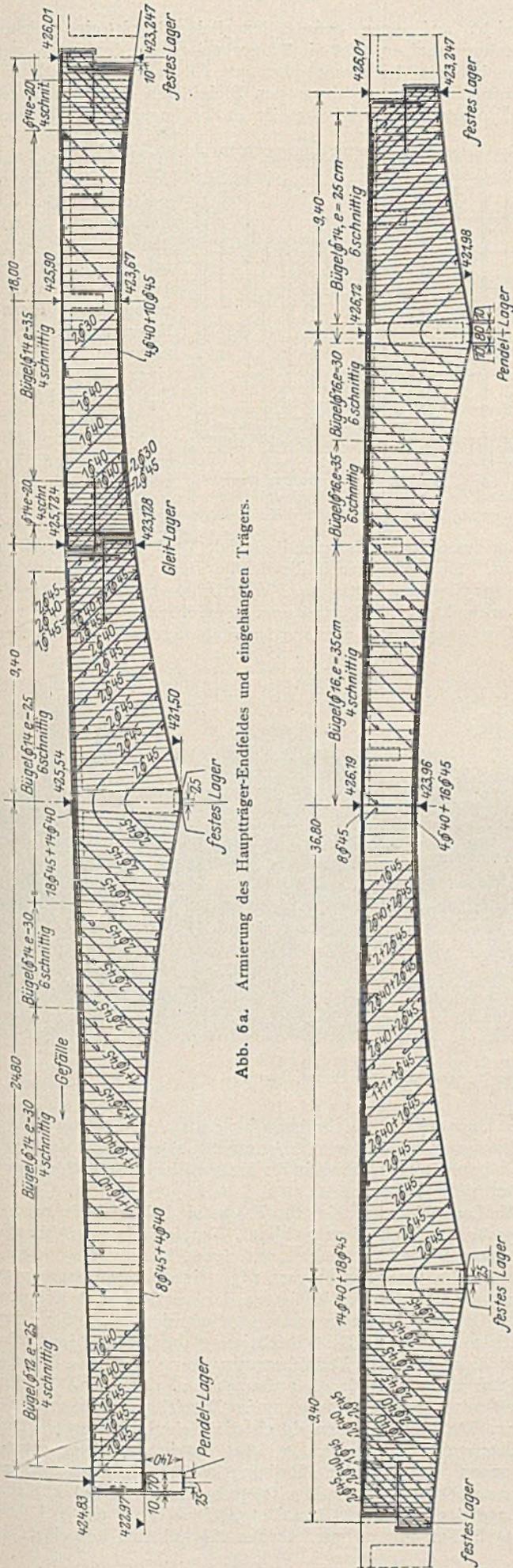


Abb. 6 a. Armierung des Hauptträger-Endfeldes und eingehängten Trägers.

Abb. 6 b. Armierung des Hauptträger-Mittelfeldes mit Konsolen.

Die Gelenke der eingehängten Träger und die Trägerauflager über den Pfeilern gehören zu den wichtigsten Bau-

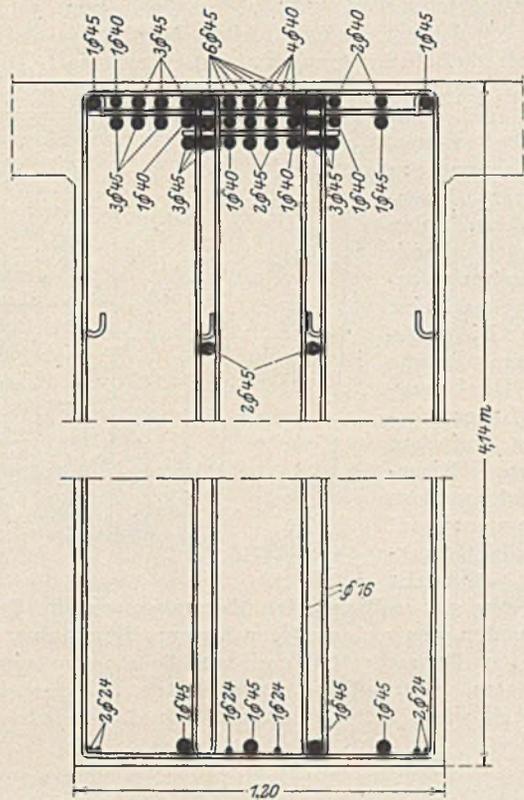


Abb. 7 a. Hauptträgerquerschnitt über den Strompfeilern.

werksteilen, da von ihnen die einwandfreie statische Wirkung des Trägersystems abhängt. Ihre zweckmäßige Durchbildung wurde in einfacher und materialgerechter Weise erreicht.

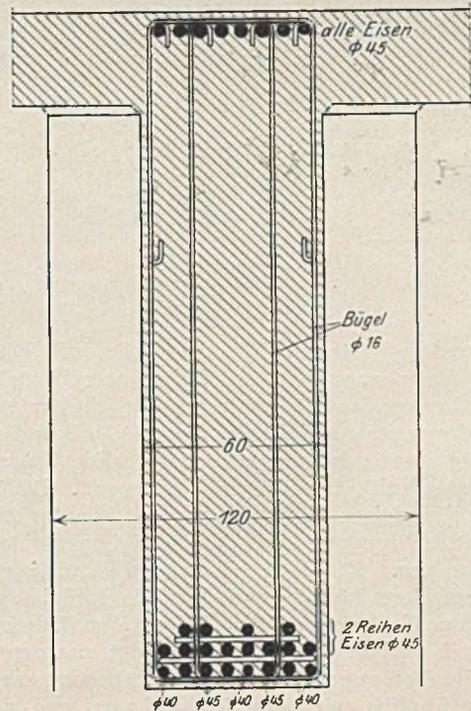


Abb. 7 b. Hauptträgerquerschnitt in Feldmitte der Mittelöffnung.

Die Auflagerung der Hauptträger über den Pfeilern erfolgt durch feste Lager über den beiden Landpfeilern und dem linksseitigen Strompfeiler, sowie durch bewegliche Lager über

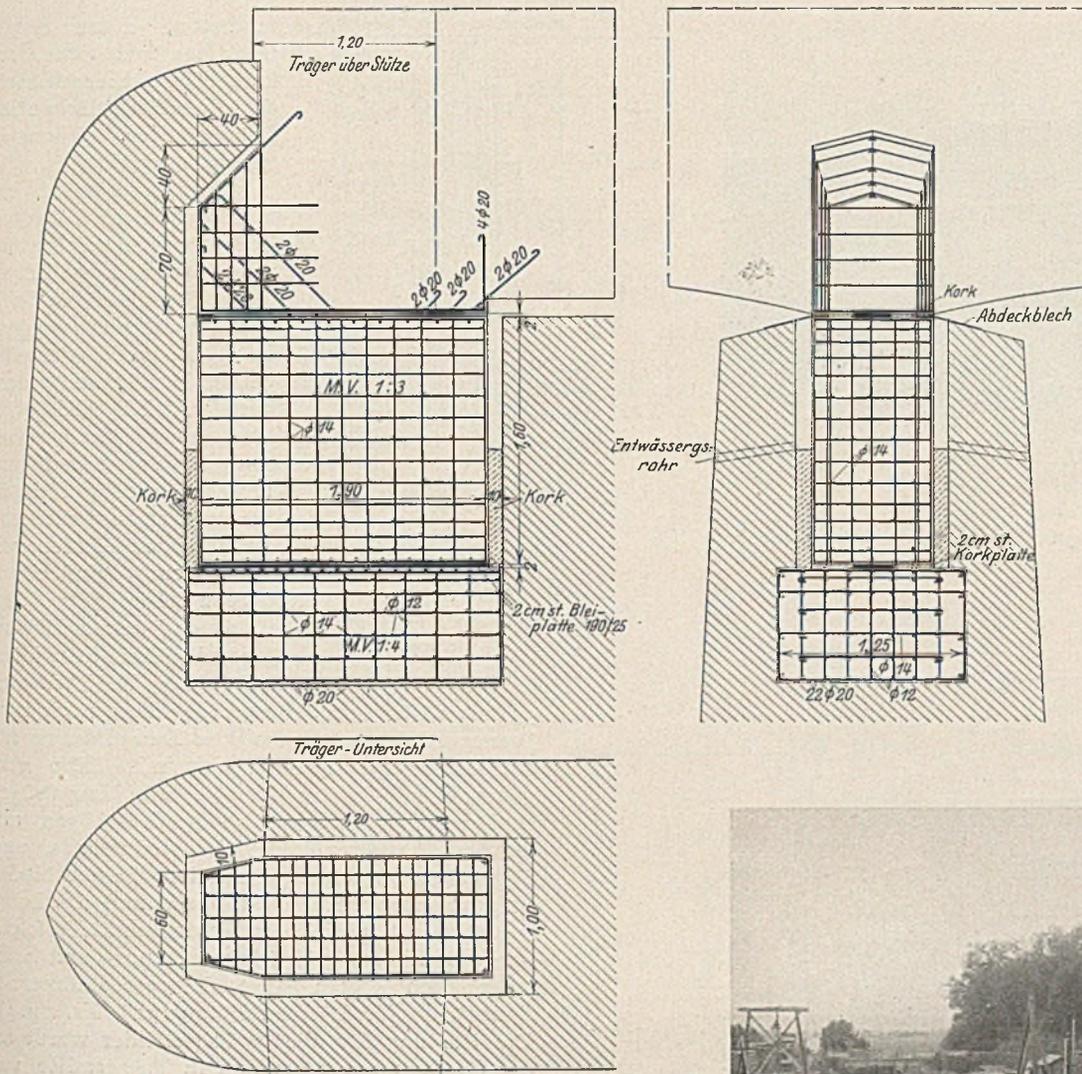


Abb. 11.

Pendelgelenk für die Hauptträgerlagerung beim rechten Strompfeiler.

Das bewegliche Lager des eingehängten Trägers durfte zur Vermeidung eines größeren Verlustes an Konstruktionshöhe für die Ausbildung der Trägerkonsolen nur eine geringe Höhe in Anspruch nehmen. Eiserne Rollen oder gar ein Betonpendel konnten hierfür nicht in Frage kommen. Es wurde daher zu einem Gleitlager aus Stahlguß mit Schlittenanordnung gegriffen. Die beiden Lagerplatten sind mit 38/54 cm Grundfläche für eine Betonpressung von 65 kg/cm² dimensioniert. Die obere Platte ist mit dem Schlitten, dessen Gleitflächen mit Paraffin geschmiert sind, durch Wölbfläche und Bolzen gelenkig verbunden. Die nach dem Versetzen des Lagers abgeschnittenen 8 mm starken Montageschrauben gewährleisteten eine planmäßige Aufstellung desselben vor der Betonierung des Einhängfeldes. Durch die seitlichen eisernen Dollen der unteren Lagerplatte und die mit Gegenmuttern versehenen oberen Verankerungseisen wird eine solide Verbindung mit dem Betonkörper hergestellt. Die horizontale Fugenaussparung zwischen den beiden zusammengehörigen Gelenken einer Brückenauflagerung erfolgte durch getrockneten Sand, der sich später leicht entfernen ließ. Abb. 14 zeigt die Konstruktion des Lagers und Abb. 15 dasselbe nach dem Versetzen.

Die Bewegungs- und Trennfugen der Fahrbahnkonstruktion sind 10 cm breit und oben mit Monierplatten abgedeckt, deren senkrechte Fugen mit Asphalt vergossen sind. Die Fahrbahndichtung ist unmittelbar darüber hinweggeführt. An den Sichtflächen der Brücke sind die Gelenkfugen mit 5 cm

Breite besonders hervorgehoben, damit das Konstruktionsprinzip klar in Erscheinung tritt. Abb. 16 zeigt die scharf ausgeprägte Fugensicht des festen Trägers des eingehängten Trägers.

Die 35 cm starke Fahrbahnplatte ist kreuzweise über Haupt- und Querträger armiert und krägt über die ersteren zur Bildung der Gehwege gesimsartig aus. In den letzteren befinden sich 35/70 cm große Kabelkanäle mit einer Abdeckung von 6 cm starken fertig verlegten Monierplatten. Die beiden Landpfeiler sind auf der Unterstromseite bis zur Gehwegplatte hochgeführt und tragen halbkreisförmige Kanzeln, welche ebenso praktisch wie wohltuend die einzige architektonische Belebung der Brücke bilden.

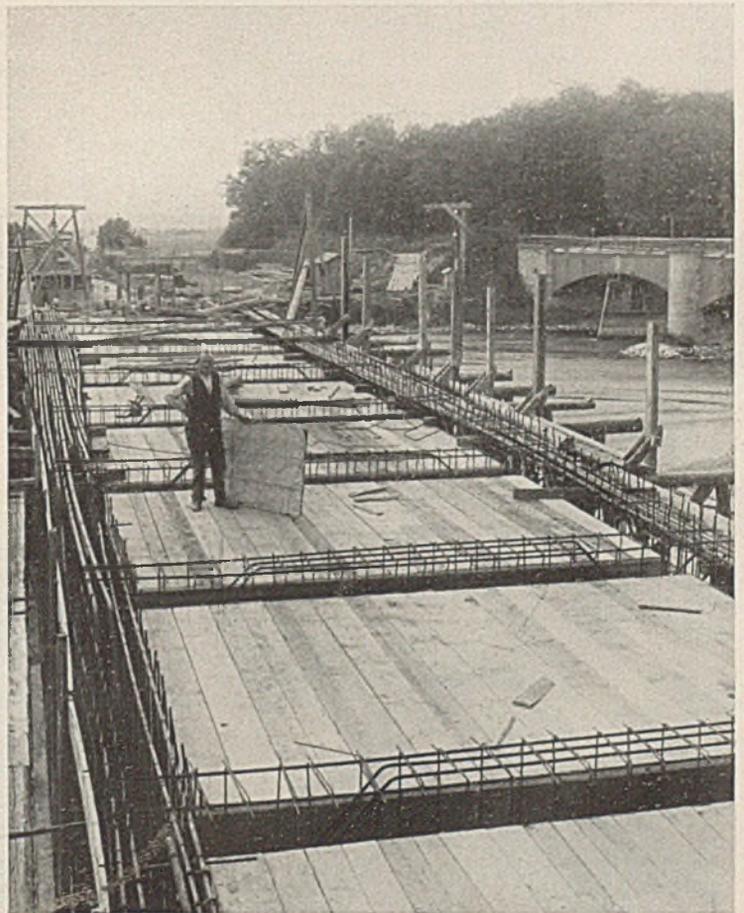


Abb. 10 Aufsicht auf Trägerarmierung und Fahrbahn.

Die Brüstung besteht aus einer 18 cm starken Eisenbetonwand, die alle 2 m senkrechte, 5 cm breite Fugen mit beweglich einbetonierten eisernen Dornen besitzt. Die Fahrbahndecke ist im ganzen 17 cm stark und besteht aus einem 2 cm starken Glatzstrich mit wasserdichter Isolierung, 4 cm starkem Schutz-

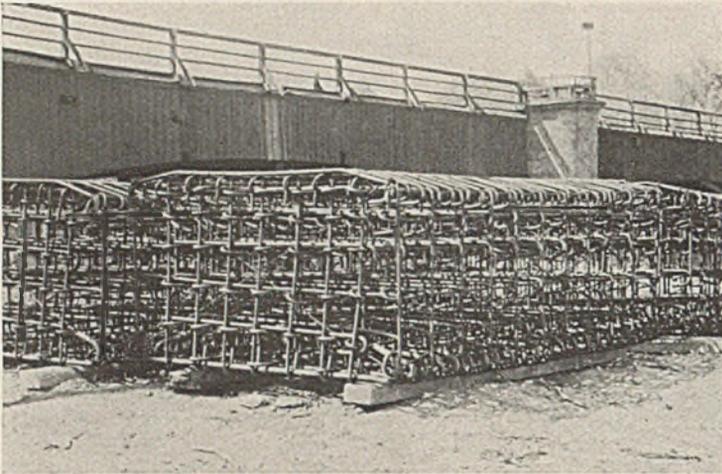


Abb. 12. Fertig geflochtene Bewehrung für Druckquader und Pendelgelenke.

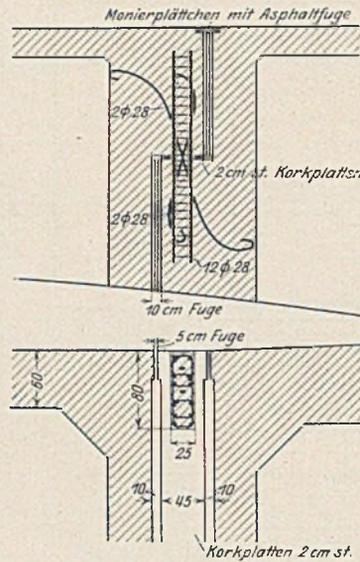


Abb. 13.
Festes Lager des eingehängten Trägers als Betongelenk.

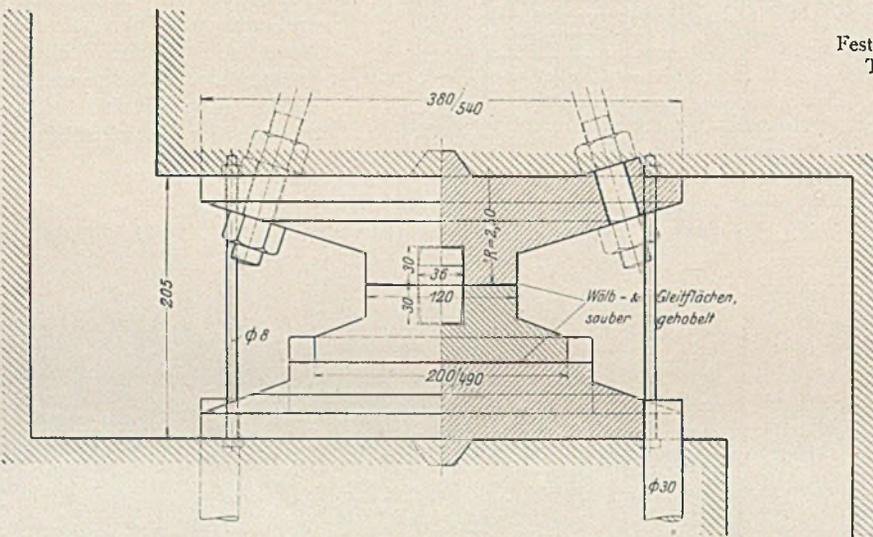


Abb. 14. Bewegliches Lager des eingehängten Trägers als Stahlguß-Gleitlager.

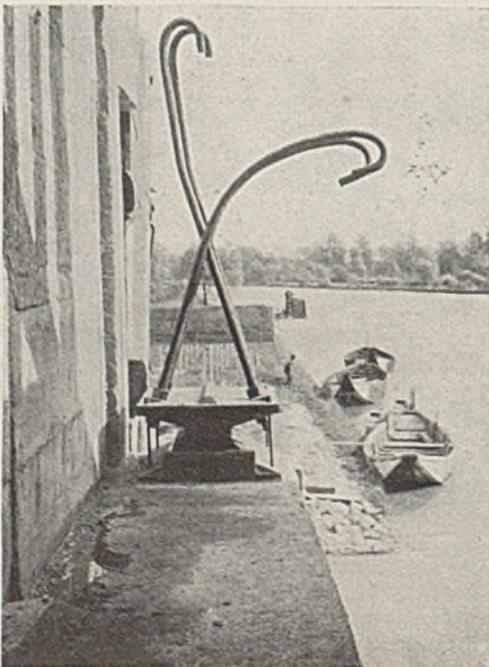


Abb. 15. Stahlguß-Gleitlager des eingehängten Trägers auf der Konsole versetzt.

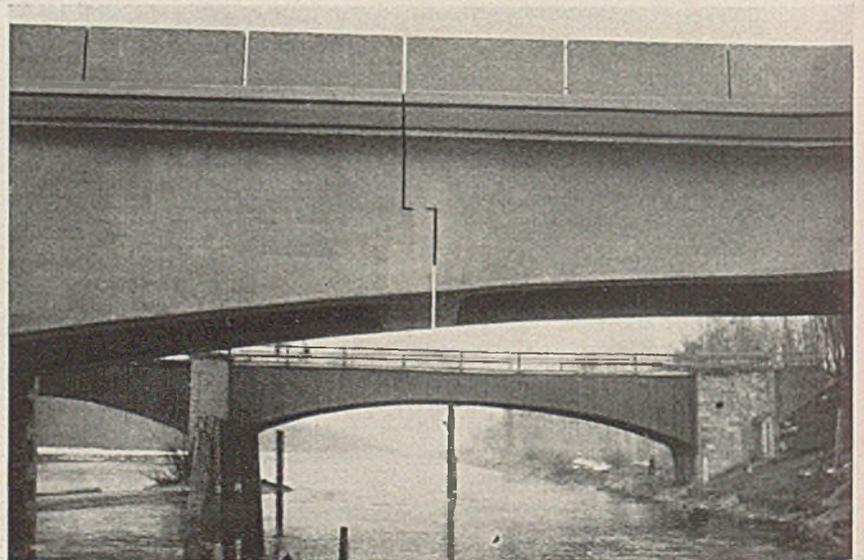


Abb. 16.
Fugenansicht des festen Lagers des eingehängten Trägers.

feinbeton, 2 cm Sandunterlage und 9 cm starkem Granitkleinpflaster. Sämtliche Sichtflächen der Brücke sind steinmetzmäßig bearbeitet.

Das Lehrgerüst erhielt durch die schweren Träger eine Belastung von etwa 10 t pro lfd. m und mußte daher in solider Weise konstruiert werden. In Abb. 17 ist dasselbe bis zur Brückenmitte dargestellt. Die Pfahljoche sind in Abständen von 4–5 m angeordnet und bestehen aus je fünf in der unteren Lettenschicht festsetzenden Pfählen von 25–30 cm \varnothing und einem oberen Kappholz von 24/30 cm, dessen Höhenlage eine freie Schwimmhöhe über H.H.W. von

35 cm zuläßt. Das Untergerüst diente auch zum Transport der 20 t schweren Dampftramme für die Larssenspundwände, der mit Hilfe vorgestreckter T-Träger erfolgte. Die Hauptträger sind auf je zwei bogenförmige Lehrbögen abgestützt, während die Fahrbahnplatte und Querträger durch drei mittlere Strebenbinder aufgenommen werden. Der Abbund des Lehrgerüsts und speziell der Knotenpunkte erfolgte unter Beachtung aller Zimmermanns- und holztechnischen Regeln (siehe „Lehrgerüstkonstruktionen“ des Verf., Arm. Beton 1918, Nr. 2 u. 3). Die Rüstung für die 3 Mittelfelder wurde an den Pfeilern um 1 cm und in Trägermitte um 4 cm gegenüber den wirklichen Ordinaten überhöht. In der vierten Öffnung, bei der im Ausführungsjahr der Stromstrich lag, war eine 8,20 m breite Schifffahrtsöffnung ausgespart. Die Gerüste der beiden Landöffnungen wurden sicherheitshalber ebenfalls auf Pfählen gegründet. Für die Absenkung der Lehrbögen waren ursprünglich Sandtöpfe vorgesehen. Da dieselben aber durch die in-

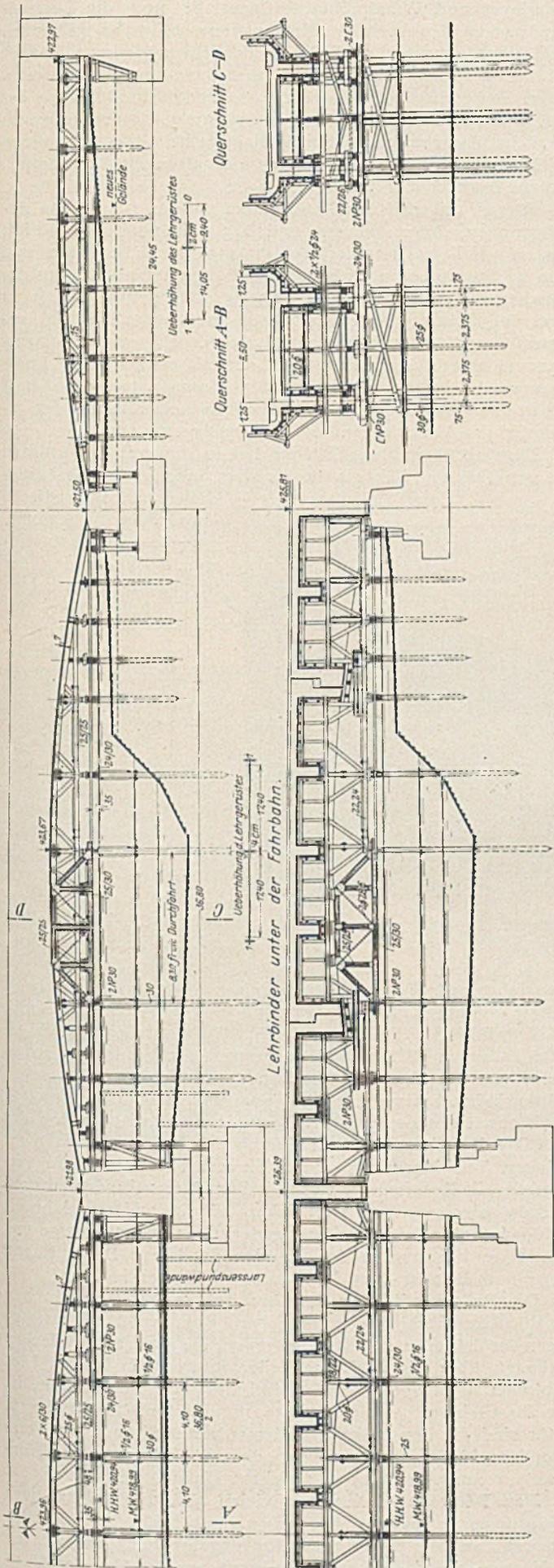


Abb. 17. Lehrgerüst vom rechten Endwiderlager bis zur Brückenmitte.

zwischen eingetretene Grenzsperr von ihrem im besetzten Gebiete befindlichen Lager nicht bezogen werden konnten, mußten an ihrer Stelle entsprechend große Hartholzkeile verwendet werden.

