

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang

7. Mai 1926

Heft 19

ÜBER SHEDBAUTEN AUS EISENBETON.

Von Dr.-Ing. Otto Skall, Oberingenieur der Firma Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig.

In der Fachliteratur ist das Kapitel Shedbauten recht knapp und unübersichtlich behandelt, und viele Ingenieure werden sich garnicht darüber klar sein, was man eigentlich unter einem Shedbau versteht. Man hat vor Einführung der Eisenbetonbauweise nur die Dächer mit sägeförmiger Anordnung der Dachflächen als Sheddächer bezeichnet, obzwar

man zur Kennzeichnung dieser Dachform allein ebensogut und treffender das deutsche Wort „Sägedach“ hätte gebrauchen können, zumal das englische Wort shed garnicht mit Säge, sondern mit Schuppe (Fischschuppe) zu übersetzen ist. In der englischen Fachliteratur ist die

Bezeichnung shed zur Kennzeichnung des sägeförmigen Daches keineswegs gebräuchlich, sondern dieses heißt „lean-to roof“ (siehe Bd. VIII, Seite 168 der Illustrierten Technischen Wörterbücher, Eisenbeton, Verlag R. Oldenbourg, München), hat also mit dem Wort Säge nichts zu tun, da ja dieses mit „saw“ zu übersetzen wäre.

Auch in Luegers Lexikon der gesamten Technik 7. Bd., S. 113 werden noch die Sägedächer allein als Sheddächer bezeichnet und als Satteldächer mit ungleich geneigten Dachflächen gedeutet. An dieser Stelle heißt es weiter über die Sheddächer:

„Sie werden gewöhnlich serienweise hintereinander angeordnet zur Überdeckung ebenerdiger Räume. Die vordere steilere Seite wird ganz oder teilweise verglast und gewährt die Möglichkeit einer bedeutenden Lichtzufuhr aus der als vorteilhaftest erachteten Himmelsrichtung.“

Seit der Verbreitung der Eisenbetonbauweise sind auch die eingeschossigen Fabrikbaubauten mit ebenen Balkendächern und aufgesetzten sattelförmigen Oberlichtern oder mit Sprengwerksbindern verschiedener Ausbildung sehr beliebt geworden und man hat auch diese Bauten in die Gruppe der Shedbauten eingereiht. Mörsch bezeichnet in seinem Werk über Eisenbetonbau (II. Band, 1. Lieferung, S. 145) mit Shedbauten

einstockige Gebäude, die im Grundriß nach beiden Richtungen so ausgedehnt sind, daß die Beleuchtung des Innenraumes von den Außenwänden her nicht mehr genügt, sondern durch verglaste Öffnungen in der Dachfläche ergänzt werden muß.

Wollte man versuchen, für diese Gebäudeform eine treffende deutsche Bezeichnung einzuführen, so ließe sich

kaum eine finden, die den Begriff eindeutig festlegen würde. Man ist daher gezwungen, das Fremdwort shed beizubehalten, da die wörtliche Übersetzung mit Schuppe in der Zusammensetzung „Schuppenbau“ eine andere Gebäudeart bedeuten würde.

Die Shedbauten mit ebenen Balken-

dächern, die sogenannten Laternensheds, und die mit geneigten Dachflächen und sprengwerkartigen Bindern sind im 2. Band des genannten Werkes von Mörsch auf Seite 145–147 eingehend behandelt, ferner auch im Handbuch für Eisenbetonbau (Kapitel Dachbauten).

Zu dem in diesen führenden Werken des Eisenbetonbaues behandelten Abschnitt über die sägeförmigen Sheddächer sollen im folgenden noch zwei Bauformen an Hand von Ausführungsbeispielen besprochen werden, von denen die eine in der genannten Literatur unzulänglich, die andere überhaupt nicht durch Beispiele erläutert ist.

Man könnte die Sägesheds in zwei Hauptgruppen einteilen, in zugbandfreie Sägesheds und solche mit Zugbändern. Eine andere Gruppeneinteilung ließe sich je nach der Annahme des statischen Grundgebildes treffen, doch sind da zu viele Auffassungsmöglichkeiten vorhanden, so daß eine derartige Einteilung nur Verwirrungen hervorrufen würde.

Über die erste Gruppe, die zugbandfreien Sägesheds, sagt Mörsch auf Seite 158 des 2. Bandes seines Eisenbetonbauwerkes, daß die Ausführung der Shedbinder ohne Zugband Ausnahmefälle vorstelle, und er verweist nur in einer Fußnote auf ein Beispiel dieser Art, das in der Schweizerischen Bau-

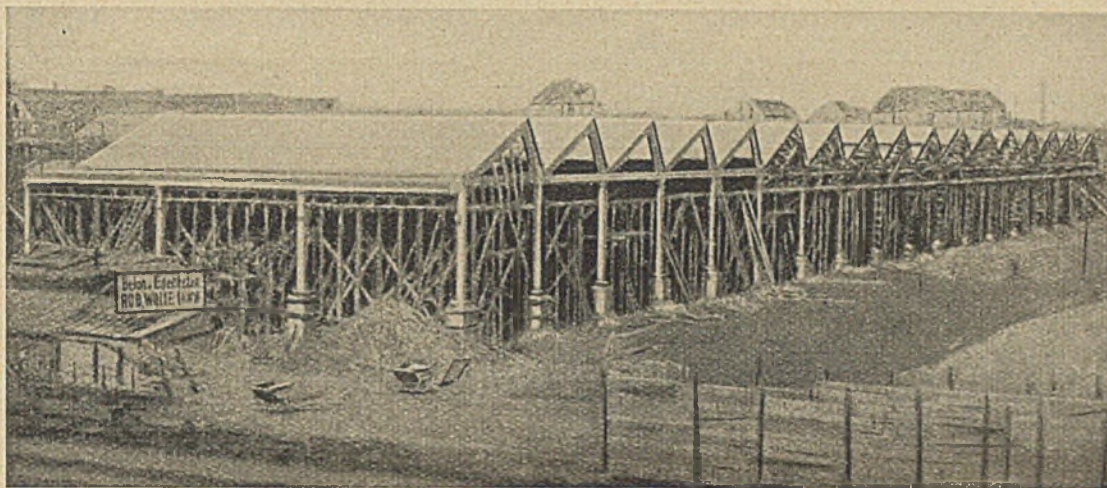


Abb. 1a. Shedbau in der Ausführung.



Abb. 1b. Blick in das fertige Innere.

Abb. 1a–b. Shedbau der Wollhaar-Kämmerei und Spinnerei A.-G. in Hainichen i. Sa.

zeitung 1911, Bd. LVIII, Seite 341 beschrieben ist. Als weiteren Ausnahmefall bezeichnet Mörsch mit Recht die Lösung, die im Jahre 1906 beim Webereineubau G. Münch u. Cie. in Hof unter der Bauleitung der Architekten Händel und Franke, Leipzig, gewählt wurde (siehe Beton u. Eisen 1908, Seite 189). Bei dieser Ausführung sind über den Stützen querlaufende Unterzüge angeordnet, um die Traufbalken und mittels kleinerer Stützen auch die Firstbalken der Dachdecke zu tragen.

Daß aber die zugbandfreien Sägesheds nicht als Ausnahmefälle zu gelten haben, sondern bei größeren Anlagen

schräge Dachplatte in ihrer ganzen Länge als biegungsfester Träger wirkt und ihre Auflagerzugkräfte auf die Eckpunkte in den Längsgiebeln überträgt. Zur Aufnahme dieser Auflagerzugkräfte sind im Anschluß an die Endunterzüge in den Längsgiebeln auf die ganze Länge des Baues Zugriegel vorgesehen worden, die auch bei Windbelastung auf die Stirngiebelflächen ihre Aufgabe als Zugriegel zu erfüllen haben (siehe Abb. 1a—b).

Eine weitere Ausführung nach demselben Entwurfsgedanken wurde im Jahre 1922 von der Bauunternehmung

Abb. 2b.
Längsschnitt.

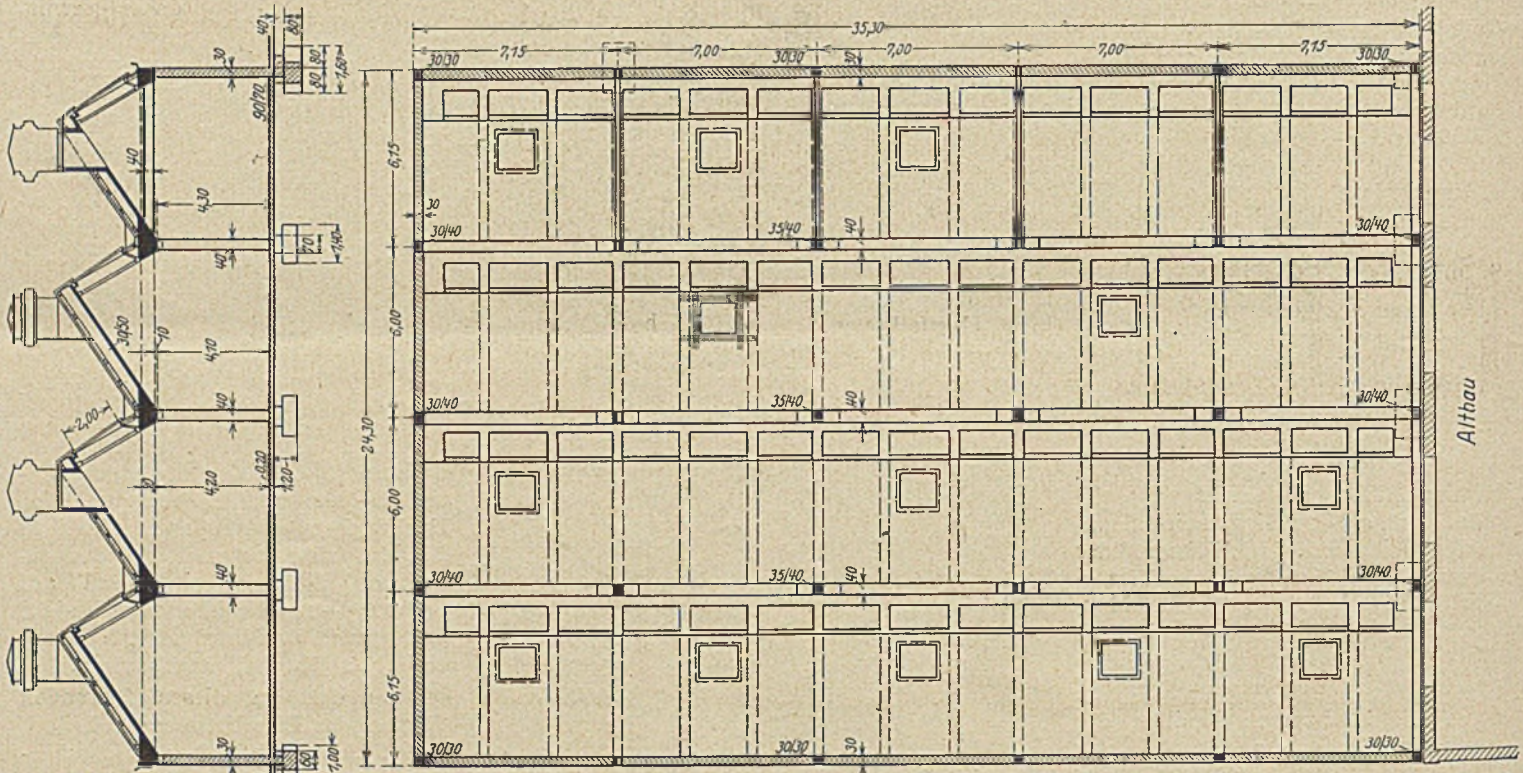
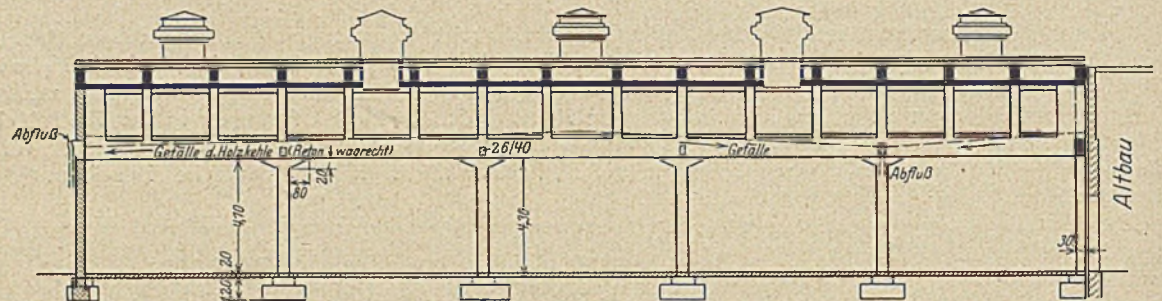


Abb. 2c. Querschnitt.

