

KONSTRUKTION UND BAUAUSFÜHRUNG

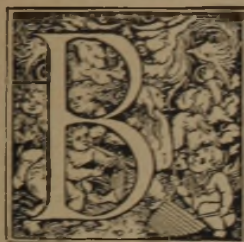
MASSIV-, EISENBETON-, EISEN- UND HOLZBAU

SCHRIFTLICHTUNG: REG.-BAUMEISTER a. D. FRITZ EISELEN

Alle Rechte vorbehalten. — Für nicht verlangte Beiträge keine Gewähr.

Neuzeitliche freitragende Holzkonstruktionen.

Von Dipl.-Ing. Dienstmann, i. Fa. Arthur Müller, Land- und Industriebauten, Berlin.



Bei dem lebhaften Wettbewerb auf allen Gebieten des Wirtschaftslebens und den steigenden Preisen für Kohle und jegliche Art Rohmaterial, gewinnt die Frage der Wirtschaftlichkeit besonders im Bauwesen immer größere Bedeutung. Und es ist kein Zufall, daß der ingenieurmäßig durchgebildete, freitragende Holzbau, emporgekommen durch die Not des Weltkrieges, heute zu einem immerhin bedeutenden Industriezweig herangewachsen ist und auf vielen Gebieten dem Eisen und Eisenbetonbau ein gefährlicher und bleibender Konkurrent ist.

Die in letzter Zeit vielfach veröffentlichten Abhandlungen über Ausführungen von neuzeitlichen Holzbauten haben in Fachkreisen zweifellos Interesse erweckt. Es sei deshalb an dieser Stelle auf zwei Holzbauten hingewiesen, deren Ausführungsart aus dem Rahmen einer alltäglichen freitragenden Binderkonstruktion herausfällt.

Von der Eisenbeton-Firma Schneider-Riga wurde i. J. 1924 in Riga ein Theaterbau ausgeführt. Der Zuschauerraum dieses Theaters, der in

Abb. 1, unten, dargestellt ist, war annähernd kreisrund und mußte durch eine Kuppel von rd. 25 m Spw. überdeckt werden. Die Ausführung der Kuppel erfolgte in Holz, und wurde von der oben erwähnten Firma Schneider, Riga, nach den Entwürfen und statischen Untersuchungen der Arthur Müller Land- und Industriebauten Berlin (Ambi-Werke) im eigenen Betriebe vorgenommen.

Einen Überblick über die Konstruktion der Kuppel geben die Abb. 2—5, S. 10, während in den Abb. 6—10, S. 11, Einzelheiten der Holzkonstruktionen in Bild und Zeichnung wiedergegeben werden. Die einzelnen Binder, die nicht in gleichen Abständen von einander liegen, sind im Zentrum der Kuppel zusammengeführt. Zur Aufnahme sämtlicher Untergurte der Binder ist eine doppelte Eisenblechscheibe von 120 cm Durchmesser von je 10 mm Stärke so angeordnet, daß die Untergurte zwischen die beiden Scheiben zu liegen kommen und an diese angeschlossen werden (Abb. 7 u. 8, S. 11). Des bequemeren Anschlusses wegen sind an den Stellen, an denen die Binder auf die Scheiben münden, eiserne Laschen auf letztere aufgesetzt. Die Anschlußlaschen bestehen jedes Mal aus zwei Flacheisen von 120.10 mm. Angeschlossen an die Scheiben werden sie durch je drei Niete von 20 mm Durchmesser.



Abb. 1. Zuschauerraum des Kinotheaters in Riga.

Aufsicht der Dachkonstruktion.

