

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

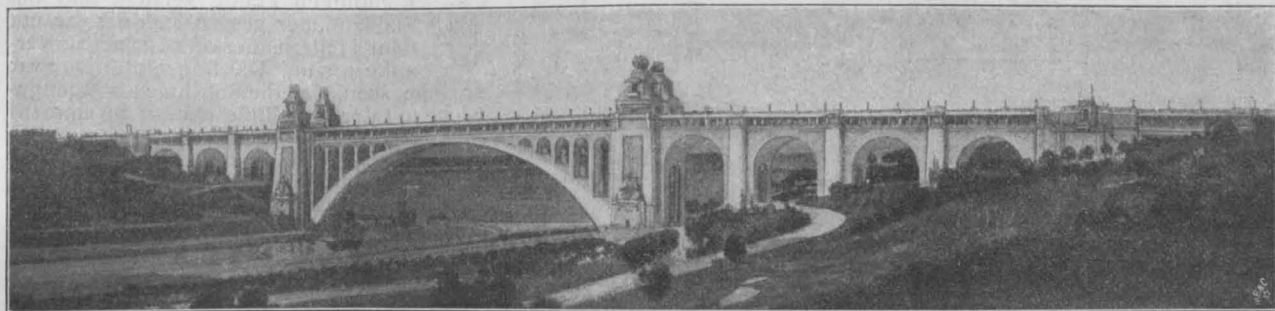
ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

UNTER MITWIRKUNG * DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-
* * FABRIKANTEN * UND * DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS * *

V. JAHRGANG 1908.

No. 3.



Entwurf zu einer gewölbten Eisenbeton-Brücke von 216 m Spannweite über den Harlem-Fluß bei New York.

Der Neubau der kgl. Anatomie in München. (Schluß.)

Architekten: Heilmann & Littmann, Entwurf und Ausführung der Eisenbeton-Konstruktion:
Eisenbeton-Gesellschaft m. b. H. in München. (Hierzu die Abbildungen S. 18 bis 21.)



Sämtliche Dächer des Gebäudes sind in Eisenbeton ausgeführt worden. Ihre Konstruktion lehnt sich stark an diejenige der Holzdachstühle an, da hier wie dort das Bestreben besteht, möglichst viele Konstruktionsteile auf Druck zu beanspruchen. Der durch die schrägen Dachbinder entstehende Horizontal Schub wird überall aufgenommen

durch entsprechende Armierungen in den wagerechten Decken und Trägern des Dachgeschosses. Dadurch war es möglich, sämtliche Abmessungen der Dachbinder klein zu halten. Aus den Abbildungen 20 und 21 sind die Konstruktionen sowie die Schalung eines Zeltdaches ersichtlich, wie es über den beiden Eckpavillons zur Ausführung kam. Zwischen die Dachbalken sind Eisenbetonplatten gespannt, in welche die zur Befestigung der Kupferblech-Deckung nötigen Holzdübel gleich mit einbetoniert worden sind.

Ueber die Konstruktion der kleinen fünf Kuppeln über den apsidenartigen Vorbauten an der Nordseite des Mittelbaues, welche einen Teil der Decke des Präparieresaales bilden, geben die Abbildungen 22, 23 und auch 24 Aufschluß. Die Kuppeln ruhen auf den Ring-Trägern über den Fensterpfeilern sowie auf den ringförmigen Gurtbögen. In den Hohlraum zwischen innerer und äußerer Schale sind die Ventilations- und Heizkanäle eingeführt. (Vergl. Abbildg. 22, Seite 19).

Den ganzen Bau überragt die große Mittelkuppel. Sie überspannt als Kugel-Kalotte von 5,75 m Höhe einen Grundkreis von 22 m Durchmesser. Die Eisenbeton-Schale ist nach Süden durchbrochen von einem großen Ausschnitt, durch den der innere Lichthof erhellt wird. Eine Laterne von 3,20 m Durchm. schließt die Kuppel nach oben ab. Die Konstruktion ist aus den Abbildungen 25 bis 27 ersichtlich. Die Kuppel war zu berechnen für Eigengewicht, die Bedachung, für Schnee- und Windbelastung sowie für die große, an die Kuppel angehängte Kassettendecke über dem Mikroskopierraum. Die Berechnung erfolgte nach Art der Schwedler'schen Kuppeln, und zwar so, daß die Profileisen-Einlagen imstande waren, die Belastungen während der Herstellung der Kuppel, also das Eigengewicht nebst einem Gewichts-Zuschlag für Schalungen und Arbeiter, allein aufzunehmen. Zwischen die Profileisen-Einlagen wurden zunächst Rundeisen eingelegt und über diese ein Trespen-Gewebe gespannt, auf welchem dann nach und nach die Betonschale hergestellt wurde. Nach Erhärtung des Betons ist dieser zusammen mit den Eisen-Einlagen imstande, die gesamten Lasten aufzunehmen. In den Abbildungen 23, 24 und 28 ist die Kuppel während der Ausführung dargestellt, während Abbildg. 29 einen Blick in das Innere der Kuppel wiedergibt.

Zu erwähnen ist schließlich noch die Konstruktion des amphitheatralisch aufsteigenden Zuhörerraumes, die ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt wurde. Abbildg. 30 zeigt davon eine Untersicht. —

Entwurf zu einer gewölbten Eisenbeton-Brücke von 216 m Spannweite über den Harlem-Fluß bei New York.

Eine Eisenbeton-Brücke von der alles übertreffenden Spannweite von 216 m, die gleichzeitig ein Erinnerungsdenkmal an Henry Hudson bilden und demgemäß eine reiche monumentale Ausstattung erhalten soll, ist von der Brückenbauabteilung der Stadt New York bei Spuytenduyvil geplant. Der Entwurf liegt z. Zt. der städtischen Kunstkommission vor, die einen früheren, in Eisen gedachten Plan verworfen hatte, weil ihr dieses Material nicht monumental genug für den besonderen Zweck des Bauwerkes erschien. An der Stelle, wo die Brücke errich-

tet werden soll, ist die Anlage eines öffentlichen Parkes geplant, der mit vorhandenen Uferpromenaden in Zusammenhang gebracht werden soll. Wir geben ein Gesamtbild nach „Engineering Record“ vom 16. Novbr. 1907 wieder, auf dessen Mitteilungen, sowie auf diejenigen von „Engineering News“ vom 21. Novbr. 1907 wir uns in unseren Ausführungen stützen.

Die Brücke, die ganz in Eisenbeton mit teilweiser Hausteinkerlebung errichtet werden soll, wird eine Gesamtlänge von rd. 865 m und eine Breite von 24,38 m zwischen

den Geländern erhalten, wovon 15,24 m auf den Fahrdamm, je 4,57 m auf die beiderseitigen Fußwege entfallen, die also vor den Brückenstirnen, die nur 21,34 m entfernt sind, noch beiderseits vorkragen. Unter der oben gelegenen Fahrstraße, die das Tal in 66,14 m über mittlerem Hochwasser des Stromes übersetzt, soll noch eine 2. Fahrbahn zur Aufnahme von 4 Gleisen angeordnet werden, daher die erhebliche Höhe über den Bogenscheiteln, die Gelegenheit gab zur Ausbildung eines kräftigen Hauptgesimses. Der Stromlauf selbst und 4 Gleise der New Yorker Zentral-

von je 30,48 m Lichtweite an. An den Enden sind monumentale Treppenanlagen vorgesehen.

Die Gründungsverhältnisse sind an der gewählten Baustelle günstig, da der gewachsene Fels — Gneis und Dolomit — nach zahlreichen Bohrungen nur etwa 6,10 m unter mittlerem H.W. an den Ufern ansteht, während er sich in Flußmitte bis zu 39,20 m senkt. Die größte Wassertiefe ist 9,15 m. Die Widerlager lassen sich danach in offener Baugrube ohne besondere Schwierigkeiten ausführen.

Der Hauptbogen hat in seiner Achse 220,98 m Spannweite und 53,95 m Pfeil, also ein Verhältnis von rd. 1 : 4. Die Scheitelstärke ist 4,57 m, die Kämpferstärke 8,54 m, doch wird der Bogen nicht in voller Stärke massiv, sondern aus einem System von Platten und Rippen hergestellt. In letzteren werden sehr kräftige Stahlrippen eingelegt, bestehend aus regelrechten, aus starken Winkeln und Gitterwerk hergestellten Bögen, die gruppenweise zusammengefaßt, unter sich nach allen Richtungen kräftig versteift und auf Stahllager gesetzt werden, die mit dem Pfeilermauerwerk sicher zu verankern sind. Die Bogenform ist zwar so bemessen, daß die Stützlinie für Eigengewicht mit der Mittellinie nahezu zusammenfällt, und die Verkehrslasten treten gegen das Eigengewicht so zurück, daß bei der ungünstigsten Belastung immer noch hohe Druckspannungen im Beton verbleiben, man hat aber doch zu Eiseneinlagen gegriffen, einmal um die Betonmassen verringern zu können und den Beton, der durch die Art der Einlagen nahezu den Charakter umschnürten Betons erhält, in höherem Maße ausnutzen zu können und um schließlich dem Entstehen von Schwindrissen entgegen zu arbeiten.