Abb. 2a. Grundriß.

mit bestem Erfolge zur Ausführung gekommen sind, möge an den nachfolgenden Beispielen gezeigt werden. Als erste größere deutsche Ausführung dieser Art können die Shedbauten der Wollhaar-Kämmerei- und Spinnerei-A.-G. in Hainichen in Sachsen genannt werden, die im Jahre 1917 von der Beton-Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig, erstellt und in der Deutschen Bauzeitung 1919, Zementbeilage Nr. 10 auf Seite 61 ausführlich beschrieben sind. In statischer Hinsicht sind bei diesem Bau die Shedbinder als geknickte durchlaufende Balken für die ganze Spannweite zwischen den Säulen bzw. zwischen den Unterzügen ausgeführt worden, wobei die Zugbänder entbehrlich waren. Diese Auffassung war insofern begründet, als man ohne weiteres in der Lage war, die aus dem Seitenschub der schrägen Dachfläche am Ende übertragenen Zugkräfte aufnehmen zu können, vorausgesetzt, daß die

Rud. Wolle, Leipzig, im Auftrage der bauleitenden Architekten Heyne & Hunger, Chemnitz, für die Bleicherei und Appreturanstalt F. B. Reichel, Nachf., Gröna i. Sa., erstellt (Abb. 2a—d). Die rechnerische Behandlung war die gleiche wie beim vorgenannten Shedbau, auch hier wurden die Shedbinder als Durchlaufträger (Vierfeldträger) berechnet und ausgeführt. Die Aufnahme der Seitenschübe von den schrägen Dachflächen an den Enden wird hier ebenfalls den in den Umfassungswänden angeordneten Zugriegeln zugewiesen. In der südseitigen Längsfront des Baues wird der Seitenschub der schrägen Dachplatte durch ihre eigene Trägerwirkung in ihrer vollen Höhe und Länge als Stützweite auf die Zugriegel der Quergiebel übertragen. Auf der nördlichen Langseite dagegen, wo die Steilflächen endigen, ist zur Aufnahme des Seitenschubes infolge der Dachschräge

keine durchgehende Platte vorhanden, da die Felder zwischen den Steilrippen verlast sind. Der Schub wird hier auf den Zugriegel der nördlichen Langseite übertragen, der zur Vermeidung der wagerechten Durchbiegungen an den Kopfpunkten der Wandstützen durch Zugbänder mit den diesen Wandstützen gegenüberliegenden Innenstützen verankert wird. Beim Shedbau in Hainichen war eine derartige Verankerung nicht erforderlich, weil dort die Shedbinder gleichlaufend zur Langseite angeordnet waren, und daher die freie Stützweite des Wandzugriegels am nordseitigen Endgiebel bedeutend kürzer war als beim Shedbau in Gröna. Bemerkenswert ist noch beim Shedbau Gröna die Ausbildung der Dachhaut. Es wurde eine glatte Untersicht verlangt, weshalb die massive Dachplatte an der Unterseite angeordnet ist. Die wasserdichte Abdeckung des Daches geschah durch zwei Lagen Pappe, die auf einer Holzschalung aufgebracht wurden, welche auf einbetonierte Holzsparren aufgenagelt ist. Der Luftraum zwischen der äußeren Holzschalung und der inneren Eisenbetondachplatte bewirkt einen sehr guten Wärmeschutz und verhindert gleichzeitig die Tropfenbildung. Ein anderer eigenartiger Shedbau wurde

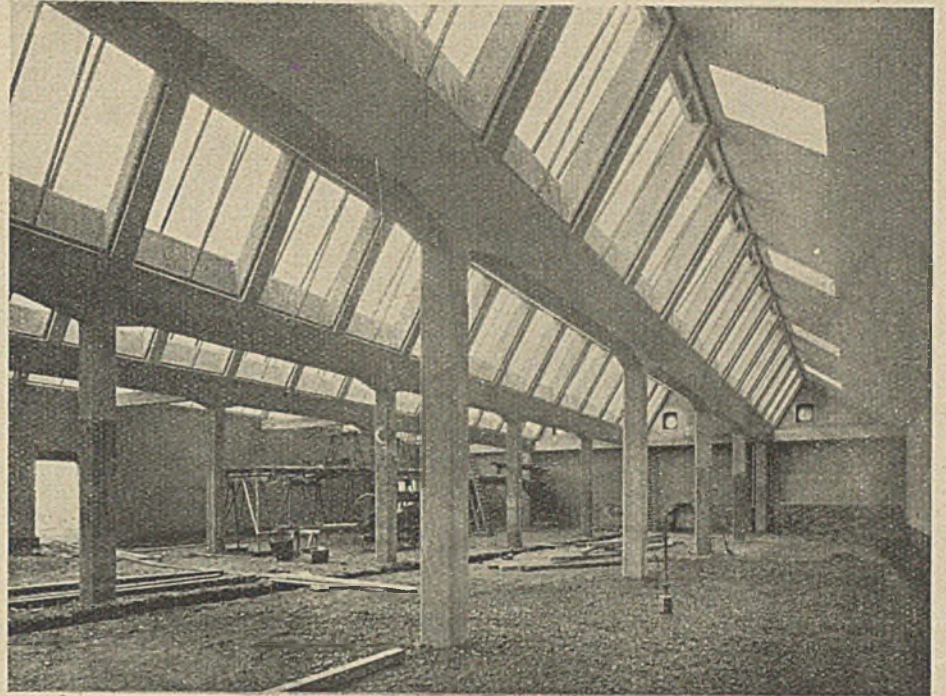


Abb. 2 d. Innenansicht des Shedbaues der Färberei- und Appreturanstalt F. B. Reichel, Nachf., Gröna i. Sa.

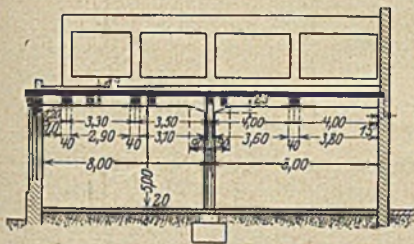


Abb. 3 c. Querschnitt.

in den Jahren 1924 und 1925 (Hauptbau und Erweiterungsbau) nach den Plänen und unter Oberleitung der Architekten Händel & Franke, Leipzig, ebenfalls von der Bauunternehmung Rud. Wölle, Leipzig, für die Mechanische Weberei der Firma Rich. Möbius in

Ullrichsberg i. Sa. ausgeführt (Abbildungen 3a—d). Nach den Anforderungen des Betriebes waren hier zahlreiche Transmissionen, Rohrleitungs- und Lichtträger an dem Balkengerippe zu befestigen, so daß eine wagerechte Balkendachlösung bevorzugt wurde. Nachdem aber andererseits zur Gewinnung eines gut belichteten Arbeitsraumes von der bewährten Sägedachanordnung gleichzeitig Gebrauch gemacht werden sollte, so entstand auf diese Weise ein wagerechtes Balkendach mit aufgesetzten Sägedachbindern. Bei den ziemlich großen Stützenentfernungen von 8 m wäre ein von den Stützenköpfen ausgehendes Sägedach unnötig hoch ausgefallen, weshalb die

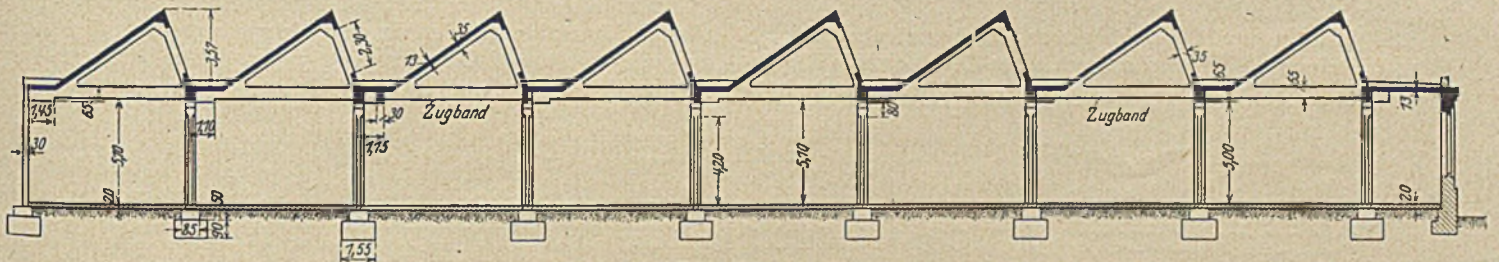


Abb. 3 b. Längsschnitt.

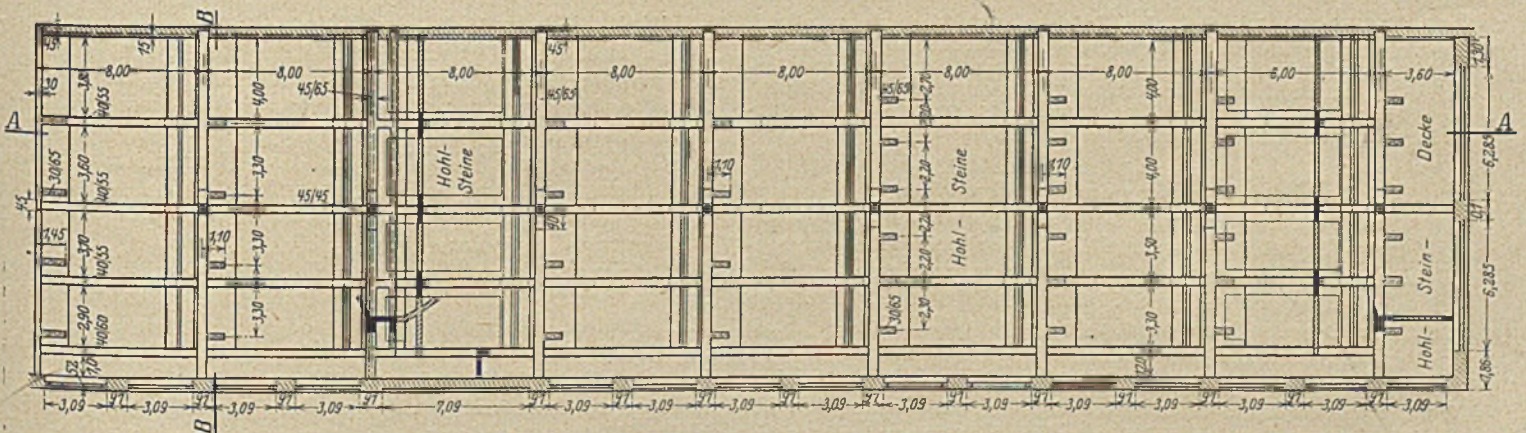


Abb. 3 a. Grundriß.

