DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG. BERLIN, DEN 30. SEPTEMBER 1922. No. 15.

Eisenbeton-Rippendecke, 22×22 m freitragend, über einem Hochspannungs-Versuchsfeld.

Von Professor Dr.-Ing. Kögler, Bergakademie Freiberg i. Sa.

Allgemeine Anordnung.

Mit der fortschreitenden Elektrisierung ganzer Landstriche und mit der Vergrößerung der Versorgungsgebiete der Kraftzentralen wachsen die Anforderungen, die an die Hochspannungstechnik und damit auch an die Isolatoren gestellt werden. Die vorhandenen Prüf- und Versuchsfelder der Porzellanfabriken werden vergrößert, um die vorliegenden Erfahrungen zu vervollständigen und um zur Lösung der wesentlich erweiterten Fragen wissenschaftliche Versuche vornehmen zu können und die technisch und wirtschaftlich günstigsten Lösungen zu finden.

Als erste Fabrik Europas schritt die zum Stupp-Konzern gehörige Porzellanfabrik Kahla in ihrem Werk Freiberg i. Sa. zur Erbauung eines für diese Versuche geeigneten Versuchsfeldes für 1 Million Volt.

Unter Übergehung des elektrischen Teiles wird es hier interessieren, einiges über die bauliche Ausgestaltung zu erfahren, da ein Versuchsfeld von dieser Größe bisher noch nicht bekannt war, und da es eine in mancher Beziehung neuartige Konstruktion verlangte.

Abmessungen und Bedingungen für den Entwurf. Im Gegensatz zu den amerikanischen Versuchsfeldern wurde ein völlig umbauter, witterungs- und lichtsicherer Raum gewählt, der allein die Gewähr für peinlich genaue Durchführung wissenschaftlicher Versuche gibt. Platz für Freiluftprüfungen war auf dem Dach dieses Versuchsfeldes vorzusehen. Die Grundrißabmessungen ergaben sich aus den für den elektrischen Teil zu stellenden Forderungen zu 22×22 m, die Höhe zu mindestens 12 m. Die Seitenwände wurden ohne Fensteröffnungen angelegt, da für längeres Arbeiten im abgeblendeten Raum keine der bisher bekannten Verdunkelungsvorrichtungen genügt. An der Decke waren zwei elektrische Hängebahnen anzuordnen, um die Prüfobjekte in jede erforderliche Stellung, senkrecht und seitlich verschiebbar, bringen zu können. Die Decke selbst war begehbar und möglichst eben auszubilden, um die vorerwähnte Möglichkeit für Freiluftprüfungen zu geben. Die Decke hatte für diese Zwecke zwei Durchführungen für je 500 000 Volt aufzunehmen, wobei jede Öffnung ein Gewicht von 10 t trägt (s. später). Für die Konstruktion der Decke war ferner bestimmend, daß Stützen im Raume aus elektrischen Gründen zu vermeiden waren und die Auflagerung zweckmäßig auf allen vier Umfassungswänden zu erfolgen hatte, ohne daß sie auf diese einen Schub ausüben durfte.

Mit Rücksicht auf die Temperatureinflüsse erschien eine einheitliche Bauweise geboten. Die eigentliche Dachhaut mußte, um den Wärme- und Kältedurchgang zur Vermeidung von Schwitzwasser nach Möglichkeit einzuschränken, massiv sein; die Tragrippen erhielten also zweckmäßig die gleiche Bauweise. Die Anstricherneuerung einer Eisenkonstruktion hätte bei der großen Höhe jedesmal erhebliche Schwierigkeiten und Kosten verursacht und Betriebseinstellung bedingt.

Wahl des Tragsystems — Lasten. So kam man durch diese Bedingungen nahezu zwangläufig zu einer Eisenbetonrippendecke, und es blieb nur noch die Aufgabe übrig, diese so bauwirtschaftlich wie möglich zu gestalten. Das Belastungsschema der eigentlichen Nutzlasten ist in Abb. 1, S. 114 gegeben; es wirken zwei Einzellasten von je 10 t und die Belastung der beiden Kranbahnen. Auf jeder bewegen sich drei Elektrohängebahnwagen mit je 1,5 t Gesamtlast, sodaß in jedem Punkte jeder Kranbahn eine Belastung von 4,5 t zusammenkommen kann. Stellen die 10 t Lasten eine ortsfeste Belastung dar, so hat man dagegen diese 4,5 t-Lasten als beweglich anzusehen. Außerdem muß das Dach selbstverständlich die üblichen Schneelasten tragen; für diese sind 75 kg/m² angesetzt

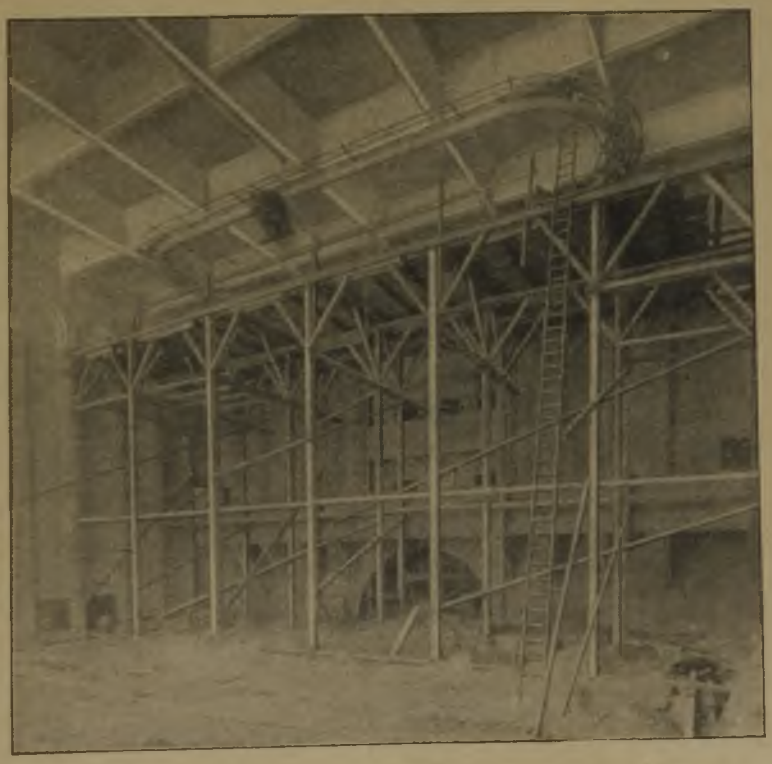


Abb. 3. Decke in der Ausführung mit Rüstung.

unter der Annahme, daß bei schneebedecktem Dach keine Versuche auf ihm stattfinden, die eine große Zahl von Menschen oben versammeln. Aber auch hinsichtlich des auf dem Dache bei Versuchen etwa eintretenden Menschengedränges konnte man die Annahme zulassen, daß auf jeden Quadratmeter der über 500 qm großen Fläche des Daches wohl kaum je zwei Personen entfallen dürften, sodaß eine Belastung durch Menschengedränge von 75 kg/m² als ausreichend angesehen werden kann. Diese ist der Berechnung zugrunde gelegt worden.

An toten Lasten hat die Decke zu tragen:

a) das Gewicht der wasserdichten Asphaltpappenabdeckung einschließlich einer 3 cm starken Auflage von Bimsbeton, die die Isolierschicht vor der Sonnenbestrahlung und vor mechanischen Beschadigungen zu schützen hat, insgesamt 50 kg/m²;

b) das Gewicht einer untergehängten Rabitzdecke aus Gips von etwa 50 kg/m² Gewicht, deren Zweck weiter unten erläutert ist;

c) das Gewicht der eigentlichen tragenden Teile aus Eisenbeton.

Gestaltung der Decke. Da das Gewicht der Eisenbetonkonstruktion (wie die statische Berechnung ausweist) mehr als doppelt so groß ist als die Gesamtheit der übrigen gleichmäßig verteilten Lasten, so war seine Herabminderung ausschlaggebend für die wirtschaftliche Gestaltung der Decke. Eine Verwendung von leichtem Beton kam wegen der Zweifel an seiner Festigkeit und Tragfähigkeit, wegen der Schwierigkeiten der guten Herstellung und wegen der Kosten nicht in Frage. Man mußte vielmehr bestrebt sein, alle Bauteile in ihren Abmessungen so knapp wie möglich zu halten, besonders diejenigen, die für die statische Tragfähigkeit erst in zweiter Linie stehen. Das hat vor allem dazu geführt, die Dicke der Rippen auf das geringste praktisch ausführbare Maß von 20 cm einzuschränken.