Die Fahrbahnen, die als Stampfbetongewölbe zwischen eisernen Trägern gedacht sind, ruhen in der Brückenmitte auf Längsmauern, über den Zwickeln auf Bogenstellungen von je 9,62 m Spw., die sich auf Einzelfeilen von 2,44 m Stüßbreite und 6,71 m Tiefe stützen, die nach der Tiefe wieder durch Bögen verbunden sind. Auch diese Stützen erhalten starke Eiseneinlagen und setzen sich zwischen unterer und oberer Fahrbahn z. T. als reine Eisenstützen fort. Die Eisenstützen werden mit den Eisenrippen fest verbunden.

Es entsteht so ein vollständiges Stahlgerüst, das zunächst auf dem Lehrgerüst fertig zusammengestellt wird, ehe die Betonierungsarbeiten beginnen. Im ganzen werden in dem Hauptbogen nicht weniger als 12 000 t Stahl und rd. 35 000 cbm Beton stecken.

Das Gewölbe, das mit Gelenken ausgebildet werden soll, ist zunächst graphisch, dann sorgfältig analytisch berechnet, wobei nicht nur die ungünstigsten Laststellungen, sondern auch Temperaturspannungen und Spannungen infolge des Schwindens des Betons beim Erhärten berücksichtigt sind. Die Verkehrslast ist zu rd. 1000 kg/qm für die beiden Fahrbahnen (15 000 Pfund auf 1 lfdm Fuß, auf die ganze Gewölbbeite bezogen) angesetzt. Die Druckspannungen im Hauptgewölbe werden mindestens 28 kg/qcm, höchstens 53 kg/qcm betragen. Von letzterem Betrag entfallen etwa 43 kg/qcm auf Verkehrs- und Eigenlast, der Rest auf Temperatur- und Schwindspannungen usw. Verwendet werden soll ein fetter Beton mit einer Festigkeit von rd. 200 kg/qcm, gemessen an Würfeln von 30 cm Kantenlänge. Das Eisen soll nur mit 775 kg/qcm beansprucht werden. Das Elastizitätsverhältnis des Betons zum Eisen ist mit 1 : 15 angesetzt worden.

Die Kosten des Bauwerkes, das in der Spannweite seines Mittelbogens selbst die größten Massivbrücken um mehr als das 2 1/2 fache übertrifft und hinter der größten bisher ausgeführten eisernen Bogenbrücke, nämlich derjenigen über den Niagara von 256 m Spw., nicht allzuweit zurückbleibt, sind auf 3,8 Mill. Dollar, d. s. fast 15,5 Mill. M. veranschlagt. Von dieser Summe beansprucht der Mittelbogen für sich allein etwa die Hälfte.

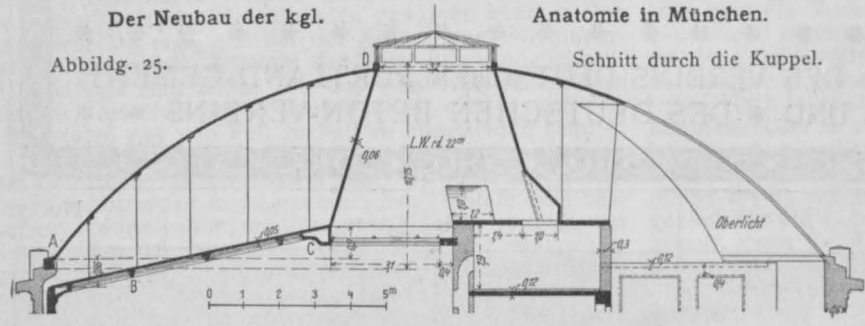
Entwurf und Berechnung ist unter der Oberleitung von Prof. Wm. H. Burr durch die Ingenieure der Brückenbauverwaltung Stevenson und L. S. Moissieff bewirkt und durch den Ob.-Ing. C. M. Ingersoll genehmigt. Der Architekt des Bauwerkes ist Whitney Warren von der Architektenfirma Warren & Wetmore. —

Der Neubau der kgl.

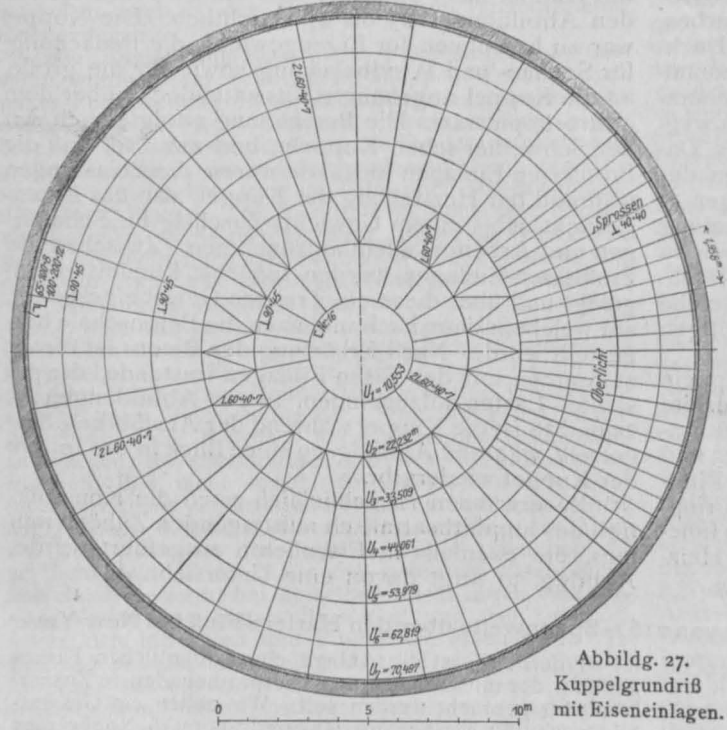
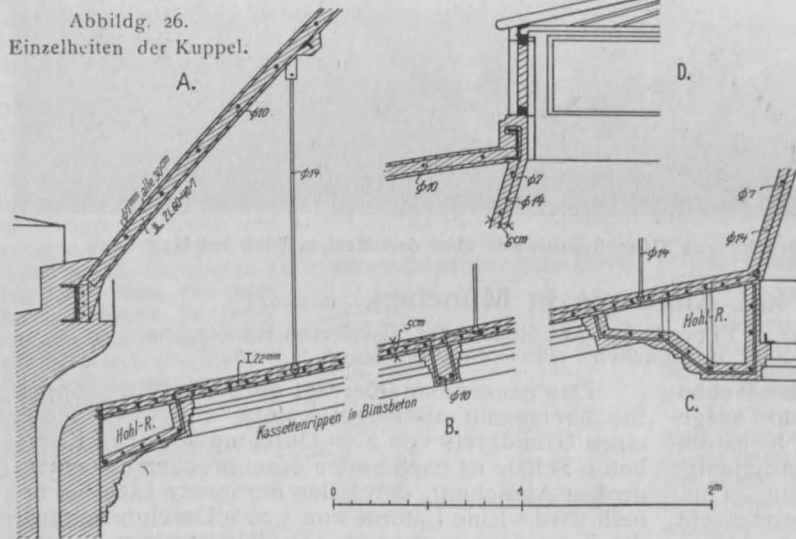
Anatomie in München.

Abbildg. 25.

Schnitt durch die Kuppel.



Abbildg. 26. Einzelheiten der Kuppel.

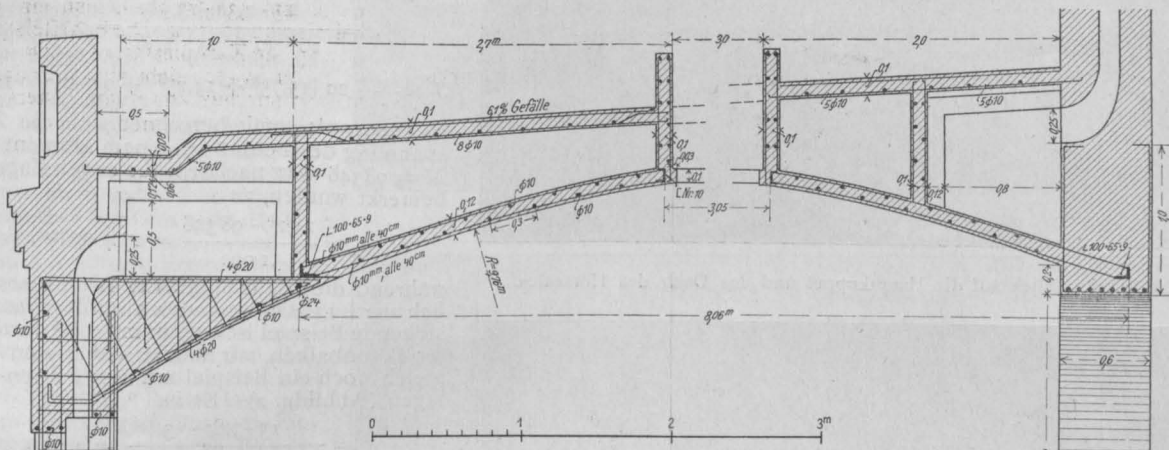


Eisenbahn wurden mit einem einzigen Bogen von 216,41 m Spannweite überbrückt, der sich gegen 2 wuchtige Turmpfeiler stützt, die sich bis zu 91 m über mittlerem H.W. erheben, 35,47 m Grundfläche besitzen, aber hohl sind. Die Betonwände erhalten Granitverkleidung. An die Hauptöffnung schließen sich noch beiderseits einige Gewölbe