Die letzten Teile der Brücke wurden Anfang November 1923 betoniert, so daß die Ausrüstung für Mitte Dezember geplant war. Infolge des inzwischen eingetretenen harten Winters und der damit zusammenhängenden langsamen Erhärtung des Betons mußte jedoch dieser Termin entsprechend hinausgeschoben werden. Nachdem man schon früher die drei mittleren Strebenbinder der eigentlichen Fahrbahn abgesenkt und entfernt hatte, wurde am 21. Januar 1924 bei scharfer Kälte die Ausrüstung der Hauptträger vorgenommen, da eine Vereisung der Donau mit ihren nachteiligen Folgen für den Gerüstbau in den Bereich der Möglichkeit gezogen werden mußte. Die Gerüstabsenkung für die einzelnen Brückenöffnungen ging nach überlegtem Schema in je 2 Etappen vor sich unter gleichzeitiger meßtechnischer Beobachtung der Pfeiler und Hauptträger hinsichtlich ihres elastischen Verhaltens. Die Öffnungen 2 und 4 wurden gleichzeitig miteinander zuerst abgesenkt. Die Lockerung der Keile erfolgte vom Mitteljoch aus in symmetrisch aufeinanderfolgenden Arbeitsetappen gegen

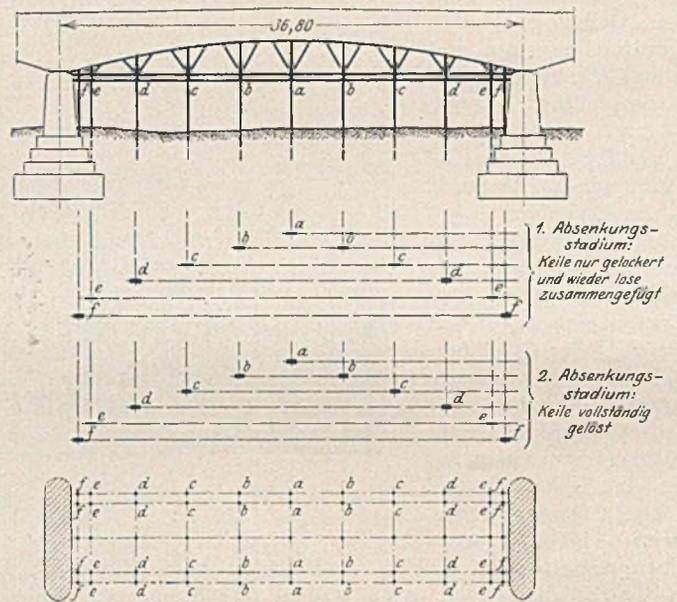


Abb. 18. Schema für den Ausrüstungsvorgang des Mittelfeldes.

die Auflager hin. Die Keile saßen außerordentlich fest, so daß sie nur mit erheblichen Schwierigkeiten gelockert werden konnten und zum Teil sogar herausgestemmt werden mußten. Sie wurden nach der Lockerung jeweils sofort wieder lose zusammengefügt. Nach diesem über die ganze Öffnung sich erstreckenden ersten Arbeitsvorgang wiederholte sich derselbe von der Mitte aus, wobei jedoch durch eine vollständige Lösung der Keile die endgültige Absenkung durchgeführt wurde. Durch diesen doppelten Arbeitsvorgang ist ähnlich wie bei Sandtöpfen oder Schrauben mit zufriedenstellendem Ergebnis eine allmähliche Absenkung der Konstruktion erreicht worden, wie dies aus den nachstehenden Messungen ersichtlich ist. In Abb. 18 ist der Ausrüstungsvorgang des Mittelfeldes schematisch dargestellt.

Nachdem die Lehrgerüste der Öffnungen 2 und 4 abgesenkt waren, wurde die Mittelöffnung nach dem gleichen Vorgang freigemacht, worauf die beiden Endfelder folgten. In diesen Öffnungen war die Lockerung der Keile wesentlich leichter durchzuführen, da hier bereits die entlastende Wirkung der in Spannung gesetzten Felder 2 und 4 in Tätigkeit getreten war. Die ganze Ausrüstung war in $2\frac{1}{2}$ Stunden beendet. Es zeigte sich dabei noch eine interessante Begleiterscheinung,

indem die Lehrbögen der Mittelöffnung an den Trägeruntersichten festgefroren waren, so daß sie vollkommen frei hingen, bis sie bei erhöhter Tagestemperatur ohne Beschädigung des Betons losgelöst werden konnten.

Die mit den Griotschen Biegunsmessern festgestellten elastischen Trägerdurchbiegungen fielen erwartungsgemäß günstig aus (Abb. 19). Sie deckten sich nahezu vollständig mit den Ergebnissen einer vor der Absenkung durchgeführten

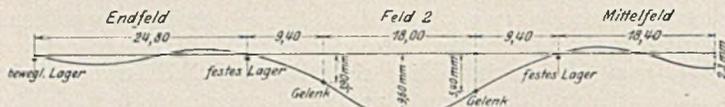


Abb. 19. Biegelinie und gemessene Durchbiegungen des Hauptträgers nach dem Ablassen des Lehrgerüsts.

graphischen Untersuchung für den veränderlichen homogenen Plattenbalkenquerschnitt mit Berücksichtigung der Eiseninlagen. Die berechneten Durchbiegungen sind den nachstehenden gemessenen Zahlen in Klammern beigesetzt. Bei dem eingehängten Träger des zweiten Feldes ergab sich: a) nach dem ersten Absenkungsstadium — Keile gelockert und wieder lose zusammengefügt — in Trägermitte 4,6 mm, beim Gelenk gegen den Landpfeiler 3 mm und beim Gelenk gegen den Strompfeiler 4,5 mm; b) nach dem zweiten Absenkungsstadium — Keile vollständig gelöst — in Trägermitte 9,6 mm (9,5 mm), beim Gelenk gegen den Landpfeiler 3,9 mm (4,4) und beim Gelenk gegen den Strompfeiler 5,4 mm (5,8). Die Ergebnisse entsprechen für die ganze Öffnung von 36,80 m Spannweite und für den eingehängten Träger von 18 m Spannweite einem Durchbiegungsmaß von rd $\frac{1}{1000}$. Bei der Mittelöffnung wurde in Trägermitte nach dem ersten Absenkungsstadium eine Durchbiegung von 1 mm und nach dem zweiten Stadium eine solche von 2,3 mm (1,8 mm) gemessen, was einem Durchbiegungsmaß von rd $\frac{1}{16000}$ entspricht. An den Pfeilern konnten keine meßbaren Veränderungen wahrgenommen werden.

Diese Ergebnisse sind mit Rücksicht auf die großen Abmessungen des Bauwerks sehr interessant. Wir finden durch sie wieder bestätigt, daß das tatsächliche elastische Verhalten der Baukonstruktionen in zuverlässiger Weise übereinstimmt mit den Berechnungsgrößen unserer theoretischen Erkenntnis. Die allmähliche Absenkung ist durch den doppelten Arbeitsvorgang ebenfalls erreicht worden, wie die nahezu halbe Durchbiegung der Trägermitten nach dem ersten Arbeitsstadium zeigt.

Die Ausrüstung der Hauptträger erfolgte ohne jede Ribbildung im Beton, was speziell auch für die hoch beanspruchten und für das Bauwerk wichtigen Gelenkpunkte der eingehängten Träger zutrifft. Bei der Entfernung des unteren Lehrgerüsts wurden die den Pfeilern unmittelbar benachbarten Joche gezogen, alle übrigen Pfähle aber durch eine leichte Erschütterungsladung 1,50 m unter der Flußsohle abgesprengt.

Die Bauarbeiten wurden Ende Oktober 1922 begonnen und trotz erheblicher Behinderung durch wiederholtes Hochwasser und schlechte Witterung Ende November 1923 bis auf das Entfernen des Lehrgerüsts, jedoch einschließlich der beiderseitigen Dammanschlüsse, beendet. Am 1. März 1923 waren die

Widerlager und Wandpfeiler fertiggestellt und die Larssenspundwände des rechten Strompfeilers teilweise gerammt. Zwei Monate später sind die beiden Strompfeiler vollendet und das obere Lehrgerüst in der Aufstellung begriffen gewesen. Am 1. September 1923 war die erste und fünfte Öffnung betoniert und die dritte Öffnung armiert; am 5. November waren sämtliche Eisenbetonarbeiten fertiggestellt. Die Absenkung des Lehrgerüsts und der Abtrag der alten Brückenrampen erfolgte im nächsten Jahre.

Für den eigentlichen Brückenbau wurden rd 280 000 Arbeitsstunden, 800 t Zement und 245 t Rundeisen benötigt. Der erforderliche Betonierkies für 1550 m³ Eisenbeton und 1700 m³ Stampfbeton ist bauseitig als Baggermaterial aus der Donau zur Verfügung gestellt worden. Da dessen Gehalt an Sand und Feinkies ungenügend war, mußte das Material gequetscht, sortiert und gemahlen werden. Das ganze Zementquantum wurde zur Verhütung der zu erwartenden Preissteigerungen bereits in den ersten Baumonaten angeliefert und in einer massiven 750 m entfernten Reithalle mit den erforderlichen Vorsichtsmaßregeln eingelagert.

Die Ausführung der Brücke fiel in die Zeit der größten Not von Volk und Wirtschaft. Es seien daher einige diesbezügliche charakteristische

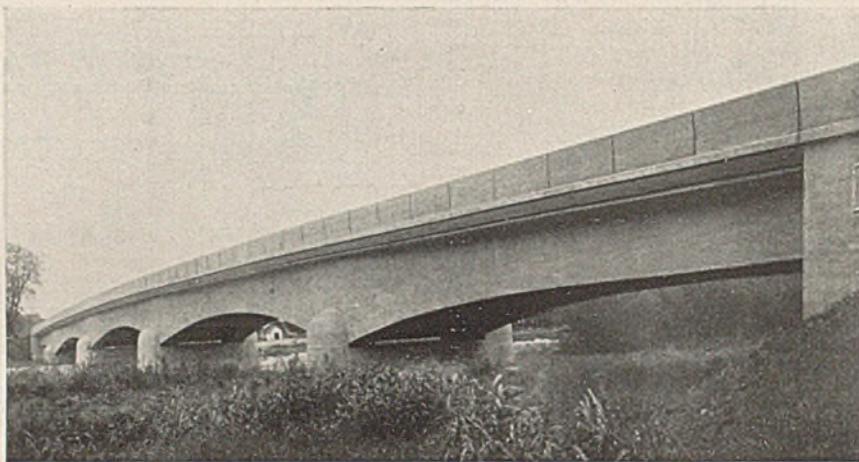


Abb. 20. Die neue Dillinger Donaubrücke von der Seite gesehen.

Charakteristika genannt, welche die katastrophale Entwertung der deutschen Mark zeigen und hoffentlich für immer der Vergangenheit angehören. Bei Beginn der Arbeiten, Ende Oktober 1922, betrug der Lohn des einheimischen Hilfsarbeiters 100 Papiermark pro Stunde; am 5. November 1923, bei Beendigung des Brückenbaues, war der Lohn auf die schwindelnde Höhe von 42 Milliarden PM. gestiegen. In derselben Kurve bewegten sich im gleichen Zeitraum die

Materialpreise, z. B. für Zement ab Werk von 147 530 PM./10 t auf 50 Billionen PM., für Rundeisen von 854 880 PM./10 t auf 170 Billionen PM. und für Kantholz von 45 000 PM/m³ auf 6 Billionen PM. Aus diesen unsinnigen Zahlen ist zu sehen, was das deutsche Volk in dem rasenden Absturz zu tiefster Wirtschaftsnot gelitten und verloren hat.

Wenn trotz der großen allgemeinen Schwierigkeiten das neue Werk reibungslos gefördert wurde, so hat zum nicht geringen Teil hierzu das gute Einvernehmen und die verständnisvolle Zusammenarbeit zwischen Unternehmer und Baubehörde beigetragen. Es sei daher mit besonderem Hinweis auch der staatlichen Bauleitung gedacht, deren umsichtige und tatkräftige Führung in den Händen des Herrn Bauamtmann Bauer vom Straßen- und Flußbauamt Dillingen lag.

Die Brücke wird von den Architekten mit dem Sinnbild des flüchtigen Dahineilens verglichen, wozu wohl die straffen Bogen der Trägeruntersichten beitragen, die gleichsam in flachen Sprüngen über die leichten Pfeiler hinweg die beiden Ufer verbinden (Abb. 20). In wirtschaftsarmer Zeit erbaut, ist ihre Erscheinung schlicht, ohne architektonisches Beiwerk. Dafür sind die konstruktiven Elemente als Bildner der Form besonders klar zum Ausdruck gebracht. So werden Konstrukteur und Architekt in gleichem Maße befriedigt.

Das Bauwerk wird neben vielen anderen gleichzeitigen Schöpfungen in späterer Zeit Zeugnis geben für den deutschen Arbeitswillen, der trotz aller Not ungebrochen geblieben ist im Vertrauen auf die bessere Zukunft unseres Vaterlandes.

DIE ZERSTÖRUNG FRISCHEN BETONS DURCH SALZHALTIGES WASSER.

Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie, Düsseldorf, September 1925.

Von Dr. phil. Richard Grün, Düsseldorf.

Die Möglichkeit der Zerstörung von abgebindenem Beton durch Wasser, welche freie Säure oder aber schädliche Salze wie Sulfate, Ammonsalze und Magnesiumsalze enthalten, ist längst bekannt, und der Baufachmann weiß sich gegen Nachteile, die aus solchen Vorkommnissen entstehen können, durch entsprechende Schutzmaßnahmen zu sichern. Unbekannt sind aber bis jetzt Fälle, in welchen abbindender Beton durch den Zutritt eines alkalisch reagierenden, also säurefreien Wassers beschädigt worden wäre. Ein solcher Fall hat sich kürzlich im Industriegebiet ereignet. Bei der Möglichkeit ähnlicher Vorkommnisse und der Wichtigkeit der Angelegenheit für die Öffentlichkeit sei deshalb über eine derartige Betonbeschädigung berichtet.

Bei der Errichtung eines Eisenbetonbauwerkes waren die Säulen in der üblichen Weise in der Schalung gestampft worden. Bald nach dem Stampfen war die Wasserhaltung abgestellt worden, und infolgedessen hatte das Grundwasser die noch nicht erhärteten Säulenfüße überflutet. Nach dem Ausschalen stellte sich heraus, daß die Säulenfüße vollkommen zermürbt waren und erneuert werden mußten (Abb. 1 u. 2). Eine Untersuchung ergab in der Hauptsache folgendes:

dem unteren zerstörten Teil der Säulen dagegen befand sich nur außerordentlich wenig Zement. Die Analysen sind im folgenden gegenübergestellt:

	Unterer Teil zerstört %	Oberer Teil gut %
SiO ₂	91,60	82,68
Al ₂ O ₃	0,37	1,14
FeO	2,31	1,94
Fe ₂ O ₃	—	2,15
MnO	0,13	0,10
CaO gesamt:	2,24	7,94
MgO	0,04	0,22
SO ₃	0,21	0,23
S	0,10	0,04
Glühverlust	3,16	5,70

Der auffallend geringe Kalkgehalt des Betons aus dem zerstörten unteren Teil der Säulen läßt ohne weiteres darauf schließen, daß viel zu wenig Zement vorhanden ist. Die Annahme, daß beim Mischen Fehler gemacht worden seien, schließt sich ohne weiteres von selbst aus, da eine regelmäßige Wiederholung des Fehlers für jeden Säulenfuß der sehr zahlreichen Säulen ausgeschlossen erscheint und da auch die Mischvorrichtung durchaus einwandfrei war. Es konnte nicht angenommen werden, daß zufällig in jeden Säulenfuß bis zur Höhe von 15 bis 20 cm zu wenig Zement gekommen wäre. Im oberen Teil war die Säule aber durchaus gut erhalten und enthielt die vorschriftsmäßigen Zementanteile. Es mußte aus diesem Grunde geschlossen werden, daß die Säulenfüße an Zement verarmt waren. Diese Zementverarmung konnte durch das Wasser herbeigeführt worden sein. Um die diesbezüglichen Verhältnisse zu klären, wurden drei verschiedene Zemente, und zwar der verwendete Portlandzement, außerdem ein Hochofenzement und ein hochwertiger Zement im Mischungsverhältnis 1 : 5 mit Normensand zu Normalkörpern verarbeitet und je 3 dieser Körper eine



Abb. 1. Säulenfuß, zerstört durch frühzeitige Überflutung des in der Schalung befindlichen Betons mit Grundwasser, das schädlich organische Salze enthält.

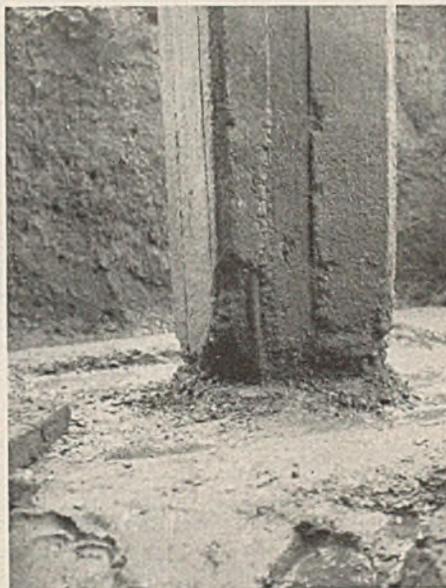


Abb. 2. Wie Abb. 1. Die Linie, bis zu welcher das Wasser stand, ist deutlich zu sehen.

1. Zement.

Verwendet worden war ein rheinischer Portlandzement, welcher als besonders gut und gleichmäßig bekannt ist. Da die Säulen in ihrem oberen Teile ausgezeichnet erhärtet und lediglich an dem unteren Teil bis zur Höhe des Wasserspiegels (20 cm) die Zerstörungserscheinungen aufgetreten waren, schied der Zement als Ursache ohne weiteres aus.

2. Zuschlagsmaterial.

Auch die Zuschlagsmaterialien waren, wie eine Prüfung zeigte, von einwandfreier Beschaffenheit.

3. Mischungsverhältnis.

Das Mischungsverhältnis im oberen Teil der Säulen wurde durch eine Analyse als das vorschriftsmäßige festgestellt. In

Stunde, zwei Stunden, drei Stunden, vier und fünf Stunden nach der Anfertigung sowohl in normales Leitungswasser als auch in das Grundwasser, welches beim Bauwerk entnommen worden war, eingesetzt. Nach 3 Tagen wurden die Körper in der üblichen Weise auf ihre Druckfestigkeit geprüft. Die Körper selbst waren hergestellt worden in den üblichen eisernen Formen mit 20 Hammerschlägen, um der Praxis möglichst nahe zu kommen, und waren in den eisernen Formen in das Wasser gesetzt worden.

Schon eine Betrachtung der mit dem Portlandzement hergestellten Körper zeigt, soweit die Körper in das Grundwasser eingesetzt worden waren, weitgehende Zerstörung derselben; die Körper im gewöhnlichen Wasser, ebenso diejenigen Körper (Abb. 3), die vier Stunden nach der Herstellung in das schädliche Wasser gesetzt worden waren, hatten ihre Form

behalten. Die Druckfestigkeiten der beiden Körperreihen sind in Zahlentafel 1 und Kurventafel 1 zusammengestellt. Ein Blick auf die Kurventafel zeigt ohne weiteres, daß die Festigkeit sämtlicher Körper geringer wird durch Überfluten mit Wasser bald nach der Herstellung, und zwar um so mehr, je früher die Überflutung erfolgt. Die Schädigung durch gewöhnliches Wasser ist aber nur gering, führt nicht zu einer Verarmung an Zement und wird zweifellos durch die Weitererhärtung bald ausgeglichen. Im Gegensatz hierzu ist die Schädigung durch das Grundwasser außerordentlich groß. Sie tritt bei allen Zementen auf; am geringsten bei dem hochfesten Zement, stärker bei dem Hochofenzement und am stärksten bei dem verwendeten Portlandzement. Sie ist bei diesen in den ersten drei Stunden, wie

in der Nachbarschaft lag, wurden organische Substanzen vermutet, zumal von anorganischen Substanzen (außer freien Säuren) eine derartige Schädigung des Betons völlig unbekannt



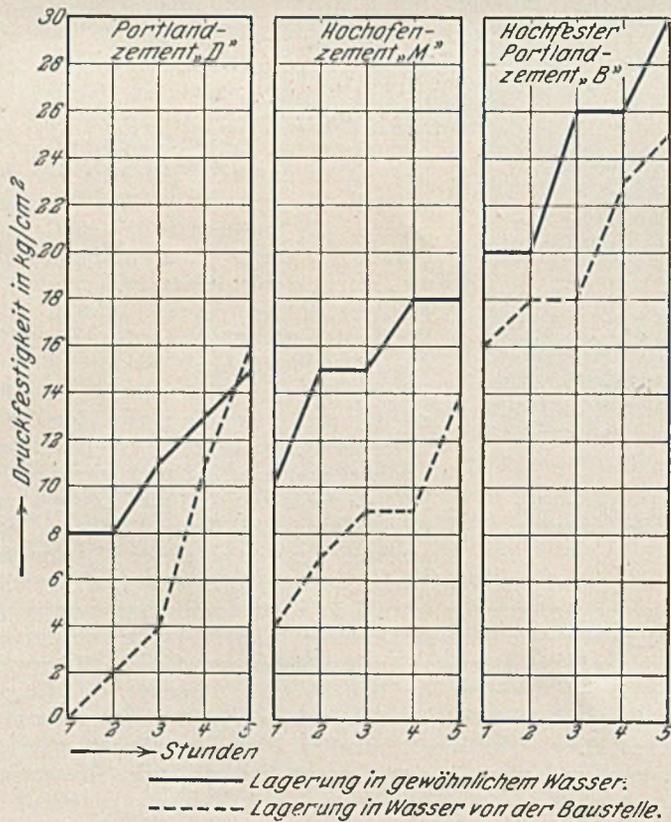
Abb. 3. Mörtelkörper, welche 1, 2, 3 und 4 Stunden nach der Anfertigung in den Formen in das schädliche Grundwasser gebracht wurden, welches die Zerstörungen der Abb. 1 und 2 hervorgerufen hatte.



Abb. 4. Kristalle einer schwefelhaltigen organischen Verbindung, durch Benzol aus dem angesäuerten Wasser ausgezogen. (Gekreuzte Nikols.) 80 mal vergr.

auch die Abbildung zeigt, so stark, daß die Körper als zerfallen betrachtet werden können.

Eine Untersuchung des Wassers auf Sulfatgehalt war selbstverständlich sofort nach dem Eingang durchgeführt worden. Es zeigte sich in den verschiedenen Proben $CaSO_4$ -Gehalt von



1: 5 Normalsand mit 20 Schlägen eingeschlagen.

64 bis 185 mg auf das Liter. Dieser Gipsgehalt konnte aber die Zerstörung nicht herbeigeführt haben. Es mußte aus diesem Grunde auf ein anderes Salz geschlossen werden; da eine Kokerei

Zahlentafel 1.

Hochofenzement, Portlandzement und hochwertiger Portlandzement in gewöhnlichem Wasser und Wasser der Baustelle.

Druckfestigkeit nach 3 Tagen 1:6.

	Gewöhnliches Wasser kg/cm ²	Wasser der Baustelle kg/cm ²
I. Hochofenzement:		
nach 1 Stunde . . .	10	4
„ 2 „ . . .	15	7
„ 3 „ . . .	15	9
„ 4 „ . . .	18	9
„ 5 „ . . .	18	14
„ 24 „ Luft, dann Wasser	25	—
II. Portlandzement:		
nach 1 Stunde . . .	8	0
„ 2 „ . . .	8	2
„ 3 „ . . .	11	4
„ 4 „ . . .	13	11
„ 5 „ . . .	15	16
„ 6 „ . . .	15	18
„ 7 „ . . .	20	22
„ 8 „ . . .	21	22
„ 9 „ . . .	24	22
„ 10 „ . . .	23	23
„ 11 „ . . .	24	25
„ 12 „ . . .	25	22
III. Hochwertiger Portlandzement:		
nach 1 Stunde . . .	20	16
„ 2 „ . . .	20	18
„ 3 „ . . .	26	18
„ 4 „ . . .	26	23
„ 5 „ . . .	30	25
„ 24 „ Luft dann Wasser	42	—
— nicht geprüft.		

ist. Ein Anmachen des Betons mit dem schädlichen Wasser ergab Festigkeitsrückgänge; nach drei Tagen von 182 kg (gewöhnliches Wasser) auf 159 kg, also gleichfalls eine geringe Herabsetzung. Auf den Fundamentbeton, auf welchem die Säulen standen, der mit Hochofenzement hergestellt und beim Wasserzutritt schon erhärtet war, hatte das Wasser nicht schädigend gewirkt.

Ein Ausschütteln des Wassers mit Benzol blieb ohne Erfolg, das Benzol nahm keinerlei Substanzen auf, was bei der alkalischen Reaktion des Wassers nicht verwunderlich ist; dagegen zeigte die Schüttelflüssigkeit nach Ansäuern des Wassers erhebliche Salzengen, die nach Verdunsten des Benzols als gelbliche Masse zurückblieben, die unter dem Mikroskop schön ausgebildete Nadeln zeigte (Abb. 4). Bei Abdampfen der Nadeln, die stark polarisierten, sublimierte Schwefel und eine kohlige Masse blieb zurück. Es handelt sich also offenbar um eine schwefelhaltige Substanz, deren nähere Konstitution nicht aufgeklärt wurde. In einem Liter waren 254,8 mg lösliche Substanzen enthalten, welche 65 mg, also $\frac{1}{4}$ verbrennbare organische Salze enthielten.

Durch die Versuche ist aufgeklärt, daß das Grundwasser schädliche organische Salze enthielt, welche das Erhärten des Betons verhindern. Der nicht erhärtete, im Gegensatz hierzu erweichte Beton verliert unter der Wassereinwirkung seinen Zement. Damit ist auch der beobachtete ungünstige Zementgehalt der Säulenfüße erklärt.

Die Wiederherstellung der Säulenfüße erfolgte gemäß

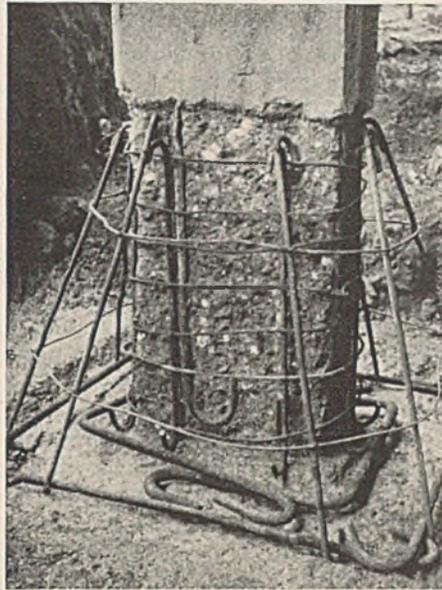


Abb. 5. Ummantelung der beschädigten Säulenfüße.