Weiterhin kam es darauf an, möglichst viele Bauteile zur Aufnahme der großen Momente, die sich aus der Spannweite von über 22 m ergeben, heranzuziehen. Diese Überlegung führte dazu, die Balkenrippen als in beiden zueinander senkrechten Richtungen tragend anzunehmen, d. h. die ganze Decke von der Grundfläche von 22×22 m somit als ringsum aufliegend zu berechnen. Daß auch die Deckenplatte in jedem Rippenviereck selbst nach diesem wirtschaftlichen Gesichtspunkte berechnet und bewehrt worden ist, kann wohl von vornherein als selbstverständlich gelten.

Das Neue und Eigenartige der Konstruktion besteht sonach darin, daß man eine Decke vor sich hat, die quadratischen Grundriß besitzt, auf allen vier Seiten aufliegt und über 22 m weit gespannt ist.

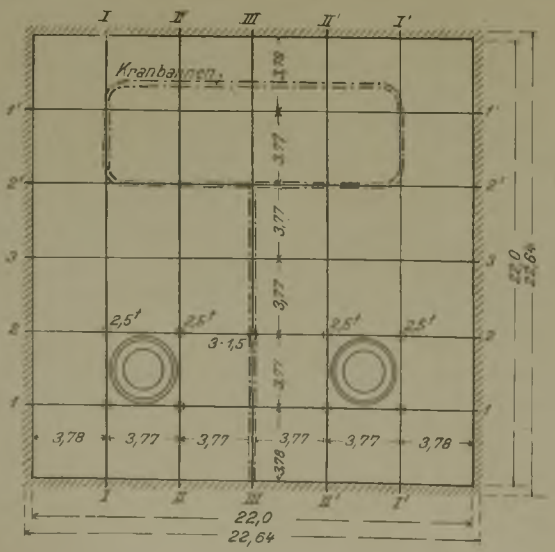


Abb. 1. Uebersicht der Deckenanordnung.

Abb. 2, S. 116 gibt einen Blick in den Prüfraum vor seiner Einrichtung mit Blick gegen die Decke, Abb. 3, S. 113 desgl. mit einem Teile der Rüstung.

Statische Auffassung des Tragwerks.

Dabei entsteht die Frage, wie ein solches Tragwerk zu berechnen ist, d. h. als was es statisch wirkt:

a) Ist es ein System von sich rechtwinklig kreuzenden Balken, für die nur die Bedingung besteht, daß sie an ihren Kreuzungspunkten gleiche Senkungen aufweisen müssen, daß aber jeder im übrigen sich senken und verdrehen kann, wie er will? oder

b) Kann das ganze Tragwerk als eine einheitliche Eisenbetonplatte (Rippenplatte) aufgefaßt werden, die sich wie jede ebene, ringsum aufliegende volle Platte verhält?

Es sei gleich vorweg bemerkt, daß eine Entscheidung in dieser Frage nicht getroffen worden ist, weil sie sich wohl nur im Wege ganz außerordentlich umfangreicher Rechnungen beantworten läßt. Es ist für die endgültige Ermittlung der Abmessungen ein Mittelweg zwischen den beiden Auffassungen a) und b) gewählt worden. Damit aber ein Urteil über die Berechtigung dieses Vorgehens möglich und ein Anhalt nach beiden Seiten hin gegeben sei, erscheint es angebracht, die beiden durch a) und b) gekennzeichneten Auffassungen über die statische Wirksamkeit des Tragwerkes zunächst einmal ganz kurz zu beleuchten.

Fall a): Das Tragwerk besteht aus zehn Rippen, die zu je fünf in zwei zueinander senkrechten Richtungen verlaufen, auf den Mauern frei aufliegen und nur an ihren Kreuzungspunkten miteinander verbunden sind, und das auch nur insoweit, als sie dort gleiche Senkungen aufweisen, d. h. also aufeinander nur lotrechte Stützdrücke ausüben. Eine andere Verbindung zwischen den Balken wird nach dieser Auffassung nicht in Rechnung gestellt; unberücksichtigt bleibt die Tatsache, daß jede Rippe in der zu ihr Senkrechten eigentlich als voll eingespannt angesehen werden muß, sodaß sie an der Kreuzungsstelle außer dem lotrechten Stützdrucke ein Einspannungsmoment in ihrer lotrechten Ebene übertragen kann, und daß sie auch, wenn die zu ihr senkrechte Rippe sich durchbiegt, ein Verdrehungsmoment um ihre eigene Längsachse erfährt; nicht berücksichtigt wird auch die Tatsache, daß die Entfernung zwischen 2 parallelen Rippen sich bei einem verschiedenen Maß der Durchbiegung beider eigentlich ändern müßte, hier aber wegen der Verbindung durch die dazu senkrechten Rippen konstant bleiben muß, was also Zugspannungen längs der Verbindungsrippen zur Folge haben müßte.

Fall b): Das ganze Tragwerk wird trotz der Rippen und trotz der Höhe als eine volle, ebene und ringsum aufliegende Platte angesehen (natürlich nicht für die Berechnung der Schubspannungen!). In einer solchen Platte ist jedes Teilchen mit seinen Nachbarn so verbunden, daß es Kräfte und Momente in jeder beliebigen Richtung aufnehmen und übertragen kann. Dasselbe gilt auch für alle Streifen, in die man sich eine solche Platte zerlegt denken kann. Der Zusammenhang zwischen zwei parallelen Streifen ist also dadurch gekennzeichnet, daß sowohl Zug- wie auch Schubkräfte in allen 3 Richtungen des Raumes, und daß sowohl Biegungs- wie auch Verdrehungsmomente in allen möglichen Ebenen übertragen werden, und daß infolgedessen ein wesentlich größerer Zusammenhang zwischen den Streifen vorhanden ist, als zwischen den Balken nach der Auffassung a). Die dort unberücksichtigt gebliebenen Tatsachen wären also hier in Rechnung zu stellen; die Rechnung muß sich ganz außerordentlich schwierig gestalten.

Für eine Platte, die Vorstehendem entsprechend statisch aufzufassen ist, hat Marcus im „Armierten Beton“ 1919, Mai bis Dezember, eine Berechnung und Ergebnisse entwickelt, die hier Anwendung finden sollen. Sie gelten für eine quadratische dünne, elastische Platte, die ringsum aufliegt, und es wäre zunächst die Frage, ob unser vorliegendes Tragwerk mit

seinen Rippen und deren großer Höhe als eine solche Platte gelten kann. Was zunächst die Stärke anlangt, so ist sie an sich wohl groß, beträgt aber im Vergleich zur Stützweite doch nur im Mittel etwa $^1/_{16}$, würde also dem Fall entsprechen, daß eine 10 cm starke Platte 1,60 m weit gespannt wäre. In diesem Fall dürfte wohl kaum Jemand bezweifeln, daß es sich um eine dünne Platte handelt. Und Elastizität müssen wir selbstverständlich auch hier ebenso gut voraussetzen, wie in allen anderen Fällen der Anwendung der Elastizitätstheorie auf die Eisenbetontragwerke, z. B. bei Rahmen usw. Die Tatsache endlich, daß das Tragwerk nicht eine volle Platte ist, bedeutet zwar, daß es nicht einen so vollkommenen Zusammenhang in sich besitzt wie eine Platte, besagt aber doch noch nicht, daß nun jeglicher Zusammenhang zwischen den Rippen fehlte und daß nur die Betrachtung nach Auffassung a) zulässig wäre. Die Rippen besitzen an ihren Kreuzungsstellen durch die Zug- und Schubfestigkeit des Betons, vor allem aber durch die gemeinsame Druckplatte von 10 cm Stärke mit ihrer durchgehenden Bewehrung und durch die die Unterkanten der Rippen verbindenden Eiseneinlagen einen so guten Zusammenhalt, daß man das ganze Tragwerk mit Recht als eine einheitliche Platte trotz der Hohlräume ansehen kann.

Die in der oben genannten Quelle von Marcus angestellte Rechnung ist nun für zwei verschiedene Fälle durchgeführt:

b, 1. Die quadratische, ebene Platte ist an ihren vier Rändern auf den Mauern so gelagert, daß die Ränder sich von der Mauer nicht abheben können, also immer genau gerade bleiben müssen. Dabei entstehen längs des Randes, z. B. in dem auf der Mauer liegenden Randstreifen, Verdrehungsmomente um die Längsachse dieses Streifens, sog. Randdrillungsmomente. Die Platte muß imstande sein, diese Drillungsmomente an ihrem Rande aufzunehmen.