1. Die preußischen Bestimmungen vom 24. Mai 1907. (Schluß.)

Zu dem Abschnitt C, Ermittlung der inneren Kräfte, ist zunächst zu erwähnen, daß bei den Säulen der Abstand der Querverbände gegenüber früher verringert wurde, indem er annähernd der kleinsten Abmessung der Stütze entsprechen muß, gleichzeitig aber nicht über das Dreißigfache der Stärke der Längsstäbe

Sodann ist die zulässige Zug-Bbeanspruchung des Betons nicht der in den Beispielen angegebenen Rechnungs-Weise angepaßt, denn nach dieser wird der Elastizitäts-Modul für den gezogenen und gedrückten Beton gleich und konstant angenommen und der Eisen-Querschnitt durch einen 15fachen Beton-Querschnitt ersetzt. Nach Ein-



Abbildg. 22. Kuppel über den Vorbauten des Präpariersaales.

Der Neubau der kgl. Anatomie in München.

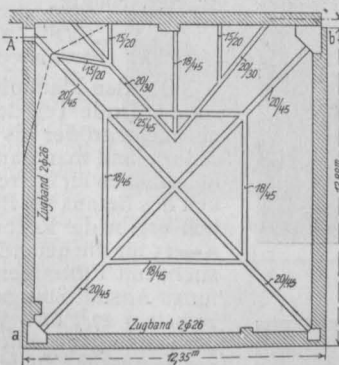
Architekten: Heilmann & Littmann, Entwurf und Ausführung der Eisenbeton-Konstruktion: Eisenbeton-Gesellschaft m. b. H. in München.

Abbildg. 20. Zeltdach über den Eckpavillons.

hinausgehen darf. Die Praxis geht in dieser Beziehung meist noch etwas sicherer, da die Versuche ergeben haben, daß die Trag-Fähigkeit einer Säule mit der Zahl der Bügel wächst.

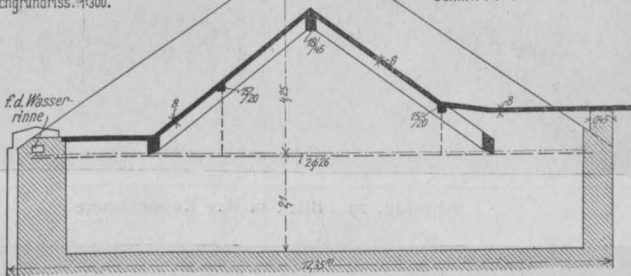
Eine Bestimmung von einschneidender Bedeutung ist aber der neue Absatz 3 § 15: „Bei Bauten oder Bauteilen, die der Witterung, der Nässe, den Rauchgasen und ähnlichen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, ist außerdem nachzuweisen, daß das Auftreten von Rissen im Beton durch die vom Beton zu leistenden Zugspannungen vermieden wird.“ Die zulässige Zugbeanspruchung des Betons wird hierbei zu $\frac{2}{3}$ der durch Zugversuche nachgewiesenen Zugfestigkeit oder, wenn der Zugfestigkeits-Nachweis fehlt, zu $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit angesetzt.

Zunächst überrascht der Widerspruch, der in den zwei verschiedenen Angaben für die zulässige Beanspruchung zutage tritt. Offenbar ist doch mit beiden Zahlen eine $1\frac{1}{2}$ -fache Sicherheit gegen die ersten Zugrisse beabsichtigt, sodaß also im zweiten Fall die Zugfestigkeit des Betons gleich 0,15 seiner Druckfestigkeit vorausgesetzt wird. Meines Wissens stimmt dieses Verhältnis niemals mit den Versuchszahlen überein, namentlich wenn man plastisch hergestellten Beton in Vergleich zieht. Ein Beton von 180 kg/qcm Druckfestigkeit hat wohl nie eine Zugfestigkeit von $180 \cdot 0,15 = 27 \text{ kg/qcm}$, sondern höchstens die Hälfte.

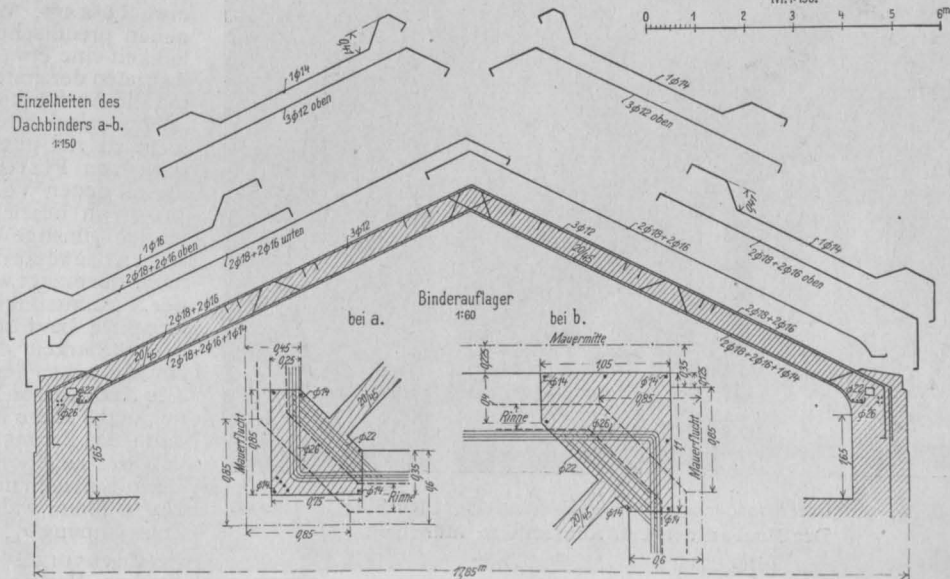


Dachgrundriss. 1:300.