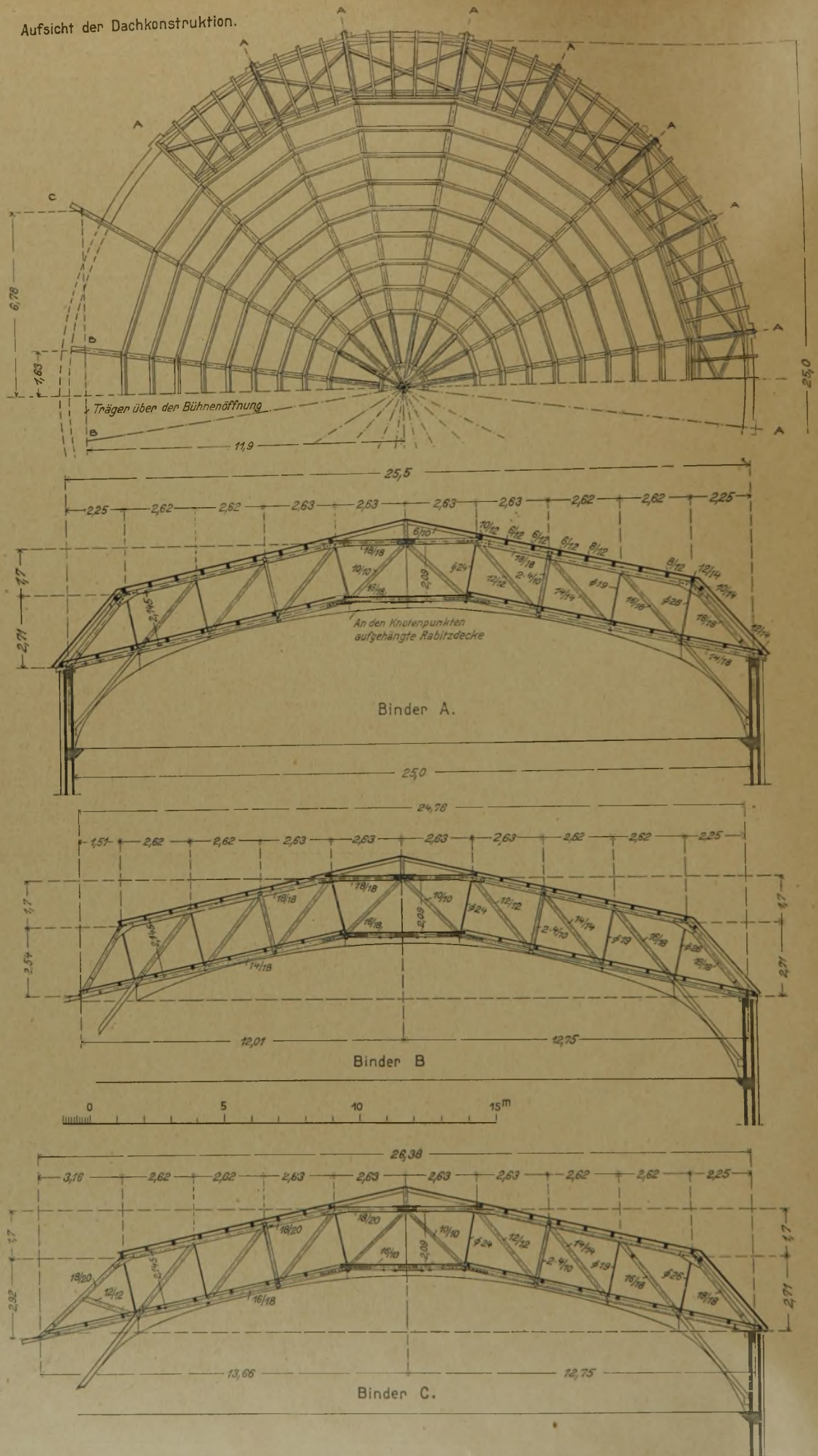


Abb. 2-5. Anordnung und Ausbildung der Dachbinder im Theater zu Riga.

Zentralanschluß der Obergurte.

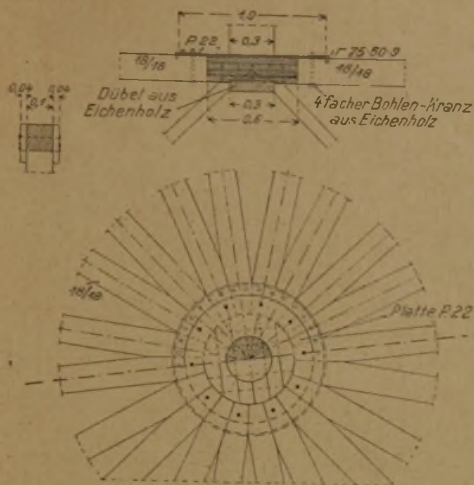


Abb. 6. Zusammenführung der Obergurte.



Zentralanschluß der Untergurte.

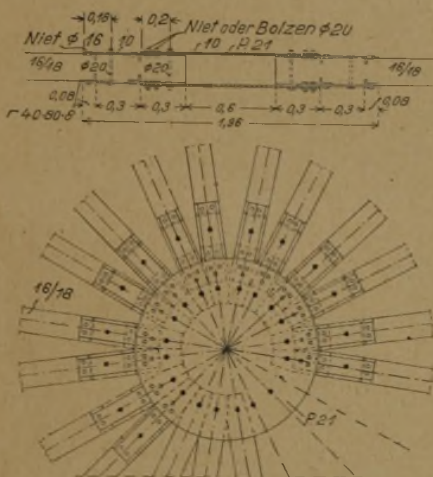


Abb. 7. Zusammenführung der Untergurte.



Der Anschluß der Laschen an den hölzernen Untergurt erfolgt durch $2.2 = 4$ Winkel $40.80.8$ mm von 160 mm Länge. Sie greifen mit den 40 mm breiten Schenkeln in das Holz ein und nehmen mit dieser Fläche die auftretende Zugkraft des Untergurtes auf. Der Anschluß der Winkel an die Laschen erfolgt durch zwei Niete von 16 mm Durchmesser.

Da die Pfeiler, die zur Aufnahme der einzelnen Binder dienen, aus architektonischen Gründen nicht in gleichen Abständen an der Peripherie des Theater-raums angeordnet waren, sind auch die Anfallwinkel der Binder in der Mitte der Kuppel verschieden groß und es bedurfte die Herstellung der Zentralplatten mit den aufgesetzten Flacheisen daher ganz besonderer Sorgfalt und Genauigkeit.

Der Binderobergurtanfallpunkt (Abb. 6 u. 8, oben) ist so ausgebildet, daß kein Bohlenkranz von 60 cm Dm., bestehend aus vier übereinandergelegten, kreuzweis geschichteten eichenen Bohlen von $4,5.10$ cm Stärke die Obergurte auf Druck miteinander verbindet. Den oberen Anschluß bildet eine 8 mm starke Eisenplatte von $1,0$ m Dm. An diese ist außen ein Winkel $75.50.9$ aufgenietet, dessen 50 mm breiter Schenkel in die Obergurte hineingreift. Gleichzeitig werden die Obergurte mittels Bolzen an die Eisenplatte in lot-rechter Ebene angeschlossen. Die Obergurte sind, um ein möglichst inniges Aneinanderschmiegen herbeizuführen, an den äußeren Enden verjüngt. Als kleinster Querschnitt wurde an den Verjüngungsstellen der



Abb. 8—10. Einzelheiten der Kuppel-Konstruktion.