Fußpunkte der Flachriegel der Shedbinder so weit in das Feld verschoben wurden, als sich mit der vom Fenstermaß abhängigen Länge der Steilfläche und mit den verlangten Neigungswinkeln von 35° und 70° ergab. Dadurch werden die Verbindungsbalken der Sägedachfußpunkte nicht mehr bloße Zugglieder, sondern Unterzüge, belastet von den Einzelasten der Sägedachbinder. Für die rechnerische Behandlung wären im vorliegenden Falle verschiedene Auffassungen möglich gewesen. Man hätte die Shedbinder als beiderseits eingespannte, unsymmetrische Sattelrahmen, ferner auch als Zweifeldträger mit ungleichen Spannweiten bei Annahme eines gedachten Stützpunktes im Firstpunkt und beiderseitiger Fußeinspannung auffassen können. Man hat sich aber entschlossen, die Shedbinder im Zusammenhange mit den Unterzügen als geschlossene Dreiecksbinder zu berechnen unter Benutzung der Formeln von Kleinlogel (Rahmenformeln, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin). Die gleichzeitig als Zugbänder wirkenden Binderunterzüge sind Durchlaufträger, die als solche nach dem zeichnerischen Verfahren untersucht wurden. Zu den Momenten infolge der lotrechten Auflasten kommen noch Zusatzmomente aus den äußeren Angriffsmomenten an den Einspannstellen der Flachriegel der Shedbinder hinzu.

Die Stützen mußten bedingungsgemäß mit achteckigem Querschnitt ausgeführt werden, erhielten aber normale Längsbewehrungen, da eine Umschnürung des Kernquerschnittes

entbehrlich war. Erwähnenswert sind noch die Transmissionskragstücke, die beim Bauteil 1924 an einzelnen Stellen aus den Hauptunterzügen vorspringen und diese auf Drehung beanspruchen. Der Einfluß dieser Drehungswirkung wurde nach den Formeln von Dr. Rausch (Deutsche Bauzeitung, Zementbeilage 1922, Seite 146) berechnet. Beim Bauteil 1925 fielen diese Kragstücke weg, und es wurden in alle Unterzüge zwecks Befestigung der Transmissionen Jordahlschienen einbetoniert.

Die Dachhaut besteht aus einer Hohlsteindecke mit 3 cm Überbeton, die zwischen die Druckplatten der Shedbinder gespannt ist. Die Achsenentfernung der Binder beträgt 4,0 m, die Breite der Druckplatte ist mit 1,20 m bemessen, folglich ergibt sich als lichte Spannweite der Steineisenplatte das Maß von 2,80 m.

Bei der Wahl der Isolierung der Dachhaut mußte auf einen guten Wärmeschutz und Sicherheit gegen Schwitzwasserbildung Rücksicht genommen werden. Die Abdeckung erfolgte in den geneigten Betonflächen mittels Dachziegeln auf Holzlatten, in den wagerechten Flächen zwischen den Bindern mittels Holzzement. Diese Flächen mußten natürlich zur Entwässerung ein reichliches Gefälle zur Wasserableitung erhalten.

Mit diesen kurz beschriebenen Ausführungsbeispielen glaube ich einige Lücken in dem Schrifttum über dieses Gebiet ausgefüllt und die Anregung zur weiteren Ausgestaltung gegeben zu haben.

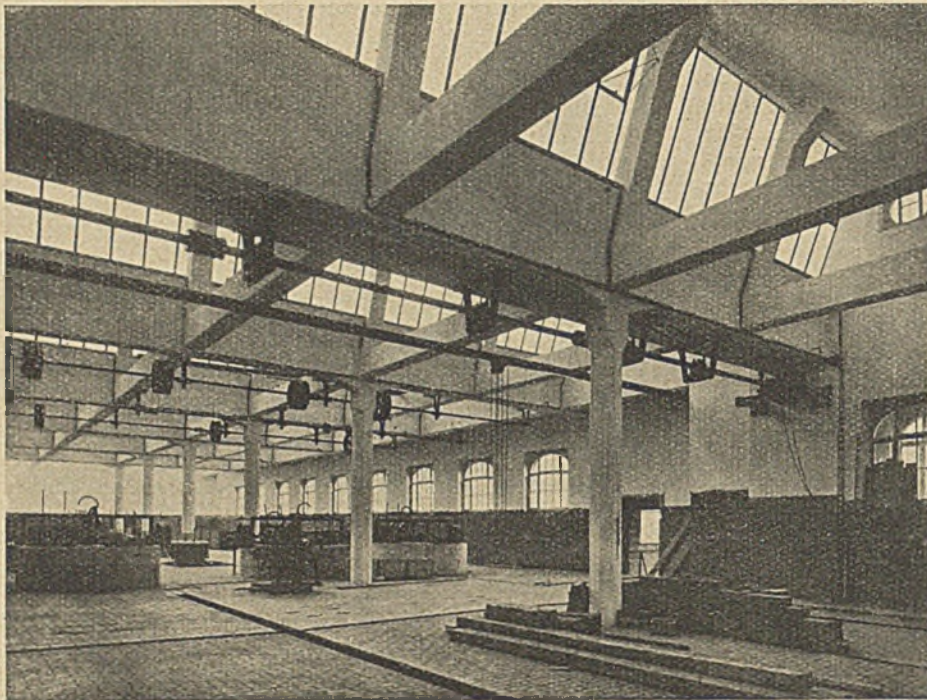


Abb. 3 d. Innenansicht des Shedbaues der Mechanischen Weberei Rich. Möbius, Ullrichsberg i. Sa.

HILFSMITTEL ZUR WIRTSCHAFTLICHEN BEMESSUNG VON WINKELSTÜTZMAUERN.

Von Dr.-Ing. Herm.-Craemer, Vorst. d. techn. Büros der Dywidag, Düsseldorf.

Übersicht. Es wird eine Tafel geboten, die es ermöglicht, für die verschiedensten Bodenpressungen, Erdgewichte, Böschungswinkel und Nutzlasten die vordere und hintere Ausladung unter Berücksichtigung des Kostenminimums der Mauer nach einfacher Berechnung einiger Zwischenwerte ohne vorausgegangene statische Untersuchung unmittelbar abzulesen.

Die Eisenbetonbauweise, die vornehmlich mit biegefesten Konstruktionselementen arbeitet, hat bekanntlich auch eine ihrer Eigenart angepaßte Form der Stützmauer ausgebildet, die Winkelstützmauer. Bei Bemessung dieser aus einer fast oder ganz wagerechten Sohlplatte und der meist lotrechten Wand bestehenden Form treten nur wenige Grundgrößen auf; es liegt also der Gedanke nahe, anstatt die Standsicherheit einer probeweise angenommenen Mauerform in der üblichen Weise nachzuweisen, unmittelbar die Grundmaße aus den auf das Bauwerk wirkenden Kräften rechnerisch zu ermitteln, d. h. dasselbe in dem gewohnten Sinne zu dimensionieren.

Einige diesem Ziele zustrebende Veröffentlichungen gelangen durch Beziehung zu vieler Grundbedingungen, besonders des irreführenden Kippsicherheitsgrades, zu übermäßig entwickelten Endformeln; andere, so auch diejenige von Dipl.-Ing. Baumstark (Beton u. Eisen 1908, S. 338), versagen, wenn über der Geländelinie noch eine Nutzlast, die die Mauerform erheblich beeinflussen kann, zu berücksichtigen ist.

Eine richtig konstruierte Stützmauer muß nun folgenden Bedingungen genügen:

1. Eine zu starke Setzung muß dadurch verhütet werden, daß an keiner Stelle die Bodenpressung das zulässige Maß σ überschreitet.

2. Einem Gleiten in der Sohlfuge wird dadurch vorgebeugt, daß das Verhältnis der Gleitkräfte zu den senkrechten Bodenpressungen unter einer als zulässig bekannten Größe bleibt. Entgegen anderen Verfahren, die diese Bedingung in die Rechnung einführen und deren Ergebnis dadurch unnötig

komplizieren, sei betont, daß es ohne weiteres möglich ist, die aus den übrigen Bedingungen abgeleiteten Sohlenabmessungen beizubehalten und durch eine meist geringe Neigung der Sohle die Gleitsicherheit zu erreichen.

3. Bezüglich der Kippsicherheit glaube ich in einer Zuzschrift in der Bautechnik 1925, S. 627, nachgewiesen zu haben, daß der übliche, auch in manche Verfahren zur Dimensionierung von Winkelmauern übernommene Kippsicherheitsgrad $n = \text{Stabilitätsmoment} : \text{Umsturzmoment}$ kein Maß für die Kippgefahr darstellt, sowie daß dieser Gefahr im allgemeinen genügend begegnet ist, wenn die Bodenpressung unter dem zulässigen

Maß bleibt, sofern nicht die Resultierende die Sohlfuge ganz besonders nahe der Vorderkante schneidet; hierüber siehe auch Schröter in Beton und Eisen 1915, S. 292.

Wir beziehen nun, s. Abb. 1, alle Kräfte auf die stark ausgezogenen Begrenzungen, lassen also die geringe Gewichts-differenz des Eisenbetons gegenüber der Hinterfüllungserde außer Betracht; wir vernachlässigen ferner den von links auf die Mauer wirkenden Erdwiderstand sowie die belanglose Änderung der äußeren Kräfte infolge einer etwaigen Schräglage der Sohle und nehmen den Reibungswinkel von Erde

gegen Wand, im allgemeinen zu ungünstig, mit Null an. Die wirkliche Standsicherheit ist also größer als hier angenommen.

Bezieht man alle Größen auf die Einheit der Mauerlänge, so ist, wenn αh die der Nutzlast entsprechende gleichschwere Überschüttung, γ das Erdgewicht und ε eine vom Böschungswinkel abhängige, aus den Handbüchern sowie aus der Tafel, Abb. 2, ersichtliche Konstante ist, der gesamte Erddruck:

$$(1) \quad E = \left(\frac{1}{2} + \alpha\right) \gamma \varepsilon^2 h^2,$$

ferner das Drehmoment desselben in bezug auf die Sohlfuge:

$$(2) \quad M_E = \frac{1+3\alpha}{6} \gamma \varepsilon^2 h^3 = \rho \gamma \varepsilon^2 h^3;$$

die Größe ρ ist als Funktion von α in Abb. 2 eingetragen; aus ihr kann das für Bemessung der Wandstärke maßgebende Biegemoment ermittelt werden. Das Gewicht von Erde, Mauer und Überschüttung ist genau genug erfaßt mit

$$(3) \quad G = \gamma \varepsilon v (1 + \alpha) h^2.$$

Die Mittelkraft aus E und G schneidet die Sohle in einem Abstand s von der Vorderkante, der sich aus

$$0 = G s + M_E - G \left(\lambda - \frac{v}{2}\right) \varepsilon h$$

zu

$$(4) \quad s = \varepsilon \left(\lambda - \frac{v}{2} - \frac{1+3\alpha}{6v(1+\alpha)} \right)$$

ergibt, wofür mit der Abkürzung

$$(4a) \quad \eta = 1 - \frac{v}{2} - \frac{1+3\alpha}{6v\lambda(1+\alpha)}$$

auch

$$s = \varepsilon \eta \lambda h \quad \text{oder} \quad s = \eta b$$

geschrieben werden kann. Die Tangente des Neigungswinkels von R gegen die Senkrechte, also das Gleitverhältnis, ist:

$$(5) \quad E : G = \frac{1+2\alpha}{2v(1+\alpha)} \varepsilon = \varepsilon \eta.$$

Nimmt man an, daß stets $\eta \leq 1/3$ ist, daß also die Resultierende aus dem Kern herausfällt, was bei den meisten ausgeführten Winkelmauern zutrifft und sich in Abschnitt I auch als wirtschaftlich erweisen wird, so erhält man die vordere Bodenpressung zu:

$$(6) \quad \sigma = \frac{2G}{3s} = \frac{2v}{3\eta\lambda} (1 + \alpha) \gamma h.$$

Mit dem der Tafel Abb. 2 zugrunde liegenden Leitwert

$$(7) \quad \beta = \frac{(1 + \alpha) \gamma h}{\sigma}$$

wird hieraus

$$(6a) \quad \frac{2v}{3\eta\lambda} \beta = 1;$$

β variiert zwischen 0 und 1, da man im allgemeinen nicht $\beta > 1$, also $\sigma < (1 + \alpha) \gamma h$ verlangen wird, da in einer der Sohle entsprechenden Tiefe der Boden hinter der Mauer infolge seines Eigengewichts und der Auflast überall ohnehin eine Pressung von $(1 + \alpha) \gamma h$ auszuhalten hat.