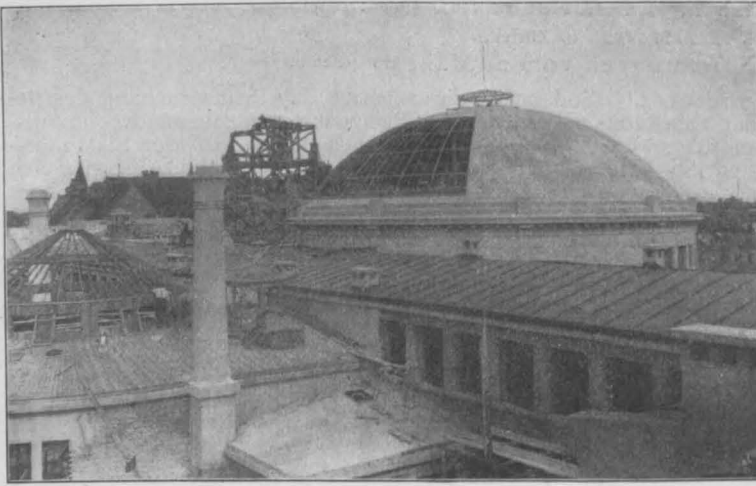
Schnitt A-B. 1:150



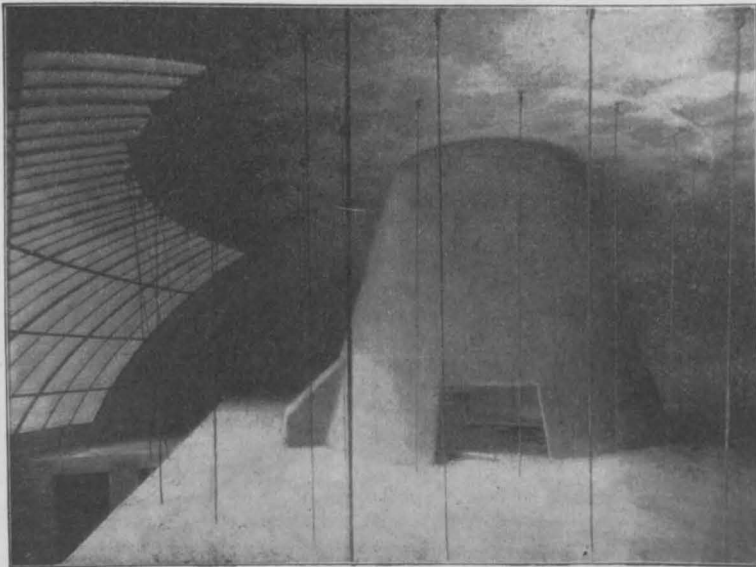
Einzelheiten des Dachbinders a-b. 1:150



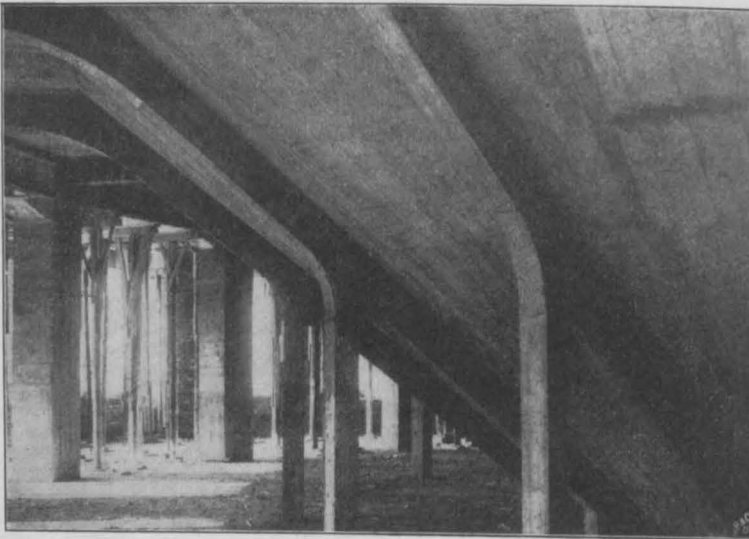
rechnung der neutralen Achse als Schwerlinie dieses modifizierten Querschnittes können dann die Spannungen mit der gewöhnlichen Biegeformel $\sigma = \frac{v \cdot M}{J}$ berechnet werden. Nun ist aber bekannt, daß schon beim nicht armierten Betonbalken die nach dieser Formel gerechnete Biegezugfestigkeit ungefähr doppelt so groß ausfällt als



Abbildg. 28. Blick auf die Hauptkuppel und das Dach des Hörsaals.

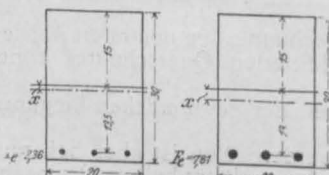


Abbildg. 29. Blick in das Kuppelinnere



Abbildg. 30. Unterbau der amphitheatralisch aufsteigenden Sitze im Hörsaal. Der Neubau der kgl. Anatomie in München.

beim unmittelbaren Zugversuch, weil infolge des veränderlichen Elastizitäts-Moduls die innen gelegenen Querschnittsteile höhere Spannungen aufnehmen, als es die Navier'sche Biegungsformel voraussetzt. Daß sich an dem Verhältnis zwischen



Abbildg. 1.

Abbildg. 2.

der rechnermäßigen Biegezugfestigkeit und der unmittelbar gemessenen Zugfestigkeit auch beim Vorhandensein von Eisen an der gezogenen Seite nicht viel ändern wird, ist einleuchtend und soll an Hand von zwei Versuchsbalken der Material-Prüfungs-Anstalt Stuttgart¹⁾ nachgewiesen werden.

Der Abstand x des Schwerpunktes des in untenstehender Abbildg. 1 gezeichneten Querschnittes von der Mitte wird

$$x = \frac{15 \cdot 2,36 \cdot 13,5}{20 \cdot 30 + 15 \cdot 2,36} = 0,75 \text{ cm.}$$

$J = \frac{1}{3} \cdot 20 (15,75^3 + 14,25^3) + 15 \cdot 2,36 \cdot 12,75^2 = 51\,092 \text{ cm}^4$; somit berechnet sich die Zugspannung des Betons bei einem Moment von $M = 98\,348 \text{ cmkg}$, nachdem die ersten Zugrisse bemerkt wurden, zu

$$\sigma_z = \frac{14,25 \cdot 98\,348}{51\,092} = 27,4 \text{ kg/qcm,}$$

während die Zugfestigkeit des Betons tatsächlich zu rd. 13 kg/qcm gemessen wurde. Das vorstehende Beispiel ist ein nur mit 0,43% armierter Betonbalken, wir wählen daher zum Vergleich noch ein Beispiel mit 1,4% Eisen-Einlagen (Abbildg. 2). Es ist

$$x = \frac{15 \cdot 7,81 \cdot 13}{20 \cdot 30 + 15 \cdot 7,81} = 2,1 \text{ cm}$$

$J = \frac{1}{3} \cdot 20 (17,1^3 + 12,9^3) + 15 \cdot 7,81 \cdot 10,9^2 = 61\,558 \text{ cm}^4$.

Das Biegemoment vor Auftreten der ersten Zugrisse ist $M = 141\,010 \text{ cmkg}$, somit die rechnermäßige Zugspannung des Betons am unteren Rande

$$\sigma_z = \frac{12,9 \cdot 141\,010}{61\,558} = 29,5 \text{ kg/qcm.}$$

Bei den Plattenbalken ist der in die Zugzone fallende Teil der Trägerhöhe im Verhältnis meist größer als beim rechteckigen Querschnitt, und man darf aus diesem Grunde ähnliche Zahlen für die rechnermäßige Zugfestigkeit des Betons bei Biegung erwarten. Tatsächlich ergibt die Rechnung nach Stadium I mit $n = 15$ für die neuerdings veröffentlichten Versuche mit T förmigen Balken der Material-Prüfungs-Anstalt Stuttgart Beton-Zugspannungen zwischen 27,7 und 36 kg/qcm²⁾ beim Auftreten der ersten ganz feinen Zugrisse. Die unmittelbar gemessene Zugfestigkeit des Betons betrug etwa 13 kg/qcm. Wir stellen also fest, daß die neuen preußischen „Bestimmungen“ in Wirklichkeit eine etwa 3fache Sicherheit gegen das Auftreten der ersten Zugrisse verlangen und damit die Ausführung der Eisenbetonbauten unnötigerweise verteuern und erschweren. Es ist nicht zu viel gesagt, wenn man die Ausführung von Plattenbalken-Brücken nach dieser neuen Vorschrift als praktisch unmöglich bezeichnet. Sie hat vielleicht die einzige günstige Wirkung, daß für die betreffenden Bauwerke die gewölbten Konstruktionen mehr bevorzugt werden. Die im Abschnitt III der „Bestimmungen“ vorgeführten Rechnungs-Beispiele beweisen nichts für die praktische Ausführbarkeit, denn erstens sind die betreffenden Balken nur für die ausnahmsweise niedrige Nutzlast von 500 kg auf 1 m Träger berechnet, und sodann ist bei Beispiel 6 die Zugspannung des Betons zu 45,6 kg/qcm berechnet, so daß der angenommene Querschnitt und die Eisen-Einlagen noch bedeutend verstärkt werden müßten, während im Beispiel 7, wo eine Zugspannung $\sigma_{bz} = 16 \text{ kg/qcm}$ ermittelt wird, soviel Eisen vorgesehen ist, daß dessen Beanspruchung, nach Stadium II gerechnet, nur 606 kg/qcm beträgt.

Für Platten, d. h. rechteckige Querschnitte, erscheint nach den bisher bekannt gewordenen Versuchen der Nachweis einer genügenden Sicherheit gegen Zugrisse als überflüssig, indem die Dimensionierung nach Stadium II b mit $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ eine mindestens 1,2—1,5fache

¹⁾ C. v. Bach, „Zeitschrift d. Vereins deutsch. Ing.“, Jahrg. 1907.
²⁾ Vergl. Mörsch, Eisenbetonbau, III. Auflage, S. 199.

Sicherheit gegen das Auftreten der ersten Zugrisse bietet. Diese sind aber so fein, daß sie verschiedene Forscher früher nicht gefunden haben, und als Kantenrisse reichen sie noch lange nicht bis an das Eisen heran, das immer noch durch eine dünne Zementhaut gegen schädliche Einflüsse geschützt ist. Beim Zertrümmern von armierten Betonkörpern erkennt man diese fest anhaftende Zementhaut als einen bläulichweißen Ueberzug der Eisenstange.³⁾