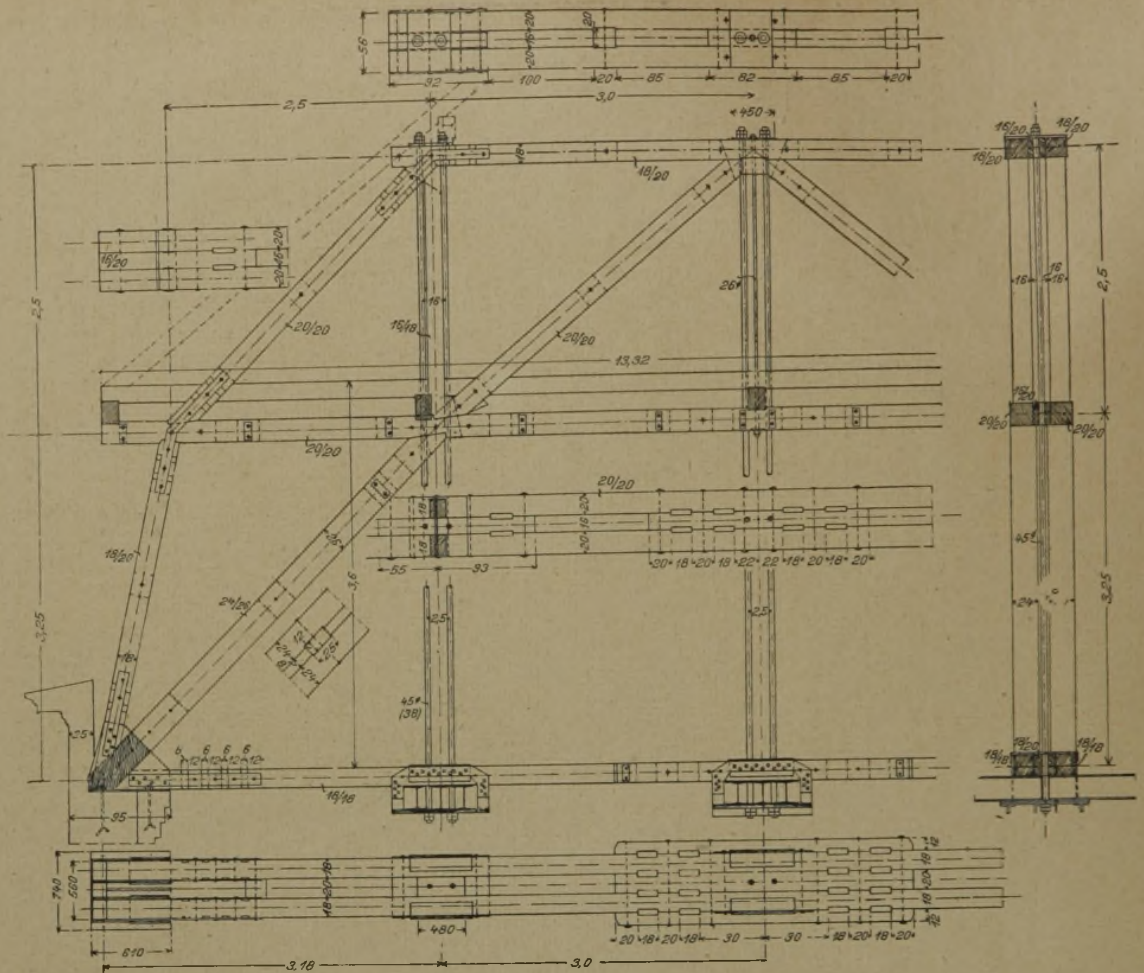


Abb. 11. Konstruktion des Doppelbinder.

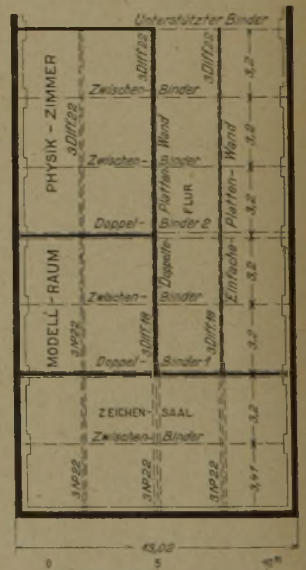
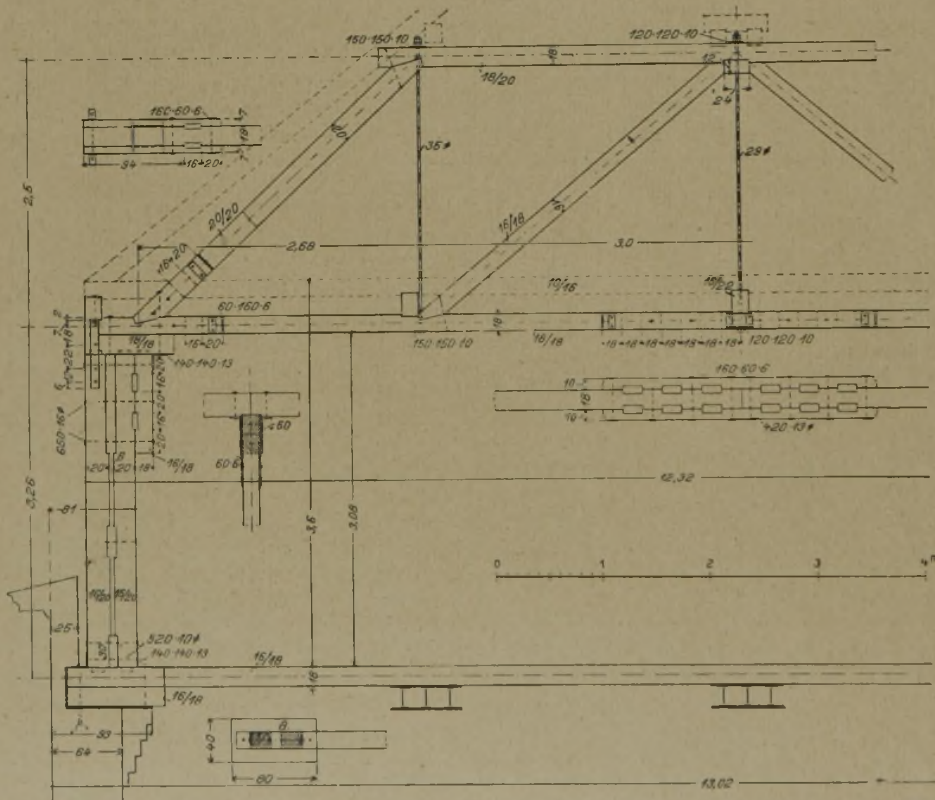


Abb. 12. Grundriß des Obergeschosses.

Abb. 13 (links). Zwischenbinder.

Gemeinschaftsschule in Wriezen. Saalbau.

Querschnitt 9.18 zugrundegelegt, so daß hier ein Druck von $9.18 \cdot 60 = 9720 \text{ kg}$ vom Holzquerschnitt aufgenommen werden kann.

Abb. 6 u. 7, S. 11, geben die Konstruktions-Einheiten der Zentralanschlüsse für Ober- und Untergurt wieder. Auf Abb. 2—5, S. 10, ist die Binderform und der gesamte Grundriß sowie die Lage der Binder zu-

einander zu sehen. Die lotrechten Zugstangen in den Bindern sind z. T. aus Eisen, z. T. aus Holz hergestellt, wie aus den Abb. 8—10, S. 11, hervorgeht. Der ganze Bau zeichnet sich durch seine einfache Konstruktion und seine klare Anordnung aus, und die Aufstellung konnte in der überraschend kurzen Zeit von 4 Tagen vorgenommen werden.



Abb. 14. Zweietagenbinder mit je 3 eisernen Schuhen für die Unterzüge.