Hiernach können sowohl für eine gegebene Mauer alle Kraftwirkungen ermittelt, als auch umgekehrt — wie es im folgenden geschehen soll — aus den Standsicherheitsbedingungen die Abmessungen abgeleitet werden.

I. Mindestkostenmauer mit vorgeschriebener Bodenpressung.

Nach den eingangs entwickelten Grundsätzen bleibt im allgemeinen als einzige notwendige Bedingung für die Größe der Sohlplatte, daß die Bodenpressung unter der zulässigen Wertes β . Da wir aber freie Verfügung über die zwei Größen λ und v haben, kann die zweite Bedingung gestellt werden, daß die gesamte Sohlenbreite $\lambda \varepsilon h$ zu einem Minimum wird; hiermit ist zugleich annähernd das Kostenminimum erreicht, wenn auch die Stärke und Bewehrung der auf Biegung zu bemessenden Platten die Kosten beeinflußt. Zunächst findet sich aus den Gl. (4a) und (6a):

$$(8) \quad 3 \left(-\frac{1+3\alpha}{6v(1+\alpha)} + \lambda - \frac{v}{2} \right) = 2v\beta$$

und hieraus mit Hilfe der Bedingung $\frac{d\lambda}{dv} = 0$:

$$v = \frac{3}{3+4\beta} \lambda,$$

was, in Gl. (8) eingesetzt,

$$(9) \quad \lambda = \frac{1}{3} \sqrt{\frac{1+3\alpha}{1+\alpha}} \sqrt{3+4\beta}$$

und

$$(10) \quad v = \sqrt{\frac{1+3\alpha}{1+\alpha}} \sqrt{\frac{1}{3+4\beta}}$$

ergibt.

Wir erhalten ferner durch Einsetzen dieser Werte in Gl. (4a) und (5):

$$(11) \quad \eta = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{3}{3+4\beta} \right)$$

und

$$(12) \quad E : G = \varepsilon \frac{1+2\alpha}{2\sqrt{(1+\alpha)(1+3\alpha)}} \sqrt{3+4\beta} = \varepsilon \mu.$$

Die Größen λ , v , η und μ sind aus der Tafel, Abb. 2, als Funktionen der Leitwerte α und β zu entnehmen und dienen zur unmittelbaren Bemessung der Mauer sowie zu einer etwa noch gewünschten Beurteilung von Lage und Richtung der Resultierenden. Man sieht, daß η stets unter $1/3$ bleibt, daß also unter der rückwärtigen Sohlplatte ein spannungsloser Teil verbleibt, womit auch die Gültigkeit der Gl. (6) nachträglich bestätigt wird. Zu kleine Werte von β sind zu vermeiden, weil sie zu kleine η ergeben. Man sieht ferner, daß bei sonst gleichen Bedingungen das kleinste β , also die größte Bodenpressung, auf die geringste Sohlbreite führt.

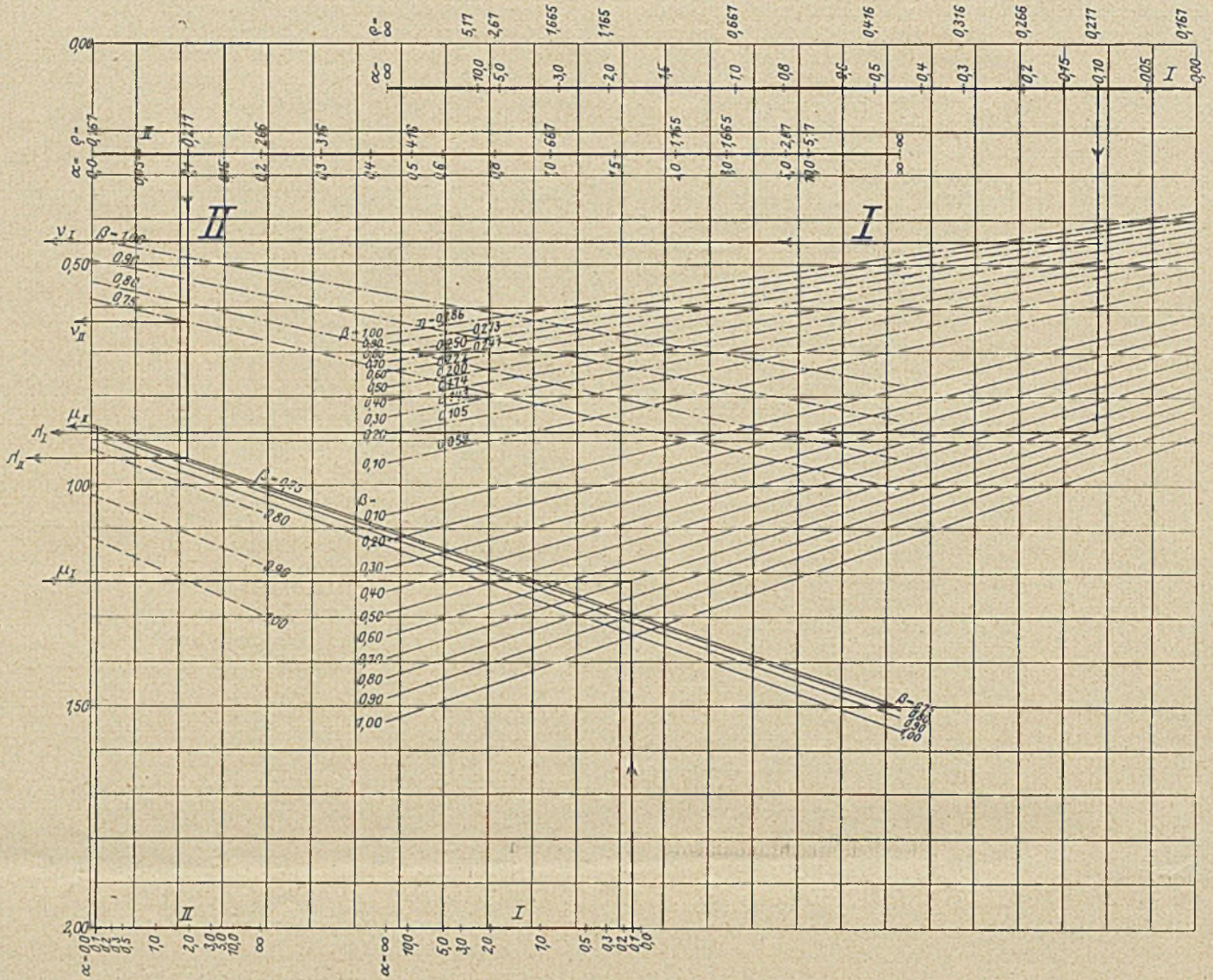


Abb. 2.

II. Bedingung $\sigma_1 = \sigma_{zul}$, $\sigma_r = 0$.

Unter Umständen, etwa bei Gefahr der Bildung von Wasseradern, wird man den bei Bemessung nach I auftretenden spannungsfreien Bereich in der Sohle vermeiden wollen. Alsdann erhält man aus der Bedingung $\sigma_r = 0$ zunächst $\eta = 1/3$, und wenn man als zweite Bedingung die angestrebte Bodenpressung durch entsprechende Wahl von β zum Ausdruck bringt, erhält man aus Gl. (6a):

$$\lambda = 2 \nu \beta$$

und durch Einführung dieses Wertes in die Beziehung (4a):

$$(13) \quad \nu = \sqrt{\frac{1+3\alpha}{1+\alpha}} \sqrt{\frac{1}{8\beta-3}}$$

und

$$(14) \quad \lambda = \sqrt{\frac{1+3\alpha}{1+\alpha}} 2\beta \sqrt{\frac{1}{8\beta-3}}$$

Setzt man Gl. (13) in (5) ein, so folgt weiter:

$$(15) \quad E:G = \epsilon \mu = \epsilon \frac{1+2\alpha}{2\sqrt{(1+\alpha)(1+3\alpha)}} \sqrt{8\beta-3}$$

Die Größen λ , ν , μ sind ebenfalls in der Tafel Abb. 2 ersichtlich.

Ila. Abhängigkeit des Kostenminimums von der Bodenpressung.

Das eben entwickelte Verfahren gestattet nicht, die Bedingung des Kostenminimums einzuführen, da mit den vorgeschriebenen Pressungen an den beiden Rändern der gegebene Spielraum bereits ausgenutzt ist. Wohl aber kann man nachprüfen, welche Bodenpressung, d. h. welcher Wert von β , die kleinste Plattenbreite ergibt. Bei Verfahren I führt übrigens, wie die Tafel zeigt, eine möglichst vollständige Ausnutzung der Bodentragfähigkeit, also ein kleines β , zum Kostenminimum.

Durch Bildung von $\frac{d\lambda}{d\beta} = 0$ erhält man dagegen aus Gl. (14) $\beta = 3/8$ und $\beta = 3/4$ als die Stellen, denen ausgezeichnete Werte von λ entsprechen, und zwar lehrt ein Blick auf Abb. 2, daß zu $\beta = 3/4$ ein Kleinstwert gehört, also zu $\beta = 3/8$ ein Größt-wert, und zwar $\lambda = \infty$; unterhalb $\beta = 3/8$ wird λ imaginär.

Man wird daher β nicht kleiner als 0,75 wählen, da geringere Werte β trotz größerer Bodenpressung und damit verminderter Standsicherheit eine Abweichung vom Kostenminimum und damit Materialverschwendung bedingen.

Beispiel.

Es sei eine 1,10 m tief fundierte Winkelstützmauer in Eisenbeton bei einem Böschungswinkel der Hinterfüllungserde von 30° , einem Gewicht derselben von $1,6 \text{ t/m}^3$, einer Verkehrslast von 640 kg/m^2 und einem Unterschied der Geländehöhen von $2,90 \text{ m}$ mit möglichst geringen Kosten zu entwerfen; die Bodenpressung sei mit $1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$ anzunehmen.