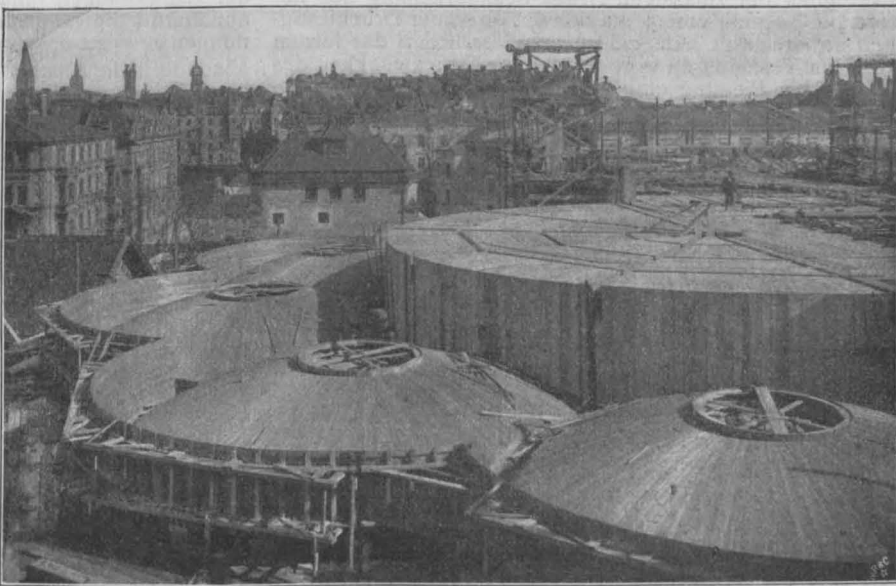
Bei den Plattenbalken haben die ersten Dehnungsrisse, die an den gewöhnlichen Betonflächen nicht auffindbar sind, in statischer Hinsicht nicht das geringste zu bedeuten, wenn sie von der nötigen Eisenmenge in richtiger Anordnung gekreuzt werden. Daß hier die Rost-Gefahr ernstlich in Betracht kommen soll, widerspricht den günstigen Erfahrungen an den bisher erstellten Bauwerken, die zum Teil sehr ungünstigen Einflüssen ausgesetzt sind. Es würde sich empfehlen, an ausgeführten Plattenbalken über Bahngleisen nachzuweisen, ob die Rauchgase und die darin enthaltene schweflige Säure tatsächlich durch etwa vorhandene Dehnungsrisse bis zum Eisen vordringen und es schädlich beeinflussen können, denn eine Verstopfung der Risse durch Ruß oder neugebildetes schwefelsaure Verbindungen ist sehr wahrscheinlich. An den 13 Jahre alten Moniergewölben über die Bahngleise in Mödling wurden im Jahre 1903 an verschiedenen Stellen Proben aus 1, 2 und 3 cm Tiefe entnommen. Dabei „zeigte sich das Eisen tadellos mit schwach bläulich angelaufener Oberfläche, an welcher der Zement dicht anhaftete“. Die chemische Untersuchung durch Prof. Dr. Klaudy in Wien führte zu dem Ergebnis, daß eine chemische Beeinflussung des Betons durch die Rauchgase an den meist befahrenen Stellen, also der Gehalt an Kohlensäure und Schwefelsäure, nur in der äußersten Schicht festgestellt werden konnte. Die verhältnismäßig große Gasaufnahme der äußersten Schicht hatte aber den Beton praktisch nicht entwertet, da selbst die Oberfläche vollständig hart und dicht blieb. An einer Stelle, wo der Beton schon äußerlich als porös erkannt wurde, zeigten sich die Eisen angerostet, aber es konnte auch festgestellt werden, daß dort von Anfang an die Umhüllung durch Zement unvollständig war. Bei den Gewölben ist der Beton allerdings nur auf Druck beansprucht, und es wäre aus diesem Grunde sehr zu wünschen, wenn ähnliche Untersuchungen auch auf Plattenbalken-Konstruktionen über Bahngleisen ausgedehnt würden. Die nunmehr 8 Jahre alte Ueberdeckung der Wiener Stadtbahn würde sich hierzu vorzüglich eignen.

Eine gute Verteilung des Eisens im Beton wirkt verzögernd auf das Erscheinen der ersten Zugrisse; schon

³⁾ Mit Rücksicht auf das Schwinden des Betons im Trocknen, worüber noch bestimmte Angaben fehlen, erscheint es möglich, daß die Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton gar nicht



Abbildg. 21. Zeltdach über den Eckpavillons während der Ausführung.



Abbildg. 23. Einschalung der Kuppeln über dem Präpariersaal und des Tambours der Hauptkuppel.



Abbildg. 24. Kuppel und nördlicher Vorbau nach der Ausschalung.

Der Neubau der kgl. Anatomie in München.

aus diesem Grunde sollte man die aus I-Trägern und dazwischen gestampftem Beton hergestellten Brücken nicht unter den Begriff der Eisenbeton-Konstruktionen mit einzu der erwünschten Sicherheit gegen Zugrisse, führt, ja es ist sogar denkbar, daß Schwindrisse vorhanden wären, ehe eine Belastung auf den Balken eingewirkt hat.

schließen, wie es bisweilen in Verkennung der statischen Wirkungsweise des Eisenbetons geschieht. Auch wird hier die Temperatur von Eisenträgern und Beton nicht notwendig gleich sein müssen wie bei den eigentlichen Eisenbeton-Konstruktionen. An solchen Konstruktionen etwa beobachtete ungünstige Einflüsse der Rauchgase und der Nässe dürfen nicht ohne weiteres auch bei den eigentlichen Eisenbeton-Konstruktionen vorausgesetzt werden, denn der Stampfbeton wird sich schon infolge des Schwindens in der Querrichtung von den glatten Stegflächen der I-Träger trennen, sodaß das statische Zusammenwirken beider Materialien unmöglich ist.

In den neuen „Bestimmungen“ sind auch die zulässigen Spannungen des Eisens und des Betons geändert. Gegenüber früher ist die Beanspruchung des Eisens von 1200 auf 1000 kg/qcm herabgesetzt und steht damit in Uebereinstimmung mit den „Leitsätzen“ des Deutschen Beton-Vereins. Mit Rücksicht auf die hohen Werte der Probelast und auf die Sicherheit überhaupt ist die Beanspruchung von 1000 kg/qcm vorzuziehen. Dagegen erscheint die Erniedrigung der zulässigen Druck-Beanspruchung des Betons bei Biegung vom 5. auf den 6. Teil seiner Druckfestigkeit unberechtigt. Aus zahlreichen Versuchen der letzten Jahre ist geschlossen worden, daß die Druckfestigkeit des Betons bei Biegung eine untergeordnete Rolle spielt, insofern auch der beste Beton an der Druckseite zerstört wird, wenn die Eisenspannung an der gezogenen Seite die Streckgrenze überschritten hat, weil dann die Druckzone an Höhe immer mehr zusammenschrumpft. Aus diesem Grunde erhält man mit ein und demselben Beton ganz verschiedene Druckfestigkeiten bei Biegung je nach dem Prozentgehalt an Armierung. Dadurch, daß man die Eisen-Spannung heruntersetzt, hat man auch von selbst die rechnungsmäßige Druckfestigkeit der auf Biegung beanspruchten Bauteile erhöht. Die 6fache Sicherheit des Betons an der Druckseite bietet keinen praktischen Gewinn im Hinblick auf die nur 3 bis 3,5fache Sicherheit des Eisens an der Zugseite. Die Druckspannung von 40 kg/qcm wird nach den neuen „Bestimmungen“ kaum angewendet werden können, denn mit plastischem Beton läßt sich bei den üblichen Mischungsverhältnissen nach 28 Tagen wohl nie die Festigkeit von 240 kg/qcm erreichen. In dem betreffenden Absatz 1 § 16 wäre noch das Alter der Betonproben anzugeben, aus § 1 kann man zwar schließen, daß wahrscheinlich die Festigkeit im Alter von 28 Tagen gemeint ist.

Der Absatz 3 § 16 über die Belastungswerte und Stoßzuschläge ist unverändert geblieben. Wünschenswert wäre gewesen, daß die Träger ohne oder doch mit einem verminderten Stoßzuschlag hätten gerechnet werden dürfen, insbesondere sollte sich dieser nicht auf die Säulen-Belastung erstrecken. Bei diesem Anlaß möchte ich noch auf eine Unklarheit im Absatz 3b aufmerksam machen. Es heißt dort in der Begründung eines Stoßzuschlages: „bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, wie z. B. bei Decken in Versammlungsräumen, Tanzsälen, Fabriken, Lagerhäusern“. Die Erschütterungen sind ohne Zweifel vorhanden bei den Tanzsälen und Fabriken und müssen im Betrag der Nutzlast berücksichtigt werden. Dagegen scheint es, daß man bei den Versammlungsräumen und Lagerhäusern unter der wechselnden Belastung eine ungleichmäßig verteilte verstanden wissen will. Wenn man aber die Momente der durchgehenden Platten und Träger schon für die ungünstigst verteilte Nutzlast rechnet, ist ein weiterer Zuschlag zur Belastung nicht mehr gerechtfertigt.