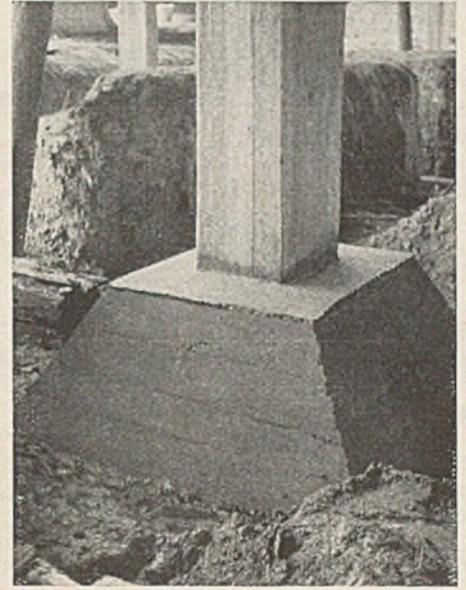


Abb. 6. Ein fertig umstampfter Säulenfuß.

Abb. 5 und 6 nach Entfernen des morschen Betons durch Ummantelung mit neuem Beton und hat sich bewährt.

Zusammenfassung:

Der Zutritt von Wasser zu frisch hergestelltem Beton setzt die Anfangsfestigkeiten des Betons herab. Bei Wasser unbekannter Zusammensetzung ist hauptsächlich, wenn das Wasser verdächtig ist, der Zutritt des Wassers durch geeignete Wasserhaltung mindestens bis zur erfolgten Erhärtung des Betons oder möglichst lange zu verhindern, um ähnliche Vorkommnisse auszuschließen.

POLITECHNIKA WROCLAWSKA
Katedra Wytrzymałości materiałów
i Statyki budowli

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

1. Einleitung:

Im Frühjahr 1925 unternahm der Verfasser eine mehrmonatige Studienreise durch die Vereinigten Staaten, um dort Bauingenieurprobleme und Fragen der Ingenieurziehung zu studieren. Die Forschungsinstitute und Laboratorien, deren zum Teil auch bei uns bekannte Arbeiten einen nicht unerheblichen Anteil an den Fortschritten im Bauingenieurwesen haben, bildeten einen weiteren Gegenstand der Studien.

Vor Planung meiner Reise habe ich mir die Frage vorgelegt, die ich auch von anderen und später von amerikanischen Kollegen hören konnte: Können wir auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten etwas lernen?

Die Frage läßt sich allgemein beantworten. M. E. können wir auf Studienreisen immer lernen, aus guten Beispielen und noch mehr aus Fehlern, die anderswo ebenso oder manchmal im verstärkten Maße gemacht werden wie bei uns. In den Vereinigten Staaten können wir besonders deshalb lernen, weil das aufstrebende Land mit seinem Reichtum an Natur-schätzen, seiner blühenden Industrie und seinen großen und vielseitigen Entwicklungsmöglichkeiten gerade den Bauingenieur vor ebenso schwierige wie interessante Aufgaben stellt. Als augenscheinlicher Beweis hierfür möge erwähnt werden, daß unter den zahlreichen Studierenden an selbständigen oder an den den Universitäten angegliederten Technischen Hochschulen in den Abteilungen für Bauingenieurwesen ein großer Andrang herrscht. Größer ist nur noch der Andrang

zum Studium der Elektrotechnik, was z. T. wie beim Bauingenieur auf die schwebenden Aufgaben der Elektrifizierung zurückzuführen ist.

Die zweite Frage, die man sich vor einer Studienreise nach den Vereinigten Staaten vorlegen wird, lautet:

Können und dürfen wir alles, was wir dort sehen, auf unsere Verhältnisse übertragen?

Diese Frage möge am Schluß beantwortet werden, aber wenn wir unsere von Grund aus anderen Verhältnisse betrachten, so werden wir uns sagen müssen, daß wir nicht ohne weiteres alles übernehmen können. Die Ursachen liegen schon in der Verschiedenheit der wirtschaftlichen Verhältnisse, des Rohstoffersatzes und des Menschenmaterials begründet.

Als ein Zeichen des großen wirtschaftlichen Aufschwunges, wie ihn jetzt Nordamerika durchmacht, kann die auf allen Gebieten rege Bautätigkeit angesehen werden. Die Urbarmachung und Bewässerung großer Wüstenländereien, die Fluß- und Hochwasserregulierungen, die Elektrizitätsversorgung großer Gebiete sowie die noch in den Anfängen befindliche Elektrifizierung der Eisenbahnen und schließlich der Ausbau eines Straßennetzes zwischen den Ost- und Weststaaten, die Verlegung und Abkürzung der bestehenden Eisenbahnlinien bieten dem Bauingenieur eine Fülle von dankbaren Problemen. Hierzu kommen die konstruktiven Aufgaben bei Hochbauten aller Art, bei den Auswechslungen und Neubauten von Straßen- und Eisenbahnbrücken und die mit dem Ausbau des Verkehrs

innerhalb und außerhalb der Städte zusammenhängenden Aufgaben.

Der Lösung dieser oft nicht einfachen Aufgaben kommt die in den Vereinigten Staaten weitgehend durchgeführte Spezialisierung zugute. Um ein Beispiel zu nennen, sei erwähnt, daß es für weitgespannte eiserne Brücken ebenso besondere Spezialisten gibt wie für die eiserne Tragkonstruktion von Wolkenkratzern. Im Beton- und Eisenbetonbau geht die Spezialisierung noch weiter. So gibt es sowohl für den Entwurf von Bogentalsperren wie für Eisenbetontalsperren besondere Spezialisten.

So wenig der deutsche Ingenieur in Nordamerika im Entwerfen und in konstruktiven Einzelfragen lernen kann, so mannigfaltig und anregend sind die Erfahrungen bei der Vorbereitung und Durchführung von großen Bauingenieuraufgaben.

Über die Entwicklung des Eisenbaues in den Vereinigten Staaten, berichtete Schellewald im „Bauingenieur“, Heft 38, 1925, auf Grund einer von ihm unternommenen Studienreise. Der Bericht dieses Eisenbaufachmannes zeigt die Fortschritte in der Konstruktion und den Einfluß der Mechanisierung, der sich hier ebenso bemerkbar macht wie in allen Zweigen der Technik.

Vom Holz- oder Steinbau hört man wenig. Der Holzbau kommt bei Provisorien oder bei Hilfskonstruktionen in Betracht, aber auch hier wird er vielfach vom Eisen verdrängt. Dagegen gehört der Steinbau zu den Ausnahmen und ist fast restlos durch den Beton- und Eisenbetonbau ersetzt. Ausschlaggebend waren wohl neben dem Mangel an handwerklich geschulten Arbeitern wirtschaftliche Gründe, weil im Steinbau ein so weitgehender Ersatz der Menschenarbeit durch Maschinen wie im Betonbau kaum möglich ist.

Dem Beton- und Eisenbetonbau begegnet man in irgendeiner Form bei allen Bauingenieuraufgaben, sei es als selbständige Konstruktion oder als Beigabe zu anderen Konstruktionsarten, wie z. B. bei der Ummantelung eiserner Konstruktionen in der Form von Beton oder als Spritzbeton.

Seine Verbreitung wird am besten durch die Tatsache beleuchtet, daß die Zementerzeugung von 68 Mill. Faß (das Faß = 4 Sack à 94 engl. Pfund) im Jahre 1910 auf 93 Mill. Faß im Jahre 1917, auf 100 Mill. Faß im Jahre 1920, bis auf rund 150 Mill. Faß im Jahre 1925 gestiegen ist. Der rasche Anstieg in den letzten Jahren ist zum größten Teil der Verbreitung des Betonstraßenbaues zuzuschreiben, auf den allein fast 30% des Zementverbrauchs entfallen.

Beim Studium des Beton- und Eisenbetonbaues muß man in erster Linie die klimatische Vielseitigkeit des Landes berücksichtigen. Für die erstaunliche Entwicklung des Betonbaues im Westen und im besonderen im Süden Kaliforniens, das man als das Land des Beton- und Eisenbetonbaues bezeichnen könnte, war neben der großen Entfernung von den Eisenzentren das Klima des Landes ausschlaggebend. Hier entstanden in den letzten Jahren Beton- und Eisenbetonbauten, an die man heute im Osten noch kaum denkt. Auf der anderen Seite gibt es Gegenden mit so großen und schroffen Temperaturänderungen, daß bei Beton- und Eisenbetonbauten größte Vorsicht geboten ist. Gibt es doch große Landesteile, wo man die für die Normenprüfung von Zementen notwendige gleichbleibende Temperatur kaum erzielen kann.

Für die Veränderungen gegenüber der Vorkriegszeit waren im Beton- und Eisenbetonbau drei Faktoren ausschlaggebend:

Der Einfluß der mächtigen und wohlorganisierten Zementindustrie, die weitgehende Verwendung des Betons beim Straßenbau und die dadurch bedingte größere Sorgfalt bei der Auswahl des Materials und schließlich die fortschreitende Mechanisierung oder, mit andern Worten, der notwendig gewordene, sehr weitgehende Ersatz von Handarbeit durch Maschinen.

Ich werde versuchen, dies durch den Bericht zu beweisen und möchte noch einleitend bemerken, daß die Erfahrung in der

nordamerikanischen Praxis die Bestrebungen rechtfertigt, für die der Verfasser seit vielen Jahren eingetreten ist: dem Beton- und Eisenbetonbau eigene Wege zu suchen und nicht die im Stein- oder Eisenbau mit Erfolg angewendeten Methoden einfach zu übernehmen. Dies gilt sowohl für die Konstruktion und die statische Berechnung als auch für die Ausführung. Es wird noch heute nur allzuoft übersehen, daß wir es in dem einen Fall mit einem fast an jeder Baustelle verschiedenen und während des Baues veränderlichen Material zu tun haben, dessen Güte wir auf dem Bau stark zu beeinflussen in der Lage sind. In dem andern Fall haben wir es mit einem fertigen Material zu tun, auf dessen Güte wir auf dem Bau keinen Einfluß mehr haben.

Beim Studium aller bekannt gewordenen Unfälle im Eisenbetonbau wird man erkennen, daß die Ursachen meist in der unsachgemäßen Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung des Materials zu suchen sind, — selbst bei an sich einwandfreien Entwürfen und statischen Berechnungen. Gerade in dieser Beziehung können wir aus mancherlei Beispielen der amerikanischen Praxis wertvolle Anregungen schöpfen.

Wie notwendig der Austausch von Erfahrungen ist, möge an einigen Fällen gezeigt werden.

Denken wir an den Fall der trägerlosen (Pilz-) Deckenkonstruktion, die schon vor mehr als einem Jahrzehnt in Nordamerika in vielen Beispielen erfolgreich durchgeführt wurde. Bei uns hat man sich erst in den letzten Jahren an die weitere Anwendung dieser Bauweise gewagt. Statt aber die dort gemachten Erfahrungen zu nutzen und durch Untersuchungen die Voraussetzungen der statischen Berechnung zu klären, gab es ein Trommelfeuer von manchen sehr fragwürdigen theoretischen Erläuterungen über das Plattenproblem, dessen Lösung man kaum näher gekommen ist. Die einzige Folge ist eine Verwirrung, die uns in der letzten Zeit von der Lösung des Problems der Pilzdeckenkonstruktionen eher entfernt hat. Die verfeinerten Berechnungsmethoden, die hier und da angewendet wurden, haben vor schlechten Erfahrungen nicht geschützt. Sie haben schließlich da geendet, von wo man ausgegangen ist: bei den Näherungsmethoden. Die dringend notwendigen systematischen Untersuchungen lassen aber noch immer auf sich warten.

Bei dem Betonstraßenbau liegt gleichfalls die Gefahr nahe, daß wir uns zu wenig die Erfahrungen Nordamerikas nutzbar machen. Und doch können wir gerade hier aus den schlechten und guten Erfahrungen soviel für die Verbesserung des Betonbaues im allgemeinen lernen, z. B. bei der Behandlung des Materials in der ersten Zeit nach der Herstellung und Verarbeitung.

Die Schnelligkeit der Ausführungen von Eisenbetonbauten bei Hochbauten aller Art ist eine Aufgabe, die aus wirtschaftlichen Gründen zu beachten ist. Wir haben in der Literatur von einigen amerikanischen Beispielen gelesen, aber die Erfahrung hat bewiesen, daß Waghalsigkeit nicht immer mit sicherem Bauen vereinbarlich ist. Zweifellos kann man schneller bauen, als es bisher bei uns üblich war, besonders wenn man sich der Vorteile hochwertiger Zemente bedient, und es gibt bereits einige Erfolg versprechende Beispiele. Die Methoden, die in Nordamerika beim schnellen Bauen zu Mißerfolgen geführt haben, sind aber für uns wegen der Ursachen lehrreich.

Man spricht oft von Spezialisten für Beton und Eisenbeton und meint damit Fachleute, die einseitig und bisweilen kritiklos für die Anwendung der Bauweise eintreten. Derartige Spezialisten können der Entwicklung der Bauweise nicht förderlich sein. Man sollte nicht übersehen, daß der Wasserbau-, der Hochbau- und der Brückenbauingenieur sich nicht mit einer oberflächlichen Kenntnis einer Bauweise begnügen dürfen, wenn sie technische und wirtschaftliche Vorteile für das Gesamtbauwerk erzielen wollen. Es genügt heute nicht mehr, wenn man annimmt, daß irgendein Zement mit irgendeinem Zuschlagstoff mit einem aus einem Taschen- oder Lehrbuch entnommenen Prozentsatz von Wasser vermischt, Beton gibt, dem man alles

zutrauen darf. Eine vertiefte Kenntnis der Art, wie man die Einzelbestandteile gegeneinander abstimmen muß, um ein Material zu erhalten, dem man je nach seiner Verwendung mehr oder weniger zutrauen darf, ist heute die Voraussetzung für die weitere Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaus, und im weiteren Sinne für die wirtschaftliche Gestaltung von Bauingenieurwerken.

Ein Beispiel, das bei dem Ausbau der Wasserkraftanlagen in den letzten Jahren wiederholt zur Kritik herausgefordert hat, ist die Behandlung der Frage der Wasserdichtigkeit von Betonbauwerken. Diese wird gefordert, um Wasserverluste zu verhindern oder zu vermindern, um ferner wie bei großen Flächen (z. B. Schwergewichtsmauern) ungünstige Temperaturwirkungen zu vermeiden. Treten infolge mangelhafter Konstruktion Schäden auf, so fallen evtl. auftretende Betriebsstörungen weit mehr ins Gewicht als die Kosten der notwendig werdenden Ausbesserungen. Die neuere amerikanische Praxis zeigt die Vorteile, die man erwarten darf, wenn man der Materialbereitung die erforderliche Aufmerksamkeit zuwendet.

Im Vorstehenden wurden die Gesichtspunkte erörtert, die der Verfasser seinen Studien zugrunde legte. Im Nachstehenden soll versucht werden, an der Hand von verschiedenen Beispielen die Veränderungen darzustellen, die im Beton- und Eisenbetonbau seit der Vorkriegszeit festzustellen sind. Eine kurze Einteilung des Stoffes möge vorausgeschickt werden.

I. Das Material: Die Auswahl und Prüfung der Zuschlagsstoffe, die Verarbeitung und die Nachbehandlung des Betons.

- II. Der Einfluß der Mechanisierung und Normung.
- III. Beton und Eisenbeton im Wasserbau:
 - 1. Entwurf und Ausführung von Staudämmen: Schwergewichtsmauern, Bogenstaumauern und Eisenbetontalsperren.
 - 2. Maßnahmen für Wasserdichtigkeit und Wetterbeständigkeit.
 - 3. Einige schlechte Erfahrungen.
 - 4. Beton- und Eisenbetonbauten im Seewasser.
 - 5. Verwendung eiserner Formen beim Schleusenbau.
- IV. Beispiele aus dem Brückenbau:
 - 1. Straßenbrücken.
 - 2. Eisenbahnbrücken.
 - 3. Rostschutz bei eisernen Brücken.
- V. Entwicklungen im Hochbau:
 - 1. Der Eisenbeton bei Hochhäusern.
 - 2. Schnelles Bauen.
 - 3. Garagenbauten.
 - 4. Konstruktions- und Materialfehler.
 - 5. Getreidespeicher in Hafenstädten.
 - 6. Sparmaßnahmen bei Schalungen und Rüstungen.
- VI. Das Problem des Betonstraßenbaues.
- VII. Andere Anwendungsgebiete.
- VIII. Der Einfluß der Zementindustrie auf die Forschung und auf die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues.
- IX. Schlußbetrachtungen.

(Fortsetzung folgt.)

KOHLENTÜRME AUS EISENBETON.

Ausführungen der Firma Heinrich Butzer, Dortmund.

Seitdem man im 17. Jahrhundert den ersten Steinkohlenmeiler errichtete, um an Stelle der Holzkohle ein für den Hochofenbetrieb geeigneteres Brennmaterial durch Verschwelen zu

besserte Ausnutzung der Nebenprodukte, erhebliche Steigerung der Leistung, verkürzte Garungszeiten.

Die gesteigerte Leistungsfähigkeit moderner Kokereien —

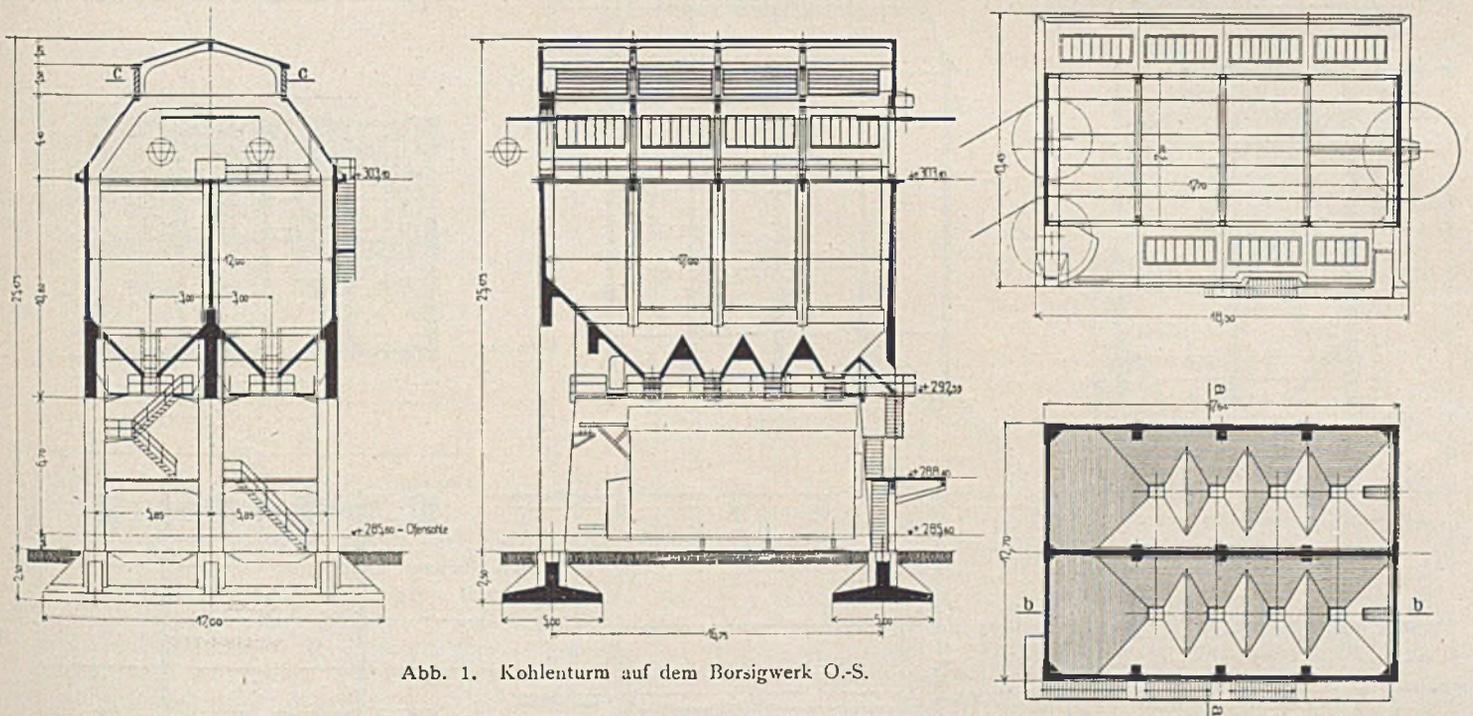


Abb. 1. Kohlenturm auf dem Borsigwerk O.-S.

gewinnen, hat die Kokereitechnik eine lange, mühsame Entwicklung durchgemacht, um bis zu dem heutigen, technisch hochentwickelten Großkammerofen zu gelangen.

Die bis heute erreichten Verbesserungen kann man zusammenfassen in: Verbesserung der Güte des Kokses, ver-

die jährliche Leistung eines Ofens stieg seit den 60er Jahren bis heute von ca. 210 t auf 4000 t je Ofen — brachte notwendigerweise eine immer weiter gehende Mechanisierung des gesamten Arbeitsvorganges mit sich. Drahtseilbahnen, Pendelbecherwerke, Gurtförderer wurden zum Heranbringen der

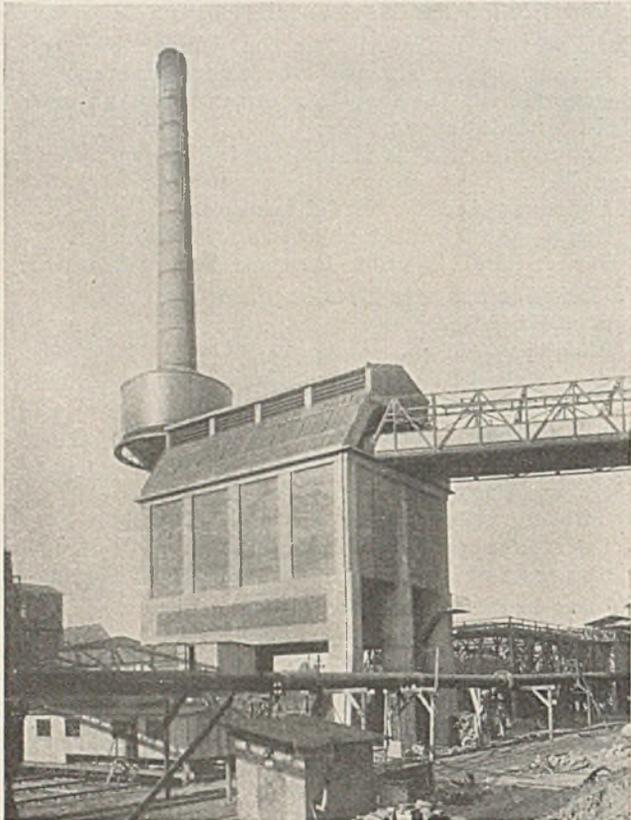


Abb. 2. Kohlenturm auf dem Borsigwerk O.S.

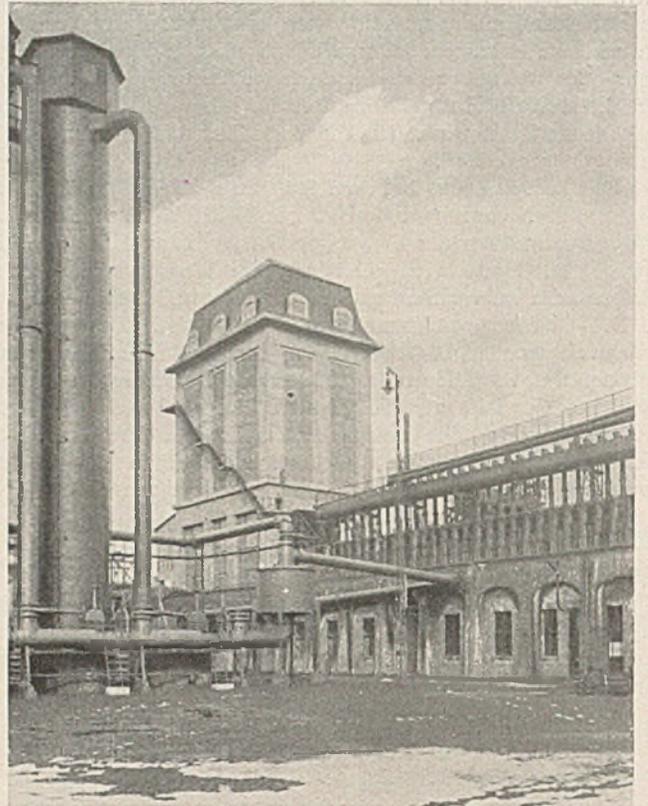


Abb. 4. Kohlenturm auf der Gleiwitzer Grube O.S.