Die der Nutzlast entsprechende Überschüttung ist $\frac{0,64}{1,6} = 0,40$ m; mit einer Mauerhöhe von $1,10 + 2,90 = 4$ m erhält man also:

$$\alpha = \frac{0,40}{4,00} = 0,10;$$

es ist ferner lt. Gl. (7):

$$\beta = \frac{(1 + 0,10) \cdot 1,6 \cdot 4,00}{10,0} = 0,71;$$

es ist zu beachten, daß σ in denselben Einheiten wie γ und h einzuführen ist. Man findet ferner zu $\varphi = 30^\circ$ als Beiwert $\varepsilon = 0,568$. Mit den Leitwerten α und β ergibt nun die Tafel, Verfahren I:

$$\lambda = 0,88 \quad \text{und} \quad \nu = 0,45;$$

demnach ist die Gesamtbreite der Sohle:

$$b = \varepsilon \lambda h = 0,568 \cdot 0,88 \cdot 4,00 = 2,00 \text{ m}$$

und ihre rückwärtige Ausladung:

$$0,568 \cdot 0,45 \cdot 4,00 = 1,02 \text{ m.}$$

Man findet weiter aus der Tafel:

$$\eta = 0,243 \quad \text{und} \quad \mu = 1,22;$$

demnach schneidet die Mittelkraft die Sohle in einem Abstand

$$0,243 \cdot 2,00 = 0,47 \text{ m}$$

von der Vorderkante und hat die Neigung:

$$E : G = \varepsilon \mu = 0,568 \cdot 1,22 = 0,69 = 1 : 1,44;$$

man wird also gut tun, der Sohle eine Neigung von etwa 1 : 4 zu geben oder sie hinten mit einem einige Dezimeter ins gewachsene Erdreich eingreifenden Sporn zu versehen.

Nach Verfahren II würde ein Leitwert $\beta = 0,75$, also eine etwas geringere Bodenpressung, zu den Mindestkosten führen; man erhält:

$$\lambda = 0,94 \quad \text{und} \quad \nu = 0,63,$$

oder $0,568 \cdot 0,94 \cdot 4,00 = 2,14 \text{ m}$

als Gesamtbreite und

$$0,568 \cdot 0,63 \cdot 4,00 = 1,43$$

als rückwärtige Ausladung. Mit einem Mehraufwand von 14 cm Plattenbreite läßt sich also ein Klaffen der Sohlfuge vermeiden.

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

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 342.)

Die Kraftübertragung der Fahrbahn geschieht ähnlich wie bei der Bogenbrücke durch eine Plattenbalkenkonstruktion. Die Gliederung ist hier weiter durchgeführt, da außer den Querauch Längsträger vorhanden sind. Dadurch werden die Spannweiten der Platte und damit deren Abmessungen geringer.

Die Gründung jedes Rampenjoches besteht aus vier Einzelfundamenten, die als Eisenbetonflachfundamente ausgebildet sind.

Bemerkenswert an diesem Bauwerk ist die Schnelligkeit der Ausführung, die mit Rücksicht auf die rasch wachsende Stadt Los Angeles und den immer größer werdenden Verkehr notwendig war; die vorgeschriebene Bauzeit beträgt 400 Tage. Ohne das angewendete Gußverfahren wäre diese nicht möglich gewesen. Mit den 150 m hohen Gießtürmen wurde der Beton bis zu einer Entfernung von 150 m mit Hilfe von Rinnen befördert, wobei die Tagesleistungen 200–250 m³ betragen.

Um am Leargerüst zu sparen, wurde zuerst die eine Hälfte der Bögen gegossen. Nach 28 Tagen wurde mit den gleichen Leargerüsten die andere Hälfte hergestellt.

Drei Baubilder vom 4. XII. 1924, vom 2. II. 1925 und vom 1. V. 1925 sind in Abb. 15 d–f zu sehen. Sie zeigen den Gießturm, die Einschalung und den Fortschritt innerhalb eines halben Jahres. Die Baukosten betragen 401 000 Dollar, und die von der Stadt gelieferte Zementmenge kostete 50 000 Dollar.

Die Zahl der Eisenbetonbrücken im Eisenbahnwesen ist verhältnismäßig nicht größer geworden, weil das Mißtrauen, wie es auch bei uns z. T. noch vorherrscht, nur bei wenigen Eisenbahngesellschaften geschwunden ist. Großes Interesse wird den Eisenbetonbrücken bei der Delaware, Lackawanna Western R. R. unter der Leitung des Chefingenieurs G. J. Ray entgegengebracht.

Der Materialfrage wird die größte Aufmerksamkeit zugewendet. Die Anforderungen an den Zement sind bei dieser Eisenbahngesellschaft die weitgehendsten. In keinem Fall wird auf die beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe (Kochprobe) verzichtet, weil man darin (ob mit Recht oder Unrecht, ist bei uns wohl auch noch nicht geklärt) einen Beweis für die besondere Güte des Zements ersieht. Das Zuschlagmaterial muß den Bestimmungen gemäß sorgfältig ausgesiebt werden. Nach den Mitteilungen des Chefingenieurs gibt es nach anfänglichen kleinen Mißerfolgen verschiedene Eisenbetonviadukte

in vollkommen einwandfreiem Zustande, seitdem man der Brückenentwässerung die größte Aufmerksamkeit zuwendet. Ein Beispiel dieser Art zeigt die Dichtung des Tunkhannock-Viadukts.

Das System ist ein durchgehender Bogen mit oberliegender Fahrbahn, deren Lasten durch Pfeiler auf die Bögen übertragen werden (Abb. 16a).

Die Entwässerung der Fahrbahn geschieht in der Weise, daß die Fahrbahnoberfläche in Längs- und Querrichtung

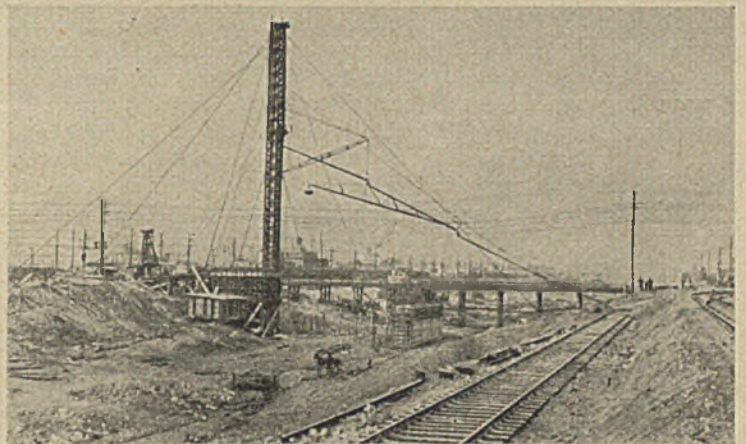


Abb. 15d. Baubild vom 4. Dezember 1924.

wellenförmig ausgestaltet ist und dadurch eine Anzahl tiefster Punkte erhält, nach denen das Wasser hinfließt. Die tiefsten Punkte liegen über den Fahrbahnstützen, durch die das Wasser abgeführt wird.

Die Dichtung der Fahrbahn wird durch eine dreifache Asphaltteerpappe bewirkt, die durch eine etwa 4 cm starke Asphaltenschicht vor mechanischer Beschädigung geschützt ist.

An den Dehnungsfugen der Fahrbahn muß die Dichtung die Horizontalbewegungen ohne Beschädigung und ohne Beeinträchtigung ihrer Aufgabe mitmachen können. Zu diesem Zwecke erhält die Dichtungsfuge eine Nut, um die die Teer-

pappe herumgeführt ist, wie dies in Abb. 16b zu ersehen ist. Um das Maß der in der Nut geführten Pappe kann sich die Dehnungsfuge ohne Beschädigung der Dichtung öffnen. Als Unterlage der Pappe in der Nut mußte ein weiches, plastisches Material verwendet werden; man hat hierzu Kupferblech gewählt, das rechts und links neben der Fuge in dem Beton der Fahrbahn verankert ist. Die Fuge ist dann mit einem ebenfalls sehr weichen, schmiegsamen Material, mit einer Art Asphaltkitt, ausgefüllt. Die Fuge befindet sich auf einem Wellen-

auf freier Strecke den Angriffen von Rauchgasen ausgesetzt sind, bewährt haben.

V. Entwicklungen im Hochbau.

1. Der Eisenbeton bei Hochhäusern.

In den Werbeschriften der Vereinigung der amerikanischen Portlandzementfabrikanten findet man eine Zusammenstellung von Hochhäusern aus Eisenbeton, die zum größten Teil aus dem letzten Jahrzehnt stammen. Es ist mir nicht erinnerlich, daß vor dem Kriege mehr als ein oder das andere Hochhaus aus Eisenbeton erstellt wurde. Jedenfalls gehörte diese Art von Bauwerken zu den Ausnahmen. Im Osten ist noch heute die Regel, die eisernen Skelettkonstruktionen mit Beton oder andern feuersicheren Materialien zu ummanteln. Die Decken werden als Eisenbeton- oder Steineisendecken ausgeführt.

Im Westen — und zwar beginnt die Veränderung schon in Chicago selbst — ist in den letzten Jahren eine größere Zahl von Hochhäusern z. T. vollständig, z. T. in den obersten Stockwerken aus Eisenbeton entstanden. Um die starken Stützen in den unteren Stockwerken zu vermeiden, hat man steife gewalzte Profile angewendet. In einigen Fällen hat ein Ingenieur aus Chicago umschürte gußeiserne Säulen angewandt, um die Säulen möglichst schlank zu halten und den baupolizeilichen Bestimmungen über die zulässigen Beanspruchungen zu genügen.

Die konstruktiven Voraussetzungen beim Eisenbetonhochbau sind einfach und übersichtlich. Das stärkste Hindernis gegen seine Einführung lag darin, daß man die Schnelligkeit der Bauausführung nicht in dem für amerikanische Verhältnisse erforderlichen Tempo fördern konnte. Dies ist in neuerer Zeit in

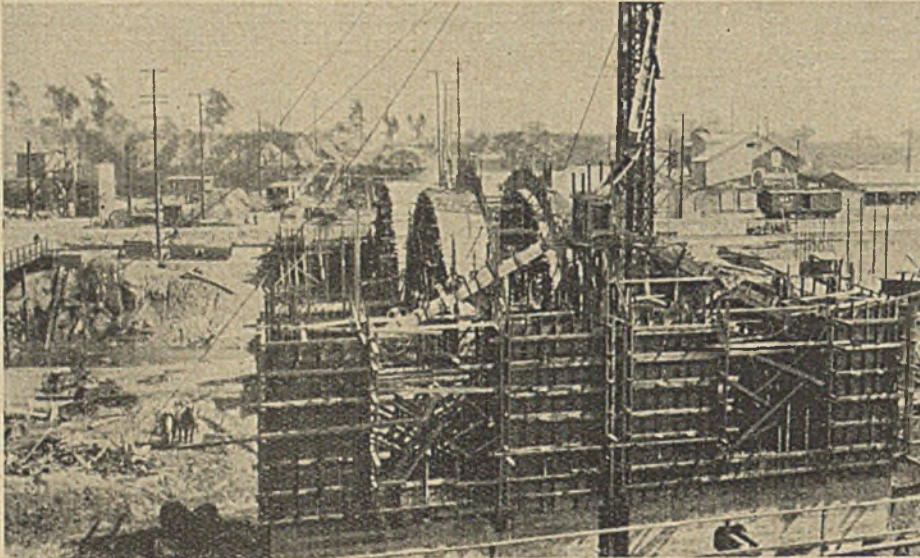


Abb. 15e. Baubild vom 20. Februar 1925.

berg der Fahrbahnoberfläche, da sie immerhin ein schwacher Punkt der Dichtung ist.

Eine Reihe von Eisenbahnbrücken von der gleichen Eisenbahngesellschaft, die als trägerlose (Pilz-)Deckenkonstruktionen ausgeführt wurden, haben sich gleichfalls gut bewährt.