In unserem Falle würde das heißen, daß die Decke außer den zehn Rippen in zwei zueinander senkrechten Richtungen noch einen die Enden der zehn Rippen umfassenden und verbindenden Randbalken besitzen müßte; er hätte die Verdrehungsspannungen aufzunehmen, d. h. in ihm müßten die Rippenenden starr eingespannt sein, und die Unterschiede in den Einspannungsmomenten bzw. ihrer Summen wären durch den Randbalken auszugleichen. Die Nachrechnung ergab aber dabei für diesen so starke Abmessungen und Bewehrung, daß er das Ganze unwirtschaftlich machen mußte; der Eisenbeton ist eben zur Aufnahme von Verdrehungsmomenten wenig geeignet.

Das Tragwerk unserer Decke konnte also trotz des vorgesehenen Randbalkens nicht als eine volle, ebene Platte angesehen werden, die auf ihren Umfassungsmauern so aufliegt, daß ihre Ränder durchaus gerade bleiben, und die die sämtlichen Randdrillungsmomente aufnimmt.

b, 2. Der zweite von Marcus angenommene und durchgerechnete Fall*) setzt wiederum voraus, daß es sich um eine quadratische, ebene, dünne und elastische Platte handelt, die diesmal aber auf den vier Umfassungsmauern so gelagert ist, daß sie dort keine Drillungsmomente aufzunehmen braucht, sondern sich längs ihrer Ränder leicht wölben kann. Die Platte hätte dabei das Bestreben, sich an ihren Ecken von den Auflagermauern abzuheben. Damit ist nicht gesagt, daß überhaupt keine Drillungsmomente mehr auftreten; sie sind nur an den Rändern gleich Null, an den anderen Stellen des Plattengrundrisses aber noch vorhanden.

Ihre Entstehung und Wirkung wird klar, wenn man einmal die beiden, oben als a) und b) bezeichneten Auffassungen unseres Tragwerkes einander gegenüberstellt, einerseits das System der zehn Rippen, die unverbunden nebeneinander liegen, und für die keine andere Bedingung besteht, als daß sie an ihren Kreuzungspunkten gleiche Senkungen aufweisen müssen, und andererseits die volle Platte, deren sämtliche Streifen nach allen Richtungen hin miteinander verbunden sind und Kräfte und Momente in jedem Sinn aufeinander übertragen können. Hierzu dient die Abbildung 4 und folgende Ueberlegung: Bei einer über die ganze Decke

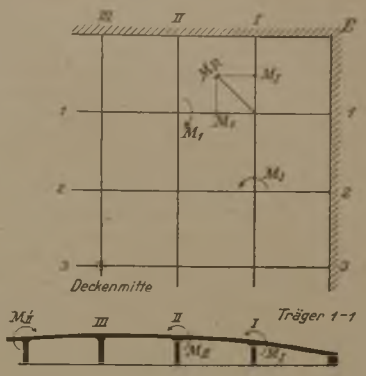


Abb. 4. Zur Berechnung nach b 2.

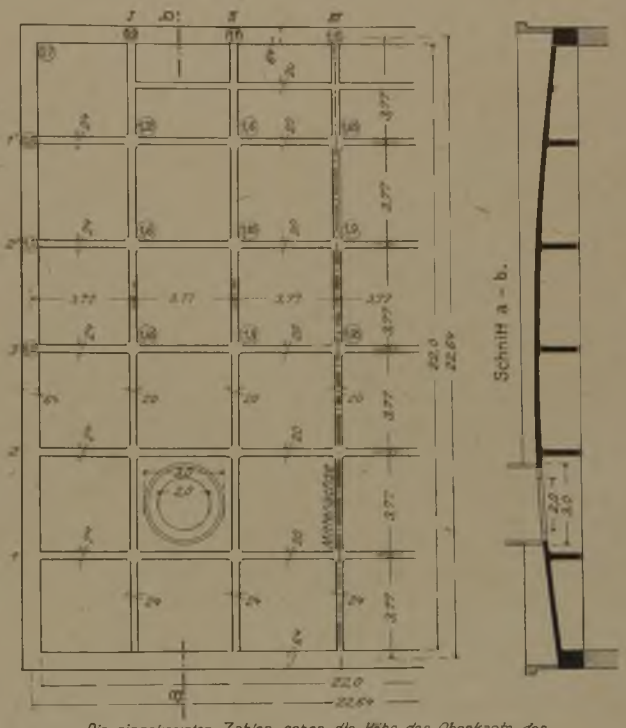


Abb. 6. Darstellung des Decken-Systems

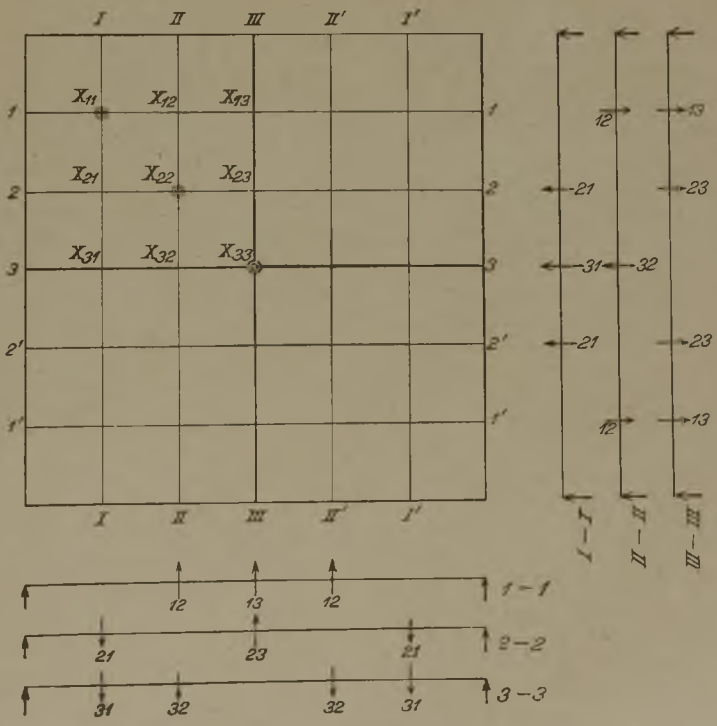


Abb. 5. Zur statischen Berechnung Fall a.

*) Arm. Beton 1919. Oktober S. 248.

verteilten gleichmäßigen Belastung biegt sich der Träger 2 — 2 mehr durch als 1 — 1; er zeigt sowohl an seinem Auflager, wie auch an den Schnitten mit I — I und II — II eine stärkere Neigung der Biegelinie; das Stück des Trägers I — I, das zwischen 2 — 2 und 1 — 1 liegt, wird durch diese Verschiedenheit der