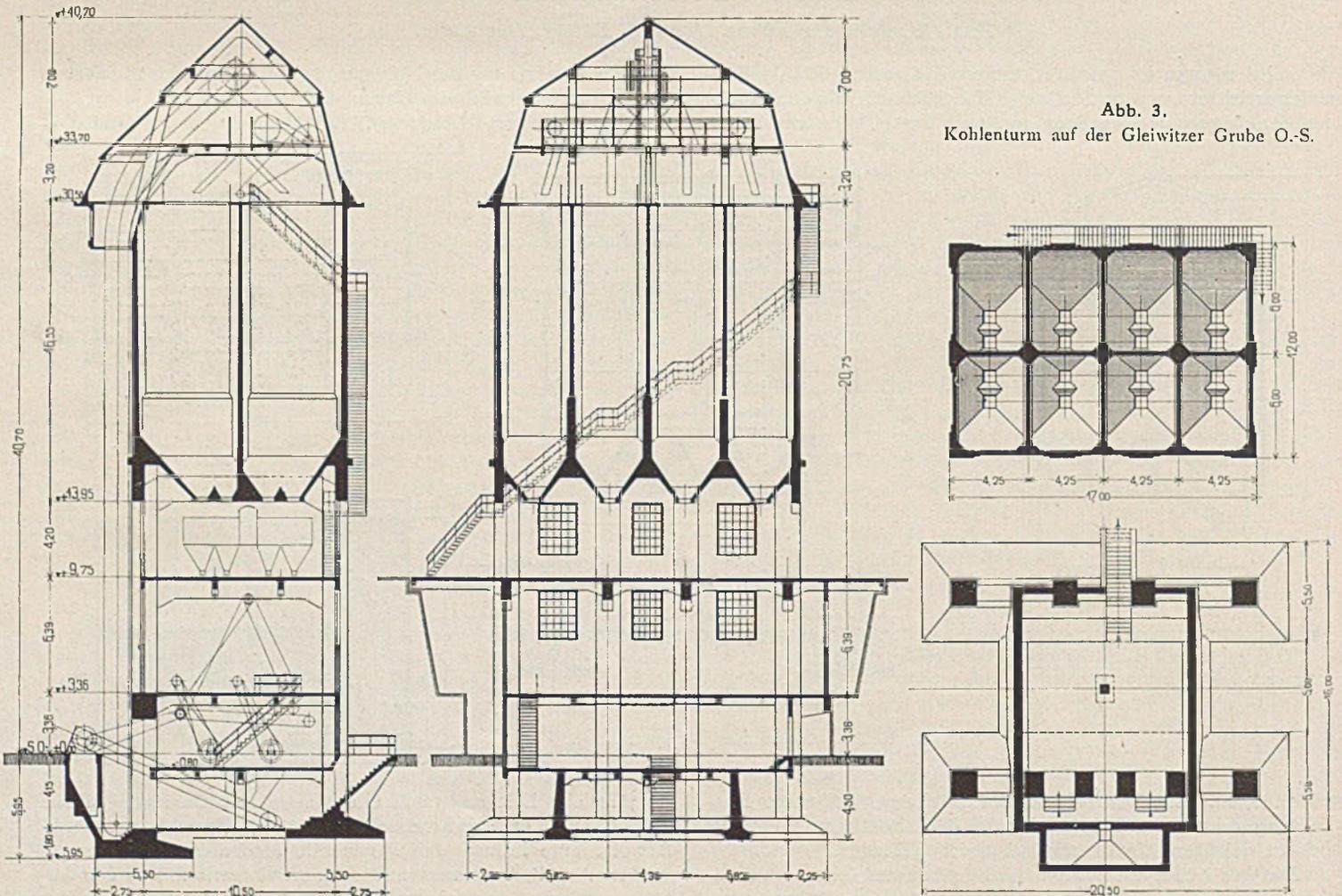


Abb. 3.
Kohlenturm auf der Gleiwitzer Grube O.S.

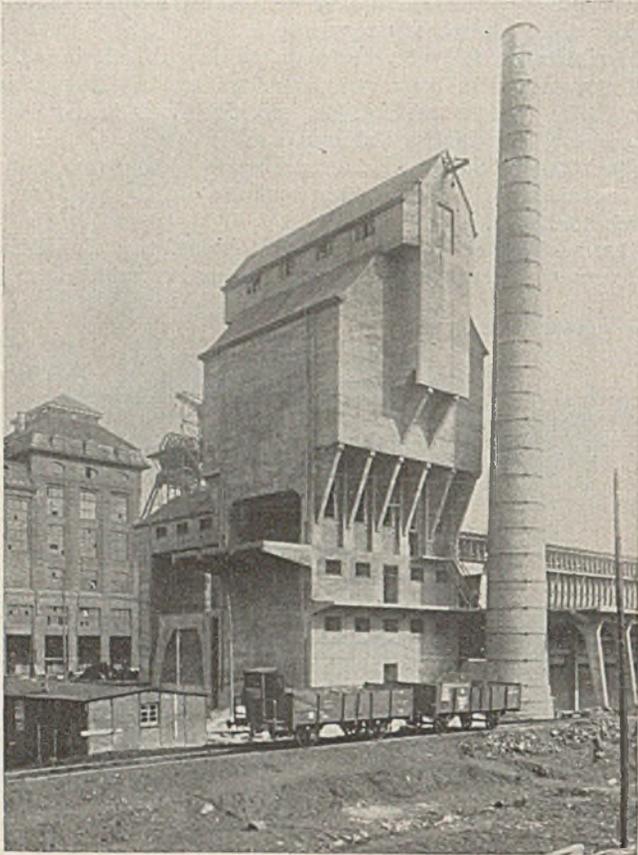


Abb. 6. Kohlenturm auf Zeche Emscher-Lippe.

eingespannt. Der Bunker selbst ist in zwei Zellen geteilt mit einer Gesamtgrundfläche von 12×17 m und mit einer größten Tiefe von 9,50 m. Die Bunkerwände sind durch Rahmen ausgesteift, die bis zum Dach hochgezogen sind und somit mit den Dachbindern ein geschlossenes Tragwerk bilden, das in Höhe der Bühne + 303,10 nochmals durch Zugbänder zusammengehalten wird.

Die Zufuhr der Kohlen erfolgt durch eine Elektrohängebahn, die auf einer eisernen Brücke bis an den Turm herangeführt wird und oberhalb der Bühne + 303,10 m über dem Bunker verkehrt. Laufstege in + 303,10 m und 292,55 m Höhe ermöglichen die Bedienung der Hängebahn und der Bunkerverschlüsse.

Der Kohlenturm ist im Äußeren in einfachen Formen gehalten. Die großen Wandflächen sind lediglich in Felder aufgeteilt.

II. Kohlenturm für die Oberschlesischen Koks- werke und Chemischen Fabriken A.-G., Berlin, auf der Consolidierten Gleiwitzer Steinkohlengrube.

Bereits im folgenden Jahre, 1915, wurde der Neubau eines Kohlenturmes von 2000 t Fassungsvermögen auf der derselben Gesellschaft gehörigen Consolidierten Gleiwitzer Steinkohlengrube in Angriff genommen. Wie im folgenden noch näher gezeigt wird, lagen hier sowohl die örtlichen Verhältnisse als auch die Art der Beschickung des Turmes und der Koks- batterien ganz anders als auf dem Borsigwerk, wodurch auch der gesamte Aufbau des Turmes eine andere Gestaltung erforderte.

Mit Rücksicht auf die weiter unten beschriebene Zuführung der Koks- kohle mußten die Eisenbetonfundamentstreifen bis auf - 5,95 m bzw. - 4,50 m herabgeführt werden, wodurch sich von selbst im mittleren Teil des Grundrisses die Anordnung eines Kellers ergab.

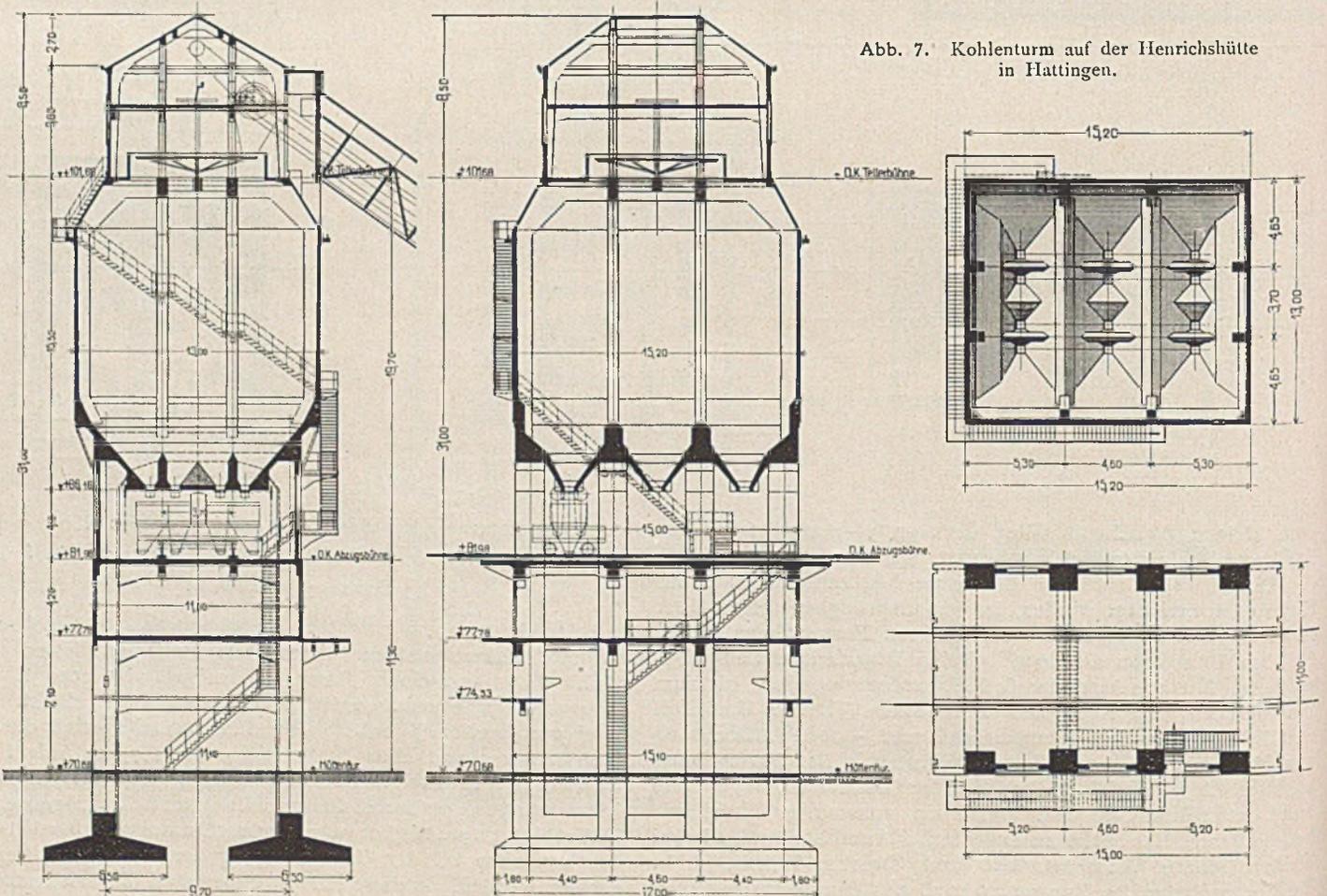


Abb. 7. Kohlenturm auf der Henrichshütte in Hattingen.

Die Zufuhr der Koks-kohlen erfolgt hier durch kleine Zechenwagen, die auf der Bühne — 0,80 m durch zwei Wipper in einen unter der Decke liegenden Behälter entleert werden. Der Antrieb der Wipper ist auf der Bühne + 3,36 m untergebracht. Von dem Keller aus wird die Kohle durch ein schräg ansteigendes Band nach einem dicht neben dem Turm liegenden Zwischenbehälter gebracht, der gegebenenfalls auch von außen beschickt werden kann. Ein an der Außenseite des Kohlenturmes angeordnetes Pendelbecherwerk bringt die Kohlen von diesem Behälter auf die Bühne + 33,70, von wo sie mittels Blechrutschen in die einzelnen Bunkerzellen verteilt werden.

Einerseits zur Trennung der einzelnen Kohlsorten, andererseits mit Rücksicht auf den Feuchtigkeitsgehalt der Kohle wurde im vorliegenden Falle eine Aufteilung in acht einzelne Zellen vorgenommen. Der untere Teil der Querwände wurde zur Bildung der Hauptträger besonders verstärkt. Der Bunker bedeckt eine Grundfläche von 12 . 17 m bei einer größten Höhe von 16,55 m. Als Besonderheit sei noch erwähnt, daß die beiden schweren mittleren Hauptstützen des Turmes auf der Becherwerkseite in Höhe der Bühne + 3,36 m abgefangen werden mußten, eine Anordnung, die durch die maschinelle Einrichtung bedingt war.

Abb. 4 stellt eine Ansicht des Turmes dar, dessen äußere Form einfach gehalten ist und lediglich den schlichten Nutzbau zeigt.

III. Kohlenturm auf Schacht 3/4 der Gewerkschaft Emscher-Lippe bei Datteln i. W.

Bei dem in den Jahren 1914—1916 erfolgten Ausbau der Tagesanlagen auf Schacht 3/4 der Zeche Emscher-Lippe bei Datteln i. W. kam auch ein Kohlenturm von 2000 t Fassungsvermögen zur Ausführung. Die Bodenverhältnisse — es stand hier Fließ mit einer Mächtigkeit bis zu 10 m an — erforderten für alle Bauwerke, also auch für den Kohlenturm, eine Grün-

vermögen des Bunkers zu erzielen, mußte man diesen daher weit auskragen lassen. Hierdurch ergab sich aber gleichzeitig eine

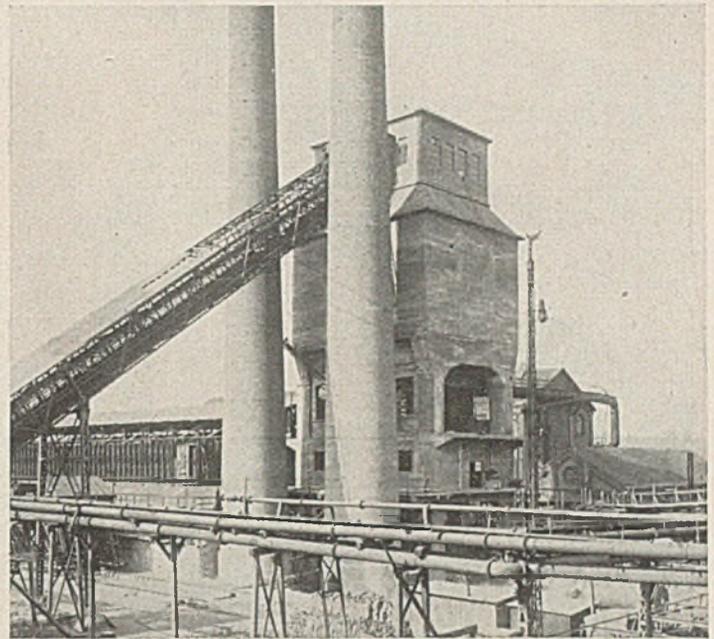


Abb. 8. Kohlenturm auf der Henrichshütte in Hattingen.

sehr glückliche und charakteristische äußere Form des Bauwerkes, wie sie in Abb. 5 dargestellt ist.

Die Beschickung des Kohlenturmes erfolgt hier durch ein Pendelbecherwerk, das die Kohlen von der benachbarten

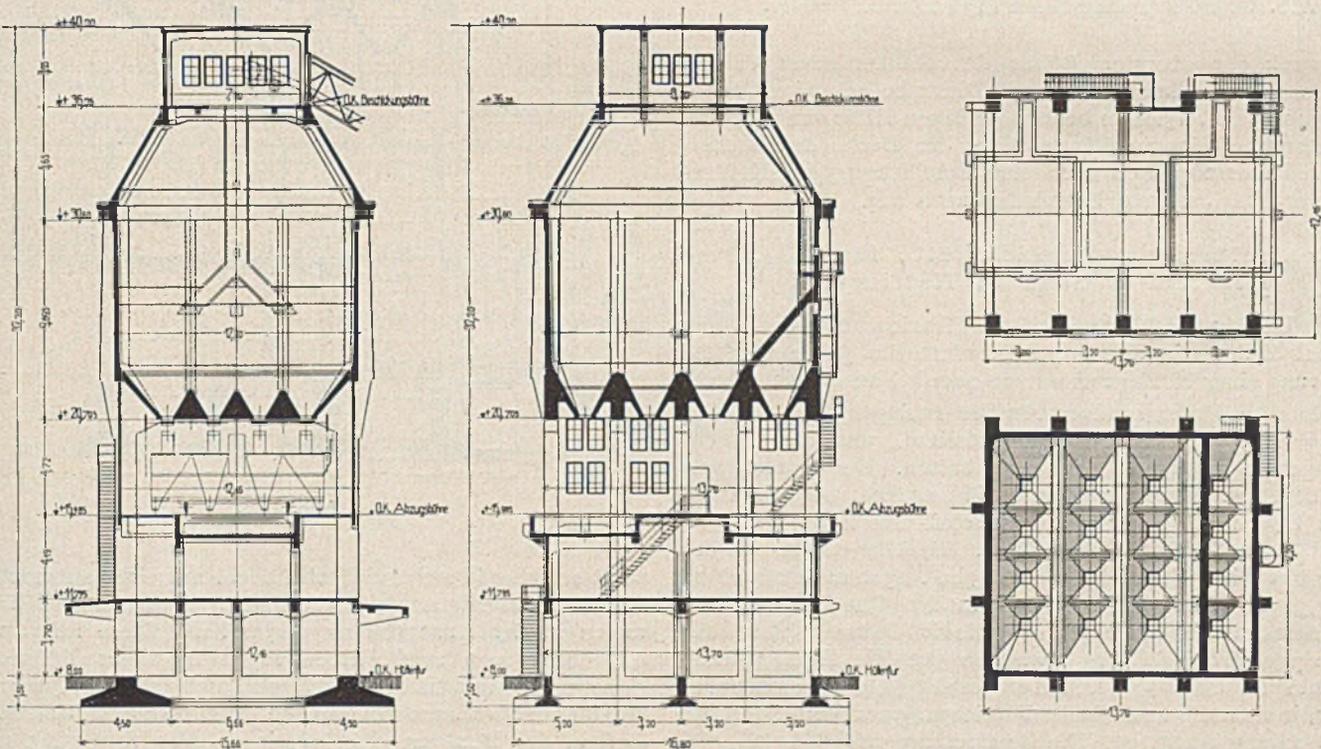


Abb. 9. Kohlenturm auf dem Hochofenwerk Ymuiden.

zung auf etwa 13 m langen Eisenbetonpfählen. Diese sind auf — 3,25 m durch kräftige Eisenbetonbankette miteinander verbunden, auf denen der gesamte Aufbau ruht. Die Abmessungen des Unterbaues bis zur Abzugsbühne mußten mit Rücksicht auf die anschließende Maschinenbahn und Koks-löschbühne erheblich beschränkt werden. Um das geforderte Fassungsver-

Kohlenwäsche durch einen Becherwerkskanal unter den Zechengleisen hindurchbefördert. Zwischen den beiden letzten Gleisen wird das Becherwerk in einem Eisenbetonschacht hochgeführt, der durch eine Brücke über die Maschinenbahn hinweg an den Kohlenturm angeschlossen ist. In einem seitlichen Schacht, in dem auch das Treppenhaus untergebracht ist, steigt das

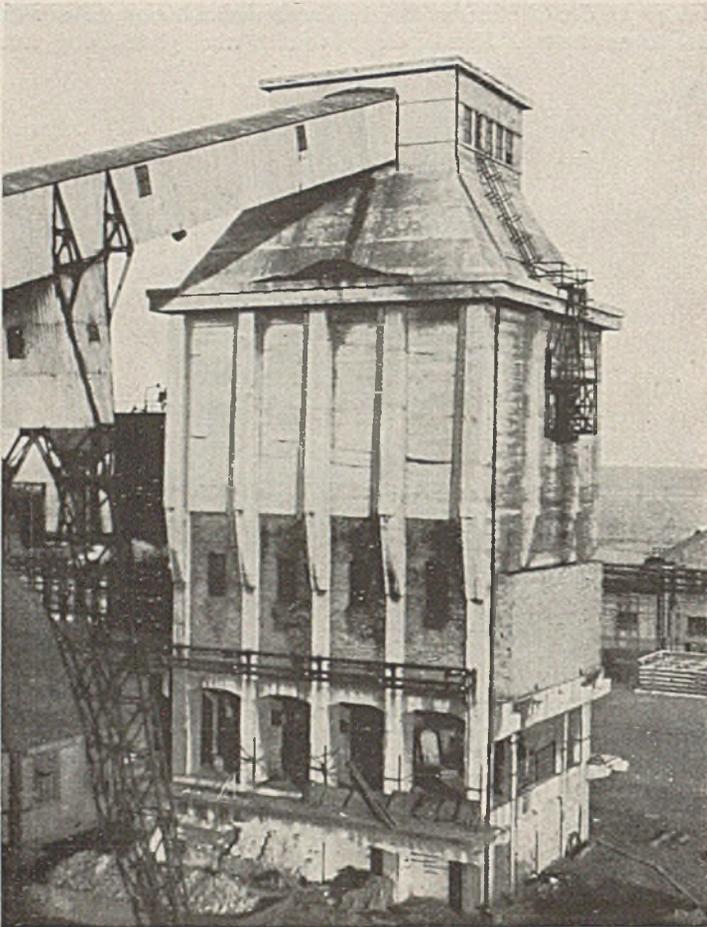


Abb. 10. Kohlenturm auf dem Hochofenwerk Ymuiden.

Becherwerk zur obersten Bühne des Kohlenturmes empor, von wo aus der Bunker gefüllt wird. Dieser bedeckt eine Grundfläche von 15,60 · 15,60 m bei einer größten Höhe von 16,50 m.

Besondere Einwurfsöffnungen in der Decke des Becherwerkkanales ermöglichen auch eine Beschickung des Kohlenturmes unmittelbar vom Eisenbahnwagen aus.

IV. Kohlenturm der Henrichshütte für die Firma Henschel & Sohn in Hattingen.

Der Umbau der Kokerei auf der Henrichshütte der Firma Henschel & Sohn in Hattingen erforderte im Jahre 1922 die Ausführung eines Kohlenturmes von 2000 t Fassungsvermögen.

Schlechte Untergrundverhältnisse zwangen hier zur Anordnung sehr breiter Fundamentstreifen, um die Bodenpressungen in mäßigen Grenzen zu halten. Der Aufbau war im vorliegenden Falle verhältnismäßig einfach. Acht Hauptstützen tragen auf + 77,78 m zunächst eine Zwischenbühne und auf + 81,98 m die Abzugsbühne. Hierüber erhebt sich der Bunker über einer Grundfläche von 15,20 · 13 m mit einer Höhe von 15,52 m. Zwei Hauptrahmen in der Querrichtung und zwei Rahmen in der Längsrichtung, die sich kreuzen, bilden das Traggerippe des Behälters, zwischen das die Bunkerwände gespannt sind. Über + 101,68 m erhebt sich ein zweigeschossiger Aufbau, in dem die maschinelle Einrichtung zur Verteilung der Kohlen untergebracht ist. Die Beschickung erfolgt durch zwei Bänder, die in einer schrägen Brücke von dem benachbarten Kohlenvorratsbunker auf den Turm führen. Von den Bändern werden die Kohlen durch eine Rutsche einem Drehteller, der auf der Tellerbühne + 101,68 m angeordnet ist, zugebracht; von hier aus wird die Verteilung der Kohle im Bunker durch einen verstellbaren Abstreicher geregelt. Die oberen Bühnen sind auf eisernen Treppen zugänglich, die zwischen Eisenbetonpodeste gespannt sind. Das Äußere des Turmes läßt in ein-

fachsten Formen die Bestimmung des Bauwerkes als Bunker erkennen, wobei die Struktur des Betons, so wie sie aus der Schalung kommt, gezeigt wird.

V. Kohlenturm für die Königl. Niederländischen Hochofen- und Stahlfabriken in Ymuiden (Holland).

Weiterhin wurde im Jahre 1923 für die Kokerei der Königl. Niederländischen Hochofen- und Stahlfabriken in Ymuiden (Holland) ein Kohlenturm von 1500 t Fassungsvermögen errichtet. Die Fundamentstreifen aus Eisenbeton wurden bis zu einer Tiefe von 1,60 m unter Hüttenflur herabgeführt. Auf diesen sind die äußeren zehn Hauptstützen errichtet, die zunächst eine Zwischenbühne und auf + 15,985 m die Abzugsbühne tragen. Da die Koksfüllwagen im vorliegenden Falle

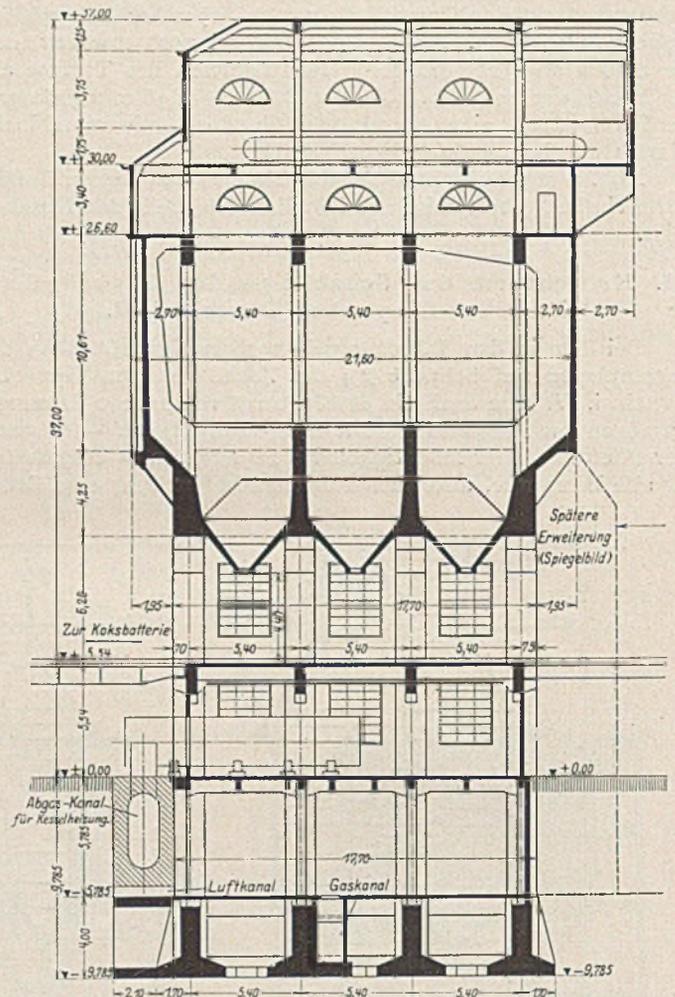


Abb. 11 a.

nicht selbst, wie sonst vielfach üblich, mit einer automatischen Wiegevorrichtung ausgestattet sind, wurden hier zwei Waggonwagen in der Abzugsbühne vorgesehen. Diese erfordern die Anordnung von zwei Versenkungen in dieser Bühne. Auf + 20,705 m sind die Hauptstützen durch kräftige Querrahmen miteinander verbunden, die den Trichterboden tragen. Der Aufbau des Bunkers, der bei einer Höhe von 15,45 m eine Grundfläche von 13,70 × 12,20 m bedeckt, besteht aus senkrechten Hauptrippen mit zwischengespannten lotrechten Wänden. Die Wandrippen sind an ihrem oberen Ende auf + 30,60 m durch einen kräftigen Horizontalrahmen, der gleichzeitig als Hauptgesims und Dachrinne ausgebildet ist, zusammengefaßt. Der obere Teil des Behälters, der schräge Dachflächen erhalten hat, wird nicht, wie gewöhnlich, durch Rahmen getragen, sondern ist vielmehr kuppelartig ausgebildet. Es wurden ledig-

lich in den vier Ecken Druckstreben angeordnet, die sich an ihrem oberen Ende auf + 36,25 m gegen einen wagerecht liegenden Druckrahmen stützen und an ihrem unteren Ende ihre Zugkraft an den schon genannten wagerechten Rahmen auf + 30,60 m Höhe abgeben. Zwischen diese beiden horizontalen Rahmen ist die schräge Dachplatte ohne jede Unterkonstruktion gespannt.