In neuerer Zeit werden nach Veröffentlichungen amerikanischer Zeitschriften wieder fabrikmäßig hergestellte Eisenbetonbalken für Eisenbetonbrücken mit kleineren Spannweiten verwendet. In einem Beispiel aus der letzten Zeit hatten die für eine Spannweite von rd 12 m vorgesehenen Balken eine Gesamtlänge von 12,7 m und einen Querschnitt von 95 × 125 cm. Zur Verringerung der Querschnittshöhe werden Druckbewehrungen eingelegt. Die Randbalken, die keine Verkehrslasten aufzunehmen haben, sind entsprechend weniger bewehrt.

Die aus zwei Lagen Asphalt bestehenden Dichtungsschichten werden gleichzeitig mit den Balken hergestellt.

Zum Anheben dienten 30 mm starke, vertikal eingebettete Eisen, die an den Enden schleifenartig abgebogen waren.

Der Vorteil dieser Art von normierten Eisenbahnbrücken liegt darin, daß man die Auswechslung der alten eisernen oder hölzernen Brücken sehr rasch während Betriebsunterbrechungen vornehmen kann. Es liegt auch in dem Ermessen des verantwortlichen Ingenieurs, die fertigen Balken unter Naßhalten allmählich und lange genug vor der Verwendung erhärten zu lassen. Der Vorteil dieser Konstruktionsart könnte bei Verwendung von hochwertigem Zement noch größer werden.

Schließlich sei noch darauf verwiesen, daß man die Rostgefahr eiserner Brücken durch Anspritzen mit einer dünnen Betonschicht einzudämmen sucht. In Kansas City konnte ich einen Fall sehen, wo eiserne Träger, die trotz Anstrichs nach zwei Jahren stark angerostet waren, nach Aufbringen einer 7,5 cm starken Mörtelschicht mit Hilfe einer Zementkanone nach mehrjährigem Betrieb noch in sehr gutem Zustande waren.

Diese Art von Rostschutz eiserner Brücken soll sich auch an anderen Stellen, insbesondere bei Straßenüberführungen über Bahnhofsanlagen in Städten, die mehr als Überführungen

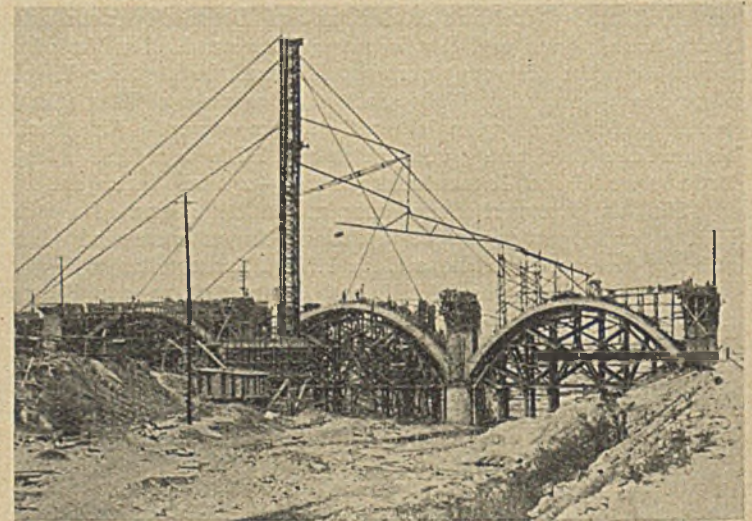


Abb. 15f. Baubild vom 1. Mai 1925.

verschiedener Weise möglich geworden. Wenn man bei dem Bau von Hochhäusern berücksichtigt, daß die Höhen der Stockwerke, Türen und Treppen und manches andere normiert sind, so war es naheliegend, auch für Träger und Stützen Normen zu suchen, die ein rasches und wirtschaftliches Bauen ermöglichen.

In einem Ingenieurbüro einer größeren Stadt habe ich eine Reihe von Zusammenstellungen von Preisen und Normen für die Berechnung von Hochhäusern sowohl als Geschäfts-

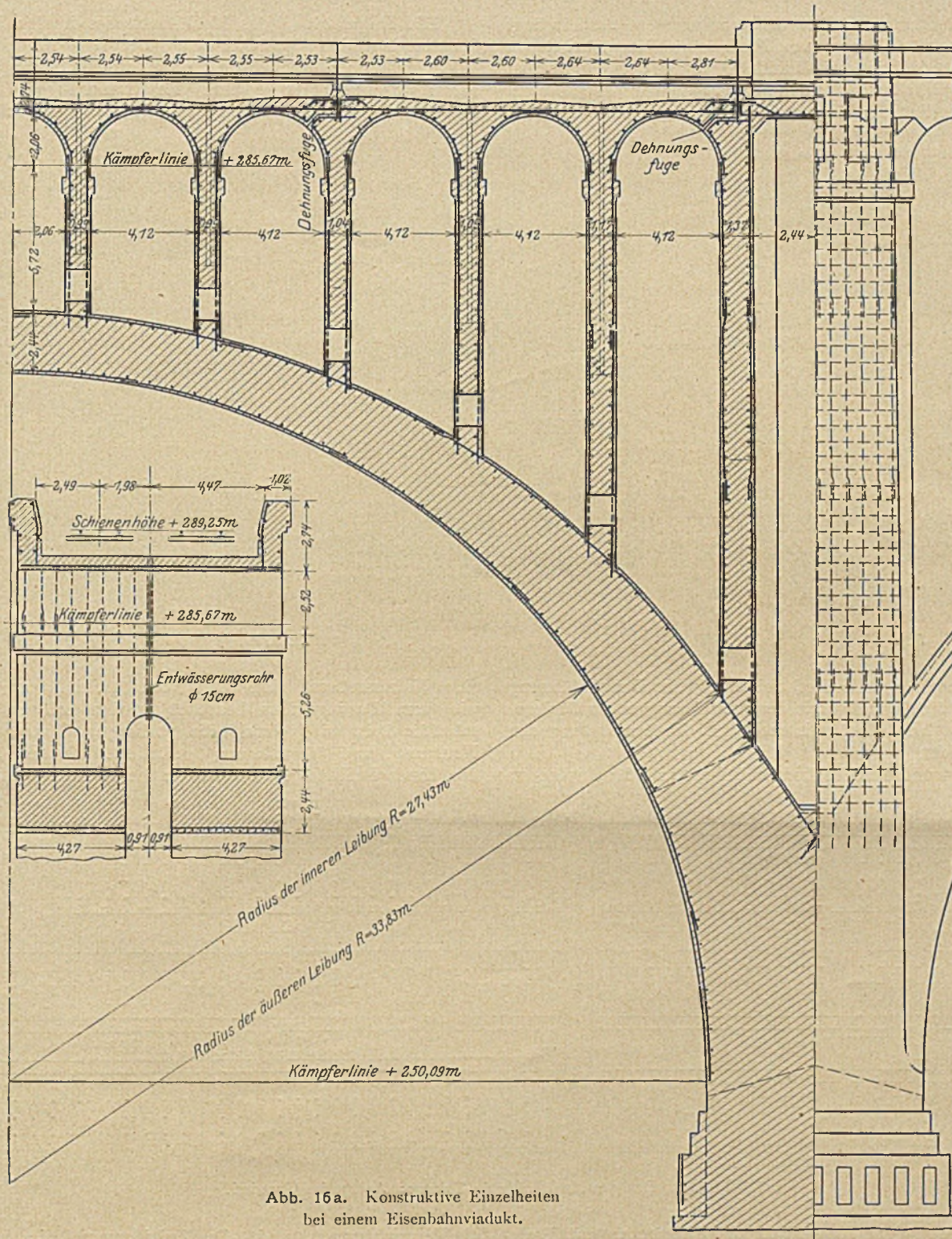


Abb. 16 a. Konstruktive Einzelheiten bei einem Eisenbahnviadukt.

wie als Wohnhäuser bis zu 20 Stockwerken gesehen, die alle unter der gleichen Voraussetzung durchgearbeitet waren. Die lichte Höhe der einzelnen Stockwerke betrug 2,70 m, die Träger und Stützen waren gleich breit. Ebenso waren die Nebenunterzüge gleich hoch mit den Hauptunterzügen. Dies alles geschah, um die Schalungen und Rüstungen wirtschaftlicher und sparsamer ausnutzen zu können. In andern Fällen waren die Säulen innerhalb mehrerer Stockwerke gleich stark, den vermehrten Belastungen wurde durch Eisenbewehrungen und durch entsprechende Umschnürungen Rechnung getragen,

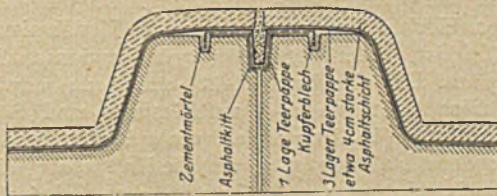


Abb. 16 b.

nur um die Schalung der unteren Stockwerke weiter oben wieder verwenden zu können. Alle diese Bestrebungen liegen in der Richtung der Typisierung und Normung, die die Raschheit des Bauens fördern sollen.

Es sei auf die Beobachtungen verwiesen, die von Eisenkonstruktoren bei ihren Reiseberichten aus Nordamerika gemacht wurden, und die es bestätigen, daß die Mechanisierung und Normung auch auf diesen Gebieten erhebliche Fortschritte in den letzten Jahren gemacht haben. Hierzu wäre zu bemerken, daß es in diesem Falle wie im Maschinenbau gegeben

ist, einzelne Elemente und Bauglieder zu normen. Anders liegt es allerdings bei Ausführung von Eisenbetonbauten, bei denen es sich um Konstruktionsteile handelt, die auf dem Bau selbst entstehen und nicht fertig auf den Bau gebracht werden können. Aber auch hier hat die Normung der Baumaschinen und die

Die Entwicklung des Hochhausbaues in den Vereinigten Staaten legt den Vergleich nahe, der sich aus unseren Verhältnissen über die Stellung des Bauingenieurs zur Architektur ergibt. Es braucht wohl nicht besonders erwähnt zu werden, daß wirtschaftliches Bauen



Abb. 17 a.

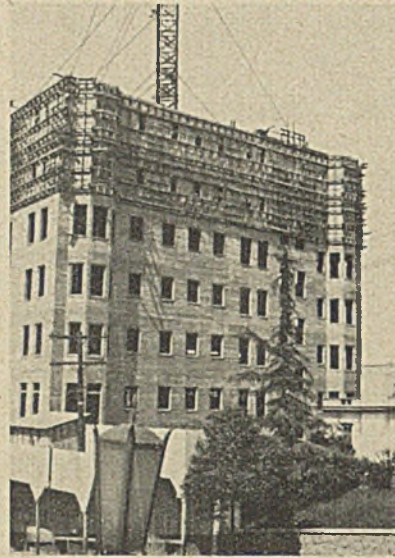
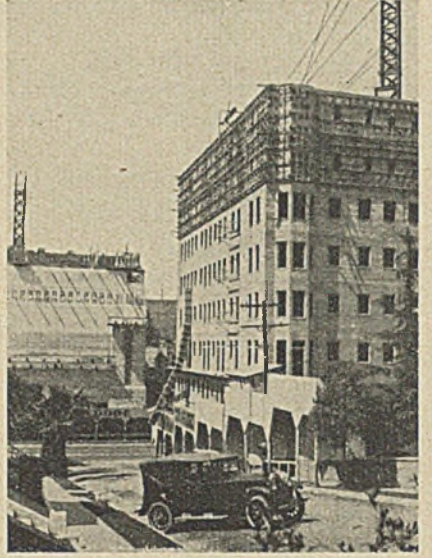


Abb. 17 b.



damit zusammenhängende Mechanisierung der Bauausführung es ermöglicht, die Schnelligkeit der Ausführung so zu fördern, daß man darin kein Hindernis mehr für die Anwendung der Bauweise erblickt.