Die zulässige Beanspruchung des Betons in Stützen mit $\frac{1}{10}$ seiner Druckfestigkeit ist bedauerlicherweise nicht erhöht worden. Da in den „Bestimmungen“ im Gegensatz zu den „Leitsätzen“ eine untere Grenze für das Armierungs-Verhältnis nicht vorgeschrieben ist und man

andererseits im gewöhnlichen Betonbau auch $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit als zulässige Beanspruchung annimmt, so können unter strenger Einhaltung der Vorschriften Säulen entstehen, die zu wenig oder gar kein Eisen enthalten. Daß dies im Interesse der Sicherheit gegen unbeabsichtigte Biegungsspannungen und mit Rücksicht auf die Stabilität des ganzen Baues unerwünscht ist, braucht nicht hervor gehoben zu werden. Die Bestimmung führt bei großen Fabrik- und Lagerhausbauten in den unteren Geschossen zu solchen Säulenabmessungen, daß dadurch in vielen Fällen die Anwendung des Eisenbetons einfach ausgeschlossen ist. Nachdem mehrfache Versuche mit Eisenbetonsäulen ihre Tragfähigkeit und insbesondere den hohen Wert der Bügel dargetan haben, hätte wohl erwartet werden dürfen, daß in den neuen „Bestimmungen“ den Wünschen der Praxis mehr Beachtung geschenkt wäre. Der zweite Satz in Absatz 4, § 16: „Bei Berechnung der Eisen einlagen auf Knicken ist fünffache Sicherheit nachzuweisen“ ist überflüssig, da nach Absatz 6, § 15 der Abstand der Querverbände nicht über das Dreißigfache der Stärke der Längsstangen hinausgehen darf, wodurch von selbst annähernd die fünffache Knicksicherheit bei den Spannungen $\sigma_b = 20$, $\sigma_s = 300$ kg/qcm vorhanden ist. Auf welcher absonderliche Abstände der Bügel man kommen kann, wenn man sie aus der fünffachen Knicksicherheit der Längsstangen berechnet, zeigen gewisse Tabellenwerke⁴⁾, wo allerdings mit dem halben Bügelabstand als Knicklänge gerechnet ist. Bekanntlich sollen die Längsstangen in Verbindung mit den Bügeln den Beton am seitlichen Ausweichen hindern, dies können sie aber in wirksamer Weise nur tun, wenn ihre Knicksicherheit höher ist, als die Bruch-sicherheit des Betonprismas. Es ist also offenbar nach den „Bestimmungen“ nur eine fünffache Sicherheit der Säulen beabsichtigt. Weil aber die Druckfestigkeit des Betons in richtig armierten Säulen der Würfelstärke mindestens gleichkommt, so würde dieser Absicht auch eine zulässige Betonpressung von $\frac{1}{5}$ der Druckfestigkeit entsprechen. Im übrigen werden die Säulenversuche des „Deutschen Eisenbeton-Ausschusses“ bald Ergebnisse liefern, die vielleicht Anlaß zu einer Aenderung der betreffenden Vorschrift geben werden.

Die zulässigen Schub- und Haftspannungen sind wie früher zu 4,5 kg/qcm festgesetzt. Es würde zu weit führen, hier die Berücksichtigung der Schubspannungen bei der Anordnung der abgebogenen Eisen und der Bügel zu besprechen. Da dieses Gebiet zu den z. Zt. am meisten umstrittenen gehört, kann von den „Bestimmungen“ kaum erwartet werden, daß sie hierin weiter gehen, als die Lehrbücher des Eisenbetons. Gegen die zu niedere Zahl von 4,5 kg/qcm für die Haftspannung in Verbindung mit der in den Beispielen angewendeten Rechnungsweise, wo nur die unteren geraden Eisen berücksichtigt werden, ist schon mehrfach geschrieben worden. Es genüge, darauf hinzu-

weisen, daß die Formel für $\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{u}$, die unter der Voraussetzung von nur geraden Eisenstangen abgeleitet wird, nicht ohne weiteres auch beim Vorhandensein von abgebogenen Eisen gültig ist. Man kann daher aus Versuchen mit der Formel Werte für die Haftfestigkeit bei Biegung ableiten, die dann mit dem direkt ermittelten Gleitwiderstand nicht übereinstimmen werden, oder man will die gleichen Zahlen und hat dann die Formel mit einem gewissen Faktor zu versehen.

Da ich diese Frage, sowie die Berechnung der Bügel und abgebogenen Eisen aus den Schubspannungen, auf Grund des neuesten Versuchsmaterials eingehend in der 3. Auflage meines Buches über Eisenbeton behandelt habe, möge der Hinweis hierauf genügen. — (Fortsetzung folgt.)

⁴⁾ Vergl. die „Mitteilungen“ 1907, No. 11 S. 44, No. 12 S. 48.

Literatur.

Armierter Beton. In unserer Besprechung über das 1. Heft dieser im Springer'schen Verlage seit Beginn des Jahres erscheinenden neuen Monatsschrift ist ohne unser Verschulden der Jahrespreis mit 16 M. angegeben, während er nur 10 M. beträgt, was wir hiermit richtig stellen. —

Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung. Herausgegeben von Prof. E. Mörsch in Zürich. 3. vollständig neubearbeitete und vermehrte Auflage. Mit Versuchen und Bauausführungen der Firma Wayß & Freytag A.-G. in Neustadt a. H., Herausgeber der 1. und 2. Auflage. Verlag von Konrad Wittwer in Stuttgart 1908. Pr. geb. 8,80 M.

Die neue Auflage des vorliegenden Werkes, das im Jahre 1902 erstmalig auf dem Büchermarkt erschien und damals in der deutschen Literatur auch zum ersten Male eine Zusammenfassung der Grundlagen der Theorie des Eisenbetons, gestützt auf wissenschaftliche Versuche,

brachte, unterscheidet sich schon rein äußerlich von der vorhergehenden⁵⁾ einmal dadurch, daß der bei den ersten beiden Auflagen beauftragte Verfasser nunmehr als der Herausgeber mehr in den Vordergrund getreten ist und dann durch den erheblich angewachsenen Umfang, der um mehr als 100 Seiten, d. s. etwa 46 %, gestiegen ist. Die Gliederung des Stoffes in 3 Hauptkapitel: Allgemeines, enthaltend die grundlegenden Eigenschaften des Betons und Eisenbetons, sowie Angaben über die gebräuchlichen und zweckmäßigsten Armierungen, Theorie des Eisenbetons und schließlich Anwendungen des Eisenbetons sind erhalten geblieben wie auch die Unterteilung im einzelnen. Doch sind eine Reihe neuer Abschnitte eingeschoben, so namentlich: Versuche über die Lage der neutralen Achse; Sicherheit des Betons gegen Zugrisse; ge-

⁵⁾ Vergl. die Besprechung „Mitteilungen“ Jahrg. 1905, S. 91.

naue Formeln für Plattenbalken; Biegung mit Achsialzug; Versuche mit kontinuierlichen Plattenbalken, und vor allem Untersuchungen über den Einfluß der Schubkräfte. Letzterem Abschnitt fällt mehr als die Hälfte der gesamten Erweiterung des Werkes zu.

Erhalten geblieben ist ferner der Charakter des Werkes, das nicht ein vollständiges Handbuch oder ein Leitfaden des Eisenbetonbaues sein will, sondern das Schwergewicht legt auf die Entwicklung einer praktisch verwendbaren Theorie aus den Ergebnissen wissenschaftlicher Versuche, meist ausgeführt durch die Versuchsanstalt in Stuttgart und vielfach für die Firma Wayß & Freytag, sowie auf eine, sich auf diesen Versuchen aufbauende Begründung für die zweckentsprechende Anordnung der Eiseneinlagen. Wie früher, sind in dem 3. Hauptabschnitt der Anwendungen des Eisenbetons nur Beispiele der Firma Wayß & Freytag aufgenommen, die sämtlich nach den im vorhergehenden Abschnitt entwickelten Grundsätzen berechnet und konstruiert sind, zum großen Teile unter der Leitung des Verfassers. So ist der theoretische und praktische Teil in den denkbar engsten Zusammenhang gebracht. Damit erscheint die Beschränkung der Auswahl der Beispiele auf Ausführungen einer einzigen Firma gerechtfertigt, um so mehr, als die Ausführungen nirgends den sachlichen Boden verlassen.

Im übrigen zeigt die neue Auflage des Werkes, in wie bedeutender Weise wissenschaftliche Versuche der letzten Jahre die Erkenntnis über den Eisenbeton beeinflusst und vervollkommen haben, und daß auch bei dem Verfasser sich auf der Grundlage dieser Versuche eine Weiterentwicklung, in einigen Punkten selbst eine gewisse Umgestaltung der Anschauungen vollzogen hat. So tritt der Verfasser, der in der vorigen Auflage die Considère'sche Theorie von der großen Dehnungsfähigkeit des armierten Betons vor dem Auftreten von Rissen noch bis zu einem gewissen Grade anerkennt, wenn er ihr gegenüber auch bereits eine vorsichtige Stellung einnimmt, nach den neuesten Versuchen der Anschauung bei, daß diese Theorie sich „wenigstens in praktischem Sinn als inhaltlos erwiesen habe“. Er untersucht dann näher die Frage der Sicherheit des Betons gegen die ersten feinen Zugrisse, welche letztere sich unter Zugrundelegung der Berechnung nach den „Leitsätzen“ bzw. der bisher üblich gewesenen Berechnungsweise der preussischen Bestimmungen nach den neuesten Versuchen für rechteckigen Querschnitt noch zu 1,2—1,5 ergibt. Die neuen preussischen Bestimmungen vom Mai 1907, soweit sie für einen besonderen Nachweis der Sicherheit gegen Zugrisse eine dreifache Sicherheit verlangen, erscheinen dem Verfasser dagegen als zu weitgehend. (Vergl. seine Ausführungen hierzu an anderer Stelle in der vorliegenden Nummer.) Für die Plattenbalken mit T-förmigem Querschnitt läßt sich nach den Versuchen mit nach den „Leitsätzen“ armierten Balken diese Sicherheit gegen das Auftreten der ersten feinen Risse allerdings nicht feststellen, und zwar sinkt hier die Sicherheit gegen Rißbildung mit dem steigenden Armierungs-Verhältnis des Steges, (weil der Betonquerschnitt immer mehr gegen die Eisenmenge zurücktritt und seine Zugspannungen daher nicht ausreichen, um die Dehnung des Eisens entsprechend zu verringern). In diesen feinen Rissen, die noch dazu nur Kantennisse sind, die keineswegs bis zum Eisen reichen, kann der Verfasser nach den bisherigen Erfahrungen auch selbst für Eisenbeton-Bauten, die ungünstigsten Einflüssen ausgesetzt sind, aber keine Gefahr erblicken, wenn man bei der Berechnung die Zugfestigkeit des Betons nicht mit in Anspruch genommen hat und das Eisen gut verteilt. Nur durch breite Stege oder Einhaltung sehr geringer Eisenspannungen sind die Plattenbalken ganz rissefrei zu halten.