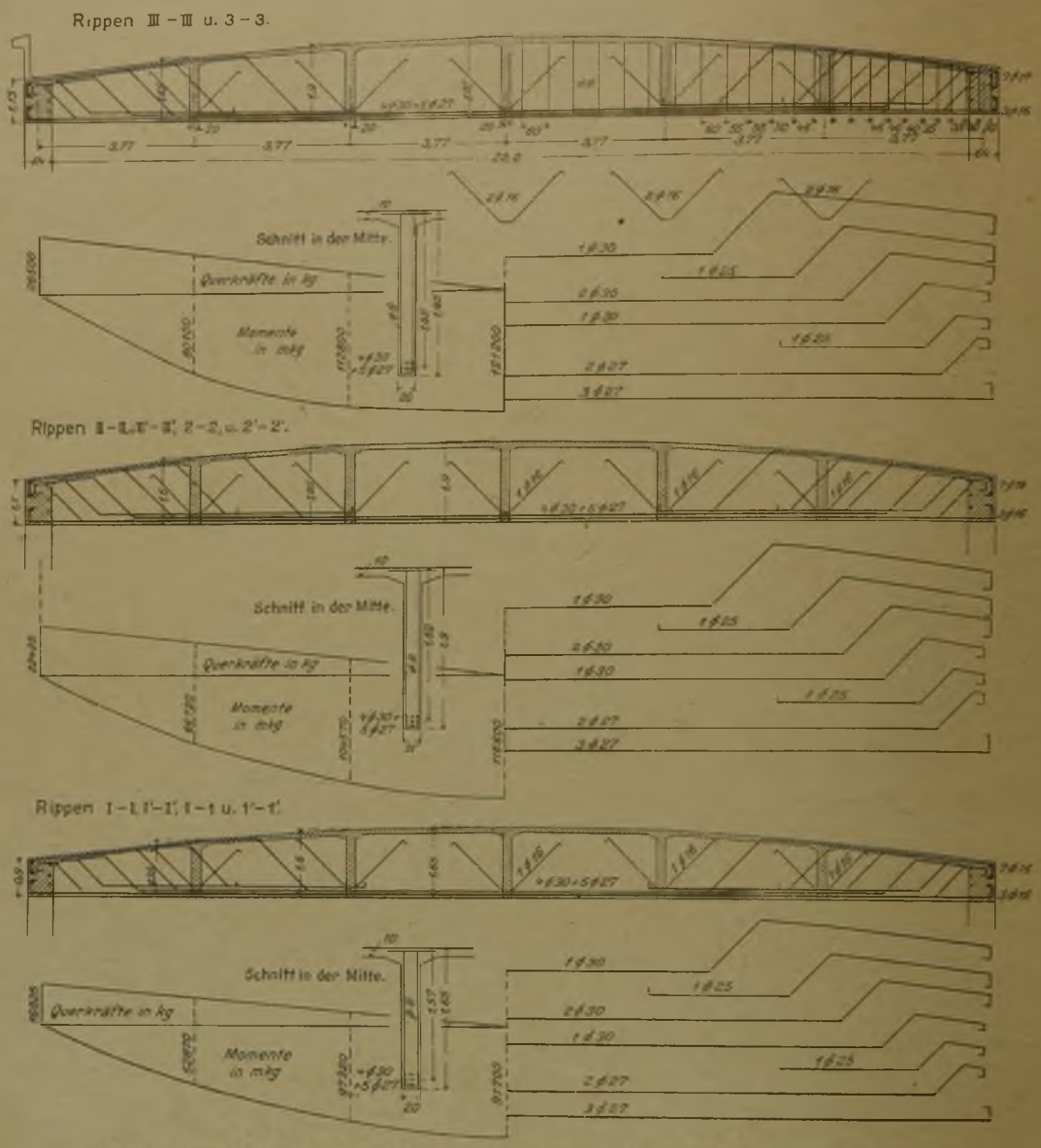
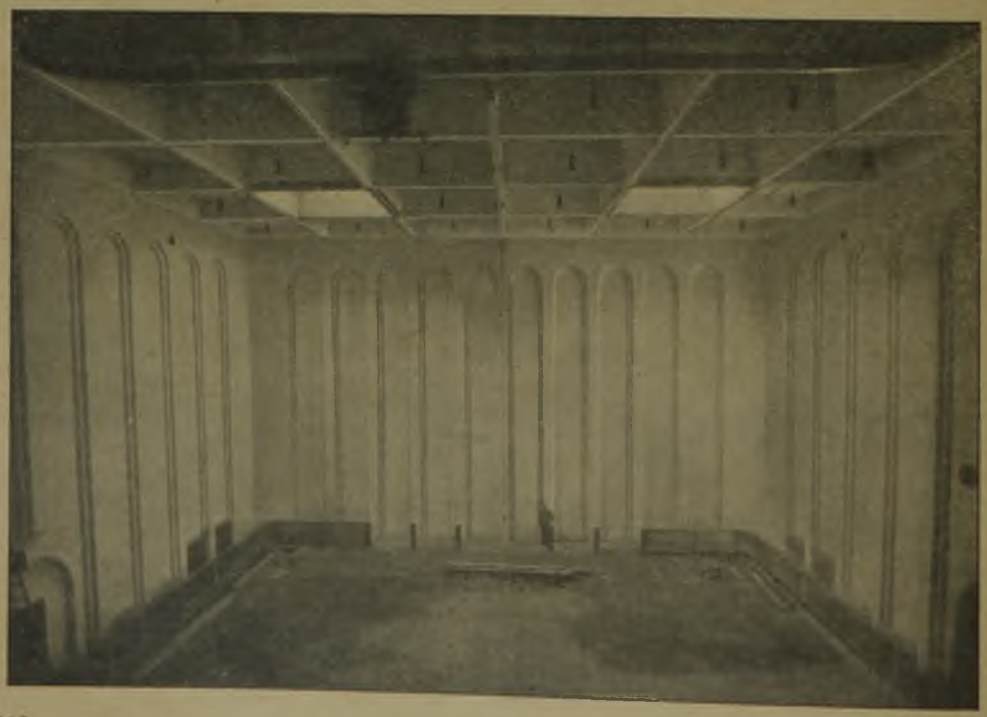


Abb. 7. Ausbildung der Rippen und Anordnung ihrer Bewehrung.



Neigungswinkel auf Verdrehung beansprucht und zwar in Abb. 4 von vorn gesehen links herum, wie der Pfeil andeutet. Das Gleiche gilt selbstverständlich für alle anderen Träger; z. B. erfährt das Stück von 1 — 1 zwischen II – II und I—I gleichfalls eine Verdrehung, weil II—II sich mehr durchbiegt und demgemäß neigt als I—I. Diese Verdrehung geht, in Abb. 4 von links her gesehen, rechts herum, wie ebenfalls der Pfeil zeigt. Stellt man die Momente durch Strecken dar, M_I und M_1 und setzt sie nach dem Parallelogramm der

Abb. 2. Blick in den Raum vor der Einrichtung.

Momente zusammen, so ergibt sich M_R, in der Ebene der Diagonale der Deckenplatte wirkend und so drehend, daß Ecke E gegen Schnittpunkt I mit 1 gehoben wird.

Zeichnet man in Abb. 4 auch noch das Verdrehungsmoment ein, das im Träger II — II zwischen 2 — 2 und 1 — 1 entsteht und das denselben Sinn hat wie M_I in I—I, so leuchtet ein, daß die beiden Verdrehungsmomente M_I und M_{II} zusammen mit den ihnen entsprechenden M_I' und M_{II}' auf der linken Hälfte des Trägers 1—1 in diesem eine Erhöhung der Biegungsmomente bewirken müssen. Diese Überlegung führt zu dem Ergebnis, daß, wenn man nach der Auffassung b) rechnet, die äußeren Träger 1—1 größere Momente erhalten, die inneren 3—3 aber kleinere, weil sie durch die Verdrehungsmomente entlastet werden, was die Ergebnisse bestätigen.

Gang der statischen Berechnung.

Da, wie schon oben ausgeführt, eine Entscheidung darüber nur äußerst schwer zu treffen ist, welche der beiden Auffassungen — a) oder b) — das statische Wirken des Tragwerkes am richtigsten trifft, so ist die Berechnung nach beiden Rechnungsgängen durchgeführt worden. Der Ermittlung der notwendigen Abmessungen und der Nachrechnung der Spannungen liegen dann die Mittelwerte aus beiden Verfahren zu Grunde. Über die Berechtigung dieser Mittelbildung ist oben schon Einiges gesagt. Die Auffassung unter a) berücksichtigt nicht alle Zusammenhänge und Arten der Verbindung und Versteifung, weshalb die Momente der Mittelbalken sich zu groß ergeben. An dieser Feststellung kann aber nach den oben gemachten Darlegungen über die Außerachtlassung der tatsächlich vorhandenen Steifigkeit des Tragwerkes kein Zweifel bestehen.

Die Auffassung b) setzt dagegen mehr Zusammenhänge der einzelnen Teile voraus, als tatsächlich hier wahrscheinlich bestehen.

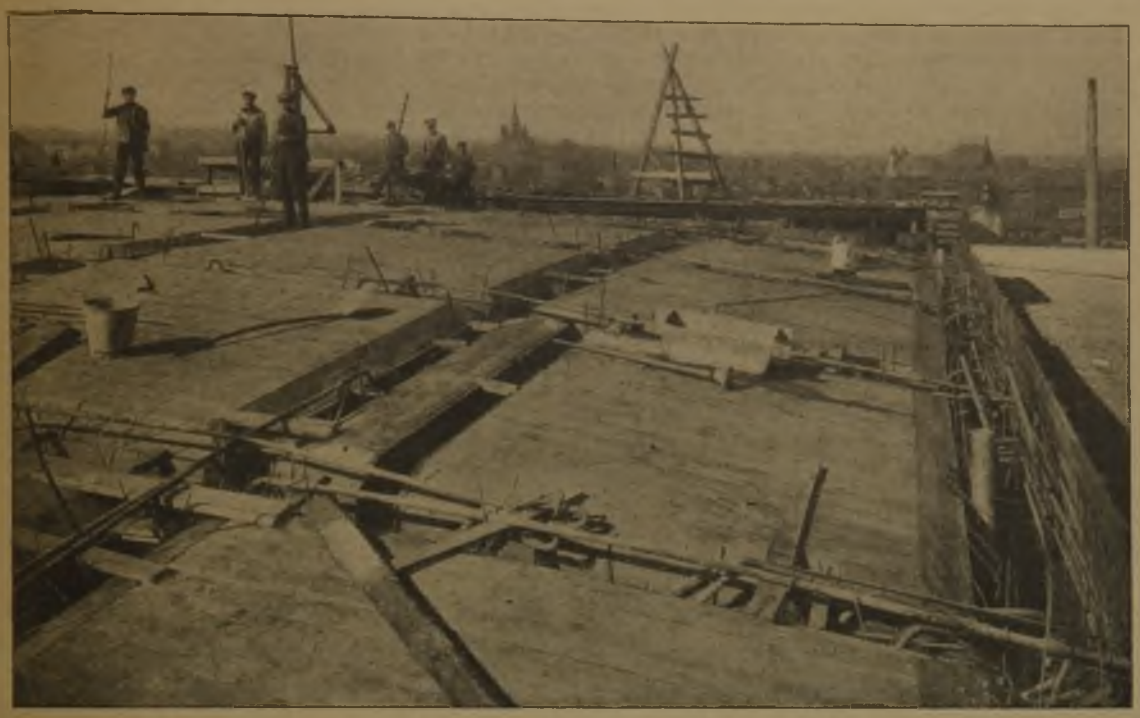


Abb 8. Blick auf die fertige Schalung der Decke von oben her.