An der einen Giebelseite des Turmes wurde noch eine kleinere Zelle abgetrennt als sogenannter Probekunker. Da

VI. Kohlenturm auf Schacht IV der Zeche Lothringen in Gerthe i. W.

Zwecks wirtschaftlicher Ausnutzung ihrer Zechenanlagen begann im Frühjahr 1925 die Bergbau A.-G. Lothringen mit dem Bau einer Zentralkokerei auf ihrer Schachanlage IV. Diese nach den neuesten Erfahrungen durchgebildete Anlage

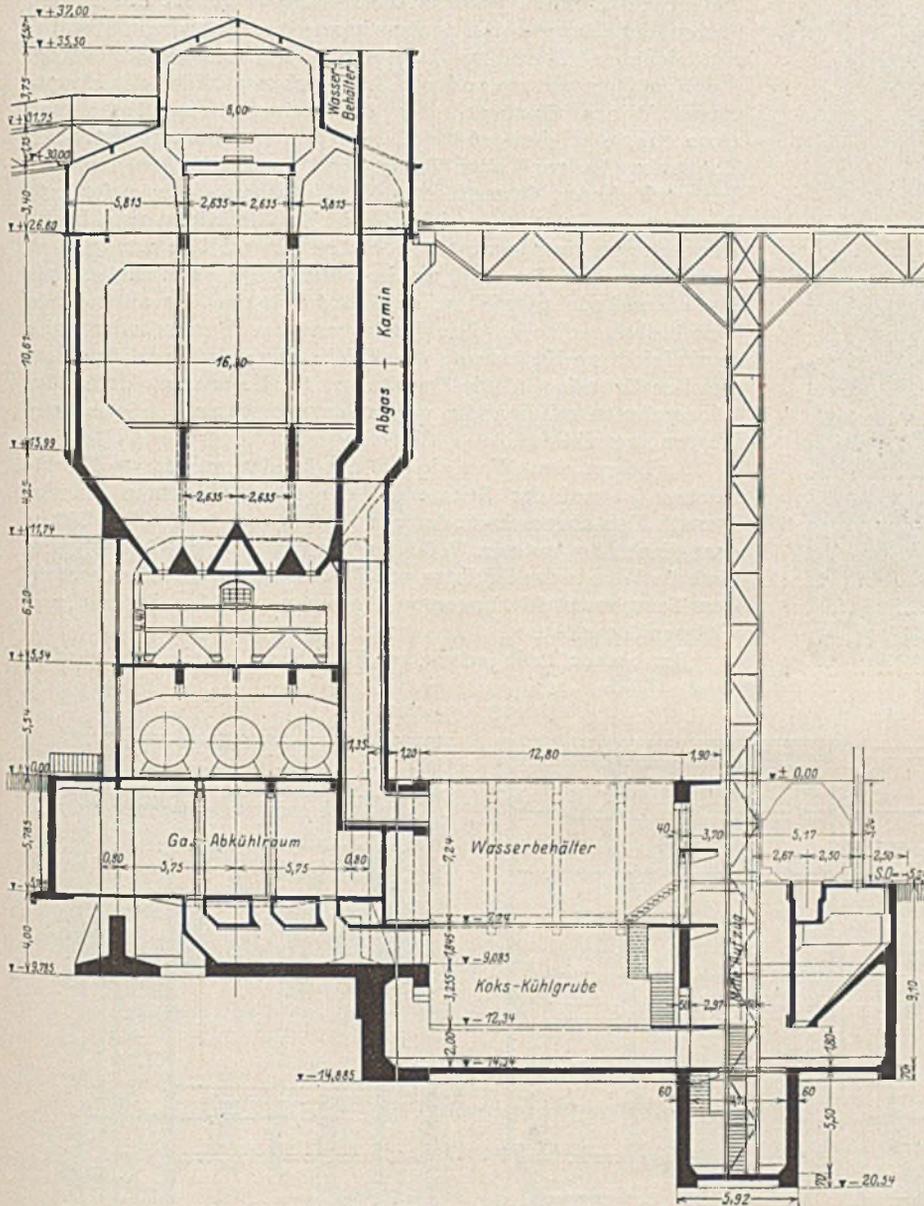


Abb. 11.

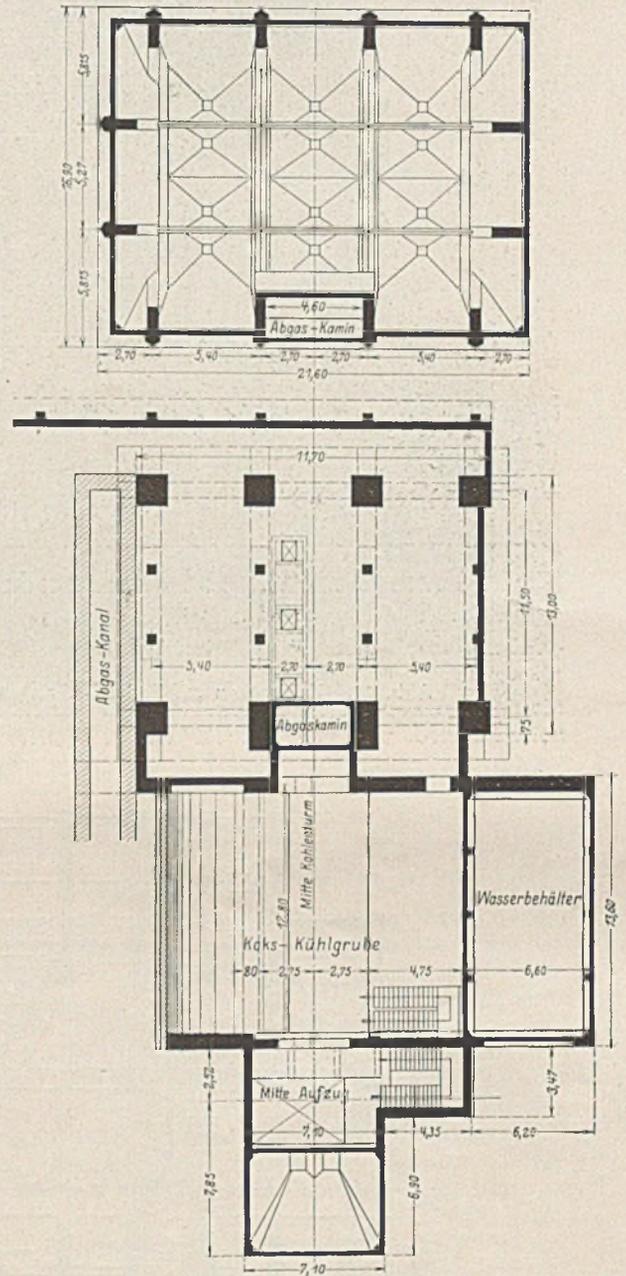


Abb. 11 b.

das Hochofenwerk vielfach auf verschiedene Bezugsquellen für die Koks-kohle angewiesen ist, müssen unter Umständen erst Versuche angestellt werden, um die Eigenschaften der Kohle festzustellen. Zur Aufnahme einer Probemenge dient der genannte Zwischenbunker, der von der Beschickungsbühne aus durch einen schmalen Eisenbetonschacht gefüllt werden kann. Oberhalb der auf + 36,25 m liegenden Beschickungsbühne ist noch ein leichter Dachaufbau als Abschluß angeordnet, in welchen die Transportbrücke mündet. Innerhalb derselben läuft ein Transportband, das die Kohle nach dem Turm befördert und unmittelbar in den Bunker abstürzt. Die Ansichten der Eisenbetonkonstruktion des Turmes sind so geblieben, wie sie aus der Schalung kommen. Die großen Wandflächen sind in einfacher Weise durch die Wandvorlagen senkrecht gegliedert.

weicht in vielem von den bisherigen Bauten dieser Art ab. So ist man hier z. B. davon abgegangen, den fertigen Koks mit Wasser abzulöschen. Man ist vielmehr zu der sogenannten Trockenlöschung des Kokses mit Hilfe indifferenten Gase übergegangen. Infolgedessen wurde in Verbindung mit dem 350 t fassenden Kohlenturm eine tiefliegende Kokskühlanlage erforderlich, in welcher zur Ablöschung die Gase mittels Ventilatoren durch den Koks getrieben werden.

Der Kohlenturm ist in Höhe - 9,785 auf einer aus Längs- und Querbalken bestehenden Fundamentplatte aus Eisenbeton gegründet, deren Hauptrippen mit Rücksicht auf die großen Lasten eine Höhe von 3,50 m erhalten mußten. Hierüber sind auf einer Zwischenbühne auf - 5,785 die obengenannten Ventilatoren für die Kokskühlanlage aufgestellt, die durch zwischen den Fundamentrippen liegende Eisenbetonkanäle

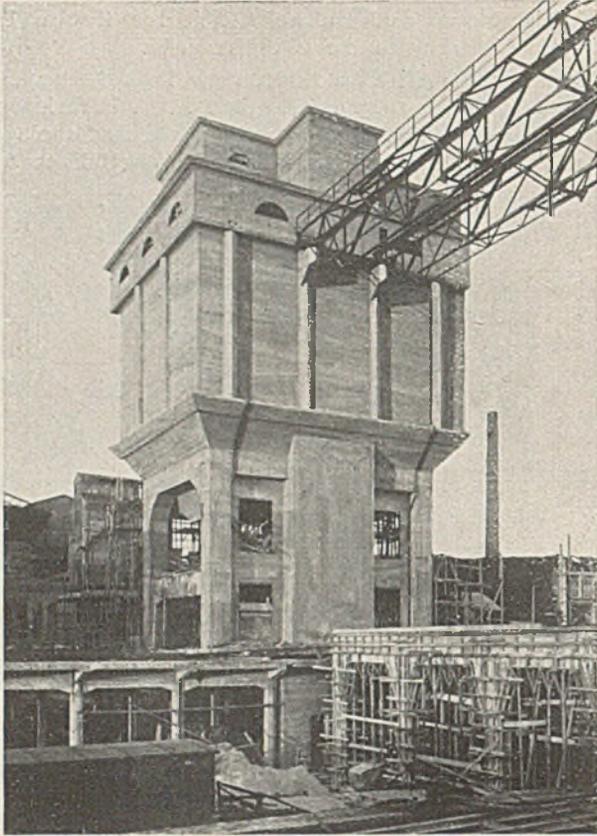


Abb. 12. Kohlenturm auf Zeche Lothringen IV.

miteinander verbunden sind. Acht Hauptstützen mit einem mittleren Querschnitt von $1,50 \cdot 1,50$ m reichen von Fundamentoberkante bis zum Bunker und dienen zur Übertragung der Lasten. Der Raum auf der Bühne ± 0 ist als Kesselraum, in dem drei Kessel zur Aufstellung gelangen, ausgenutzt. Die behördlichen Vorschriften verlangen, daß mit Rücksicht auf die Explosionsgefahr die Decke über dem Kesselraum leicht dem Explosionsdruck nachgeben kann; infolgedessen wurden die Deckenplatten der Abzugsbühne nach Fertigstellung der Unterzüge in einem zweiten Arbeitsgang betoniert und in den Falzen der Haupt- und Nebenrippen lose aufgelagert, wobei zur sicheren Trennung Dachpappe zwischengelegt wurde.

Vier Querrahmen und zwei Längsrahmen bilden das Haupttragwerk des Bunkers, der über einer Grundfläche von $16,90 \times 21,60$ m eine größte Höhe von 16,60 m aufweist. Der Bunker mußte nach allen Seiten etwa 2 m auskragen, um über der verfügbaren Grundfläche des Unterbaues das geforderte Fassungsvermögen zu erzielen. Die Trichterböden sind in die Hauptrippen eingespannt, die bis zu einer Höhe von 5,50 m hochgezogen worden sind, um im unteren Teile des Bunkers als Zwischenwände zu wirken, so daß durch die hier auftretende Wandreibung eine gewisse Entlastung des Bunkerbodens und somit leichtere Entleerung der Trichter erzielt wird. Aus dem gleichen Grunde sind die Zugbänder, die die unteren Enden der Längsrahmen miteinander verbinden, als schmale 2,60 m hohe Rippen ausgebildet.

Zwischen den Wandrippen der beiden mittleren Hauptrahmen ist auf der Seite nach der Kokskühlanlage hin der Dunstschlot angeordnet, der zur Abführung der heißen Löschgase dient. Im unteren Teile des Turmes bis zur Höhe ± 10 m sind die Wände des Schlotens mit Rücksicht auf die zu erwartenden Temperaturdehnungen vollkommen von den Stützen und Bühnen losgelöst.

Im oberen Teile jedoch, wo die Abgase bereits eine gewisse

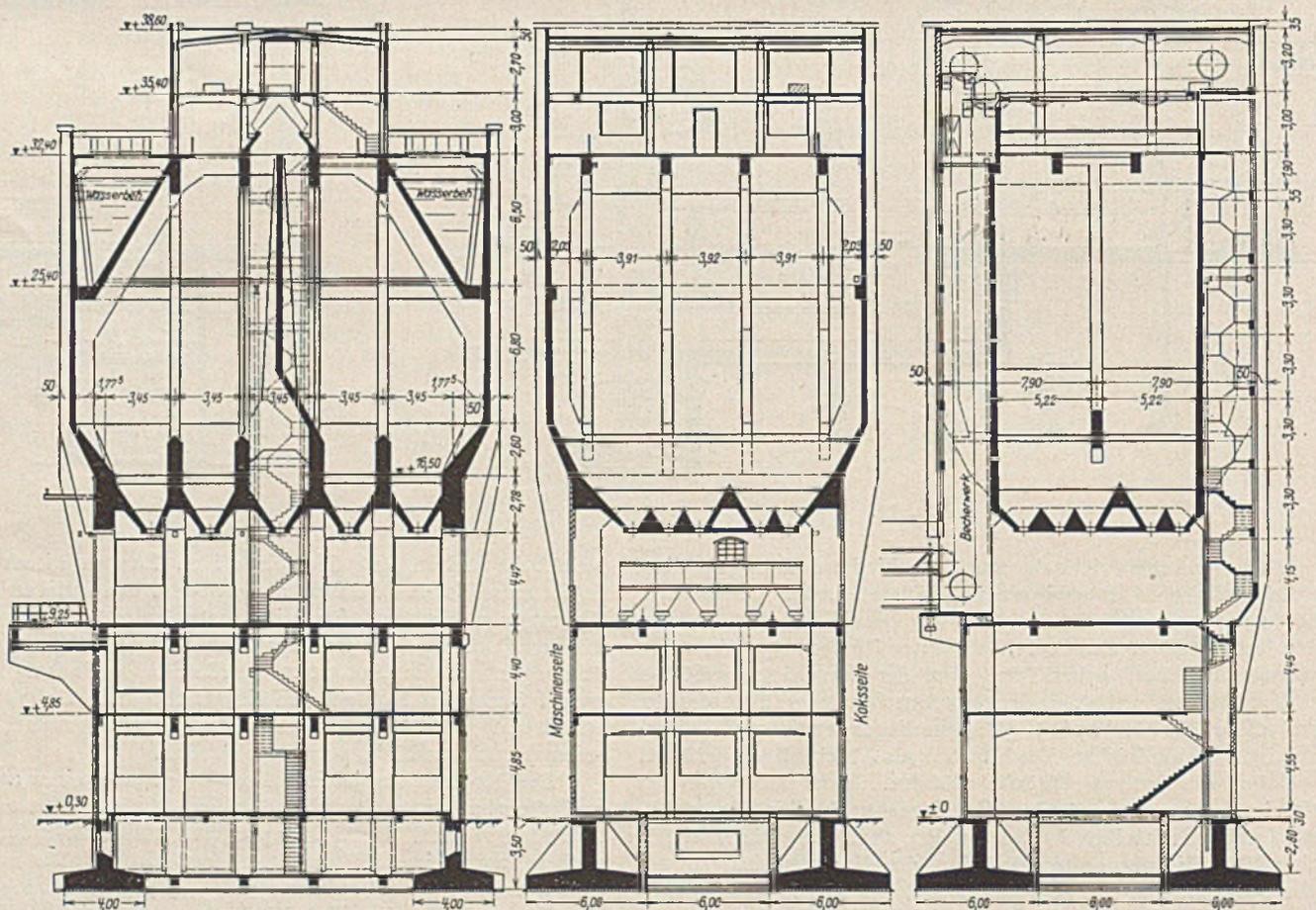


Abb. 13.

Abkühlung erlitten haben, hat man von dieser Trennung abgesehen und die Hauptrippen mit den Wänden des Schlottes fest verbunden.

Über + 26,60 m erhebt sich der zweigeschossige Dachaufbau. Auf + 26,60 m sind lediglich Laufstege angeordnet, während auf + 30 m die Beschickungsbühne liegt. Auf zwei weit ausladende Konsolen mündet die Transportbrücke, in der auf einem Band die Koks Kohlen herangebracht werden. Diese werden durch ein auf der Bühne + 30 m angeordnetes Längsband in der Längsrichtung des Turmes verteilt. Zwischen Dachaufbau und Dunstschlot ist auf Höhe + 31,75 m noch ein kleiner Wasserbehälter untergebracht. Die Koks Kühlanlage, die bis auf 20,54 m unter Gelände reicht, weist keine Besonderheiten auf. Lediglich ein Klärbehälter ist angefügt zur Löschwasserklärung, um im Falle einer Störung in der Trockenkühlanlage jederzeit den Koks mit Wasser löschen zu können.

Die gesamten Betonierungsarbeiten bei diesem Bau sind mittels eines hölzernen Gießturmes von etwa 40 m Höhe durchgeführt worden, der in gleicher Weise wie die bekannten amerikanischen Ausführungen (untenstehende Betonmischmaschine) ausgebildet war. Die Vorzüge des Gußbetonverfahrens, kurze Betonierungszeiten, verminderte Arbeitslöhne und Ersparnisse an Aufwendungen für Betonierungsgerüste kamen hier deutlich zum Ausdruck. Die erzielte gleichmäßige Struktur des Gußbetons läßt die Ansicht des Turmes, Abb. 12, deutlich erkennen. Die Ansichtsf lächen werden nicht verputzt, sie bleiben vielmehr so, wie sie aus der Schalung kommen.

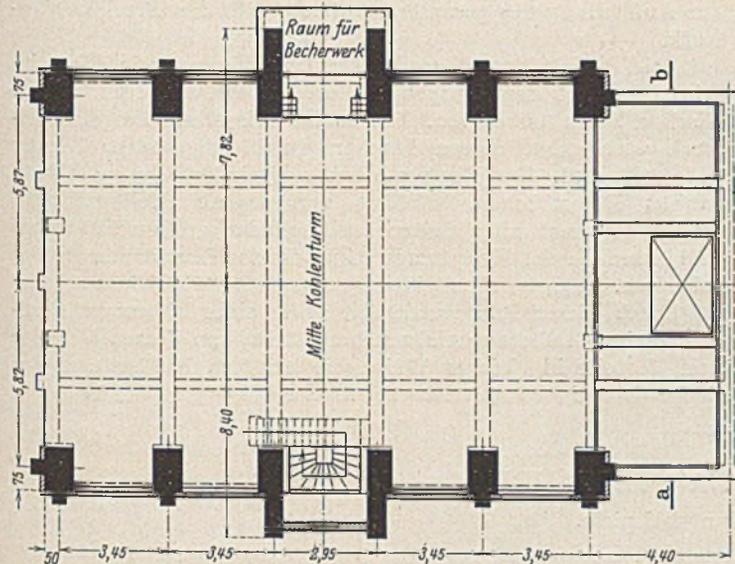


Abb. 13 a.

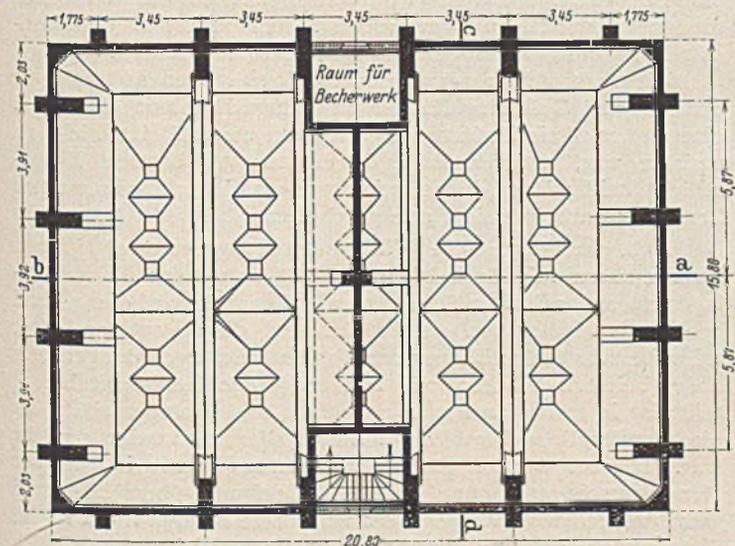


Abb. 13 b.

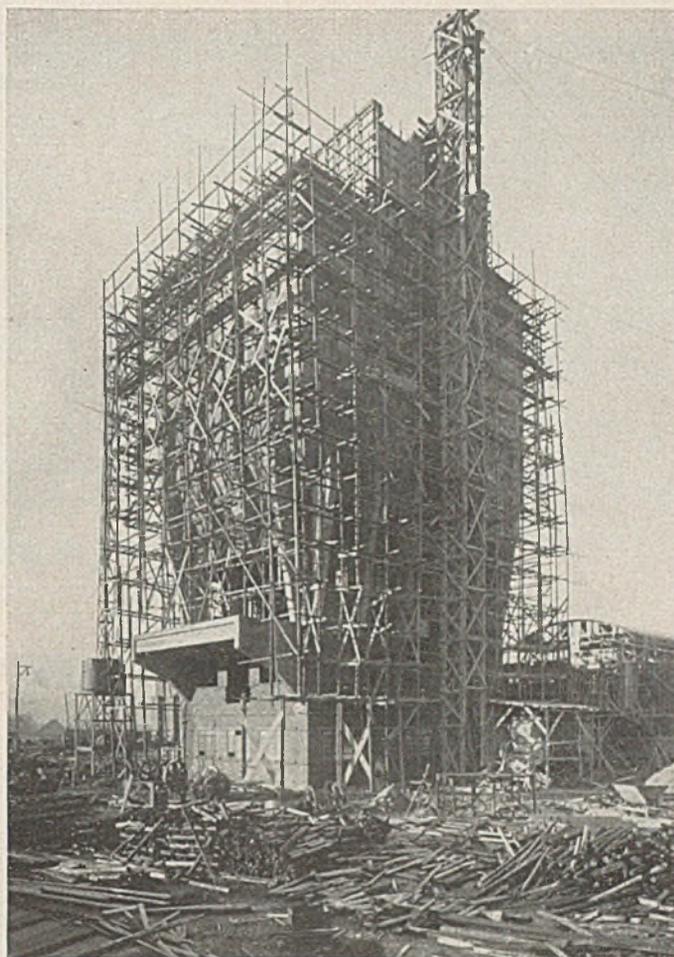


Abb. 14. Kohlenturm auf Zeche Sachsen (mit hölzernem Gießturm).

VII. Kohlenturm auf Zeche Sachsen für die Direktion der Mansfeldschen Steinkohlenbergwerke.

Ein Kohlenturm von gleichem Fassungsvermögen wurde im Jahre 1925 für die neue Kokerei auf Zeche Sachsen bei Hamm i. W. ausgeführt. Die für die Gestaltung des Bauwerkes maßgebenden Bedingungen waren hier wiederum ganz andere, wie die nachstehende Beschreibung zeigen wird.

Die aus Längs- und Querbalken bestehende Fundamentplatte aus Eisenbeton reicht bis auf 3,50 m unter Gelände.

In dem in der Mitte zwischen den Versteifungsrippen freibleibenden Raume ist ein Maschinenkeller für das im Erdgeschoß untergebrachte Laboratorium angeordnet. Zwölf Hauptstützen, die von Fundamentoberkante bis zum Bunkerboden durchgehen, dienen zur Übertragung der Lasten. Im Erdgeschoß sind Büroräume für den Kokereichef, Assistenten und ein Chemisches Laboratorium untergebracht, während der Raum oberhalb Bühne + 4,85 m als Magazin vorgesehen ist.

Die Abzugsbühne liegt auf + 9,25 m, sie ist durch eine Eisenbetonbrücke, die über die am Kohlenturm vorbeiführende Zechenstraße führt, mit der Koks batterie verbunden. Auf der anderen Seite ist eine 4,30 m weit vorspringende Auskragung vorgesehen, die zur Aufstellung eines Reservekoks füllwagens dient und gleichzeitig eine Revisionsgrube enthält, um auch jederzeit von unten an die Wagen gelangen zu können.

Das Haupttragwerk des Bunkers besteht aus vier Querrahmen und zwei Längsrahmen, zwischen welche die Bunkerwände gespannt sind. Der Trichterboden ist zwischen die unteren Hauptriegel gespannt. Der Aufbau mußte wiederum nach allen Seiten über dem Unterbau auskragen, um den geforderten Inhalt des Bunkers zu erreichen. Die Aufteilung des Turmaufbaues ergab sich von selbst aus der Bedingung,

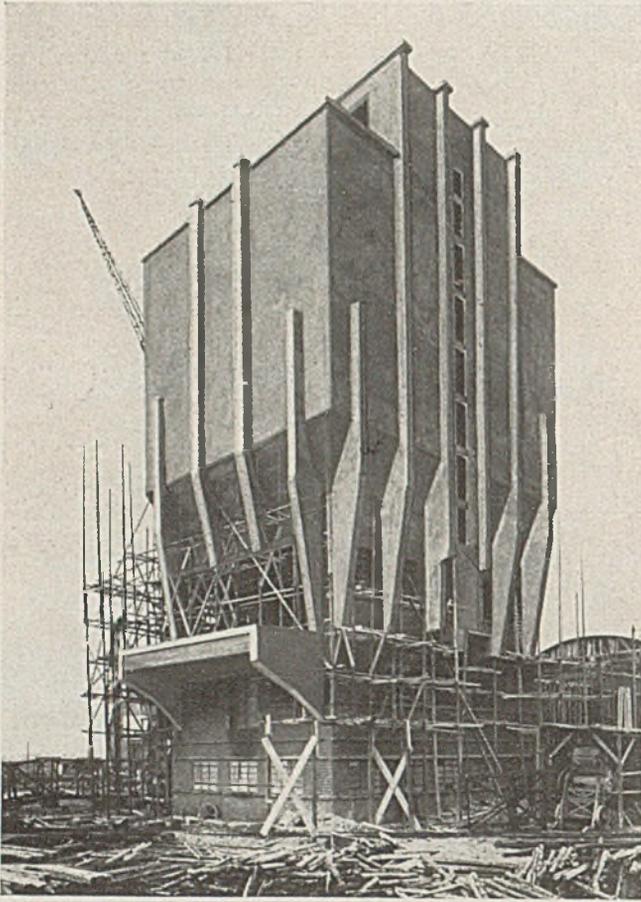


Abb. 15. Kohlenturm auf Zeche Sachsen.

daß in der Mittelachse ein Schacht angeordnet werden mußte, in dem das von der Kohlenwäsche auf einer 200 m langen Transportbrücke ankommende Pendelbecherwerk bis zu der auf + 35,40 m liegenden Beschickungsbühne hochgeführt werden kann. Es war hierdurch gleichzeitig die Möglichkeit gegeben, symmetrisch hierzu auf der anderen Seite des Turmes

einen zweiten Schacht zur Unterbringung einer Treppe anzuordnen.