Die Ausführungen über den Einfluß der Schubkräfte stellen eine Verschärfung der schon in der 2. Auflage ausgesprochenen Ansichten dar, die Verfasser dann in seinen Veröffentlichungen vom Jahre 1907 (u. a. in der Deutschen Bauzeitung Jahrg. 1907, S. 207 u. ff.) weiter ausgeführt und auf Grund der neuesten Bach'schen Versuche noch weiter befestigt hat. Die überzeugenden Ausführungen gehen dahin, daß die Schubkräfte, denen man bei den Platten nicht durch besondere Anordnungen zu begegnen braucht, bei den frei aufliegenden Plattenbalken sich nicht in Abscheren der Trägerenden in wagrechtem oder lotrechtem Sinne, sondern in schief gerichteten Rissen in der Nähe des Auflagers äußern, in denen die Zugfestigkeit des Betons durch die schiefen Hauptspannungen überwunden wird. Bügel und aufgebogene Eisen beeinflussen zwar die Richtung dieser Risse wenig, diese treten dann aber später auf, ein Beweis, daß diese Eisen tatsächlich die schiefen Zugspannungen des Betons verringern. Und zwar wird die Tragfähigkeit durch die abgebogenen Eisen, für die Verfasser einen wenig von 45° abweichenden Winkel empfiehlt, durch diese Eisen in wesentlich stärkerem Maße erhöht als durch die Bügel. Letztere könnten bei sorgfältig angeordneter Armierung

mit abgebogenen Eisen also eigentlich entbehrt werden, wenn sie nicht aus praktischen Gründen, z. B. zum besseren Zusammenhalt des Steges mit der Platte, für die Aufnahme von Querkraften bei halbseitiger Belastung usw. erforderlich wären. Auch wirken sie einer Zerstörung der Trägerenden dadurch entgegen, daß sie die Haftfestigkeit der geraden Eisen erhöhen. Es ist aber nach dem Verfasser eine falsche Annahme, wenn die Bügel so berechnet werden, als wenn sie durch ihre Scherfestigkeit die Schubspannung im Beton zu verringern hätten. Sie werden vielmehr tatsächlich ebenfalls auf Zug beansprucht, wie die aufgebogenen Eisen. Für letztere empfiehlt Verfasser eine sorgfältige Ausrundung an den Aufbiegungspunkten und eine Befestigung an den Enden nicht nur durch rechtwinklige Haken, sondern durch die von Considère vorgeschlagene schleifenförmige Umbiegung. Letztere Form wird namentlich auch für die Enden der unten gerade durchgehenden Eisen empfohlen, die dann so fest verankert werden, daß ihre Haftfestigkeit nicht mehr allein in Anspruch genommen wird. Bezüglich der Berechnung der Haftspannungen vergl. die von Mörsch auf S. 22 dieser Nummer entwickelten Anschauungen, die denen seines Werkes entsprechen.

Interessant sind auch die Mitteilungen über die neuen Versuche der Firma Wayß & Freytag, die nach Angabe des Verfassers mit 3 kontinuierlichen Plattenbalken ausgeführt worden sind. Diese Versuche tragen zur Klärung der Frage über die Kontinuität der Eisenbetonbalken bei, der nicht immer die nötige Aufmerksamkeit geschenkt wird.

Das sind die wesentlichen Neuerungen in der 2. Auflage, die damit übrigens keineswegs abgeschlossen sind. Es finden sich vielmehr in einer ganzen Reihe von Abschnitten Zusätze und Erweiterungen, so auch in den beigegebenen Tabellen und Diagrammen zur Erleichterung der Berechnung bzw. der Spannungsfeststellung. In dem Beispielteil sind namentlich der Hochbau, die Pfahlgründungen und die Ausbildung der Silos etwas eingehender behandelt.

Die neue Auflage des vortrefflichen Werkes bedeutet hiernach also nicht nur eine Erweiterung, sondern auch eine nicht unwesentliche Vertiefung. Als ein besonderer Vorteil ist es dabei anzusehen, daß die Beschränkung, die sich der Verfasser im Umfange auferlegt hat, ihm gestattet, um so rascher wichtigen Fortschritten mit neuen Auflagen zu folgen und so das Werk stets auf der Höhe zu erhalten. Im übrigen können wir auf unsere ausführliche Besprechung gelegentlich der 2. Auflage verweisen. — Fr. E.

Ueber die Wirkung der Magnesia in gebranntem Zement. Von Dr. Ing. Rud. Dyckerhoff. Amöneburg b. Biebrich. 1908.

In der kleinen Schrift beschäftigt sich Verfasser näher mit der bekannten Erscheinung, daß scharf gebrannte Zemente mit hohem Magnesiagehalt, trotzdem sie die übliche Raumbeständigkeits-Probe nach 28 Tagen, auch die Koch- und Darrprobe, gut bestehen, später — und zwar noch nach langen Jahren — übergroße Ausdehnungs- und Treib-Erscheinungen zeigen, die schließlich zu einer Zerstörung des Mörtels durch Rissebildung führen. Verfasser hat ausgedehnte Versuche zur näheren Festlegung dieser Erscheinung durchgeführt, darunter eine sich bis auf 10 Jahre erstreckende Versuchsreihe mit Zementen von 1,73—21,24% Magnesiagehalt. Die Proben wurden aus reinem Zement, bzw. in der Mischung 1 : 3 hergestellt, unter Wasser aufbewahrt und fortlaufend gemessen. Eine Reihe von Kontrollproben wurden in ihrem Verhalten in der Zimmerluft beobachtet. Letztere zeigten selbst bei 21% Magnesia noch keine Treib-Erscheinungen, es fehlte ihnen eben die nötige Feuchtigkeit zur Hydratbildung, die Magnesia konnte also nicht ablöschen, darum auch nicht treiben. Die unter Wasser aufbewahrten Proben zeigten in den ersten 4 Wochen keinen Unterschied der Raumbeständigkeit gegenüber den gewöhnlichen Zementproben. Die später einsetzenden Treib-Erscheinungen, die bei reinem Zement schon über 4% bei Mörtel 1 : 3 bei 5—6% einsetzten, wuchsen mit dem höheren Magnesiagehalt, der größeren Mahlfineinheit der Rohmaterialien, vor allem auch mit der schärferen Sinterung (denn schwachgebrannte Magnesia zeigt die üble Eigenschaft überhaupt nicht). Die Treib-Erscheinungen wurden auch stärker, wenn die Magnesia einen Teil des Kalkgehaltes im Zementgemisch ersetzte. Die Festigkeiten blieben hinter normalem Zement zurück, und zwar um so mehr, je höher der Magnesiagehalt und je schärfer die Sinterung war. Ein Magnesiagehalt von 4% erscheint dem Verfasser daher auch als die obere Grenze, bei der noch mit Sicherheit ein einwandfreies raumbeständiges Erzeugnis erzielt wird. —

Inhalt: Der Neubau der kgl. Anatomie in München. (Schluß.) — Entwurf zu einer gewölbten Eisenbeton-Brücke von 216 m Spannweite über den Harlem-Fluß bei New York. — Ueber die Vorschriften für Eisenbetonbauten. (Fortsetzung.) — Literatur. — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.). — Deutscher Beton-Verein (E. V.). —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin. Für die Redaktion verantwortlich Fritz Eiselen, Berlin.

Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber, Berlin.

Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.).

Tagesordnung für die XXXI. General-Versammlung

am Mittwoch, den 26. und Donnerstag, den 27. Februar 1908, vorm. 10 Uhr, im Saale A des Architektenhauses in Berlin, Wilhelm Straße 92/93, und Freitag, den 28. Februar 1908, vorm. 10 Uhr, im großen Saale des Hotels Prinz Albrecht in Berlin, Prinz Albrecht Straße 9.