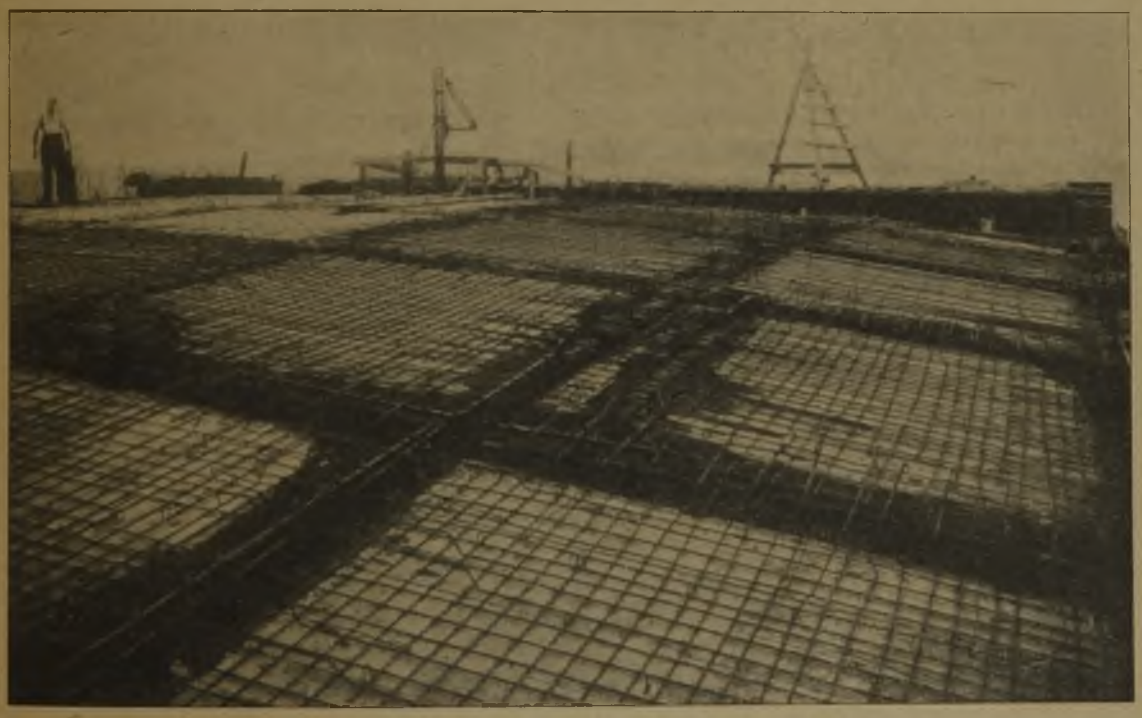


Abb. 9. Blick auf die Decke nach Auflegung der Eisenbewehrung.

Fall a): Das System der zehn sich kreuzenden Rippen ist 25fach statisch unbestimmt. Wegen der Symmetrie des Tragwerkes und bei Symmetrie der Belastung (gleichmäßige Verteilung) bleiben in einem Quadranten der Decke noch neun Unbekannte, wie in Abb. 5, S. 115 eingeschrieben, übrig. Da aber die Durchbiegungen der Träger 1 und I im Punkte 11, der Träger 2 und II im Punkte 22 und der Träger 3 und III im Punkte 33 einander gleich werden, so sind die statisch unbestimmten Größen in diesen Punkten gleich Null. Von den nun noch verbleibenden sind wegen der Symmetrie die in den Punkten 12 und 21, die in 23 und 32 einander gleich, sodaß die Zahl der Unbekannten auf drei zurückgeht: $X_{12}=X_{21}$, $X_{13}=X_{31}$ und $X_{23}=X_{32}$. Der Sinn der Kräfte X, so wie er in Abb. 5 eingetragen ist, ergibt sich aus einer einfachen Überlegung über die Größe der auftretenden Durchbiegungen. Daraus folgt, daß X_{13} am größten werden muß, weil es am einen Träger im 1. Drittel vom Auflager aus, am anderen im 3. Drittel wirkt, daß X_{23} sich am kleinsten ergeben und daß X_{12} einen Mittelwert aufweisen muß. Der Rechnungsgang bietet sonst nichts Besonderes; die Werte für die Durchbiegung der Träger unter den statisch unbestimmten Größen und unter der gleichmäßig verteilten Belastung kann man nach den bekannten Formeln, die sich z. B. in der Hütte finden, ohne weiteres berechnen. Am einfachsten ist es, die gleichmäßige Belastung als auf alle zehn Rippen verteilt anzusehen. (Vgl. statische Berechnung im Anhang.)

Dabei bezeichnet: l die Stützweite eines Trägers, p die auf eine Belastungsbreite gleich der Feldweite von 3,77 m entfallende Belastung für 1 lfdm., $p' = \frac{p}{2}$ die auf 1 lfdm. jedes Trägers entfallende Belastung, wenn die Gesamtlast auf alle zehn Rippen gleichmäßig verteilt wird, $P = p' \cdot l$ die auf jede der zehn Rippen entfallende Gesamtlast. Das Mittenmoment des Trägers 3 — 3 = III — III ergibt sich dann zu $M'_{33} = 0{,}152\ P \cdot l = 0{,}152 \cdot p' l^2 = 0{,}152 \cdot \left(\frac{p}{2}\right) \cdot l^2$.

Fall b, 2: Die Größen der auftretenden Biegungsmomente sind in der schon genannten Quelle berechnet und zeichnerisch dargestellt und brauchen, soweit erforderlich, nur entsprechend der hier etwas anderen Teilung eingeschaltet zu werden.

Für das Mittenmoment des Trägers 3 — 3 = III — III ergibt sich nach dieser Rechnung, wobei $a = l/2$ die halbe Stützweite bezeichnet: $M_{33} = 0{,}2555\ pa^2 = 0{,}2535\ (2 \cdot p') \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2 = 0{,}1267 \cdot p'\ l^2 = 0{,}1267 \cdot P \cdot l$.

Setzt man nun, wie im Anhang nachgewiesen, $p' = 1400$ kg/m ein, so ist $P = p' \cdot l = 1400 \cdot 22{,}64 = 31700$ kg, also $P \cdot l = 31700 \cdot 22{,}64 = 717000$ mkg $= 717{,}0$ mt. Damit liefern: Fall a): $M_{33} = 0{,}152\ Pl = 0{,}152 \cdot 717{,}0 = 109{,}0$ mt; Fall b) 2: $M_{33} = 0{,}1267 \cdot 717{,}0 = 90{,}8$ mt; das Mittel aus beiden wird $M_3 = 99{,}9$ mt. Zum Vergleich hiermit ist, ebenfalls im Anhang, noch das Moment für den Punkt 33 berechnet, das sich nach den Formeln von Hager*) für die Kassettendecke ergibt. Man findet da $M_{33} = 70{,}5$ mt. Wenn auch dieser Wert bei der Mittelbildung nicht benutzt wird, so zeigt er doch, daß unser obiger Wert $M_{33} = 99{,}9$ mt keinesfalls zu knapp ist.

Die Berechnung der Biegungsmomente an den übrigen Stellen der Träger 3 — 3 und III — III, sowie für die Trägerpaare 2 — 2 und 1 — 1 geht in der gleichen Weise vor sich, einmal durch Ermittlung aus den statisch unbestimmten Größen und der Belastung und zum anderen aus den Zahlenwerten auf Seite 248 des Arm. Beton 1919. (Vgl. stat. Berechng. im Anhang). Wichtig ist dabei, daß die Momente der Träger 2—2 kleiner sind als die von 3 — 3, und daß sich demgemäß die Trägerhöhen 2 — 2 geringer ergeben als die von 3 — 3. Das Gleiche gilt für die Träger 1 — 1 im Vergleich zu 2 — 2. Entsprechend den Momenten sind die Höhen der Rippen abgestuft. Abgesehen von der Baustoffersparnis bietet das den Vorteil, daß sich auf diese Weise das für die Entwässerung der Dachfläche erforderliche Gefälle ganz von selbst ergibt; auch längs einer jeden Rippe ist die Höhe des Balkens den Momenten angepaßt. Die Dachfläche hat vom Mittelpunkt des Grundrisses aus nach allen vier Seiten hin Gefälle; die Höhenlage der einzelnen Kreuzungspunkte der Balken gibt Abb. 6, S. 115.