In den Ecken des Treppenschachtes wurden die Steig- und Falleitungen zu den Wasserbehältern angebracht, während in dem Schacht für das Pendelbecherwerk Steigeisen vorgesehen sind, um ihn zu Revisionszwecken begehen zu können.

Die zunächst befremdend wirkende Anordnung der unten seitlich vorgezogenen mittleren Querwand ergab sich dadurch, daß, als bereits der Bunkerboden eingeschalt war, noch die Trennung der Silos in zwei möglichst gleich große Teile gefordert wurde, um zwei verschiedene Kohlsorten unterbringen zu können, da auch die Kohlenwäsche auf Zeche Sachsen zur Aufbereitung zweier Kohlsorten vorgesehen ist.

Die Füllung des Bunkers erfolgt durch das oben genannte Pendelbecherwerk, das auf Bühne + 35,40 m den Bau fast in ganzer Breite bestreicht. Durch verstellbare Rutschen ist es möglich, die Kohlen in der Mitte oder seitlich abzustürzen. In dem seitlichen Räume des Bunkers im oberen Teile, der mit Rücksicht auf den Böschungswinkel doch nicht als Füllraum ausgenutzt werden kann, wurden zwei gleich große Wasserbehälter von je 250 m³ Fassungsvermögen untergebracht, die miteinander durch Rohrleitungen zum Spiegelausgleich verbunden sind, um unsymmetrische Belastungen durch ungleich gefüllte Wasserbehälter auszuschließen. Auf + 32,40 m sind Laufstege über den Wasserbehältern angeordnet.

Die auf + 35,40 m liegende Beschickungsbühne ist in dem mittleren Dachaufbau untergebracht und dient gleichzeitig zur Aufstellung des gesamten Antriebes für das Pendelbecherwerk.

Die Architektur dieses Kohlenturmes wurde in Übereinstimmung mit den übrigen Kokereibauten von Prof. Alfred Fischer, Essen, entworfen. Der untere Teil ist mit Ziegelmauerwerk verblendet, dessen Flächen durch wagerechte Bänder aufgeteilt sind. Der Bunkeraufbau zeigt jedoch die schalungsrauen Betonflächen. Kräftig vorgezogene Pfeilervorlagen tragen den nach allen Seiten auskragenden großen Füllrumpf und lassen die das Haupttragwerk bildenden Hauptrahmen klar erkennen.

Auch dieser Bau wurde mit Hilfe eines hölzernen Gießturmes im Gußbetonverfahren hergestellt, um dessen Vorzüge und Vorteile in gleicher Weise wie bei dem Kohlenturm auf Zeche Lothringen nutzbar zu machen.

SPRITZBETON IM NASSVERFAHREN.

Einige Anwendungsbeispiele.

Von Direktor W. Gebauer, Berlin.

Übersicht. Beschreibung des Umbaus eines hölzernen Deckwerks zu einer Eisenbetonkonstruktion und der Auswechslung der Holzverkleidung einer als Deckwerk dienenden Larssenwand durch vorgehängte Eisenbetonplatten.

Im Bauingenieur 5. Jahrg. 1924 Heft 2 sind die Betonspritzmaschinen beschrieben, die nach dem Moser-Kraftbauverfahren völlig mit Wasser durchgearbeiteten Beton verspritzten. Nachstehend soll an einigen Beispielen erläutert werden, wie verschieden die Aufgaben sind, welche dem Betonspritzverfahren im Baufach gestellt werden und wie diese Aufgaben gelöst wurden.

Abb. 1 zeigt eine Betonmauer an der Stauwehrranlage eines Elektrizitätswerkes, die im Laufe der Jahre durch chemische Einflüsse und Frosteinwirkungen besonders in der Wasserlinie stark beschädigt worden war. Daß solche Beschädigungen hauptsächlich in der Zone eintreten, welche zeitweise vom Wasser benetzt wird und zeitweise der Luft zugänglich ist, wurde schon vielfach beobachtet. Auf die Ursachen, die auch im vorliegenden Falle diese typische Zerstörungsarbeit herbeigeführt haben, soll hier nicht näher eingegangen werden. Der Beton der Mauer war bis tief in das Innere hinein (1,0 — 1,5 m und mehr) zerstört; meist war er vollkommen mürbe und ohne

jede Festigkeit. Das Wasser durchdrang stellenweise schließlich die ganze durchlässig gewordene Mauer und ließ den vollständigen Zusammenbruch des Bauwerks befürchten.

Die mehrfach vorgenommenen Ausbesserungsarbeiten in Stampf- und Gußbeton führten zu keinem Ergebnis, da einmal eine einwandfreie Haftung des alten am neuen Beton nicht zu erzielen war, andererseits auch die neuaufgebrachte Betonschicht bald wieder durchlässig wurde und damit für weitere Zerstörungsarbeit freie Bahn geschaffen war.

Abb. 1 zeigt, wie die Wiederherstellung der angegriffenen Betonmauern mit Spritzbeton ausgeführt wurde: Nach Freilegen aller schadhaften Stellen wurde überall bis auf den gesund gebliebenen Betonkern ausgespitzt und die so entstandenen, teilweise sehr tiefen Löcher und Gruben oder auch die geringer abgearbeiteten Flächen mit naß aufgebrachtem Spritzbeton, teilweise in mehreren Lagen ausgefüllt und glattgespritzt, bis die ursprüngliche Form der Mauern allorts wieder erreicht war. Hierbei wurden Stellen, an denen Wasser in geringer Menge durchdrang, ohne weitere Maßnahmen überspritzt und gedichtet, stärkere Wasseradern wurden in Rohren abgefangen, diese eingespritzt und das Wasser auf diese Weise, unschädlich für den Bestand des frisch angebrachten Betons, abgeleitet.



Abb. 1.

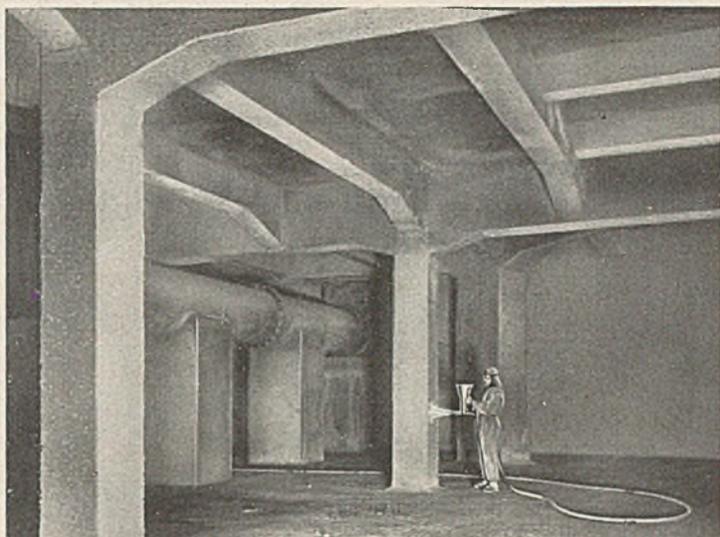


Abb. 2.

Es ist gelungen und konnte nur auf diesem Wege gelingen, das Bauwerk unter Vermeidung erheblicher Kosten seiner Bestimmung zu erhalten. Mit der kleinen und sehr einfachen Handspritzmaschine der Kraftbaugesellschaft, Berlin, wurden in 25 Tagen etwa 40 m³ Spritzbeton hergestellt. Die für die Arbeit zur Verfügung stehende Zeit von 3 Wochen, während welcher die Floßgasse gesperrt werden mußte, genügte für die Vollendung der Wiederherstellungen.

Die Eigenschaft des Spritzbetons, in besonders vorteilhafter Weise zur Ausführung von wasserdichten Überzügen dienen zu können, wurde bei den in Abb. 2—4 dargestellten Ausführungsbeispielen ausgenutzt. Beim Neubau der in Eisenbeton ausgeführten Kühltürme eines anderen Elektrizitätswerkes wurden sämtliche inneren Flächen mit wasserdichtem Spritzputz versehen, um zu verhindern, daß die Eisenbewehrung durch die im Turminnern ständig vorhandene Feuchtigkeit zum Rosten gebracht und durch diesen Vorgang die äußere Betonschicht abgesprengt wird. Die Verputzarbeiten an den über dem Keller befindlichen Bauteilen gestalteten sich einfach. Besonderer Wert wurde jedoch auf die Ausführung der Arbeiten an dem im Keller liegenden Behälter (Abb. 2) ge-

legt. Da dieser Behälter dauernd bis 4 m Höhe mit Wasser von einer Temperatur von ca. 40° C gefüllt ist, mußte der Auftrag des Spritzbetons hier mit besonderer Sorgfalt vorgenommen werden, da selbst kleinste Undichtigkeiten bei dem ständigen Wasserdruck unbedingt vermieden werden mußten.

Der Spritzbeton wurde aus diesem Grunde in 3 Lagen mit einer Gesamtdicke von 2—2,5 cm aufgetragen. Beim Spritzen von Beton gegen eine harte Fläche springen bekanntlich zunächst alle größeren Körner zurück, während der Zement zuerst allein und dann in Verbindung mit den feineren Sandteilchen haften bleibt. Hierdurch wird eine dünne filmartige, vollständig wasserundurchlässige Schicht gebildet. Eine ähnliche Schicht bildet sich auf der äußeren Seite jeder aufgespritzten Lage, indem hier durch den Druck des auftreffenden Spritzstrahles feine Zementteilchen an die Oberfläche gepreßt werden.

Durch das Spritzen eines Überzuges in mehreren Lagen werden daher zahlreiche völlig wasserundurchlässige Schichten und damit die erwünschte mehrfache Sicherheit für eine absolut vollkommene Dichtigkeit erzielt. Da aus besonderen Gründen eine glatte Oberfläche gefordert war, wurde der Überzug zum Schluß noch abgezogen und mit der Kelle geglättet. Es ist hier eine Arbeit von besonders hohem Werte ausgeführt, wie sie mit anderen Mitteln unter sonst gleichen Bedingungen nicht hätte geschaffen werden können.

Der auf Abb. 4 dargestellte Kühlturm erhielt einen äußeren Mantel aus Spritzbeton, welcher auf die teil-



Abb. 3.

weise morsche und verwitterte Holzverkleidung aufgetragen wurde. Auch hier ist der Zweck, einen wasserundurchlässigen Überzug zu erhalten, vollkommen erfüllt.

Während die bisher geschilderten Arbeiten den Auftrag von Spritzbeton auf große Flächen in geringeren Stärken

oder das Ausfüllen bedeutender Fehlstellen in Betonkörpern behandelten, wurde bei einer weiteren Ausführung die Verstärkung der tragenden Frontpfeiler einer Gebäudefassade verlangt. Diese gemauerten Frontpfeiler erwiesen sich für

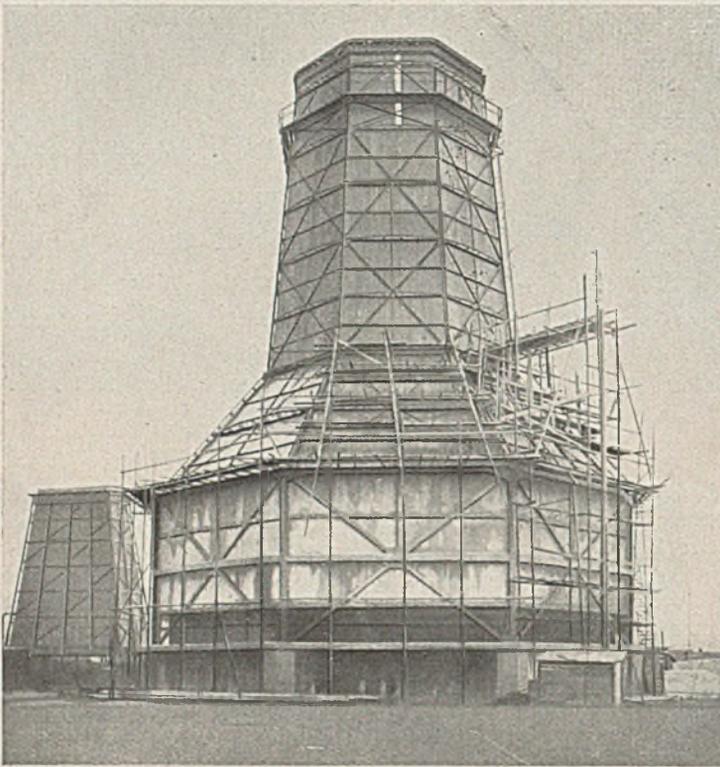


Abb. 4.

eine Aufstockung als zu schwach, jedoch war es nicht möglich, wegen der Baufluchtlinie über das vorhandene Profil erheblich hinauszugehen, so daß sich eine Ummauerung der Pfeiler als unmöglich erwies. Die statischen Berechnungen ergaben, daß die Anbringung eines starken Gerüsts aus Profileisen genügen würde, wenn zur Einbettung dieses Eisengerüsts ein Material und ein Verfahren verwendet würden, durch welches die Abmessungen der Pfeiler nicht bedeutend vergrößert wurden,

auf der anderen Seite aber eine innige Haftung zwischen dem alten Mauerkörper und den Walzeisenprofilen gewährleistet werden konnte. Es wurde daher die Anbringung einer Betonschicht im Spritzverfahren gewählt. Nachdem das Mauerwerk mit Preßluftschlämmern abgeputzt war, um alle losen Teile zu entfernen und die Linien für das neue Profil zu gewinnen, wurde das Eisengerüst anmontiert und sodann der Spritzbeton auf das alte Mauerwerk aufgebracht, bis das Eisengerüst völlig von Beton ummantelt war. So wurde auf einfachste Weise ein genügend starker Pfeiler-

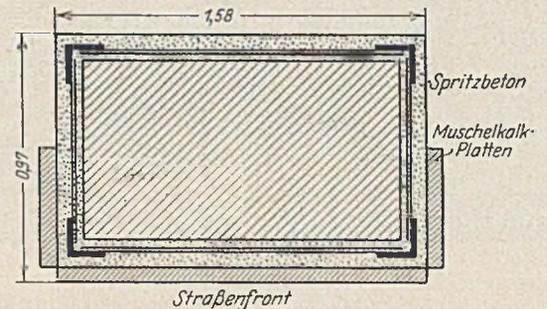


Abb. 5.

querschnitt geschaffen, der die neuen stärkeren Belastungen aufnehmen konnte (s. Abb. 5) und doch nicht mehr Raum einnahm als der alte Pfeiler.

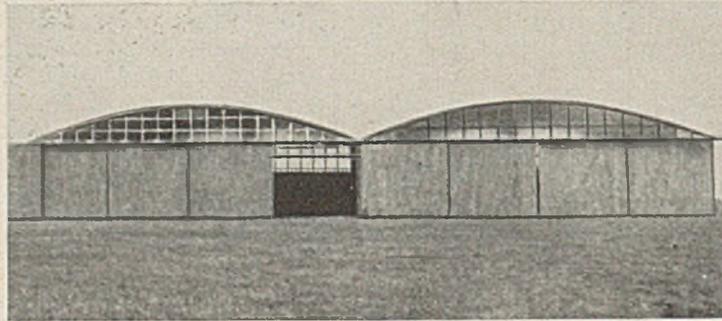
Die wenigen hier geschilderten Ausführungen werden dazu beitragen, das Vertrauen des Bauingenieurs in die neue Bauweise weiter zu festigen und immer weitere Kreise veranlassen, gerade in schwierigen Fällen die Anwendung des Naßverfahrens in Erwägung zu ziehen. Die maschinelle Einrichtung ist bei den nach dem Naßverfahren der Moser-Kraftbau-Patente arbeitenden Apparaten so wenig umfangreich und dabei so einfach, daß es nur einer ganz kurzen Anleitung bedarf, um die Bedienung des Apparates zu erlernen. Die in den vorstehenden Ausführungsbeispielen verwendeten Handspritzmaschinen wiegen etwa 3–4 kg und haben einen Bedarf an angesaugter Luft von etwa 1,9 m³ in der Minute bei 2,5 at Überdruck. Zur Bedienung des Apparates sind lediglich ein Spritzer und ein Einfüller erforderlich; letzterer bringt den fertig gemischten und naß durchgearbeiteten Betonmörtel unmittelbar in die Spritzmaschine.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Flugzeughallen des Flugplatzes Villacoublay.

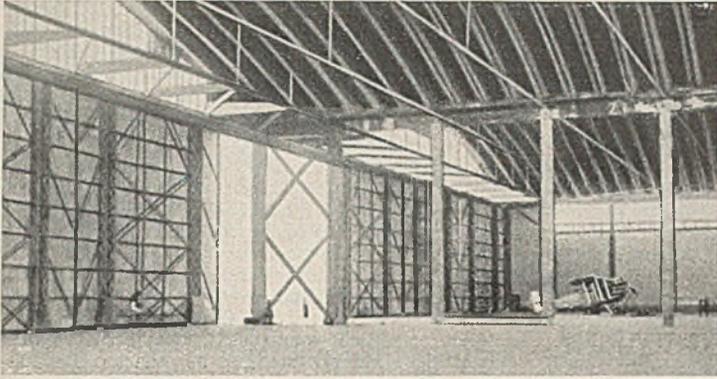
Das im Jahre 1924 errichtete Bauwerk verdient wegen der ihm eigenen Haupttragkonstruktion Erwähnung. Die beiden Flugzeughallen mußten nach den Ausschreibebedingungen eine Grundfläche von je 55 × 50 m bedecken. Im übrigen war selbst das Material freigestellt.

Ausgeführt worden sind die Hallen in Eisenbeton. Sie wurden nebeneinandergestellt, so daß sie architektonisch nach außen ein Bauwerk bilden. Getrennt sind sie im Innern nur durch eine Reihe von Säulen, deren Zwischenräume nicht ausgemauert sind, so daß auch hier der Eindruck einer Halle gewahrt bleibt. Einer der beiden Giebel ist vollkommen offen und läßt sich durch acht große Schiebetüren von je 13,85 m Länge und 11,95 m Höhe verschließen. Die übrigen Umfassungsmauern sind in Ziegelmauerwerk von 0,22 m Stärke errichtet und tragen in 8 m Höhe eine 4 m hohe durchlaufende Fensterreihe; ein Viertel der Fensterfläche kann zum Zwecke der Lüftung geöffnet werden. Die beiden Giebelflächen der Bogendächer sind gleichfalls zu einem großen



Teile von Glasflächen eingenommen. Die Beleuchtung ist somit selbst bei geschlossenen Toren gut. Jede Eisenbetondachkonstruktion besteht aus einem 55 m freitragenden Gewölbe, das sich in seiner Tiefe von 50 m aus einer Anzahl sich aneinanderreihender, nach Art der Zores-eisen geformter Wellen zusammensetzt und weder mit Balken noch Rippen versehen ist. Jede Welle ist im ganzen 1,64 m breit. Ihre Höhe nimmt nach den Bogenenden zu ab. Diese Gewölbekonstruktion ist besonders leicht, andererseits widerstandsfähig gegen Temperatur- und Formänderungen.

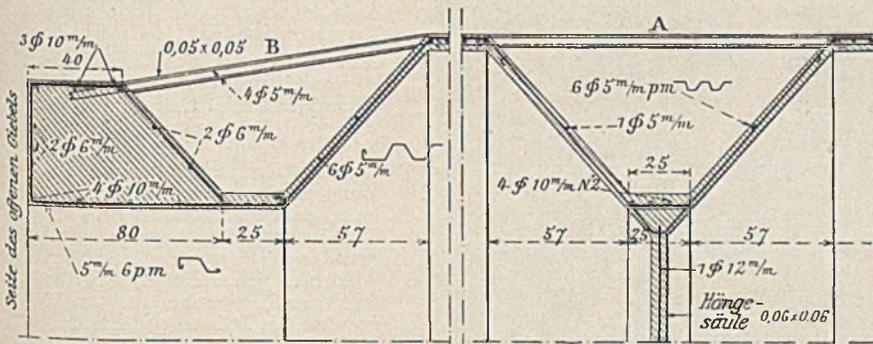
Der Bogenstich von rd. 1 : 9 ergibt eine nicht ausnutzbare Höhe von nur 5,77 m. Die beiden Gewölbe ruhen in Hallenmitte auf einem Längsbalken, der auf einer Reihe im Achsabstand von 6,56 m errichteter Eisenbetonsäulen liegt. An diesem gemeinsamen Auflager heben sich die Horizontalschübe der Gewölbe auf, und die vertikalen Komponenten werden durch den Längsbalken von 0,70 m Höhe, dessen obere gekahlte Fläche gleichzeitig als Wasserableitungsrinne ausgebildet ist, auf die Säulen übertragen. Der in den Gewölben auftretende beträcht-



liche Zug wird durch 30 Rundeisen von 14 mm Durchmesser aufgenommen, die im Abstand der Säulen in je einer Zugstange zusammengefaßt sind, deren jede 90 Zug übernimmt. Zum Schutze gegen Feuchtigkeit und Feuer wurden die Zugstangen mit Beton umgeben, nachdem sie vorher vorgespannt worden waren. Ihre Montage erfolgte in der Weise, daß von einem „unendlichen“, sich aus den 30 Rundeisen zusammensetzenden Stahlkabel Längen von je 115 m abgewickelt und mit Hilfe von Winden auf die Gesamtbreite der Halle gespannt wurden. Die Verankerung der Zugstangen läuft in den ausragenden Randbalken aus. Als zulässige Beanspruchungen der Eisen in den Zugstangen wurden 1800 kg/cm², in den Eisen der übrigen Eisenbetonkonstruktionsteile 1200 kg/cm² und für den Beton der Gewölbe 65 kg/cm² zugrunde gelegt.

Die Säulen und auch die Gewölbe, letztere unter Benutzung eines verschiebbaren Lehrgerüsts, sind in Gußbeton unter Verwendung hochwertigen Zementes hergestellt worden. Alle sichtbaren Betonflächen sind unbeschichtet; nur die Mauern sind geputzt.

Die in Eisen ausgeführten und mit galvanisiertem Wellblech bedeckten Schiebetore wurden auf der Baustelle zu ebener Erde aufmontiert und anschließend mittels zweier Krane gehoben. Über den Schiebetoren springt die Giebelfläche um 2,36 m vor, so daß die Tore vor Regen geschützt sind.



Die gesamte Bauausführung der Flugzeughalle hat acht Monate beansprucht; seit Beginn des letzten Jahres ist sie in Betrieb genommen. (Berichtet aus Annales des Ponts et Chaussées P. T. 1925, V.) E.

Neue Methoden der Betonbereitung.

Bericht nach „Engineering News-Record“ 1925, Heft 17.
Von Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Bei der letzten Versammlung der amerikanischen Gesellschaft der Zivilingenieure in Kanada standen im Mittelpunkt der Besprechungen u. a. auch die Methoden der Betonbereitung. Besonders interessant waren die Ausführungen Mc. Millans vom Structural Materials Research Laboratory über das Thema: „Normierung des Wasserzementfaktors beim Beton“. Da der Wasserzementfaktor, d. h. das Verhältnis von Wasser zu Zement, der Hauptfaktor beim Zustandekommen der Betoneigenschaften ist, demgegenüber die Kornzusammensetzung des Zuschlags erst in zweiter Linie kommt, schlägt Mc. Millan die Einführung einer Betonbestimmungsmethode auf der Grundlage des Wasserzementfaktors vor. Er regt an, für jede Betonart einen bestimmten Wasserzementfaktor festzulegen, wobei dieser für die jeweils gegebenen Zuschläge so auszuwählen ist, daß die gewünschte Bauwerksfestigkeit stets die unterste Grenze der nach dem Wasserzementfaktor zu erwartenden Festigkeit darstellt, also in jedem Fall gesichert ist. Bezüglich der Zuschlagsstoffe soll lediglich der Verwendung allzu sandreicher Mischungen durch die Bestimmung

entgegengewirkt werden, daß die Anteile an grobem Zuschlag nicht weniger als den einfachen Betrag und nicht mehr als den doppelten Betrag der feinen Anteile ausmachen dürfen. Innerhalb dieser Grenzen sollen alle im übrigen reinen und harten Zuschlagsstoffe zugelassen sein, die einen verarbeitbaren Beton gewährleisten. Zur Frage der Anpassung des Wasserzementfaktors an die wechselnde Eigenfeuchtigkeit der Zuschläge, die ja die Festlegung des Wasserzementfaktors erschwert, wurde die Beobachtung Youngs angeführt, wonach der Feuchtigkeitswechsel bei den Zuschlagsstoffen keine so bedeutende Rolle spielt. Die maximale vorkommende Eigenfeuchtigkeit mache weniger als 3% aus; sie unterliege außerdem Tagesschwankungen von weniger als 1%. Zudem seien Feuchtigkeitsprüfungen am Zuschlag durch Darrproben auf jeder Baustelle leicht durchführbar.