1. und 2. Tag. 1. Bericht des Vorstandes über Vereins-Angelegenheiten. 2. Rechnungslegung durch den Kassierer. 3. Wahl der Rechnungs-Revisoren nach § 12 der Satzungen. 4. Vorstandswahl nach § 4 der Satzungen. 5. Vorlage der neu ausgearbeiteten Normen und Genehmigung derselben. 6. Abänderung des § 3, Abs. I der Satzungen, dahingehend, daß statt 2% Zusätze 3% gestattet sein sollen. 7. a) Bericht über die Tätigkeit des Vereins-Laboratoriums. b) Wahl von 3 Mitgliedern in den Verwaltungsrat des Vereins-Laboratoriums. 8. Bericht der Kommissionen: a) Meerwasser-Kommission. Ref.: Hr. Dr.-Ing. Rudolf Dyckerhoff-Amöneburg. b) Sand-Kommission. Ref.: Hr. Dr. Goslich-Züllchow. c) Bindezeit-Kommission. Ref.: Hr. Dir. Schindler-Weisenau. 9. Bericht über den Stand der Schlacken-Mischfrage. 10. Bericht über die Arbeiten des Beton-Ausschusses. 11. Drehofenbetrieb an Sonntagen. 12. Welche neueren Erfahrungen sind mit Portland-Zement-Mörteln bei Talsperrenbauten gemacht worden? 13. Ueber Versuche mit dem Zementierungs-Verfahren bei Schachtbauten. Vortrag des Hrn. Bergwerks-Dir. Cronjäger-Neuhof. 14. Anträge der Sächsisch-Thüringischen Portland-Zement-Fabrik Prüssing & Cie., Göschwitz; Abänderung der Gewerbe-Ordnung betreffend. 15. Mitteilungen über das Deutsche Museum in München. 16. Besprechung über die im Jahre 1910 zu veranstaltende zweite Ton-, Zement- und Kalk-Industrie-Ausstellung.

3. Tag. 17. Ueber Verwendung von Papiersäcken zur Verpackung des Zementes. 18. Ueber Verwendung von Gesteins-Bohrmaschinen in Steinbruch-Betrieben. Vortrag des Hrn. Ing. Otto Schott-Heidelberg. 19. Ueber neuere Anlagen mit Drehöfen. Vortrag eines Vertreters der Masch.-Fabrik Polysius-Dessau. 20. Ueber Drehöfen mit erweiterter Sinterzone. Vortrag eines Vertreters der Masch.-Fabrik Polysius-Dessau. 21. Ueber neuere Zerkleinerungs-Maschinen, speziell Zementoren. Vortrag eines Vertreters der Masch.-Fabrik Polysius-Dessau. 22. Ueber Fortschritte in der Technik der Zement-Industrie. Vortrag des Hrn. Fabr. Foß-Kopenhagen. 23. Ueber eine neue Bepanzerungsart von Kugelmühlen der Herm. Löhnert-A.-G.-Bromberg. Vortrag des Hrn. Dir. Beneke-Bromberg. 24. Ueber das Mahlprinzip der Kentmühle und ihre Anwendung in der Zement-Fabrikation. Vortrag des Hrn. von Grueber-Berlin. 25. Ueber die Fuller-Lehigh-Mühlen. Vortrag des Hrn. Claudius Peters, Gen.-Vertr., Hamburg. 26. Ueber Entstaubungs-Anlagen in der Zerkleinerungs-Industrie mit besonderer Berücksichtigung der Zement-Industrie in Anlehnung an die Praxis. Vortrag des Hrn. Ziv.-Ing. A. Röder-Breslau. 27. Ueber Transport-Einrichtungen. —

Am Mittwoch, den 26. Februar d. J., nachmittags 5 Uhr, findet ein gemeinschaftliches Essen im Hotel „Der Kaiserhof“ am Wilhelmsplatz statt; Anmeldungen zum Essen bitten wir bis 15. Februar d. J. an Hrn. Dir. Dr. Müller-Kalkberge (Mark) gelangen zu lassen. Um pünktliche Einsendung der Anmeldungen wird dringendst gebeten.

Der Vorstand des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.): F. Schott, Vorsitzender.

Deutscher Beton-Verein (E. V.).

Tagesordnung für die XI. Hauptversammlung

am Freitag, den 28., und Sonnabend, den 29. Februar 1908, vorm. 10 Uhr beginnend, im großen Saale A des Architekten-Vereinshauses zu Berlin, Wilhelmstr. 92/93.

1. Jahresbericht des Vorstandes. 2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister und Bericht der Rechnungsprüfer, Entlastung des Vorstandes. 3. Wahl von 3 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. (Die Wahl hat zu erfolgen für die Hrn.: Kommerz.-Rat A. E. Toepffer, V. Carstanjen und J. Stiefel.) 3a. Antrag des Vorstandes auf Erhöhung der Zahl der ständigen Vorstandsmitglieder um 3, also von 9 auf 12, eventl. Wahl von 3 weiteren Vorstandsmitgliedern. 4. Wahl von 3 Rechnungsprüfern. 5. Vorlage des Voranschlags für 1908/09. 6. Antrag des Vorstandes auf Erhöhung des Jahresbeitrages. 7. Beschlußfassung über Aenderung der Satzung gemäß Punkt 3 und 6 der Tagesordnung. 8. Bericht des Ausschusses für die Einsetzung von Schiedsgerichten und Ernennung von Sachverständigen für Beton- und Eisenbeton-Bauten. Berichterstatter Hr. W. Langelott. 9. Beschlußfassung über eine Wander-Versammlung in München im Juni 1908. 10. Bericht des Beton- und Eisenbeton-Ausschusses. Berichterstatter Hr. Alfred Hüser. 11. Bericht des Röhren-Ausschusses. Berichterstatter Hr. W. Langelott. 12. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Hart der Firma A.-G. für Beton- und Monierbau in Berlin über: „Die Eisenbeton-Eisenbahnbrücke in Wilmersdorf“ unter Vorführung von Lichtbildern. 13. Vortrag des Hrn. Ob.-Ing. Köhler der Firma Windschild & Langelott in Cossebaude b. Dresden über: „Die Anwendung von Gelenken bei Brücken-Bauten.“ 14. Mitteilungen von „Ergebnissen neuerer Eisenbeton-Versuche“ durch Hrn. Dipl.-Ing. Luft, Dir. der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., 1. bei Prüfung von Eisenbeton-Balken auf Schub- und Biegezugsfestigkeit, ausgeführt in der Material-Prüfungs-Anstalt in Stuttgart, 2. bei Bruchbelastung einer Bogenhalle von 18 m Stützweite von der Ausstellung in Nürnberg 1906, unter Vorführung von Lichtbildern. 15. Vortrag des Hrn. Dipl.-Ing. Richard Müller der Firma Rud. Wolle in Leipzig über: „Neue Versuche an Eisenbeton-Balken über die Lage und das Wandern der Nulllinie, sowie das Verhalten der Querschnitte“, unter Vorführung von Lichtbildern. 16. Vortrag des Hrn. Dr.-Ing. Thieme, Altona-Bahrenfeld, über: „Einfluß der Querkkräfte auf die Anordnung der Armierungen bei Eisenbeton-Balken.“ 17. Vortrag des Hrn. B. Liebold über: „Die aus Pfeilern, Gewölben, Spandrellen und Spannbögen bestehenden Mauern der Masch.-Fabrik Henschel in Cassel“, unter Vorführung eines Modelles. 18. Vortrag des Hrn. Ing. Rudolf Heim der Firma Carl Brand-Düsseldorf, Zweig-Niederlassung Breslau, über: „Die Eisenbeton-Konstruktionen am Neubau der Markthalle II in Breslau“, unter Vorführung von Lichtbildern. 19. Mitteilungen des Hrn. Wasserwerks-Dir. Scheelhaase in Frankfurt a. M. über: „Maßnahmen gegen die angreifenden Eigenschaften des Frankfurter Grundwassers.“ 20. Welche Mittel gibt es zur Erzielung möglichst großer Schallsicherheit, sowie zur Verhütung von Kälte- und Wärme-Uebertragung bei Eisenbeton-Decken? 21. Sind neue Beobachtungen und Erfahrungen bei Beton- und Eisenbeton-Bauten und Zement-Arbeiten gemacht? 22. Mitteilungen über bemerkenswerte Bau-Ausführungen, neue Beton-Produkte, Maschinen und Geräte. 23. Erledigung des Fragekastens.

Es wird Gelegenheit gegeben, zu technischen und anderen Fragen Mitteilung zu machen. Die Teilnehmer an der Versammlung werden darauf aufmerksam gemacht, daß in dem Versammlungs-Lokal ein Fragekasten aufgestellt ist, in welchem Fragen schriftlich niedergelegt werden können, die gegen Schluß der Versammlung zur Erledigung kommen.

Freitag, den 28. Februar, 4 1/2 Uhr nachmittags, findet das Festessen mit Damen im Hotel „Der Kaiserhof“ (Eingang Mauer Straße) statt. Anmeldungen dazu werden vom Bureau am Eingange des Versammlungs-Saales entgegengenommen.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.): Eugen Dyckerhoff, Vorsitzender.