Über die grundsätzliche konstruktive Ausbildung wäre zu

eine Voraussetzung ist, die vom Architekten ebensowohl wie vom Bauingenieur beachtet werden sollte. Die Wirtschaftlichkeit wird durch die vorher erwähnte weitgehende Normung und Typisierung gefördert, die sich auch auf die Inneneinrichtung bezieht, im besonderen auf die Fahr-

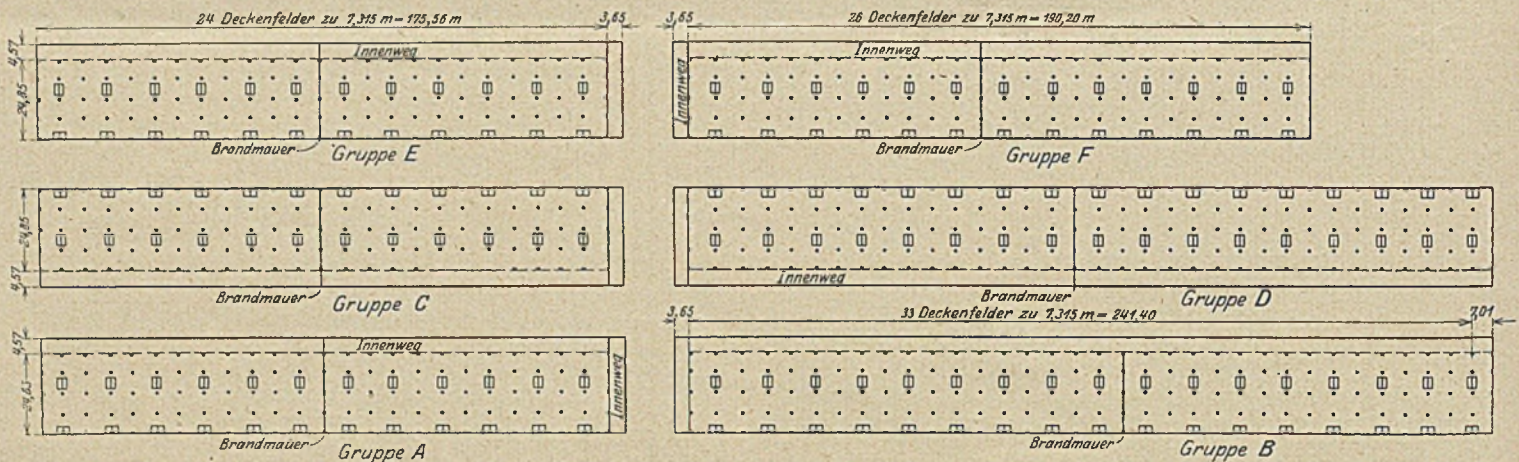


Abb. 18 a. Bau der Markthallen in Chicago: Anlage im Grundriß.

sagen, daß neben dem Skelettbau aus Eisenbeton mit Backstein- oder anderer Ausfächung (Abb. 17 a) im Westen besonders in dem Umkreis von Los Angeles Hochhäuser gegossen werden, wie dies in Abb. 17 b ersichtlich ist. Allerdings ist hier zu bemerken, daß der ewige Frühling und die Seltenheit von Regenfällen günstige Bedingungen für diese Art von Ausführungen schaffen. Soweit sie für Wohnhäuser in Frage kommen, werden sie entweder so, wie sie in der Abbildung ersichtlich sind, bei Verwendung von sehr guter Schalung manchmal sogar unverputzt oder auch mit einer besonderen Verblendung aus Klinker und ähnlichem Material versehen.

Ein weiterer Grund für die Anwendung dieser Bauweise liegt auch darin, daß im äußersten Westen schon mit Rücksicht auf die Erdbebengefahr die Höhen der Bauwerke nicht über 50 m gehen dürfen, so daß dadurch auch die vorher erwähnten konstruktiven Schwierigkeiten verringert werden.

stuhleinrichtungen und alle Zuleitungen, die in Betracht kommen. Zu der Wirtschaftlichkeit des Bauens gehört auch sparsames Konstruieren und der durch schnelle Ausführungen bedingte Gewinn an Zeit. Es ist daher gegeben, daß der Architekt auf jede unnütze Verkleidung, auf unnütze Säulen, auf Gesimse und Sockel überall dort verzichten wird, wo sie nicht Bestandteile der Konstruktion sind. Die Folge davon war die Entstehung einer Zweckarchitektur bei allen Nutzhochbauten, deren einfache Schönheit allgemein auch europäischen Fachleuten aufgefallen ist. Es darf auch als bekannt vorausgesetzt werden, daß sich diese Art von Architektur, die durch ihre Massen und durch ihre einfachen Linien wirkt, auch bei den Hochhausentwürfen und andern ähnlichen Entwürfen in den letzten Jahren bei uns ausgewirkt hat. Der Einfluß der amerikanischen Hochhausbauten ist hier unverkennbar.

Ich möchte daraus folgern, daß die Zusammenarbeit von

Die Betonierungsanlage bestand aus einem $0,60 \text{ m}^3$ -Mischer mit elektrischem Antriebsmotor, einem $0,75 \text{ m}^3$ -Kippeimer-elevator, 2 Aufzügen für Backstein, Ziegel usw. und 2 Aufzügen für Eiseneinlagen und Schalungshölzer. Um den Betrieb zu erleichtern, wurde die Mischeinrichtung unter dem Straßenniveau angelegt, und die Kippeimer stürzten das Material in den Mischer. An der Spitze des Hubturmes fiel der Mischsatz in einen $1,2 \text{ m}^3$ -Trichter. Der Zufluß zu der Schüttrinne wurde

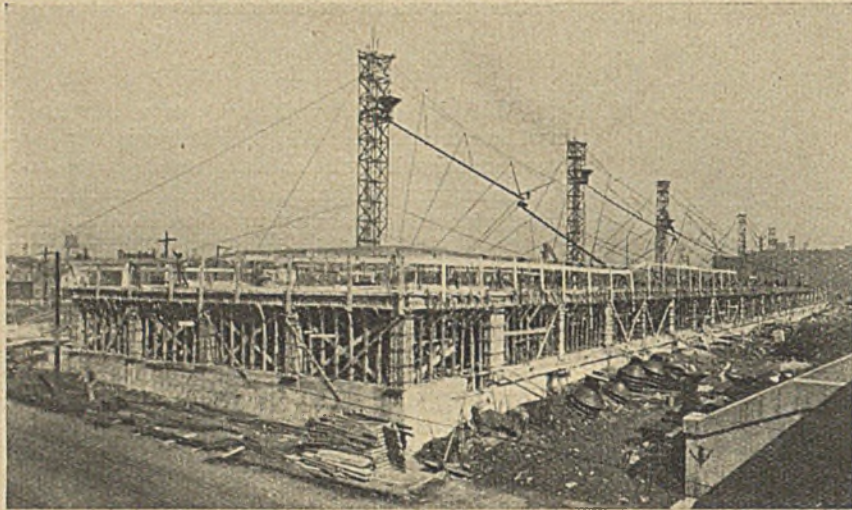


Abb. 18 f. Baubild vom 12. März 1925.

durch einen Arbeiter auf der Trichterbühne geregelt. Zwei 15 m lange Schüttrinnen waren an Kabeln aufgehängt, die von der Spitze der Türme nach den Gebäudeecken liefen.

Die Güte des Betons wurde bei diesem Bau durch häufige Konsistenzproben und gleichzeitige Würfelproben für jede Säulengruppe und jede Decke kontrolliert.

Über den Baufortschritt ist folgendes zu berichten:

Der Aushub wurde am 14. März 1924, das Betonieren am 1. Mai begonnen. Die über dem fünften Stockwerk liegenden 12 Stockwerke wurden in einem Monat erstellt, also je 3 in einer Woche. Am 20. Juli war das neunzehnte Stockwerk fertiggestellt, und im Frühjahr des Jahres 1925 war ein großer Teil des Hauses bewohnt.

Eine andere Art von rascher Ausführung kommt bei dem Bau der Markthallen in Betracht, die im letzten Jahre in der 14. Straße in Chicago erstellt wurden.

Es handelt sich um insgesamt 6 Gebäudegruppen, deren Breitenausdehnung durchweg $29,42 \text{ m}$ und deren Länge zwischen $179,21 \text{ m}$ und $252,06 \text{ m}$ beträgt (Abb. 18 a).

Jede Gebäudegruppe ist eigentlich ein großes Gebäude, das jeweils durch eine Brandmauer in 2 Hälften geteilt wird. Sie besteht aus 166 dreistöckigen Einheiten, die als Einzelverkaufs- und Geschäftsräume dienen sollen. Von den 3 Stockwerken liegt das erste nur $1,20 \text{ m}$ über dem Straßenpflaster, um die Förderung der Güter von Waggons und Karren zu erleichtern.

Eine Plattform, die von einem $4,5 \text{ m}$ ausladenden Kragdach überdeckt wird, führt vorne an dem Gebäude entlang und ist mit eisernen Falltüren nach dem Untergeschoß zu versehen.

Die Deckenkonstruktionen mit einer Nutzlast von 970 kg/m^2 sind einschließlich des Daches als trägerlose Decken ausgebildet. Die Stützenentfernung in der Längsrichtung ist durchweg gleich und beträgt $7,315 \text{ m}$. In der Querrichtung sind 4 Felder von $6,345$, $6,08$, $6,08$ und $6,345 \text{ m}$ Spannweite angeordnet (siehe

Abb. 18 b–e). Das Dach ist mittels Korkplatten isoliert. Kreisförmige Säulen, die an den Köpfen Unterlagsplatten haben, tragen die Decken; die Wandsäulen mit Konsolkapitälern haben rechteckige Querschnitte.

Als Verblendung wurden an der Vorderseite glasierte graue, leicht abwaschbare Terrakotta-, an der Rückseite graue Schlackensteine verwendet.

In jeder zweiten Säulenreihe in der Querrichtung ist ein Aufzug sowie ein Treppenhaus vorgesehen, so daß eine Gebäudegruppe in Unterabteilungen von je $14,63 \text{ m}$ Breite unterteilt ist.

Die Deckenplatten sind alle $21,6 \text{ cm}$ stark; das Dach, das auch als Pilzdecke ausgebildet ist, hat eine Stärke von $16,5 \text{ cm}$. Die Säulen haben Unterlagsplatten von quadratischer Form mit einer Seitenlänge von $2,44 \text{ m}$, also etwa ein Drittel der größeren Feldspannweite. Ihre Stärke beträgt $12,1 \text{ cm}$, also etwa die halbe Deckenstärke. Die Säulen sind von durchgehend gleicher Stärke in allen Stockwerken. Der größeren Beanspruchung der unteren Säulen wird dadurch Rechnung getragen, daß diese spiralbewehrt sind (Abb. 18 c). Die Randsäulen erhielten eine besondere Zusatzbewehrung zur Aufnahme von Biegemomenten. Das Mischungsverhältnis des Betons war $1 : 2 : 4$.

Die Baulichkeiten sollten innerhalb 9 Monaten bezugsfertig sein, da die früher benutzten Gebäude rasch geräumt werden mußten. Dampf-bagger hoben die Fundamente aus. Der Beton für die Fundamente wurde in transportablen Mischern vorbereitet und das Material mittels Rollwagen an Ort gebracht.