Abb. 15. Als Doppelbinder konstruierter Zweietagenbinder. Saalbau im Schulhaus zu Wriezen.

Als oberer Abschluß der Umfassungsmauern ist ein Eisenbetonring eingebaut worden, der den Seitenschub des Kuppeldaches aufnimmt. Die Eindeckung der Kuppel erfolgte als Timeroiddach auf 20 mm starker, rauher und gespundeter Schalung. Das Gewicht der Dachhaut für 1 qm Dachfläche beträgt einschl. Pfetten

Schalung 20 mm	12 kg
Timeroid	10 kg
Pfetten i. M 8/12	7 kg
	zus. 30 kg

Für die untere Dachneigung ergab sich somit das

Eigengewicht für 1 qm überdeckter Grundfläche zu

$$\frac{30}{\cos x} = \frac{30}{\cos 50^{\circ} 20'} = 47 \text{ kg, für die obere Dachneigung zu } \frac{30}{\cos 12^{\circ} 10'} = 30 \text{ kg.}$$

Das Bindereigengewicht ist mit 20 kg/qm Grundfläche errechnet. Die Schneelast wurde zu 75 . cos x kg/qm angenommen und bei der geringen oberen Dachneigung von 12° 10' ist die Möglichkeit einer einseitigen Schneebelastung vernachlässigt worden.

Der Winddruck ist mit 150 kg/qm in die Rechnung eingeführt worden.

An der Kuppelkonstruktion hängt im Innern des Theaterraumes eine Rabitzdecke, die der Form der Konstruktion folgend, dem Innenraum das Aussehen eines einheitlichen Gewölbes gibt (Abb. 1, S. 9). Um zu starke Abkühlung zu verhindern, bzw. um die Wärmehaltung zu erhöhen, ist über der Rabitzdecke noch begehrbarer Stülpbretterboden angeordnet worden, der mit Torfmull beschüttet ist. Die Kuppeldecke ist in Rabitz-Zementputz von 4 cm Stärke ausgebildet und an den Knotenpunkten der Binder aufgehängt. Das Gewicht der 4 cm starken Rabitzdecke beträgt 80 kg/qm Grundfläche. Das Gewicht der Holzdecke ergibt sich zu

Pfetten $8 \cdot 12 =$	7 kg
Stülpchalung	12 kg
TorfmuU	6 kg
zus. 25 kg	

Die Verteilung der Binder war an die Anzahl und die Lage der Eisenbetonstützen gebunden. Der Zuschauerraum ist nicht kreisrund, sondern elliptisch. Die Innenmaße sind $23,75$ und $24,75 \text{ m}$.

Bezüglich der Beanspruchungen und Belastungen waren von Seiten der in Frage kommenden Behörde die preuß. Bestimmungen v. J. 1916 vorgeschrieben. Für die Ausführung wurde gut abgelagertes, vollkantiges und scharfkantiges Kiefernholz verwendet. Bei der statischen Berechnung ist die Last eines etwa 650 kg schweren Beleuchtungskörpers, der im Zentrum der Kuppel aufgehängt ist, berücksichtigt worden. Das Gewicht verteilt sich auf 10 Binder. Die Stabkraftermittelungen wurden durchgeführt für beiderseitige Vollbelastung und es ergaben sich hierbei größte Stabkräfte von $13\,200 \text{ kg}$ Druck und $13\,500 \text{ kg}$ Zug. Die größte Auflast eines Binders auf einen Pfeiler beträgt rund 7000 kg .

Die Ausführung und die Aufstellung ist leicht vortanzen gegangen und die fertige Konstruktion hat in Rigaer Bankreisen ausgezeichneten Eindruck gemacht.

Einen zweiten interessanten Holzbau stellen wir in den Abb. 11—15, S. 12 u. 13 dar.

Die Stadt Wriezen a. d. Oder hat im Frühjahr 1925 den Bau einer 12klassigen Gemeindeschule mit Saalbau errichten lassen. Der Entwurf zu diesem Bau stammte von Geh. Baurat von Salzwedel, Potsdam. Der Saal, der gleichzeitig Turn- und Vorführungszwecken dient, hat die Abmessungen $12,22 \text{ m}$ und wird mit einem hohen als Kronendach eingedeckten Dach überdeckt. Über dem Saal sind mehrere Klassenzimmer angeordnet, z. B. Physikzimmer, Zeichensaal und Modellraum, desgl. ein Flur, der zu diesen Klassenzimmern führt. (Vgl. Abb. 12, S. 12.)

Da der Turnsaal keinerlei Stützen aufweisen durfte, mußte ein Tragekonstruktion geschaffen werden, die einestells den untenliegenden Turnsaal freitragend überspannte, andererseits die Belastung der darüberliegenden Klassenzimmer aufzunehmen imstande war. Zu diesem Zweck wurden zwei sogenannte Zweietagenbinder in die Ebene der Trennwände zwischen Zeichensaal und Modellraum einerseits und zwischen Modellraum und Physikzimmer andererseits gelegt. (Vgl. Abb. 11, S. 12, u. 14, S. 13.)

Zwischen den Zweietagenbindern liegen jedesmal 1—2 sog. Zwischenbinder (Abb. 13, S. 12), die lediglich dazu bestimmt sind, die Dachlast und die obere Zwischendecke mit einer Nutzlast von 100 kg/qm aufzunehmen. An einem Zwischenbinder ist das Gewicht eines der aufgehängten Rundlaufes für die Turnhalle berücksichtigt. Der Mittenabstand der Zwischenbinder unter sich bzw. von einem Zweietagenbinder beträgt jedesmal $3,20 \text{ m}$. Die hölzerne Zwischendecke für die Klassenzimmer hat als Unterzüge eiserne Träger, die in eisernen Schuhen an den Zweietagenbindern zur Auflagerung kommen. Die Schuhe sind mittels eisernen Gestänges an den Obergurten der hölzernen Zweietagenbinder aufgehängt. Die Unterzugträger sind $6,4$ bzw. $9,60 \text{ m}$ lang. Da die Unterzüge nicht mehr als 50 cm unter den Fußboden der Klassen-

zimmer reichen sollten und somit der Deckenkonstruktionshöhe ein bestimmtes Maß zugewiesen war, mußten Breitflanschträger gewählt werden. Der Fußboden der Klassenzimmer liegt $6,30 \text{ m}$ über Fußboden Turnhalle.