*) Hager, Vorlesungen über die Theorie des Eisenbetons.

Konstruktive Ausgestaltung der Decke.

Bei der außerordentlich geringen Breite der Rippen von nur 20 cm kam es darauf an, den erforderlichen, verhältnismäßig großen Eisenquerschnitt mit wenigen starken Eisen zu bestreiten, die sich gut in den Beton einbetten. Es war vorgesehen, 34 mm Durchmesser zu verwenden. Da jedoch die Haupttrageisen nicht gestoßen werden durften, sondern auf die ganze Länge von etwa 24—25 m durchgehen mußten, so machte die Beschaffung von so starken Eisen in dieser Länge Schwierigkeiten; man war gezwungen, zu nehmen, was die Walzwerke gerade hatten: 30 mm und 27 mm Durchmesser. Allerdings waren dabei anstatt der zunächst vorgesehenen 6 Stäbe von 34 mm insgesamt 9 Stäbe einzulegen: 4 zu 30 mm + 5 zu 27 mm. Sie sind in drei Lagen übereinander verlegt worden. Alles Weitere siehe in Abb. 7, S. 116. An jeder Rippenkreuzungsstelle erfahren die Eisen der einen Richtung durch ein 16 mm Rundeisen eine Verankerung im Beton der zu ihnen senkrechten Rippe. Außer diesen Eisen und den Aufbiegungen der Haupttrageisen sind noch Bügel von 8 mm Durchmesser vorgesehen, bei der Berechnung der Schubspannungen aber außer Acht gelassen; dem Beton fällt hierbei auch nur eine Schubspannung von 2 kg/cm² zu, alles andere nehmen die aufgebogenen Eisen auf; vergl. statische Berechnung. Auch der Randbalken hat am ganzen Umfang seines Querschnittes eine Bewehrung durch insgesamt zehn Rundeisen von 16 mm erhalten, um die die Haken der Haupttrageisen der Rippen herumgreifen; er ist durch seine Eiseneinlagen befähigt, gewisse Drillungsmomente aufzunehmen, und vor allem dafür Sicherheit zu bieten, daß die ja verhältnismäßig großen Auflagerkräfte der einzelnen Rippen sich möglichst gleichmäßig auf die ganze Länge der Auflagermauern verteilen. Unter der Annahme, daß dies geschieht, werden besondere Auflagerquader unter den Rippen entbehrlich; der Druck auf das Mauerwerk, das in Zementmörtel gemauert ist, beträgt nur 1,0 kg/cm². Um in jeder Beziehung sicher zu gehen, hat man die Randbalken in den vier Ecken der Decke in dem Mauerwerk verankert, und zwar durch je 5 Rundeisen von 30 mm, die etwa 8 m tief in die Mauern hinabreichen. Es bedeutet dies eine weitere Erhöhung der Tragfähigkeit der Decke im Sinne des Rechnungsganges nach Marcus; siehe oben Fall b, 1.

Für die Wasserdichtigkeit der Dachfläche sorgt eine dreifache Lage von Asphaltpappe, die an ihrer Oberfläche durch eine 3 cm starke Bimsbetonschicht gegen mechanische Beschädigungen geschützt werden soll. Damit diese unter der Sonnenbestrahlung und Kälte nicht so sehr arbeitet, erhält sie Dehnungsfugen längs aller Rippen, sodaß Felder von 3,77 × 3,77 m entstehen.

Bei sehr niedriger Außentemperatur steht zu befürchten, daß die Luftfeuchtigkeit des Versuchsfeldes sich an der Deckenkonstruktion niederschlägt, da die Platte nur 10 cm stark ist. Um dem vorzubeugen, wird in allen Kassettenfeldern, in etwa 40—60 cm Höhe über Rippenunterkante, zwischen die Rippen eine Rabitzdecke aus Gips eingehängt, die zusammen mit dem über ihr befindlichen Luftraum isolierend wirkt.

Zwei Felder weisen kreisförmige Durchbrechungen der Platten von etwa 2 m Durchmesser auf; der noch stehen gebliebene Teil der Deckenplatte ist als Kragträger berechnet und bewehrt und wulstartig nach oben hin verdickt; er trägt einen zylindrischen Aufbau aus Porzellankacheln. Außerdem weist die Decke noch an zwei anderen Stellen zwei kleine Durchbrechungen für die Abzugrohre einer Saugvorrichtung auf. —

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Kommerzienrat Karl Schwenk, Ulm, 70 Jahr. Am 12. September d. J. konnte der Seniorchef der Firma E. Schwenk, Zement- und Steinwerke in Ulm a. D., Kommerzienrat Karl Schwenk in voller geistiger und körperlicher Frische die Feier seines 70. Geburtstages begehen. Der Jubilar gehört zu den führenden Persönlichkeiten der deutschen Zement- und Betonindustrie, vor allem der Zementwaren- und Kunststein-Industrie, an deren Entwicklung zu ihrer heutigen Höhe die von ihm geleitete Firma einen wesentlichen Anteil hat.

Vor nunmehr 75 Jahren begründete sein Vater das Unternehmen, das der Sohn 1879 als Alleininhaber übernahm. Es bestand nur aus zwei kleinen Anlagen in Ulm und Blaubeuren, in denen natürlicher Zement erzeugt wurde. Karl Schwenk ging dann zur Herstellung von Portlandzement über und gründete Ende der 80er Jahre eine Zementfabrik in Allmendingen, Ende der 90er Jahre eine zweite zu Mergelstetten, während er gleichzeitig die alten Anlagen um- und ausbaute sowie erweiterte. Vom Zementerzeuger war Schwenk aber bald nach Eintritt in das väterliche Geschäft zum Zementverbraucher geworden, indem er in Ulm einen eigenen Betrieb zur Herstellung von Zementwaren aller Art einrichtete und Anfang der 80er Jahre auch zur Herstellung des damals als „Kunststein" bezeichneten Erzeugnisses überging. Wenn heute dieses für den etwas odiösen, den Ersatzbaustoff kennzeichnenden Namen die Bezeichnung „Betonwerkstein" erhalten hat, d. h. nunmehr als ein Material betrachtet werden darf, das sich dem Naturstein ebenbürtig an die Seite stellt und neben seiner Dauerhaftigkeit und Wetterbeständigkeit auch in baukunstlerischer Beziehung allen Ansprüchen genügen kann, wie zahlreiche Ausführungen monumentaler Art in Betonwerkstein bekunden, so darf die Firma Schwenk für diesen Umschwung der Anschauungen, der in der außerordentlichen Vervollkommnung des Mat[illegible]'s seine Begründung findet, sich einen wesentlichen [illegible]teil zugute rechnen.

Neben der Zementsteinfabrikation nahm die Firma Schwenk 1896 auch die Terrazzo-Fabrikation auf. Im Jahre 1904 wurde das große Terrazzo- und Schotterwerk zu Herrlingen begründet, das den für diese Zwecke besonders geeigneten Jurakalkstein verarbeitet und die Herstellung von Terrazzo, Mosaik und Kunstmarmor mit bestem Erfolg betreibt. Auch hier sind, nachdem die bei Anwendung von Zement auftretenden technischen Schwierigkeiten überwunden worden sind, ausgezeichnete Erzeugnisse von großer Haltbarkeit und schöner Wirkung entstanden, die gegenüber den älteren Fabrikaten einen Fortschritt bedeuten.

Kommerzienrat Schwenk gehört seit langen Jahren auch dem Vorstand des Deutschen Beton-Vereins an und hat sich in dieser Eigenschaft weitere Verdienste um die Vervollkommnung des Betonbaus und die Erweiterung seines Anwendungsgebietes erworben. Möge der Jubilar, der auf ein tätiges und erfolgreiches Leben zurückblicken kann, noch manches Jahr die Früchte seiner Arbeit genießen. — Fr. E.

Aufstellung einer Eisenbeton-Bogenbrücke in Arkansas. Die amerikanische Zeitschrift „Engineering News-Record" berichtet in ihrer Nummer vom 22. Februar d. J. über die interessante Aufstellung einer in Bogenrippen aufgelösten Eisenbeton-Brücke über den Arkansas-Fluß bei Fort Smith. Sie trägt eine Straße über den Fluß mit 16 Bogenstellungen, von denen 14 je 44,5, 2 je 64,7 m Spannweite haben. Mit ihren Anfahrten beträgt ihre Länge 967 m. Sie enthält 15 290 cbm Beton und 784 t Eisen, und gehört damit zu den bedeutendsten Betonbauwerken des amerikanischen Südwestens.