Die Idee der Überwachung bzw. Festhaltung des Wasserzementfaktors bei der Betonbereitung ist in der amerikanischen Praxis bereits verwirklicht. John Ahlers, New York, hat einen besonderen Apparat für die Festhaltung des Wasserzementfaktors konstruiert und zum Patent angemeldet. Dieser Apparat, der Wasserzementregulator, ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Er ist im Prinzip eine Waage, deren eine Schale zur Aufnahme des Zementes und deren andere Schale für das Anmachwasser dient. Die Hebelarme der Waage sind durch eine besondere Einstellschraube

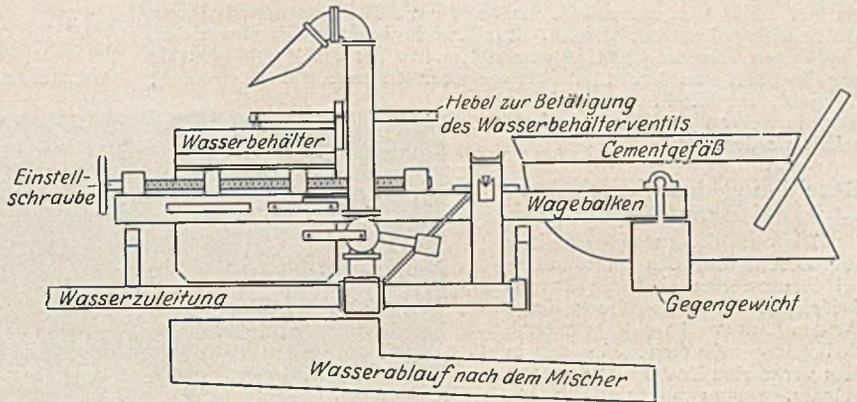


Abb. 1.

verstellbar, so daß die Waage auf jedes Verhältnis von Wasser zu Zement, d. h. für jeden beliebigen Wasserzementfaktor eingestellt werden kann. Damit können nicht nur alle möglichen Wasserzementfaktoren Berücksichtigung finden, sondern auch der wechselnde Eigenfeuchtigkeitsgehalt der Zuschläge, nachdem dieser durch Darrproben bestimmt worden ist.

Der in den einzelnen Fällen anzuwendende Wasserzementfaktor wird nun auf folgende Weise bestimmt:

Man kennt ja den allgemeinen Verlauf der Kurve, die sich ergibt, wenn man die 28-Tage-Druckfestigkeit als Funktion des Wasserzementfaktors aufzeichnet (s. Abb. 2, Kurve A). Diese Kurve ist zwar für jeden Zement eine andere, jedoch laufen die Kurven für verschiedene Zemente innerhalb gewisser Grenzen des Wasserzementfaktors parallel. Es werden nun auf der Baustelle zunächst einige Probekörper aus gut verarbeitbarem Beton mit bestimmtem Wasserzementfaktor hergestellt und, um nicht 28 Tage warten zu müssen, bereits schon nach 7 Tagen auf Druckfestigkeit geprüft. Aus dieser 7-Tage-Druckfestigkeit wird mit Hilfe der Formel $D_{28} = D_7 + 8\sqrt{D_7}$ die 28-Tage-Druckfestigkeit errechnet. Angenommen, man hätte z. B. bei einem Wasserzementfaktor von 0,8 eine Druckfestigkeit von 210 kg/cm² errechnet, so hat man damit einen Punkt P (Abb. 2) der für die vorliegenden Zement- und Zuschlagsverhältnisse geltenden Wasserzementfestigkeitskurve. Die Kurve selbst erhält man als Parallelkurve (Kurve B) zu der allgemeinen Kurve (vgl. Abb. 2). Aus der so

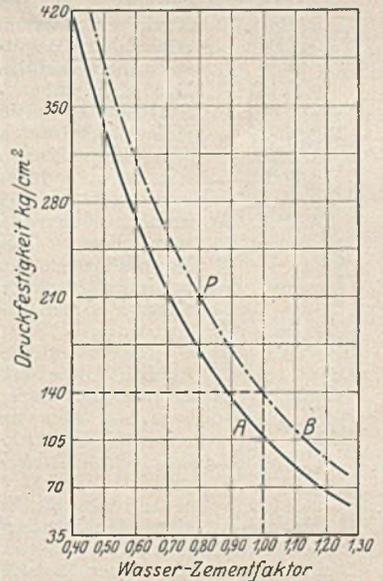


Abb. 2.

gewonnenen Kurve endlich kann entnommen werden, welcher Wasserzementfaktor für einen bestimmten Zweck zu wählen ist. Man erkennt beispielsweise, daß man zur Erzielung einer Festigkeit von $1,0 \text{ kg/cm}^2$ im vorliegenden Falle einen Wasserzementfaktor von 1,00 anzuwenden hat. Wenn genügend Zeit zur Verfügung steht, kann man den Punkt P natürlich auch durch eine 28-Tage-Prüfung an Beton ohne Rechnung ermitteln.¹⁾

Der Wasserzementregulator wird nun entsprechend dem Ergebnis dieser Voruntersuchung eingestellt und automatisch für alle Mischungen konstant gehalten.

Aus den Erfahrungen mit dieser Methode wird mitgeteilt:

1. Bei konstantem Wasserzementfaktor wurden praktisch gleichbleibende Festigkeiten erzielt, selbst wenn die Mengen der zugesetzten Betonzuschlagsstoffe etwas variierten; Bedingung ist nur, daß die Betonkonsistenz, d. h. die Betonverarbeitbarkeit, annähernd gleich blieb.

2. Bei konstantem Wasserzementfaktor erwies sich die Art der Zuschlagsstoffe als von nur geringem Einfluß auf die Festigkeit.

Der Vorschlag beruht auf einer durchaus richtigen Bewertung der für die Betoneigenschaften vorliegenden Einflußfaktoren; er kann zur Beachtung empfohlen werden. Diese einfache Methode verspricht indessen nur so lange Erfolg, als man beim Betonieren im Bereich der erdfeuchten und plastischen Konsistenzen bleibt. Beim Gußbeton dagegen muß neben dem Wasserzementfaktor in genauere Weise, als Mc. Millan es vorschlägt, auch noch die Kornzusammensetzung des Zuschlags beachtet werden. Zur Erzielung einer wirtschaftlichen gießfähigen Mischung genügt es nicht, wenn für die Zuschlagsstoffe nur die oben von Mc. Millan angegebenen Grenzen gesetzt werden; für gießfähige Mischungen muß das Korn in weit engeren Grenzen festgelegt werden.

Beseitigung des Verschnittes bei Betonsteifen.

Die verschiedensten Vorschläge zur Beseitigung des Verschnittes bei Betonsteifen sind ein Beweis dafür, daß der Lösung dieser Frage für das Baugewerbe eine sehr hohe Bedeutung zukommt. Da wir in dem verarmten Deutschland sparen müssen, wo es nur möglich ist, kann die Frage für uns nur dann als gelöst angesehen werden, wenn neben absoluter Sicherheit die Anschaffungs- und Unterhaltungskosten denkbar gering sind.

Beide Bedingungen sind durch den soeben auf den Markt gekommenen „Columbus“-Betonsteifenhalter erfüllt. Der „Columbus“-Sprießhalter ist in einigen Sekunden durch ungelernete Arbeiter anzubringen, zu lösen und immer wieder zu verwenden. Die Bausteifen werden in jeder Bauhöhe absolut sicher gehalten.

Bevor der „Columbus“-Sprießhalter auf den Markt kam, wurde er von seinem Konstrukteur praktisch ausprobiert.

Abb. 1 läßt die Halter, Abb. 2 den Abschluß der Proben erkennen, welche glänzend ausfielen. Trotz der hohen Belastung gaben die durch den „Columbus“-Steifenhalter verbundenen Baustützen keinen Millimeter nach.

Der „Columbus“-Sprießhalter wird von der Metallwarenfabrik Creußen, Bayern, hergestellt.

Erhärten von Beton in trockenem Wetter.

Die Baustoffprüfungsanstalt des Lewis-Instituts in Chicago hat gemeinsam mit der Kalifornischen Straßenbauverwaltung das Erhärten von Betonkörpern in trockenem Wetter unter verschiedener Behand-

¹⁾ Dies ist für deutsche Verhältnisse zunächst erforderlich, weil die oben angegebene Formel zur Ermittlung der 28-Tage-Festigkeit aus der 7-Tage-Festigkeit vorerst nur für amerikanische Durchschnittszemente gilt. Der Berichterstatte.

lung untersucht, und zwar bei 5 cm starker Abdeckung mit feuchter Erde 3, 7, 14, 26 und 80 Tage lang, bei Abdeckung mit Asphaltpappe an der Luft ohne Oberflächenbehandlung, bei Besprengung mit Chlorcalciumlösung verschiedener Verdünnung und bei Anstrich mit Wasserglas-(Natriumsilikat)-Lösung verschiedener Verdünnung. Geprüft wurden 518 Balken von $18 \times 25 \times 195 \text{ cm}$ und 75 Zylinder und Prismen von $15 \times 30 \text{ cm}$ nach 3 bis 90 Tagen Erhärtung.

Während der besonders wichtigen Zeit des Abbindens hat die Abdeckung mit feuchter Erde am besten die erforderliche Feuchtigkeit geliefert, nach 7 bis 14 Tagen jedoch keinen erheblichen Einfluß mehr gehabt, so daß Betonstraßendecken, 16 bis 24 Stunden unter feuchten Decken und 7 Tage unter feuchter Erde, bei Temperaturen nicht unter 21°C , unbedenklich nach 14 Tagen dem Verkehr übergeben werden können. Das Erhärten unter Asphaltpappe gibt ungefähr ebenso günstige Wirkung als unter feuchter Erde. Chlorcalciumbehandlung vermindert die Festigkeit erheblich, wenn es nach 3 Stunden gewaschen wird, dagegen nicht mehr wesentlich bei gleicher Behandlung nach 24 Stunden. Erhärten an offener Luft und unter Wasserglas vermindern die Festigkeit bedeutend.

Die Kugeldruckprobe ergab für die Oberflächen mit Chlorcalcium- oder Wasserglas-Behandlung und mit offener Erhärtung wesentlich größere Brüchigkeit als für diejenigen mit Erd- oder Asphaltpappen-Abdeckung. (Concrete vom Dezember 1925, S. 20.) N.

Eine neue Prüfung der Betonkonsistenz.

Berichtet nach Public Roads 1925, S. 121, von Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Für die Bestimmung der Betonkonsistenz, diesem zur Beurteilung von Beton wichtigen Faktor, sind im Laufe der Zeit zahlreiche Vorschläge gemacht worden. Nur wenige der Vorschläge sind so ausgestaltet worden, daß sie von praktischer Bedeutung wurden. In erster Linie zu nennen ist hier die sehr häufig angewandte besonders von Abrams empfohlene Slump-Probe¹⁾. Ihre allgemeine Anwendung ist dadurch verhindert, daß sie bei trockenen Betonmischungen, bei mageren Betonmischungen und bei Mischungen mit grobem Schottermaterial ziemlich versagt. Eine andere Methode ist die Fließtisch-Probe²⁾ (flow-test), die besonders als Laboratoriums-Methode gilt. Für die Baustelle soll sie wegen der Natur des Apparates angeblich unpraktisch sein. Weiterhin existiert die von Pearson und Hitchcock vorgeschlagene Eindringungsprobe (penetration test), deren Anwendung wiederum auf weiche Betonmischungen beschränkt ist.

Wegen des begrenzten Anwendungsfeldes der angeführten Methoden wurde eine neue Methode in Vorschlag gebracht, die besonders als Baustellenmethode gedacht ist. Prüfungsapparat und -methode werden wie folgt beschrieben: Über einem Kasten mit Federwaage befindet sich eine kreisrunde Eisenplatte mit 30 cm Durchmesser (vgl. Abb. 1 und 2, siehe Seite 209). Darüber ist ein Trichter angeordnet, dessen Ausgüßöffnung 30 cm² von der Oberfläche der Kreisplatte entfernt liegt und durch einen Blechschieber verschlossen werden kann. Der zu prüfende

Beton wird in den Trichter eingefüllt, der ungefähr 20 kg Beton fassen kann. Nach Öffnen des Schiebers fließt der Beton auf die Kreisplatte herab. Das Gewicht des auf der Kreisplatte liegenden Betons gilt als Maß für die Betonkonsistenz. Während der Beton aus dem Trichter herabfließt, wird die Kreisplatte durch Nasenhebel gestützt zur Entlastung der Waage. Erst wenn jegliche Bewegung im Beton beendet ist, wird der Hebel so eingestellt, daß die Waage in Tätigkeit tritt. Mit dem neuen Apparat wurden zahlreiche Untersuchungen angestellt. Bei einer Betonmischung 1:2:4 z. B. wechselte das Gewicht des auf der Platte zurückbleibenden Betons von 9,5 kg bei einem Wasserzementfaktor von 0,85 auf 2,7 kg bei einem Wasserzementfaktor 1,2. Größere Genauigkeit als auf 450–900 g wird nicht beansprucht.

¹⁾ Vgl. „Bauingenieur“ 1924, Seite 66.

²⁾ Bethke, Das Wesen des Gußbetons, Verlag Springer, Seite 16.

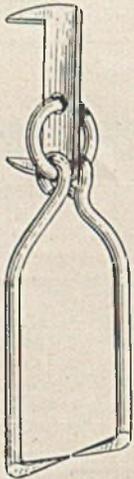


Abb. 1.



Abb. 2.

Interessant sind nun die Ergebnisse von Vergleichsuntersuchungen nach den drei Konsistenzmeßmethoden: Slump, Fließtisch und Konsistenzwaage. Sie sind in Abb. 3 zusammengestellt. Hiernach schneidet die Slump-Probé ganz schlecht ab, während die beiden andern Methoden gute Ergebnisse lieferten. Erfreulich gleichmäßige Ergebnisse zeigte auch der Fließtisch. Die Slump-Proben sollen in genauer Anlehnung an die diesbezüglichen Normen durchgeführt worden sein. Es erscheint indessen ganz unwahrscheinlich, daß der Beton mit Wasserzementfaktoren bis 1,05 bei der Slump-Probé noch nicht zusammengesackt sein soll, wo doch bei üblichen Mischungsverhältnissen 1:5 bis 1:7 und normaler Kornzusammensetzung bereits mit Wasserzementfaktoren 0,7—0,9 gut plastische Mischungen herauskommen müßten. Die mitgeteilten Ergebnisse sprechen stark zugunsten des Fließtisches. Der Berichterstatter für die neue Methode der Wäge-

Beziehungen über den ganzen Bereich der baupraktischen Betonkonsistenzen und Betonarten als gültig erweisen. Weitere Untersuchungen in dieser Hinsicht ergaben unter sich ähnliche, wenn auch im Vergleich zu Abb. 3 andere Kurven. Der Berichterstatter sieht sein früheres Urteil bestätigt. Wir vermögen uns indessen einer solchen Schlußfolgerung aus ähnlichen Kurven nicht anzuschließen. In Abb. 3 ist z. B. der anfangs steigende Festigkeitskurvenast sicher ein Zufall, da wir ja aus sämtlichen anderen Untersuchungen dieser Art wissen, daß die Betonfestigkeit bei Wasserzementfaktoren 0,8 bis hinauf zum Wasserzementfaktor von mindestens 0,4 immer noch wächst. Nichtsdestoweniger kann aber zugegeben werden, daß der neue Konsistenzprüfer Werte zu ergeben scheint, die recht gleichmäßig bleiben, im Gegensatz zu den Werten der Slump-Probé, die manchmal eine große Streuung aufweisen. Im Bereich der untersuchten Konsistenzen arbeitet aber der Fließtisch nicht minder gut. Und es kann nicht eingesehen werden, inwiefern die Natur des Fließtisches seine Anwendung auf der Baustelle weniger praktisch gestalten soll als die Natur der kaum minder komplizierten Konsistenzwaage. Es ist aber zu bedauern, daß bei den angestellten Untersuchungen nicht noch trockenere Mischungen mit Wasserzementfaktoren von etwa 0,4 bis 0,7 berücksichtigt wurden, um den tatsächlichen Abgrenzungs- und Geltungsbereich der einzelnen Konsistenzmeßmethoden noch besser herauszuarbeiten.

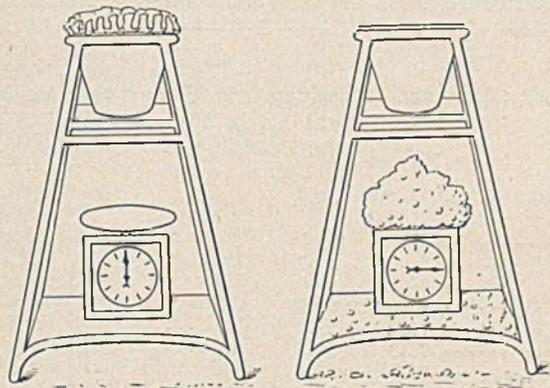
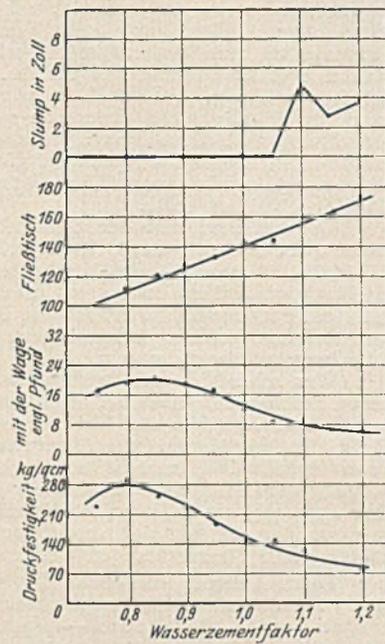


Abb. 1.

Abb. 2.

probe glaubt aber auf einen besonderen Vorzug dieser Methode hinweisen zu können. Es ist ihm die Ähnlichkeit der Festigkeitskurve mit der nach der Wagemethode bestimmten Konsistenzkurve aufgefallen (vgl. Abb. 3), und er urteilt hieraus, daß die neue Konsistenzprobe unmittelbar ein sehr gutes Bild von der vermutlichen relativen Festigkeit des Betons gäbe, sofern sich die durch die Kurven dargestellten

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Vertragsbedingungen der Reichsbahn und Haftpflicht. Durch die besonderen Bedingungen der Deutschen Reichsbahngesellschaft für Anlieferungen und betriebsfertige Aufstellung von Anlagen auf Eisenbahngeländen wird dem Unternehmer vielfach die Haftpflicht für alle bei den Arbeiten vorkommenden Unfälle und für deren Folgen aufgebürdet, ganz gleich, ob sich die Unfälle mit oder ohne Verschulden des Unternehmers oder seiner Angestellten und Erfüllungsgehilfen ereignet haben. In derartigen in Bauverträgen enthaltenen Klauseln wird z. B. bestimmt, daß der Bauunternehmer die Aufwendungen zu ersetzen hat,

„die die Reichsbahn infolge von Unfällen, die sich bei oder gelegentlich der Ausführung von Arbeiten des Unternehmers durch den Eisenbahnbetrieb ereignen, auf Grund gesetzlicher Vorschriften an die Leute des Unternehmers oder Dritte oder insbesondere an die Berufsgenossenschaften zu machen hat“.

Ein Unternehmer, der derartige Vertragsklauseln anerkennt, wird unter Umständen für einen Unfall, der sich auf einer seiner auf dem Eisenbahngelände gelegenen Baustellen ereignet, in unbilliger Weise doppelt mit Rentenkosten usw. belastet.

Nach § 1 des Reichshaftpflichtgesetzes vom 7. Juni 1871 haftet die Deutsche Reichsbahngesellschaft, wenn in ihrem Betrieb ein Mensch getötet oder körperlich verletzt wird, für den dabei entstandenen Schaden, sofern sie nicht zu beweisen vermag, daß der Unfall durch höhere Gewalt oder durch eigenes Verschulden des Getöteten oder Verletzten verursacht ist. Die Eisenbahn haftet also nicht nur für die Handlung ihrer eigenen Beamten und Angestellten, sondern unter Umständen auch für das Verschulden dritter Personen, z. B. des Unternehmers oder dessen Leute, ja sogar für Zufall, außer wenn dieser unter den Begriff der höheren Gewalt fällt. Ihre Haftpflicht wird noch dadurch verschärft, daß ihr die Beweislast obliegt, d. h. sie muß nachweisen, daß höhere Gewalt vorliegt oder daß der Unfall durch Verschulden des Ansprucherhebenden herbeigeführt wurde. Es liegt hier ein Fall der sogenannten „Gefährdungshaftung“ vor, die der Eisenbahn mit Rücksicht auf die bei ihr vorliegenden Betriebsgefahren auferlegt ist. Daraus folgt allerdings, daß Unfälle, die sich beim Bau oder bei der Reparatur ereignen, für sie nur eine Ersatzpflicht erzeugen, wenn die eigentliche Eisenbahnbetriebsgefahr, z. B. ein herannahender Zug, mitwirkte.

Nun ist jeder Arbeiter, Geselle und Betriebsbeamte in Baubetrieben gemäß §§ 537, 544 der Reichsversicherungsordnung gegen alle Unfälle, die sich bei Bauarbeiten ereignen, bei der Reichsunfallversicherung gegen Unfall versichert, d. h. die Berufsgenossenschaft hat ihm ohne Rücksicht darauf, ob ihn, den Unternehmer oder einen

Dritten die Schuld an dem Unfall trifft oder ob kein Verschulden vorliegt, den Schaden zu ersetzen, der durch die Körperverletzung oder Tötung entsteht. Es würde sich also ergeben, daß der Verletzte auf Grund des § 1 des Reichshaftpflichtgesetzes sowohl einen Anspruch gegen die Reichsbahngesellschaft, als auch auf Grund der Reichsversicherungsordnung gegen die zuständige Berufsgenossenschaft hat. Da es nun unbillig wäre, dem Verletzten den ihm entstandenen Schaden in gleichem Umfang von zwei Seiten zu ersetzen, bestimmt § 1542 der Reichsversicherungsordnung, daß der Schadensersatzanspruch, welchen der Versicherte oder dessen Hinterbliebene auf Grund gesetzlicher Vorschriften haben, auf den Träger der Reichsunfallversicherung, d. h. die Berufsgenossenschaft, übergeht. Die Berufsgenossenschaft, die dem Verletzten usw. nun eine Rente zahlt, kann auf Grund der vorgenannten Bestimmungen ihrerseits die Deutsche Reichsbahngesellschaft durch Regreß in Anspruch nehmen. Die Reichsbahngesellschaft hat aber durch die in ihre Bauverträge aufgenommenen Klauseln ihre Haftpflicht in vollem Umfang wieder auf den Unternehmer abgewälzt, so daß dieser in die eigenartige Lage versetzt wird, durch seine Prämienzahlungen an die Berufsgenossenschaft für die Haftpflichtgefahren in seinem Betrieb aufzukommen und andererseits nun für den Schaden, der dem Verletzten erwachsen ist, nochmals auf Grund seiner vertraglichen Haftpflicht eintreten zu müssen, d. h. er muß die erwachsenden Unkosten doppelt an die Berufsgenossenschaft abführen, das eine Mal in Form der Prämie, das andere Mal in Form des tatsächlich berechneten Schadens im Einzelfalle.

Gegen die vertragliche Überwälzung der der Reichsbahn obliegenden Haftpflicht hat der Reichsverband der Deutschen Industrie auf Veranlassung der interessierten Verbände bei der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahngesellschaft kürzlich Einspruch erhoben. Insbesondere hat er auch einen in den Vertragsbedingungen enthaltenen Satz: „dabei hat über die Anerkennung der Haftpflicht die Eisenbahnverwaltung allein zu entscheiden“ für unhaltbar bezeichnet, weil sich hierdurch die Reichsbahnverwaltung letzten Endes zum Richter in eigener Sache bestelle. Die Frage, ob die Bahn die Haftpflicht trifft, müsse von einer neutralen Stelle entschieden werden. Nunmehr hat die Deutsche Reichsbahngesellschaft sich zu der Frage wie folgt geäußert:

„Die in den besonderen Bedingungen der Reichsbahndirektion Berlin, „für Anlieferung und betriebsfertige Aufstellung von Anlagen auf Eisenbahngelände“, enthaltenen Bestimmungen über die Haftpflicht des Unternehmers entsprechen der bestehenden Rechtslage. Wenn darauf hingewiesen wird, daß die Bestimmungen schon insofern

vollkommen einseitig seien, als sie allein dem Unternehmer für alle bei den Arbeiten vorkommenden Unfälle und deren Folgen die Haftpflicht aufbürden, gleichviel ob ein Verschulden vorläge oder nicht, so dürfte hier eine irrtümliche Auslegung vorliegen. Denn die Bestimmungen sollen nur das Verhältnis der Reichsbahnverwaltung zum Unternehmer regeln, und soweit dieses in Frage kommt, soll der Unternehmer Unfälle, die sich bei Ausführung seiner Arbeiten ereignen, grundsätzlich zu vertreten haben. Die Regelung kann als unbillig nicht angesehen werden, zumal die Reichsbahnverwaltung nach dem letzten Satz dieser Bestimmung die Haftpflicht dann übernimmt, wenn der Unfall im Eisenbahnbetriebe sich ereignet hat, es sei denn, daß den Unternehmer oder seine Angestellten ein Verschulden trifft.

Ob und inwieweit der Unternehmer für Unfälle, die sich bei seinen Arbeiten ereignen, Dritten gegenüber haftpflichtig ist, richtet sich nach den gesetzlichen Vorschriften, insbesondere wird sich auch die Frage, ob und inwieweit der Unternehmer für Unfälle seiner Leute haftet oder inwieweit die betreffende Berufsgenossenschaft einzutreten hat, nach den gesetzlichen Bestimmungen, besonders auch der Reichsversicherungsordnung, regeln.

Was schließlich die Beanstandung des Schlußsatzes der fraglichen Bestimmung, nach der die Entscheidung über die Anerkennung der Haftpflicht allein der Eisenbahnverwaltung zusteht, anlangt, so dürfte die Anerkennung des Anspruchs bisher nur dann erfolgt sein, wenn irgendwelche rechtlichen Zweifel an der Verpflichtung zur Tragung der Haftpflicht nicht mehr bestanden haben. Wir werden aber trotzdem, um jeglichen Schein einseitiger Entscheidungsbefugnis zu vermeiden, die Streichung dieser Bestimmung anordnen, so daß im Streitfalle die zuständigen Gerichte zu entscheiden haben."

Diese Antwort entspricht den Grundsätzen, welche schon in einem Erlaß des Preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 28. Juli 1910 — VD 11638 — enthalten waren, d. h. es soll ein Rückgriff auf den Unternehmer in den besonderen Vertragsbedingungen nur unter der Voraussetzung vorgesehen werden, daß den Unternehmer oder einen seiner Angestellten (Bauführer, Aufseher usw.) ein Verschulden trifft.