Die Zweietagenbinder erhalten als Auflasten die Dachlasten, die oberen Deckenlasten, die in Frage kommenden unteren Deckenlasten, verbunden mit den Unterzügen und dem Eigengewicht der Konstruktion sowie die Lasten für die Zwischenwände der Klassenzimmer und des Flures.

Die Eindeckung des Daches erfolgte als Kronendach. Der Neigungswinkel des Daches beträgt rd. 40° . In Anbetracht der recht erheblichen Stabkräfte in den einzelnen Stäben der Zweietagenbinder, sind diese als Doppelbinder ausgebildet. Die Zwischenbinder sind einfache Binder.

Als Belastungen sind folgende Werte zugrundegelegt, bezogen auf 1 qm Grundfläche

1. Dachlast für 1 qm Grundfläche

Kronendach	$\frac{105}{\cos. 40^\circ} =$	137 kg
Schnee	$75 \cdot \cos. 40^\circ =$	58 kg
Wind	$125 \cdot \sin.^2 40^\circ =$	52 kg
Eigengewicht der Dachkante		19 kg
		zus. rd. 260 kg/qm

2. obere Deckenlast

Eigengewicht der Decke als halber Windelbogen bei $1,0 \text{ m}$ Balkenentfernung einchl. Putz	200 kg
Nutzlast (toter Raum)	160 kg
zus. 300 kg qm	

3. untere Deckenlast

Eigengewicht der Decke als halber Windelboden bei $1,0 \text{ m}$ Balkenentfernung einschl. Putz	200 kg
Nutzlast für Klassenzimmer in Schulen und Hörsälen	350 kg
zus. 550 kg qm	

Als Eigengewicht der Binderkonstruktion wurden 25 kg/qm Grundfläche in die Rechnung eingeführt.

Für den Rundlauf, der in der Mitte eines der Zwischenbinder angebracht ist, ist eine Nutz- und Eigengewichtslast von 1200 kg angesetzt. Die Zwischenwände und Trennwände für die einzelnen Klassenzimmer sind als 6 cm starke porige Lochsteinwände ausgebildet. Ihr Gewicht beträgt für 1 qm Wand 80 kg .

Für 1 qm 12 cm starke Lochsteinwand sind 160 kg zugrundegelegt.

Für die Beanspruchung der Baustoffe sind folgende Werte festgesetzt:

a. Holz

Druck	60 kg/qm
Zug	10 "
Biegung	100 "
Abscherung parallel zur Faser	10 kg/qm
Abscherung senkrecht zur Faser	30 "

b. Eisen

Zug	1000 kg/qm
Biegung	1200 "

Als Holzmaterial ist nur ausgesucht gutes, abgelagertes, vollkantiges und scharfkantiges Kiefernholz zur Verwendung gekommen.

Die gedrückten Stäbe sind nach Euler nach der

Formel $J = \frac{s \cdot P l^3}{\pi \cdot 2 \cdot E}$ mit $s = 8$ facher Sicherheit und

$E 100\,000 \text{ kg/qm}$ auf Knicken berechnet. Im übrigen sind der statischen Untersuchung die preuß. Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. Dez. 1919 zugrundegelegt.

Da die Pfeiler zur Aufnahme der Zweietagenbinder einen Horizontalschub nicht aufnehmen konnten, sind die Zweietagenbinder als Zweigelenkbogen mit durch Zugstange aufgehobenem Horizontalschub, also als ein statisch unbestimmtes System ausgebildet. Der größte Horizontalschub ergab sich zu $24\,200 \text{ kg}$. Die Zugstange besteht aus zwei Kanthölzern von $18,18 \text{ cm}$, die um 20 cm gespreizt sind. In der Mitte des Binders ist die Zugstange gestoßen. Die Übertragung der Zug-

kraft erfolgt durch ein Zwischenholz von 2,80 m Länge und 20.18 cm Stücken sowie durch seitlich aufgelegte Zangen von 12.18 cm und durch 4 Dübelpaare zu beiden Seiten des Stoßes. Der Anschluß der Zugstange an den Gelenkpunkten erfolgt durch eiserne Laschen und durch auf diesen sitzende eiserne Querdübel, die 2 cm in die Kanthölzer 18.18 eingelassen sind. Die von den Gelenkpunkten ausgehenden Diagonalen erhalten eine größte Druckkraft von 40 480 kg; sie bestehen aus zwei Kanthölzern von 24.26 cm Stärke.

Als größter Auflagerdruck für die Auflagerplatte eines Zweietagenbinders kommt eine Kraft von rd. 47 000 kg in Frage. Die Pfeiler sind in Klinkermauerwerk mit Zementmörtel 1:3 ausgeführt.

Die Zweietagenbinder wogen für das Stück rd. 120 Ztr. Die Richtarbeit der Binder machte trotzdem keine Schwierigkeiten. Allerdings wurde es wegen des großen Gewichtes erforderlich, sie in zwei Teilen zu richten. Zuerst wurde der untere Teil mit Zugstange und den eisernen Schuhen sowie dem eisernen Gestänge gerichtet, darauf wurde der obere Binderteil

auf den unteren aufgesetzt. Die gesamte Richtarbeit war in etwa 8 Tagen beendet.

Zur Illustration des Vorgesagten zeigen Abb. 14 und 15, S. 13 eine Innen- und eine Seitenaufnahme der Binderanordnung und der Konstruktion. Wie aus Abb. 14 besonders zu ersehen ist, liegen in der Breite des Turmsaales an jedem Zweietagenbinder je 3 Stück eiserne Schuhe für die Unterzüge. Die Entfernung der Unterzüge voneinander beträgt also entsprechend der Breite des Saales von 12 m rd. 3 m. Zwischen den Zweietagenbindern liegt jedes Mal ein Zwischenbinder, nur im letzten Felde sind zwei Zwischenbinder entspr. einer Unterzuglänge von rd. 9,60 m angeordnet.

Auf Abb. 11 ist besonders zu erkennen, daß der Zweietagenbinder als Doppelbinder ausgebildet ist mit einer Spreizung von etwa 20—22 cm.