Die Brücke hat einen Fahrdamm von 8,55 m Breite und 2 ausgekragte Bürgersteige von je rund 2 m Breite. Die tragende Konstruktion besteht für jede Spannung in 2 Bogenrippen ohne Gelenken, auf die die Fahrbahnlast durch Stützen übertragen wird. Bei den großen Spannungen haben die Rippen 1,97 m Breite, 1,06 m Scheitelhöhe und 2,13 m Kämpferstärke. Sie sind durch Querstreifen verbunden. Die Zwischenpfeiler sind aus Beton hergestellt und größtenteils unter Benutzung von Holzkasten mit Luftdruck abgesenkt. Das eigentliche Tragwerk ist in einem Beton 1:2:4 hergestellt, wobei für den Beton bei ungünstiger Belastung 56 kg/cm² Druck zugelassen sind. Als Belastung ist bei Berechnung der Rippen eine solche von 2 auf 1 Gleis hintereinander fahrenden Straßenbahnwagen von je 49 t Gewicht, umgeben von rd 800 kg/m² gleichmäßiger Belastung auf dem Fahrdamm, 490 kg/m² desgl. auf den Bürgersteigen zugrunde gelegt worden, dazu 25 v. H. Zuschlag für Stoßwirkung.

Zur Einrüstung der Bogenrippe wurden eiserne freitragende Lehrgerüste benutzt, bestehend aus je zwei im Scheitel durch einen Bolzen verbundene Sichelbögen mit Zugstange von rund 40 m Stützweite und 14 m Pfeil, die in den kleinen Öffnungen sich mit ihren Obergurten der Bogenleibung anpassen und mit ihren Schuhen unmittelbar auf Pfeiler-Vorsprüngen aufsitzen. Bei den großen Bögen sind dieselben Lehren verwendet, aber zu drei nebeneinander. Sie ruhen hier mit ihren Schuhen auf eingerammten Pfahljochen auf und füllen natürlich nur einen Teil der Öffnung aus. Zwischen ihnen und den Pfeilern sind daher noch Pfosten aufgestellt, die auf den Pfeilerfundamenten ihren Stützpunkt finden und der zwischen diesen Lehren und dem Gewölbe verkleidete Zwickel ist dann ebenfalls durch Holzkonstruktion ausgefüllt. So war es möglich für alle Bögen dieselbe Lehrenform zu benutzen. Die Lehre selbst wurde auf einer in Kämpferhöhe liegenden leichten Rüstung gegen ihre Schuhe gestützt aufgebaut und dann, mit Steifen und Diagonalen in jeder Hälfte zu einer festen Konstruktion abgebunden, um ihren Schuh sich drehend mit Hilfe eines Hebeturmes und Kabel und Winden bis in ihre richtige Höhenlage hochgedreht. Dann wurden die beiden Hälften im Scheitel durch den Bolzen verbunden. Das Gewicht jeder Lehrenhälfte beträgt 25 t. Es wurde durch diese Aufstellungsweise erheblich an Rüstungskosten gespart. —

Versuche mit Eisenbetonrohren mit höheren Innendruck veröffentlicht in der Zeitschrift „Der Bauingenieur", Heft 15 d. J., der Direktor H. Meeß der Stuttgarter Abteilung der A. G. für Beton- und Mon'erbau, die für die Firma von der Mat.-Prüf.-Anstalt der T. 'hn. Hochschule zu Stuttgart durchgeführt worden sind. Versuche dieser Art sind bisher nur vereinzelt angestellt worden. Es werden vielfach 3 atm als obere Grenze für die Anwendbarkeit einfacher Eisenbetonrohre angegeben, während bei höherem Druck die Einlegung eines Blechmantels zur Erzielung der Dichtigkeit als notwendig erachtet wird. Von Prof. Kohnke, Danzig, sind andrerseits in unseren „Mitteilungen", Nr. 18, Jahrgang 19, Versuche veröffentlicht, wonach ein Rohr, das für 4 atm berechnet war, sich bei 5,5 atm noch als völlig dicht erwiesen hat. Die Bestimmung der zulässigen oberen Grenze ist aber bei den heutigen hohen Eisenpreisen, und da auch die Einlegung von dünnen Blechmänteln gewisse technische Bedenken hat, heute besonders wichtig. Aus diesem Grunde sind die Versuche durchgeführt, die sich nach den vorhandenen Prüfungseinrichtungen leider nur auf Rohre von 70 bzw. 80 cm innerem Durchmesser beschränken mußten, während Rohre mit hohem Innendruck im allgemeinen höheren Durchmesser haben werden. Es wurden je 2 Rohre von 70 und je 2 von 89 cm geprüft, bei welch' letzteren noch ein 4,5 cm starkes Monierrohr eingeschoben war, das als innere Schalung diente, die dann stecken blieb. Der verbleibende lichte Durchmesser war also 80 cm. Die anderen Rohre wurden zwischen innerer und äußerer Schalung und alle stehend gestampft.

Zu Prüfung kamen die folgenden 4 Rohrtypen:

Rohr	Innendurchmesser cm	Außendurchmesser cm	Wandstärke cm	Betonquerschnitt qcm	Eisenquerschnitt qcm
I	70	120	25	2500	58,3
II	89	124	17,5	1750	38,5
III	70	120	25	2000	58,3
IV	89	124	17,5	1750	38,5

Die Rohre waren mit 16 mm-Eisen bzw. 13 mm-Eisen spiralbewehrt, während Längsesen von 12 mm Stärke vorgesehen waren. Die Rohrlänge betrug rd. 1 m. Die Betonmischung war bei den Rohren I und III 23,3 l Zement, 20 l Sand, 80 l Feinkies, bei den Rohren II und IV bei gleicher Sand- und Kiesmischung 18,9 l Zement, 6,25 l Traß, um den Traßeinfluß festzustellen. (Nach Heft 43 des Deutsch. Aussch. f. Eisenbeton zeigten sich Probekörper mit Traßzusatz auch bei 15 atm Druck als durchaus dicht.) Die Rohre I und III waren innen mit Zementmörtel 1:1½ geputzt, alle erhielten einen inneren Inertol-Anstrich.

Der zu den Rohren verwendete Beton ergab die nachfolgenden Druckfestigkeiten:

Rohr I nach 71 Tagen 289 kg/cm²
„ II „ 48 „ 216 „
„ III „ 71 „ 215 „
„ IV „ 71 „ 215 „

Die Zugfestigkeit wurde nicht ermittelt, ist aber nach der Druckfestigkeit mit 15—18 gk/cm² anzunehmen.

Die Rohre wurden unter Abgleichung der Enden mit Zement und Einlegung von Dichtungsringen beim Versuch beiderseits dichtschließend mit Eisenplatten abgeschlossen, der Druck bis 7 atm von der Wasserleitung, der höhere mit Druckpumpen geliefert. Der Druck wurde dabei in Ab-

ständen von je 2 Stunden um 2 atm gesteigert. Das Rohr I zeigte bei Innendruck bis 14 atm während 2 Stunden weder feuchte Flecke noch Risse. Bei 16 atm erschienen auf der Oberfläche an einer Stelle kleine Wasserperlen, bei 18 atm feuchte Flecke, die sich weiter ausdehnten, bei 20 atm trat ein Riß auf, bei 22 atm bildeten sich neue Risse, und der Wasseraustritt steigerte sich so, daß der Druck nur schwer noch aufrecht erhalten werden konnte. Der Versuch wurde dann abgebrochen. Die feuchten Flecke traten im Zuge der späteren Risse zuerst auf. Ähnliche Erscheinungen zeigten auch die übrigen Rohre (abgesehen von Unregelmäßigkeiten in den Anfangsbelastungen bei einem Rohre).

In bezug auf die Durchlässigkeit zeigte der Traßzusatz hier keinen Vorteil, das liegt aber wohl an dem an sich schon satten Mischungsverhältnis. Die Bruchlasten waren bei den Rohren I—IV: 22, 14, 20 und 10 . Es wurden dann die Materialspannungen für das Auftreten der ersten feuchten Stellen, des ersten Risses parallel zur Rohrachse und die Bruchbelastung ermittelt, die in einer Tabelle übersichtlich zusammengestellt sind.