Wenn eine derartige Regelung auch der Interessenlage der Reichsbahn entspricht, enthält sie für den Unternehmer eine große Härte, da er doppelt in Anspruch genommen wird, denn von seiner Berufsgenossenschaft kann er gemäß § 903 ff. RVO durch Regreß nur in Anspruch genommen werden, wenn festgestellt ist, daß er vorsätzlich oder fahrlässig bei Leitung oder Ausführung des Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst gehandelt hat. Die Reichsbahn nimmt aber gegen ihn schon Regreß, wenn nur irgendein Verschulden (z. B. eine Unachtsamkeit), das von ihm zu vertreten ist, vorliegt. Da es dem Unternehmer als dem weitaus Schwächeren schwer fallen wird, die vertragliche Überwälzung der Haftpflicht durch die Reichsbahngesellschaft abzuwehren, muß er Wert darauf legen, durch seine private Haftpflichtversicherung auch gegen die Haftpflichtansprüche gedeckt zu sein, die auf ihn auf Grund der Bauverträge überwält werden. Dr. R.

Die Vereinbarung über ein zentrales Lohnschiedsgericht im Baugewerbe. Die Verhandlungen über einen Reichstarifvertrag für das Baugewerbe, die am 11. und 12. Februar d. J. fortgesetzt wurden, sind ebenso wie bei früheren Versuchen wiederum an dem grundsätzlichen Gegensatz in der Arbeitszeitfrage gescheitert. Die Gewerkschaften waren nicht dazu zu bewegen, auf die Forderung der Arbeitgeber einzugehen, die im Winter und sonst durch ungünstige Witterung ausfallenden Arbeitsstunden durch längere Arbeitszeit im Sommer nachzuholen. Sie beharrten auf ihrem früheren Vorschlag, wonach jede Mehrarbeit im Sommer der Vereinbarung im Bezirk überlassen bleiben und nur im Falle augenblicklicher Arbeitshäufung (durch Facharbeitermangel, Wohnungsbau) vorübergehend zulässig sein sollte. Außerdem verlangten sie für jede Mehrarbeit einen Überstundenzuschlag von 10 %. Bei diesem grundsätzlichen Gegensatz war eine Einigung nicht möglich. Die Verhandlungen mußten als ergebnislos abgebrochen werden.

Da mit dem Scheitern der Reichstarifvertragsverhandlungen, wenn die Parteien ohne jedes Ergebnis auseinander gingen, für das Baujahr 1926 mit regellosen bezirklichen Verhandlungen und Kämpfen zu rechnen war, machte der unparteiische Verhandlungsleiter den Vorschlag, daß sich die Parteien über ein zentrales Lohnschiedsgericht einigen sollten. Nach langwierigen Verhandlungen kam eine Vereinbarung zustande etwa folgenden Inhaltes:

„Die laufenden bezirklichen Lohnabkommen können am 8. März zum 31. März d. J. gekündigt werden. Werden sie nicht gekündigt, so laufen sie bis zum 30. Juni dieses Jahres weiter. Wird ein Lohnabkommen zum 31. März gekündigt, so haben die bezirklichen Vertragsparteien des Abkommens in Verhandlungen einzutreten. Führen die Verhandlungen zu keinem Ergebnis, so ist das zentrale Lohnschiedsgericht anzurufen, welches in der Zeit vom 20. bis 31. März d. J. zu entscheiden hat. Das vom zentralen Lohnschiedsgericht festgesetzte Lohnabkommen gilt bis zum 30. Juni dieses Jahres. Die Entscheidung ist endgültig.

Die bis zum 30. Juni d. J. gültigen Lohnabkommen können spätestens am 8. Juni zum 30. Juni gekündigt werden. Erfolgt keine Kündigung, so läuft das Abkommen bis zum 30. September d. J.

weiter. Wird das Abkommen gekündigt, so gilt das gleiche Verfahren wie oben.

Das Abkommen über das zentrale Lohnschiedsgericht läuft bis zum 28. Februar 1927. Die Arbeiterverbände können jedoch das Abkommen bis zum 1. September kündigen. Machen sie von dem Kündigungsrecht Gebrauch, so endet die Zuständigkeit des zentralen Lohnschiedsgerichtes mit dem Tage der Kündigung, jedoch bleibt es für die Zeit bis zum 30. September im Rahmen seiner Zuständigkeit tätig. Wird das Abkommen von den Arbeiterverbänden nicht gekündigt, so gelten für die auf den 30. September d. J. folgenden Monate die gleichen Bestimmungen wie für die Zeit bis zum 30. September d. J."

Durch das Abkommen wird erreicht, daß mindestens bis zum 30. September 1926 Streiks oder Aussperrungen wegen des Lohnes nicht auftreten können. Es kann also voraussichtlich im kommenden Baujahr mit etwas größerer Ruhe gerechnet werden als im Jahre 1925. Cl.

Bauarbeiterlöhne und Indexziffern vom Januar 1924 bis März 1926. 1. Stundenlohn in Pfennigen¹⁾.

	Maurer	Tiefbauarbeiter	Maurer	Tiefbauarbeiter	
1913/14	72,44	50,8			
1924			1925		
Januar	58,0	47,8	Januar	86,8	64,9
Februar	58,0	47,7	Februar	88,0	65,7
März	58,7	48,0	März	94,4	69,4
April	63,9	51,8	April	98,8	71,8
Mai	73,6	55,9	Mai	102,8	75,6
Juni	75,3	57,1	Juni	111,2	78,4
Juli	77,1	58,1	Juli	111,4	79,3
August	81,0	60,7	August	112,0	79,6
September	81,2	60,9	September	116,1	80,1
Oktober	84,8	62,9	Oktober	116,6	79,9
November	86,3	64,5	November	116,6	80,0
Dezember	86,3	64,5	Dezember	116,6	80,0
1926			Maurer	Tiefbauarbeiter	
Januar			116,6	80,0	
Februar			116,6	80,0	
März			116,6	80,0	

2. Vergleich zwischen Lohnentwicklung und Entwicklung der Preise und Lebenshaltungskosten.

Die Lohnhöhe ist relativ zum Vorkriegsstand angegeben:

	Lohnmeßziffern (1913/14 = 100)		Amtl. Indexziffern	
	Maurer	Tiefbauarbeiter	Großhandelsindex	Reichslebenshaltungsinde ²⁾
1913/14	100	100	100	100
1924				
Januar	80,2	94,0	117,3	119
Februar	80,25	93,9	116,2	112
März	81,0	94,6	120,7	115
April	88,2	101,9	124,1	121
Mai	101,6	110,0	122,5	124
Juni	104,0	112,4	115,9	122
Juli	106,5	114,4	115,0	125
August	111,8	119,5	120,4	123,5
September	112,1	119,8	126,9	125
Oktober	117,1	123,8	131,2	131
November	119,2	127,0	128,5	132
Dezember	119,2	127,0	131,3	132,3
1925				
Januar	119,8	127,7	138,2	133,6
Februar	121,4	129,3	136,5	135,6
März	130,4	136,6	134,4	136,0
April	136,4	141,2	131,0	136,7
Mai	141,9	148,8	131,9	135,5
Juni	152,2	154,3	133,8	138,3
Juli	153,8	156,1	134,8	143,3
August	154,3	156,8	131,7	145,0
September	160,2	157,8	125,9	144,9
Oktober	160,9	157,3	123,7	143,5
November	161,0	157,5	121,1	141,4
Dezember	161,0	157,5	121,5	141,2
1926				
Januar	161,0	157,5	120,0	139,8
Februar	161,0	157,5	—	—
März	161,0	157,5	—	—

¹⁾ Gewogener Durchschnitt von 47 Großstädten.

²⁾ Die Indexziffern von Januar 1924 bis Januar 1925 sind proportional auf die von Februar 1925 ab angewandte neue Berechnungsart umgerechnet, um eine durchgehende einheitliche Vergleichsmöglichkeit zu bieten.

Kostensteigerung auf dem Gebiete der Bauten und Beschaffungen bei der Deutschen Reichsbahn. Nach einem von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn erstatteten Bericht über die finanzielle Lage der Deutschen Reichsbahn sind im Laufe des Geschäftsjahres 1925 auf dem Gebiete der Bauten und Beschaffungen eine große Reihe von Kostensteigerungen eingetreten, die für die Wirtschaft der Reichsbahn eine dauernde Verteuerung bedingten.

Die folgenden von der Reichsbahn angestellten Berechnungen dürften auch in Kreisen der Bauwirtschaft Beachtung verdienen. Nach den Angaben der Reichsbahn kosteten etwa:

	am 1. Okt. 1924 RM.	am 1. Dez. 1925 RM.	also Steigerung rd
1 cbm Erdaushub einschl. Absteifung	2,80	3,50	25 %
1 cbm Zementbeton	16,—	18,—	12 %
1 cbm aufgehendes Mauerwerk	40,—	45,—	12 %
1 lfd. m Abbinden des Dachverbandes	0,60	0,80	33 %
1 qm gespundete Dachschalung (23 mm)	3,40	4,—	18 %
Im ganzen kostet			
1 cbm umbauter Raum	28,—	34,—	21 %
1 lfd. m Gleisumbau bei Hauptgleisen	5,80	6,90	20 %
1 lfd. m Bettungserneuerung f. Hauptgleise	4,20	5,60	33 %
Umbau einer einfachen Weiche	350,—	465,—	33 %
Umbau einer doppelten Kreuzungsweiche	550,—	640,—	16 %

Auch auf dem Gebiet der Materialien zeigen sich bei einzelnen Stoffen Verteuerungen, so schon bei Stabeisen, das im Durchschnitt von 125 auf 134 RM. für die Tonne, also um 7 % gestiegen ist. Ferner sind Preissteigerungen eingetreten bei Ölen. So ist der Preis für 100 kg Mineralschmieröl von 23 RM. auf 27 RM., also um 17 % 100 kg Heißdampföl von 56 RM. auf 64 RM., also um 14 % gestiegen.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 24. Februar.)

Preuß. Gesetz über die Bereitstellung von Geldmitteln für die Ausgestaltung des staatlichen Besitzes an Bergwerken, Häfen und Elektrizitätswerken sowie zur Förderung der Landeskultur. Vom 16. Februar 1926. (Pr. Ges.-Samml. S. 50.) Für die in der Überschrift genannten Zwecke werden 150 Millionen Mark zur Verfügung

gestellt. Die Verteilung der Mittel wird durch besondere Gesetze geregelt. Die Ausführung des Gesetzes ist dem Finanzminister übertragen.

Ruhende Eisenbahnbauten. Der Verkehrsausschuß des Reichstages hat beschlossen, die Reichsregierung zu ersuchen, eine Zusammenstellung der im Bau befindlichen Haupt- und Nebenbahnstrecken, bei denen der Weiterbau ruht, dem Ausschuß vorzulegen. Am 5. März soll dann mit dem Reichsfinanz- und Reichsverkehrsministerium und evtl. einem Vertreter des Kommissars der Reichsbahngesellschaft beraten werden, ob und welche Mittel für den Weiterbau zur Verfügung gestellt werden sollen. Im Reichstag liegen Anträge auf Weiterbau folgender Linien vor: Münster—Dormund, Verden—Rotenburg, Hannover—Celle, Zwiesel—Bodenmais, Beilngrieß—Kunding, Eisenberg—Enkenbach (Pfalz).

Abschaffung der Wegebauvorausleistungen in Preußen. Im Hauptausschuß des preußischen Landtages wurde ein deutschnationaler Antrag angenommen, daß bei der Neugestaltung der Kraftfahrzeugsteuer die Wegebauvorausleistung beseitigt wird. Ferner fand ein Antrag der Sozialdemokraten auf Bau rationeller Kraftwagenstraßen Annahme.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V., Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland E. V., Berlin W 10, Lützowufer 1a.

Herr Karl Kübler, Ehrensenator der Technischen Hochschule Stuttgart, Vorsitzender der Württembergischen Gewerks-Berufsgenossenschaft, i. Fa. Karl Kübler A.-G., ist am 23. Februar im Alter von 57 Jahren verstorben. Die Bauindustrie erleidet durch sein Hinscheiden in noch rüstigem Alter einen schweren Verlust. Der Verstorbene leitete mit seinem Bruder Emil Kübler, 2. stellvert. Vorsitzenden unserer Gruppe Württemberg, die bereits seit über 150 Jahren bestehende, bekannte Firma Kübler in Stuttgart und Göppingen.

Am 2. März findet im Verbandshause eine Sitzung des Vorstandes des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes und des Hauptausschusses des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes statt. An den geschäftlichen Teil der Sitzung schließt sich eine in einfachem Rahmen gehaltene Feier zur Ehrung des langjährigen 1. Vorsitzenden und jetzigen Ehrenvorsitzenden des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes Herrn Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Rudolf Wollé, Leipzig, anlässlich der Aufstellung seiner Büste im Sitzungssaal und der Eröffnung des neuen Verbandshauses.

Zu den Fernsprechan schlüssen der Verbände: Nollendorf 3492 und 3493 ist der Anschluß Lützow 3915 hinzugekommen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 5 vom 4. Febr. 1926.

- Kl. 20 i, Gr. 4. B 119 371. Dipl.-Ing. Walter Brewitt, Charlottenburg, Berliner Str. 46. Füllstück für Schienenherzstücke. 21. IV. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 11. S 70 027. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignaleinrichtung für mehrflügelige Signale. 16. V. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 11. W 68 955. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heine-mann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zur elektrischen Betätigung von Schienenweichen und Signalen. 31. III. 25. Großbritannien 8. IV. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 16. L 64 051. Louis Laspeyres, Paris; Vertr.: R. H. Korn Pat.-Anwalt, Berlin SW 11. Elektropneumatische Stellvorrichtung für die Weichen von Gleisschienen. 18. IX. 25. Frankreich 24. IX. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 33. A 92 466. Minna Acker, Berlin-Frohnau, Nibelungenweg 2/3. Vorrichtung gegen Überfahren von Halt-signalen. 16. I. 25.
- Kl. 20 k, Gr. 9. S 64 756. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Aufhängeanordnung für Kettenfahr-leitungen elektrischer Bahnen. 12. I. 24.
- Kl. 35 b, Gr. 4. M 90 681. Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen. Fahrbarer Drehkran. 24. VII. 25.
- Kl. 81 c, Gr. 127. A 41 866. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Verfahren zum Ab-bau von Deckgebirgen mittels Abraumförderbrücke. 22. III. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 127. A 43 265. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Einrichtung zur Gewinnung von Deckgebirgsmassen mittels Abraum-förderbrücke. 18. X. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 127. A 43 266. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Abraum-förderbrücke. 18. X. 24.

- Kl. 84 a, Gr. 4. V 18 777. Dipl.-Ing. Alexander Vögt, Borna b. Leipzig. Verfahren zur Herstellung hohler Bauwerke für Talsperren, Dämme, Stütz- oder Futtermauern. 19. XII. 23.
- Kl. 84 c, Gr. 2. G 60 622. Grün & Billfinger, Akt.-Ges., Mannheim. Vorrichtung zur Herstellung von Ortpfählen. 5. II. 24.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 92 855. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr. Baggereimermesser. 9. II. 25.
- Kl. 85 c, Gr. 6. P 48 859. Hugo Putsch, Wellinghofen. Absitz-becken mit Filterung des abziehenden Wassers durch auf der Sohle und an den Wänden des Beckens angeordnete Filterschichten. 27. IX. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 5 vom 4. Febr. 1926.

- Kl. 5 c, Gr. 9. 425 500. Dr. Karl Mayer, Wien; Vertr.: P. Brögel-mann, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Verbindung für Druck-stollenrohre. 13. V. 23. M 81 372. Österreich 15. V. 22.
- Kl. 5 c, Gr. 10. 425 501. Josef Christgen, Dortmund, Heiliger Weg 70. Nachgiebiger Grubenstempel. 12. XI. 22. C 32 817.
- Kl. 5 d, Gr. 14. 425 417. Dr.-Ing. Arthur Gerke, Waldenburg, Schlesien. Im Anschluß an eine Schüttelrutsche arbeitende Bergeversatzmaschine. 25. I. 24. G 60 545.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 425 425. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfer-tal. Kettenfahrleitung ohne Zwischenmasten und mit entgegengesetzter Zickzackführung des Fahr- und Tragdrahtes für elektrische Bahnen. 19. X. 24. A 43 271.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 425 361. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher, u. Kurt Ullrich, Leipzig-Kleinzschocher, Windorfer Str. 62. Seil-unterstützung für Kabelkrane. 18. 12. 21. A 36 809.
- Kl. 84 c, Gr. 1. 425 327. Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Saugbrunnen für Grundwasserabsenkung. 10. V. 23. S 62 824.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 19. Februar 1926 sprach Herr Professor Dr. Moede vor der Arbeitsgemeinschaft deutscher Betriebsingenieure und zugleich im Rahmen der Vortragsreihe der D. G. f. B. über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen“ über „Rationalisierung der Handarbeit, Begriff der psychotechnischen Arbeitsrationalisierung, ihre Methoden und Ziele“.

Man kann nur im engeren Sinne von Handarbeit sprechen; sonst könnte man auch z. B. die Arbeit des Buchhalters als Handarbeit bezeichnen. Bei den Verrichtungen eines Schlossers, dessen Tätigkeit spezifische Handarbeit darstellt, liegt der Schwerpunkt bei seiner Geschicklichkeit und Aufmerksamkeit. In Wirklichkeit ist also auch die Handarbeit eine Zusammenarbeit der verschiedensten Funktionen des Gehirns und der Sinne, und wenn wir die Handarbeit rationell gestalten wollen, so ist es zunächst erforderlich, den Arbeitsvorgang in seinen Einzelheiten und seinen Anforderungen an den Arbeitenden zu untersuchen. Erst dann kann mit der Rationalisierung begonnen werden, die sich das Ziel gesetzt hat, eine Stetigkeit der Leistungen unter Wegfall aller Nebenzeiten, einen stetigen Fluß der Arbeit zu erzielen. Bei dem erstrebten Leistungsoptimum sollen die Arbeitsfunktionen im Sinne des Minimums beansprucht werden; auf keinen Fall ist bei der Rationalisierung an einen Raubbau an der Arbeitskraft gedacht.

Den menschlichen Sinnen kann die Arbeit durch günstige Kontrastwirkung wesentlich erleichtert werden. Allgemein bekannt ist ja, welche Rolle eine gute Beleuchtung spielt. Große Anforderungen stellen manche Arbeiten an die Aufmerksamkeit. Diese kann entlastet werden; so hat man durch geschicktes Sortieren der vielen verschiedenen Werkzeuge die Übersicht so verbessert, daß bedeutende Ersparnisse erzielt worden sind. Sodann ist die Bewegung nach Zeit, Kraft und Form zu studieren. Die Zeitdauer einer Handarbeitseinheit kann nur als Mittel aus einer längeren Arbeit bestimmt werden; dabei ist, je kürzer eine solche Arbeitseinheit ist, ein desto größerer Zuschlag für eventuelle Fehlgriffe und Unregelmäßigkeiten einzusetzen. Bei Kraftaufwand ist unnötige statische Arbeit zu vermeiden. Stehen ermüdet. Die Unterstützung des Rückens oder ganzer Körperteile ist angebracht. Was die Form des Arbeitsvorganges anbetrifft, so sind möglichst günstige Griffelder notwendig. Einen typischen Fall ungünstiger Form des Arbeitsvorganges stellt das Mauern dar. Neben diesem rein Mechanischen des Arbeitsvorganges ist das Physiologische zu untersuchen. Die Übung stellt einen wichtigen Faktor dar, dann der Kraftverbrauch, sobald eine gewisse Ermüdung eintritt, und schließlich die Konzentration. Um der Ermüdung entgegenzuwirken, legt man kurze Pausen ein, die nicht zu früh kommen dürfen, damit der Arbeit nicht ihr Schwung genommen wird, nicht zu spät, sonst kommt der Arbeiter nicht wieder zu Kräften. Durch Rhythmus wird die Leistung erhöht.

Nachdem der Vortragende diese notwendigen Untersuchungen des Arbeitsvorganges besprochen hatte, entwickelte er Grundsätze der Rationalisierung:

1. Der Arbeitsvorgang ist zunächst zu zerlegen, darauf sind verschiedene Arbeitselemente zweckmäßig zusammenzufassen. Zerlegung und Bindung sind notwendig.
2. Ein Zeitminimum ist anzustreben.
3. Desgleichen ein Kraftwirkungsmaximum.
4. Durch mehrfache Funktionen, wobei die Hauptleistung isoliert wird, kann Leistungsverdichtung erzielt werden.
5. Ein Leistungsfluß nach Menge und Leerlauf ist anzustreben.

Der Arbeitsvorgang zerfällt im allgemeinen in Vorbereitungsarbeit, Hauptleistung, Abschlußarbeit, Pause und wieder von vorn. Es ist nun zu erstreben, die Hauptarbeit zu isolieren und aneinanderzuschieben, so daß sie in stetigem Fluße ist, während die anderen nötigen Funktionen nebenbei durch andere Glieder oder mechanisch z. B. durch Arbeitsband auszuüben sind.

Man muß zunächst mit einer Arbeitsstudie beginnen, bevor man an neue Arbeitsmethoden herangeht. Grundsatz soll sein, einerseits die Arbeitsfunktionen so wenig wie möglich zu belasten, andererseits dem Manne Mehrfachfunktionen zuzumuten, die Hauptleistung zu isolieren und in stetigen Fluße zu bringen. Kein Raubbau an der Arbeitskraft soll eintreten, sondern Intensität im Sinne des Optimums und Beanspruchung im Sinne des Minimums, Leistungssteigerung bei gleichzeitiger geringerer Belastung ist das Ziel.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Bericht über das Jahr 1925.

Im Jahr 1925 war gegenüber den vorhergehenden Jahren die Vereinstätigkeit reger. Dies ist in erster Linie auf die Erleichterungen im Verkehr zwischen unbesetztem rechtsrheinischen und besetztem linksrheinischen Gebiete zurückzuführen, die Ende 1924 infolge Abzugs der französischen Besatzung von den rechtsrheinischen Gebietsteilen Badens eintraten.

So konnten in diesem Jahr zum erstenmal neben Vorträgen

und Mitgliederversammlungen auch Besichtigungen vorgenommen werden. Insgesamt fanden 3 Mitgliederversammlungen, 3 Vorträge aus den Reihen der Ortsgruppe und 3 Besichtigungen statt.

Die Vorträge behandelten folgende Themen: Im Januar Herr Dr. Zimmermann über „Hochwertige Zemente“; im März Herr Dr.-Ing. Döring über „Einfluß von Wind und Wärme auf hohe Schornsteine aus Eisenbeton“; im November Herr Direktor Meisenhelder (Wayss und Freytag A.-G.) über den „Bau des Frankfurter Stadions“.

Diese Vorträge fanden jeweils auch vor Angehörigen anderer technisch-wissenschaftlicher Vereine statt, die mit unserer Ortsgruppe zu einer losen Vortragsvereinigung zusammengeschlossen sind. Auf diese Weise war es unseren Mitgliedern möglich, noch eine ganze Reihe anderer Vorträge zu hören, die von Mitgliedsvereinen der Vortragsgemeinschaft veranstaltet wurden und teilweise äußerst interessante Gebiete der Technik und Wissenschaft behandelten.

Auch die Besichtigungen fanden stets in Gemeinschaft mit anderen Verbänden statt. Es wurden besichtigt: Im Februar die Walzmühle Ludwigshafen a. Rhein; im Mai das Ammoniakwerk Oppau der B. A. S. F.; im Juni das Murgkraftwerk mit der im Bau begriffenen Schwarzenbach-Talsperre. Die Besichtigungen wiesen durchweg einen recht befriedigenden Besuch auf.

Aus der weiteren öffentlichen Tätigkeit der Ortsgruppe muß die Stellungnahme zu dem hiesigen Wettbewerb der dritten Neckarbrücke hervorgehoben werden. Im Juni des Jahres war anlässlich des Preisausschreibens der dritten Neckarbrücke ein zweiter Preis drei hiesigen städtischen Baubeamteten zuerkannt worden, die bereits 1911 mit den Entwurfsarbeiten befaßt waren. Die Angelegenheit hatte hier heftigen Unwillen hervorgerufen und zu einer lebhaften Presseauseinandersetzung geführt. Unsere Ortsgruppe nahm in einer gut besuchten außerordentlichen Mitgliederversammlung eine Entschließung an, die dem Stadtrat übermittelt wurde und die unseren Protest zum Ausdruck brachte. Dieser Schritt fand gleichzeitig mit einem Vorgehen der hiesigen Ortsgruppe des B. D. A. statt. Die Eingabe wurde mit dem Bemerkten beantwortet, daß zu einem Einschreiten seitens des hiesigen Stadtrates keine Veranlassung vorläge. Aus dem inneren Leben der Ortsgruppe ist zu melden, daß die Zahl der Mitglieder, die Ende 1924 61 betrug, sich bis Ende Dezember auf 67 vergrößerte. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Ortsgruppe sich auch im letzten Jahre durchaus lebenskräftig erwiesen hat.

Dipl.-Ing. Engelmann.

Führer für die Berufswahl.

Der bevorstehende Ostertermin wirft für zahlreiche junge Leute die Frage auf, welchen Beruf sie wählen wollen. Wir weisen daher unsere Mitglieder erneut auf die Schrift von Dipl.-Ing. Baer „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs“ hin, die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für technisches Schulwesen und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen verfaßt worden ist. Die Schrift, die u. a. vom sächsischen Unterrichtsministerium den Schülern der höheren Lehranstalten und deren Eltern empfohlen worden ist, kann zum Preise von 0,50 RM. vom VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 7, bezogen werden.

Werbt neue Mitglieder!

Wir bitten unsere Mitglieder, für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen neue Mitglieder zu werben. Neue Mitglieder können vorläufig gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedsbeitrag noch das Jahrbuch 1925 erhalten.

Unbekannt verzogene Herren

mit der letzten, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen bekannten Anschrift.

Günther, Karl, stud. ing., Hannover, Wiesentstr. 34, Kar-damakias, Dr.-Ing., Köln, Hohenzollernring 77 (lt. Postvermerk nach Griechenland verzogen), Knietsch, Dr. Dipl.-Ing., Bremen, Kronenstraße 14, Krauss, Ludwig, Berlin-Friedenau, Hähnelstr. 14, Kruse, Friedrich, Dipl.-Ing., Heidelberg, Kronprinzenstr. 39, Maglakidze, Michael, cand. ing., Charlottenburg, Wernigeroder Str. 31, Schwegler, Hermann, Dipl.-Ing., Bauführer, Köln-Lindenthal, Theresienstr. 62, Thieme, Arthur, Mannheim, Heinrich-Lang-Str. 37/39, Völzke, Georg, Bauing., Humboldtstr. 29. — Wir bitten uns dabei behilflich zu sein, die jetztgültigen Anschriften zu ermitteln.

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember d. Js. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldmöglichst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.