Die Ausführung des Baues fällt in das Frühjahr 1925. Der Entwurf, sowie in diesem Falle auch die Ausführung der Holzkonstruktion, stammt von den Arthur Müller Land- und Industriebauten (Ambi-Werke) Berlin. —

Vermischtes.

Hilfsmittel zur Bemessung druckbewehrter, insbesondere exzentrisch gedrückter Eisenbetonquerschnitte (Hierzu die nebenstehenden Abbildungen.) Bei gegebenem h und zweckmäßig gewähltem σ_e u. σ_b können ausmittig beanspruchte, druckbewehrte Querschnitte bekanntlich wie folgt dimensioniert werden: Man bildet $M_2 = M + \frac{1}{2}(h-a)N$,

bestimmt die Tragfähigkeit $M_t = \frac{b \cdot h^2}{r^2}$ aus dem üblichen Tabellenwert r , sowie das Restmoment $M_r = M_2 - M_t$. Die Eiseneinlagen werden dann $fe_z = \frac{M_t}{e \cdot \sigma_e} - \frac{N}{\sigma_e} + \frac{M_r}{(h'-a)\sigma_e}$,

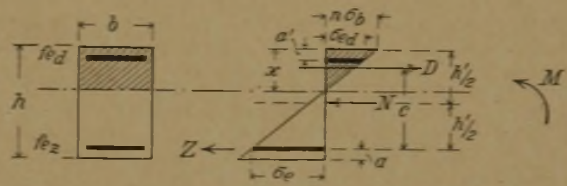
$fe_d = \frac{M_r}{(h'-a)\sigma_e}$. Die Ableitung ergibt sich in einfacher

Weise aus den Gleichgewichtsbedingungen des Querschnitts, ist auch mehrfach in der Literatur zu finden: σ_{ed} kann aus der Tafel des Verfassers in der Dtsch. Bauztg., Beton-Beil. 1923 S. 20 abgelesen werden (wo es übrigens

dritte Zeile von unten, $n \sigma_b \frac{\xi - a}{\xi}$ heißen muß statt $h' \cdot \sigma_b$ usw.). Zur wirtschaftlichen Bemessung ist es nun notwendig, das Restmoment und damit die Zusatzisen in ein günstiges Verhältnis zu M_2 zu bringen d. h. M_r und damit r zu variieren. Man wird also die Rechnung mit verschiedenen Randspannungen σ_e, σ_b und daraus sich ergebenden Werten r durchführen, um ein Minimum für die $\Sigma fe_z + fe_d$ zu erreichen. Die hier gebrachte Tafel soll dazu dienen, für niedrige Eisenzugspannungen, wie sie bei geringen Exzentrizitäten sich als wirtschaftlich erweisen, den alsdann in den üblichen Tafeln nicht mehr gebrachten Wert r anzugeben; vor allem aber sollen sie den Einfluß der Variation von σ_e, σ_b, r auf die Tragfähigkeit bildlich erkennenbar machen. —
Dr. Craemer.

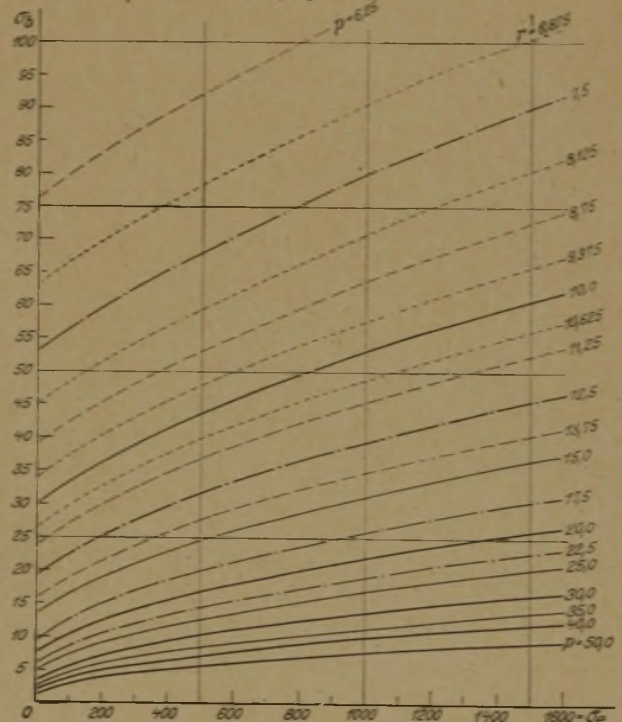
Zum Vergleich der Kraftwagenhäuser Conradi und Pistor in Konstruktionsbeilage Nr. 25/1925. Herr Pistor moniert in seinem Artikel die Art unserer vergleichenden Gegenüberstellung in der Konstr.-Beilage Nr. 6/1925. Hierzu bemerken wir: Das Fahren engster Kurven beziehungsweise das Einfahren in und Ausfahren aus der Box unter einem Winkel von jeweils 90° erfordert selbstverständlich unnormale Boxenbreiten von über 3 m. Wenn dieser Mißstand als grundlegende Norm bei Vergleichen mit anderen Systemen angenommen wird, so ergeben sich natürlich gänzlich falsche, irreführende Bilder. Dies zahlenmäßig nachzuweisen, erübrigt sich, da wir hierauf bereits an anderer Stelle genau eingegangen. Vergleichenden Aufstellungen kann man nur normale und erforderliche Boxenabmessungen zugrunde legen, nicht solche, die sich zwangsläufig aus der eigenartigen Aufstellungsart besonderer Systeme ergeben.

Zudem sind die verschiedenen Systeme ja allen Interessenten heute hinlänglich bekannt und Rechenexperimente werden kaum dazu beitragen, angebliche Vorteile glaubhafter zu gestalten. Wir sind bisher auf das System Pistor nicht näher eingegangen und verzichten auch hier auf unfruchtbare Polemik. Wir verweisen nur darauf, daß derartige schwerbefahrbar Anordnungen von Fahrern als unbrauchbar bezeichnet werden. Wir wollen auch nicht näher auf die außerordentlich hohen Erstellungskosten dieser Anlage mit zwei getrennten steigenden Rampen eingehen, noch auf die Unübersichtlichkeit des Verkehrs.