Aus den Ergebnissen darf, wenn es sich auch nur um Einzelwerte handelt, geschlossen werden, daß Eisenbeton-Druckrohre bei sorgfältiger Ausführung und mit gutem Innenputz versehen für recht erhebliche Innendrücke dicht hergestellt werden können, und daß bei den Versuchen, da die sonst zu fordernde höhere Sicherheit in der geringen Beanspruchung der Eiseneinlagen liegt, eine Zugbeanspruchung des Betons mit 12—15 kg/cm² zugelassen werden kann.

Die Eisenbetonrohre kosteten zur Zeit der Herstellung 25—30 v. H. weniger als entsprechende eiserne Rohre. —

Höchstpreise für Zement. Durch Bekanntmachung des Reichskommissars für Zement vom 31. August d. J. sind ab 1. September die Höchstpreise für Zement erneut erhöht worden und betragen nunmehr für 10 000 kg

im Gebiete des	für Private	für Behörden
Norddeutschen Zementverbandes	53559 M.	53489 M.
Rhein. Westf. „	52549 „	52479 „
Süddeutschen „	54128 „	54058 „

Die Erhöhung beträgt über 100 v. H. gegenüber den Preisen vom 1. August d. J. —

Gebührenordnung zur Schiedsgerichtsordnung des deutschen Beton-Vereins. Die Gebührenordnung sieht für die Schiedsrichter eine Vergütung nach der aufgewandten Zeit, für die Sachverständigen eine Vergütung nur für Gutachten nach der G.-O. der Architekten und Ingenieure, dgl. für beide eine Reiseaufwandsentschädigung nach den Sätzen der gleichen G.-O. Es werden daher ab 15. August d. J. vergütet: Für die Stunde 200 M., für den Tag ohne Übernachten 400 M., für den Tag mit Übernachten 600 M. —

Literatur.

Der Eisenbetonbau in Theorie und Anwendung. Herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. Mörsch, Prof. a. d. Techn. Hochschule Stuttgart. 5. vollständig neubearbeitete und vermehrte Auflage. I. Band, 2. Hälfte. 4°, 460 S. Text mit 527 Textabb. Stuttgart 1922. Verlag von Konrad Wittwer. Preis geb. 480 M.

Der 1920 erschienenen 1. Hälfte des I. Bandes ist nunmehr die 2. Hälfte gefolgt, in der die theoretischen Ausführungen zum Abschluß gebracht sind. Der II. Band wird die Anwendung des Eisenbetons mit ausgeführten Beispielen enthalten. Sein Erscheinen wird in etwa Jahresfrist in Aussicht gestellt.

Während in der 1. Hälfte nach Ausführungen allgemeiner Art über Begriff und Eigenschaften des Eisenbetons, über die Baustoffe und ihre Eigenschaften, die achsiale Druckbeanspruchung und Knickung, die einfache Biegung und die Biegung mit Achsiallast behandelt worden sind, ist in der 2. Hälfte der breiteste Raum dem wichtigen Kapitel der Wirkung der Schubkräfte bei Biegung gewidmet. Die eingehenden Versuche, namentlich des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton", haben über die Wirkung und tatsächliche Verteilung der Schubkräfte im Querschnitt, über Wirkung und Berechnung der Bügel und aufgebogenen Eisen vollkommene Klarheit geschaffen und z. T. neue Aufschlüsse gebracht. Wir sind jetzt in der Lage, einen Balken gegen Schubkräfte ebenso sicher wie gegen die Biegungsmomente zu bewehren. Für verschiedene Belastungsfälle wird an Beispielen die zweckmäßigste Schubsicherung angegeben. Auch über die Wirkung der Schubkräfte bei veränderlicher Balkenhöhe haben neue Versuche, die für die A. G. Wayß & Freytag in Stuttgart durchgeführt worden sind, neue Aufschlüsse gebracht, sodaß diese früher nur flüchtig gestreifte Frage jetzt ebenfalls eingehend behandelt werden konnte. In dem nun folgenden Abschnitt über den Einfluß der Plattenbreite kommt ebenfalls unsere durch Versuche gewonnene erweiterte Kenntnis zum Ausdruck. Neu sind die Untersuchungen über Schubspannungen bei Biegung mit Achsiallast. Über die Wirkung der Drehung bei bewehrten und unbewehrten Betonkörpern konnten in der früheren Auflage ferner nur ganz kurze Angaben gemacht werden. Neuere Versuche des Verfassers haben auch diese Frage geklärt, die namentlich dadurch von Wichtigkeit ist, daß durch Drehversuche auch das Wesen der Schubfestigkeit beim Beton in besonderer Weise klargelegt werden konnte. Die Versuche haben gezeigt, daß es bei dem Beton keine eigentliche Drehungsfestigkeit gibt, sondern Rißbildungen und Bruch erfolgen, wenn die Zugfestigkeit in der Richtung der Hauptzugspannung überwunden ist. Auf Torsion beanspruchte Betonkörper kommen nur ausnahmsweise vor, ihre Berechnung und notwendige Bewehrung wird aber ebenfalls erörtert. Eine Erweiterung und Vertiefung gegenüber der früheren Auflage haben, gestützt auf die neueren Untersuchungen der Beziehungen zwischen Biegemoment und Formänderungswinkel, auch der Abschnitt über die Ermittlung der äußeren Kraftwirkung, Schnittkräfte und Schnittmomente erhalten können, namentlich sind eine Reihe statisch unbestimmter Formen in den Rahmen der Betrachtung gezogen worden. Die Versuche haben gezeigt, daß auch Rahmenwerke aus Eisenbeton wie elastische Tragwerke behandelt werden dürfen, wenn es sich um die Einwirkung statisch unbestimmter Auflagerkräfte handelt. Die ringsum aufliegenden Platten mit kreuzweiser Bewehrung bilden hier eine wichtige Konstruktionsform, deren genaue Berechnung an sich zu den schwierigsten Problemen gehört, für die aber eine einfache, ausreichende Sicherheit bietende, angenäherte Berechnungsweise durch die Versuche des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton" möglich geworden ist, deren Anordnung und Durchführung bereits unter dem Einfluß von Prof. Mörsch gestanden hat. Auch die trägerlose Flach- oder Pilzdecke gehört hierher. Der Verfasser beschränkt sich hier aber auf kurze Betrachtungen, die sich namentlich an die amerikanische Berechnungsweise anschließen. Besondere Betrachtungen werden auch den Stoßverbindungen der Eisen gewidmet, als deren vollkommenste für wichtige Konstruktionen diejenige mit richtig ausgebildeten Spannschlössern empfohlen wird. Den Beschluß bilden Ausführungen über Einsenkungen und kurze geschichtliche Betrachtungen. Erstere hängen von so vielen Umständen ab, daß sie keinen sicheren Maßstab für die Güte der Konstruktion abgeben. Verfasser legt daher auf Probebelastungen keinen zu großen Wert.

Der neue Teil bringt außerdem einen Nachtrag zum Abschnitt Biegung mit Achsiallast, der eine Erweiterung der wertvollen Bemessungstabellen in Band I, 1. Hälfte darstellt. Die neuen Tafeln sind für beliebige Druckspannung σ_b brauchbar. Es ist außerdem für die Berechnung von x bei einseitiger Bewehrung eine allgemein verwendbare Tafel beigegeben, die durch Ersatz der Dicke d durch die Nutzhöhe h die Rechnung unabhängig macht von der Überdeckungsstärke des Betons. In einem Anhang werden schließlich die preuß. Bestimmungen über Eisenbeton, die Vorschriften für Druckprüfungen mit Betonwürfeln, die Normen für Zement und die Richtlinien für die Lieferung von Hochofenschlacke für Betonzwecke mitgeteilt. Den Beschluß bilden Tabellen für Momente und Querkräfte durchlaufender Träger, und zwar den bei Unterzügen auftretenden praktischen Verhältnissen entsprechend, für indirekte Belastung.

Das ist ein kurzer Abriß von dem reichen Inhalt des neuen Bandes, der im übrigen dieselben Vorzüge besitzt wie der erste, d. h.: Entwicklung möglichst einfacher, für die Praxis ausreichende Sicherheit bietender und wirtschaftliche Durchbildung der Konstruktion ermöglichender Rechnungsformeln im engsten Anschluß an die streng wissenschaftlich und kritisch nachgeprüften Versuchergebnisse. Die klare, einfache Sprache, die übersichtliche Gliederung des Stoffes und die beigegebenen ausgezeichneten Abbildungen unterstützen dieses Bestreben in vortrefflicher Weise.

Die Ausstattung des Buches ist, nicht nur unter den heutigen schwierigen Verhältnissen, als eine vorzügliche zu bezeichnen. — Fr. E.

Inhalt: Eisenbeton - Rippendecke, 22×22 m freitragend, über einem Hochspannungs - Versuchsfeld. — Vermischtes. — Literatur. —

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