Tragfähigkeit von rechteckigen Eisenbeton-Querschnitten.

$$M = \frac{b \cdot h^2}{r^2}; \quad h' = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$



Als Gegenstück verweisen wir auf die Turmgarage von Georg Hermann Müller mit doppelten Türmen mit je einer einzigen inneren klar übersehbaren Rampe. Die Türme sind geschößweise mit einander verbunden und enthalten getrennt Auf- und Abfahrtsrampe. Daß die Pistor'sche Turmanlage mit an den Außenseiten liegenden zwei Rampen und nur einer zwischenliegenden Boxenreihe außerordentlich viel Platz beansprucht, braucht kaum erwähnt zu werden.

Bemerkenswert ist bei der Pistor'schen Anlage lediglich die Originalität des ursprünglichen Gedankens, der sicherlich Fachkreisen manche Anregung gegeben hat. Praktisch ist die Anordnung aber nicht durchführbar, wie oben angedeutet wurde.

Wir greifen aus dem Pistor'schen Aufsatz wenige Sätze als weitere Belege heraus. „Die Einfahrseiten der leerstehenden Abteile sind möglichst

Briefkasten.

Antwort der Schriftleitung.

offenzuhalten.“ Entweder handelt es sich um geschlossene Boxen, die gleichzeitig Aufbewahrungsort von Material, Pneus, Ölkannen, Monteurkleidern usw. sind, oder um offene Parkingaustellung nach amerikanischem Vorbild, die bei der steigenden Turmrampe Pistoris nicht möglich ist. „Möglichst offenzuhaltende Boxen“ sind daher ein Widerspruch in sich.

Weiter „um dem Wagen innerhalb des Abteiles einen wagerechten Stand zu geben, ist die Bodenfläche entsprechend ausgeglichen.“ Für Konstrukteure sind die hohen Kosten dieser doppelten Rampananlage mit doppelten, in die Fahrbahn ragenden windschiefen Ausgleichungen und stufenförmig und ringförmig steigender mittleren Boxenreihe wohl unschwer ersichtlich.

„Die scheinbare Gefahr des Benzins“ ist unseres Erachtens herabfließenden Benzins“ ist unseres Erachtens nicht nur „scheinbar“ und es kann nach dieser Richtung die Pistorische Anlage nicht verglichen werden mit ebenerdigen amerikanischen Anlagen, in denen das Benzin nicht fließt.

Noch eine kurze Notiz zur Boxenbreite. Diese ist mit 2,80 m für große, und 2,40 m für kleine Wagen reichlich bemessen, falls die Wagen nicht unter engen Kurven in die Abteile einfahren müssen. Boxenlängen von 6 m sind Ausmaße privater Einzelgaragen.

Im allgemeinen möchten wir noch hinzufügen, daß eine Polemik, die nur negiert, ohne neue Vorschläge und Anregungen zu geben, unfruchtbar ist, daß das Bemühen, zahlenmäßig auf möglichst kleiner Grundfläche möglichst viele Wagen unterzubringen, heute nicht mehr als das Wesentliche angesehen wird, und daß Kritiken vor Inbetriebnahme einer ausgeführten Anlage im allgemeinen kaum großen Wert haben. — Hanns Conrad.

Die Baukontrolle bei Betonbauten. Man schreibt aus Wien: Im Beton- und Eisenbetonbau hat man bisher auf eine fortlaufende Baukontrolle wenig Gewicht gelegt, obwohl sie sonst bei jeder verantwortlichen Fabrikation üblich ist. Man hat sich wegen der Schwierigkeiten, die mit einer für jede Baustelle wechselnden Fabrikation verbunden sind, mit der Angabe von Mischungsverhältnissen und Faustregeln zufrieden gegeben, wie sie die Erfahrung als verlässlich ergeben hat. Die damit verbundene Unsicherheit, kommt in den niedrigen zulässigen Inanspruchnahmen des Betons, sowie in dem Bestreben zum Ausdruck, fette Mischungen und hochwertige Baustoffe selbst für nebensächliche Bauten vorzuschreiben, obwohl dies meistens wegen der unzulänglichen Ausnützung eine weitgehende volkswirtschaftliche Verschwendung bedeutet, ohne uns gegen Fehlgriffe ganz sicher zu stellen.

Der moderne Betonbau will sich mit solchen Faustregeln nicht mehr begnügen. Wir sind im Stande, die Festigkeit des Betons hinreichend genau von vornherein anzugeben und die Richtigkeit dieser Angabe jederzeit zu beweisen. Wir müssen daher auch trachten, diese überflüssigen Sicherheiten abzustreifen, die nur ein Ausdruck der bisherigen Unkenntnis gewesen sind. Der moderne Betonbauer ist in der Lage, die Qualität des Betons nach den jeweiligen Bedürfnissen abzustufen und ohne jedes Risiko seine Tragwerke auszuschalen und zu belasten. Es ist dies dann möglich, wenn man die Bestandteile und die Zusammensetzung des Betons fortlaufend prüft und sich am Bau von der Güte des Betons durch die einwandfreie Tatsache des Versuches überzeugt.

Um diese Methoden*) allen Fachkreisen zugänglich zu machen und mit der Übernahme des Zements mit der Prüfung des Betons kurz mit allem Dem vertraut zu machen, was mit der richtigen Bauleitung eines Betonbaues zusammenhängt, hat der Österr. Eisenbetonausschuß aus den Mitteln des Brausewetterfonds eine vollständige Apparatur angeschafft, wie sie den weitestgehenden Anforderungen entspricht, und bei den gewöhnlichen Betonbauten nur zum kleinen Teile nötig ist. Mit diesen Lehrmitteln hat Prof. Dr. Kinagl an der Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule in Wien im Laufe des Januar einen Vortrag über die Baukontrolle des Betons mit praktischen Übungen der Teilnehmer abgehalten, der von Jedermann, besonders von allen Baubeamten, Baumeistern und Unternehmer-Ingenieuren besucht werden konnte. Der Vortrag soll späterhin auch in anderen österr. Städten wiederholt werden.“ —

Ähnliche Einrichtungen dürften sich auch für Deutschland empfehlen, wenn dort wohl auch, wenigstens auf größeren Bauten, schon eine etwas weiter gehende Kontrolle ausgeübt wird, als das in Österreich der Fall zu sein scheint. —

*) Die Baukontrolle des Betons von Dr. Fritz Emperger, Beton und Eisen 1925 Heft XIII Seite 209.

Herrn Arch. W. in B. (Bezahlung von Eisenträgern nach Gewicht oder Berechnung?) Eine Firma, von der Sie breitflanschtige Differierende Träger bezogen haben, verlangt von Ihnen Bezahlung nach der Liste einer Trägerhändler-Vereinigung, deren Gewichte wesentlich höher sind als z. B. die Angaben im „Deutschen Baukalendar“ und die 5 v. H. zulässiges Mehrgewicht noch erheblich übersteigen.

Die Firma erklärt Ihnen auf Anfrage, daß die Träger ab Lager nicht gewogen, sondern berechnet wurden nach genannter Tabelle, die im Laufe langjähriger Erfahrungen festgelegt sei, damit die Eisenhändler auch vor etwaigen Verlusten geschützt würden, da die Gewichte der Träger stets verschieden ausfielen und auch kleine Abfälle vorkämen. Sie fragen, ob Sie verpflichtet seien, das höhere Gewicht anzuerkennen, ohne daß dasselbe tatsächlich nachzuweisen ist.

Wir haben einen ähnlichen Fall schon in Konstruktion, Nr. 19 v. J., beantwortet. Danach kommt es zunächst darauf an, ob Ihnen die Firma bei der Bestellung besondere Verkaufsbedingungen im obigen Sinne bekannt gegeben hat. Dann wären Sie natürlich an das Angebot gebunden.

Allgemein ist es aber üblich, und in den Bestimmungen des Deutschen Normenausschusses festgelegt (Din. 1000 § 12 der Normalbedingungen für Eisenkonstr.), daß die Bezahlung nach Verwiegung (die bahnamtl. ist im allgem. anzuerkennen) erfolgt, wenn nichts anderes ausdrücklich vereinbart ist. Das theoretische Gewicht kommt nur insofern in Betracht, als ein Mehr- oder Mindergewicht von mehr als 5 v. H. gegenüber dem aus den Tabellen zu entnehmenden Gewicht, zur Verweigerung der Annahme der Träger, als nicht bedingungsgemäß berechtigt.

Bei Bezahlung nach Berechnung ist es auch nicht üblich, abgehaene Enden zum Gewicht zuzuschlagen, sondern der Preis ist dementsprechend zu kalkulieren.

Unsere Tabellen im „Deutschen Baukalendar“ sind die s. Zt. von den Walzwerken angegebenen. Sollten die Gewichte nicht mehr feststellbar sein, so würde — falls nicht, wie oben bemerkt, besondere Verkaufsbedingungen Ihnen vorher übergeben waren, — wohl nichts anderes übrig bleiben, als die Gewichte jetzt nach den Tabellen der Walzwerke nach den gelieferten Trägerlängen zu berechnen, da es allgemein anerkannte Normalgewichte unsres Wissens nach nicht gibt. Eine besondere Tabelle der Händler brauchen Sie jedenfalls nicht anzuerkennen. —

Antwort aus dem Leserkreis.

Zur Anfrage Stadtrat in C. in Nr. 25/1925. (Besondere Einrichtungen im Schwimmbad.)

Zu 1. Unterwasserbeleuchtung ist ausgeführt für das Stadion-Schwimmbaden in Frankfurt a. Main. Entwurf und Bauleitung: Stadtbaurat Drexler vom städt. Maschinenbauamt Frankfurt a. Main. Unterwasserbeleuchtung ist ferner ausgeführt im Günz-Bad zu Dresden. In beiden Fällen ist die Beleuchtung in den seitlichen Längswänden angeordnet. In einem neu erbauten Hallenbad zu Paris ist die Unterwasserbeleuchtung erstmalig in der Beckensohle angeordnet. Damit wird eine bessere Wasserdurchleuchtung erzielt. Die mehrfach angeordneten Lampenreihen dienen gleichzeitig für Unterwasser-schwimmer als Richtstreifen (sonst dunkle Fliesenstreifen auf hellem Fliesenboden). Die Unterwasserbeleuchtungen für die Schwimmbäder der Dampfer Vaterland, Bismarck und Imperator sind von der Firma Bamberger, Lewi & Co. in Frankfurt a. Main, Mainzer Landstr. 142, ausgeführt. —

Ing. Otto Spiegelberg, Erfurt.

Anfragen an den Leserkreis.

Arch. B. D. A. M. in R. (Schwitzwasserverhütung an Glasoberlichtern.) Sie fragen: „Bei flachen Massivdächern über Büroräumen habe ich wiederholt begehrbare flache Prismenoberlichter ausführen lassen. Außerdem habe ich Unterlichter in der Entfernung der Deckenstärke machen lassen, so daß eine die Außen- und Innentemperatur vermittelnde Luftschicht entstand. Während ich nun in mehreren Fällen gar keine Schwitzwasserbildungen habe wahrnehmen können, ist bei der letzten Ausführung ein außerordentlich starkes Auftreten von Schwitzwasser zu bemerken. Ich richte die Anfrage an die Herren Kollegen: „Sind gleiche Fälle bekannt und wie wurde die Abstellung des Übelstandes vorgenommen?“

Nachschrift der Schriftleitung. Nach unserer Meinung ist dann der Abstand der beiden Oberlichter für den besonderen Fall nicht groß genug, um eine zu starke Abkühlung der unteren Oberlichter zu verhindern. —

Gemeindebaumeister in E. (Oberflächenteerung von Schotterstraßen.) Wir beabsichtigen, nächstes Frühjahr verschiedene in diesem Jahre hergestellte Schotterstraßen mit einem dauerhaften Staubbindemittel zu imprägnieren. In Aussicht ist genommen vorläufig Oberflächenteerung. Die betr. Straßen haben aber sehr starken Fuhrwerksverkehr, so daß schließl. die aufgebrauchte Teerkruste in kurzer Zeit zerstört wird. Welche Erfahrungen sind bisher mit Oberflächenteerung bei derartigen Straßen gemacht worden? Wie teuer stellt sich ungefähr eine einmalige Teerung für 1 qm (in Frage kämen rd. 4000 qm) und welcher Teer bzw. welche Firmen werden für die Lieferung empfohlen? Ist eine Straßenölung mit Impregol mehr zu empfehlen, oder welches andere Verfahren wäre zu empfehlen?

Inhalt: Neuzeitliche freitragende Holzkonstruktionen. — Vermischtes. — Briefkasten. —

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