Eine Reihe von größeren Mischanlagen mit Hubtürmen und Gießbrinnen wurde für die Ausführung der Eisenbeton-

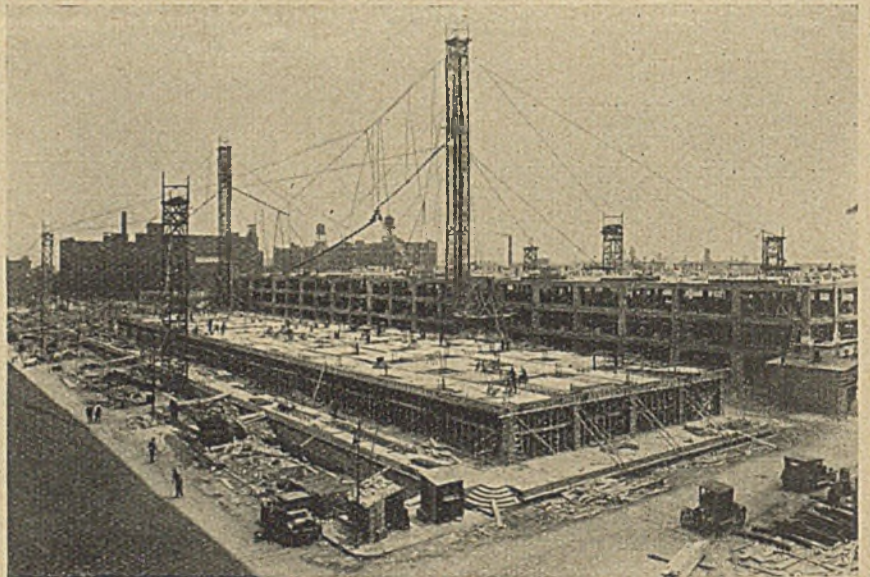


Abb. 18 g. Baubild vom 20. Mai 1925.

arbeiten errichtet, wie dies z. B. in Abb. 18 f zu sehen ist. Der Gesamtbetonbedarf wurde mit Hilfe von 10 Gießtürmen gegossen, von denen 5 gleichzeitig in Tätigkeit waren und eine Tagesleistung von 1850 m^3 im Durchschnitt bewältigten.

Der Erdaushub wurde am 19. Januar 1925 in Angriff genommen. Die Betonarbeiten begannen am 2. Februar und wurden am 1. Juli beendet bei einer dreiwöchigen Unterbrechung durch Streik. Die Übergabe der schlüsselfertigen Bauwerke war für 1. September 1925 in Aussicht genommen.

Die Schalung der Decken war aus Holz und wurde nach den mir gemachten Mitteilungen 8 bis 10 mal verwendet; die

eisernen Formen für die Stützen wurden der Eisenfirma vergeben, die diese Formen und die fertig gebunden Eiseneinlagen anlieferte. Türme und Rinnen wurden von der Bauunternehmung selbst angefertigt. Insgesamt waren 400 Zimmerleute auf dem ganzen Bau beschäftigt; an jeder Betonierungsstelle arbeiteten 16 Mann. Die auf dem Bau beschäftigten Arbeiter waren in Kolonnen von Einschälern, Eisenlegern usw. eingeteilt, die einander ablösten.

Wenn auch die Angaben von Kosten für uns keinen Vergleichswert haben, so wird es doch von Interesse sein, zu erfahren, daß die Gesamtkosten dieser Anlage 17 Mill. Dollar betragen. Von dem Betrag wurde ein sehr großer Teil für die Abfindung der recht einfachen Wohnhäuser be-



Abb. 18h. Baubild vom 20. Juli 1925.

stimmt, die den Bauplatz freigeben mußten. Die trägerlosen Decken sollen nach Angabe 2 Dollar auf den m² billiger gewesen sein, als die Trägerdecken.

Dieses Beispiel von schnellem Bauen und die großzügige Art der Mechanisierung ist selbstverständlich nur dann möglich, wenn die Höhe der Baukosten nicht auf das Minimum eingeschränkt werden muß, sondern wo große Finanzprojekte einen so großen Aufwand rechtfertigen wie in diesem Falle.

Berichtigung. Auf Seite 284 meines Berichtes befindet sich ein Druckfehler, der sich beim weiteren Lesen des Aufsatzes aufklärt: Es soll in Zeile 18 von unten linke Spalte statt 360 000 cbm „36 000 cbm“ heißen.

BEIDERSEITS EINGESPANNTE EISENBETONPLATTE.

Von Dipl.-Ing. Otto Hansen, Wiesbaden.

Nach § 17 Ziff. 2 der neuen amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton ist die Stützweite für beiderseits frei aufgelagerte oder eingespannte Platten gleich der Lichtweite zuzüglich der Plattenstärke in Feldmitte.

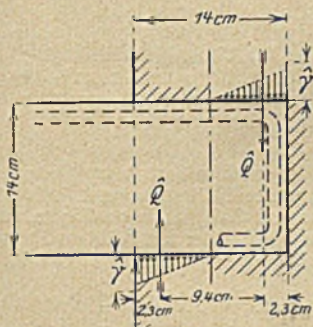


Abb. 1.

Ist die Länge eines Auflagers geringer als die Plattenstärke, so ist seine Sicherheit besonders nachzuweisen.

In dem nachstehenden Beispiel soll der ganz bedeutende Unterschied in der Beanspruchung der Auflager bei den oben bezeichneten beiden Auflagerungsarten gezeigt werden, wonach bei voller Einspannung unter allen Umständen ein genauer Nachweis der Auflagerbeanspruchung erforderlich ist.

Beispiel: Eine Auflagerplatte in Eisenbeton ist für eine Lichtweite von 3,40 m mit einem Gewicht des Belages von 50 kg/m² und einer Nutzlast von 500 kg/m² zu berechnen.

a) Beiderseits frei aufliegende Platte:

$$l = 3,40 \text{ m} + 0,18 \text{ m} = 3,58 \text{ m};$$

$$\hat{p} = 0,18 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m} + 500 \text{ kg/m} = 982 \text{ kg/m};$$

$$\hat{M} = \frac{1}{8} \cdot 982 \text{ kg/m} \cdot (3,58 \text{ m})^2 = 1572 \text{ mkg};$$

$$h = 0,411 \sqrt{1572 \text{ mkg}} = 16,3 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm};$$

$F_e = 0,228 \sqrt{1572 \text{ mkg}} = 9,05 \text{ cm}^2$; $11\frac{1}{2} \times d' = 10 \text{ mm}$ mit $9,03 \text{ cm}^2$, bei einer Auflagerlänge von 18 cm beträgt der mittlere spez. Flächendruck der Platte auf das Mauerwerk

$$\hat{\gamma} = \frac{1}{2} \cdot \frac{982 \text{ kg/m} \cdot 3,58 \text{ m}}{18 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}} = 1,0 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Beiderseits eingespannte Platte:

$$l = 3,40 \text{ m} + 0,14 \text{ m} = 3,54 \text{ m};$$

$$\hat{p} = 0,14 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m} + 500 \text{ kg/m} = 886 \text{ kg/m};$$

Belastungsmomente an den beiden Einspannstellen:

$$\hat{M} = \frac{1}{12} \cdot 886 \text{ kg/m} \cdot (3,54 \text{ m})^2 = 922 \text{ mkg};$$

$$h = 0,411 \sqrt{922 \text{ mkg}} = 12,5 \text{ cm}; \quad d = 14 \text{ cm};$$

$$F_e = 0,228 \sqrt{922 \text{ mkg}} = 6,88 \text{ cm}^2; \quad 9 \times d = 10 \text{ mm} \text{ mit } 7,07 \text{ cm}^2;$$

sieht man von der Vertikalbelastung des Auflagers durch die Platte ab, so ist bei einer Auflagerlänge von 14 cm die von

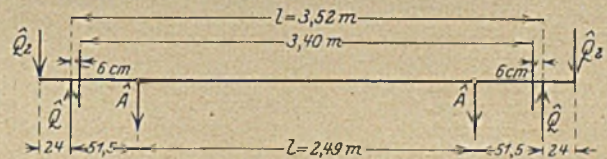


Abb. 2.

dem Mauerwerk aufzunehmende Kraft des Gegenpaares

$$\hat{Q} = \frac{922 \text{ mkg}}{0,094 \text{ m}} = 9820 \text{ kg} \text{ und die Maximalkantenpressung des}$$

Mauerwerkes: $\hat{\gamma} = \frac{2 \cdot 9820 \text{ kg}}{7,0 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}} = 28,1 \text{ kg/cm}^2$; da für eine derartige Kantenpressung das gewöhnliche Backsteinmauerwerk

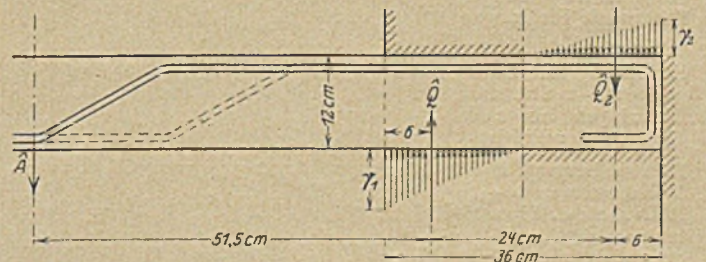


Abb. 3.

nicht ausreicht, so ist unter allen Umständen bei beiderseits eingespannten Platten der Sicherheitsnachweis für genügende Einspannung zu verlangen.

Die Berechnung der beiderseits eingespannten Platte erfolgt zweckmäßig als Gerberbalken in nachstehender Weise: $l = 3,40 \text{ m} + 0,12 \text{ m} = 3,52 \text{ m}$; Stützmoment-Feldmoment für

$$l' = 0,707 \cdot 3,52 \text{ m} = 2,49 \text{ m};$$

$$\hat{p} = 0,12 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^2 + 50 \text{ kg/m} + 500 \text{ kg/m} = 838 \text{ kg/m};$$

$$\hat{M} = \frac{l'}{8} \cdot 838 \text{ kg/m} (2,49 \text{ m})^2 = 648 \text{ mkg};$$

$$h = 0,411 \sqrt{648 \text{ mkg}} = 10,5 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm};$$

$$F_e = 0,228 \sqrt{648 \text{ mkg}} = 5,8 \text{ cm}^2; 11\frac{1}{2} \times d' = 8 \text{ mm mit } 5,8 \text{ cm}^2;$$

$$\hat{A} = \frac{l'}{2} \cdot 838 \text{ kg/m} \cdot 2,49 \text{ m} = 1041 \text{ kg};$$

$$\hat{Q}_2 = 1041 \cdot \frac{0,515 \text{ m}}{0,24 \text{ m}} + 838 \text{ kg/m} \cdot 0,515 \text{ m} \cdot \frac{0,258 \text{ m}}{0,240 \text{ m}} = 2700 \text{ kg};$$

$$\hat{Q}_1 = 1041 \text{ kg} + 432 \text{ kg} + 2700 \text{ kg} = 4173 \text{ kg};$$

spezifischer Flächendruck der Platte am Auflager auf das Mauerwerk:

$$\hat{\gamma}_1 = \frac{2 \cdot 4173 \text{ kg}}{18 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}} = 4,65 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\hat{\gamma}_2 = \frac{2 \cdot 2700 \text{ kg}}{18 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm}} = 3,00 \text{ kg/cm}^2;$$

die Auflagerlänge der Platte muß demnach nahezu gleich der 3 fachen Plattenstärke sein, wenn unter dem Auflager derselben gewöhnliches Backsteinmauerwerk Verwendung finden soll; bei \hat{Q}_2 ist eine Auflast von 2700 kg erforderlich oder $1\frac{1}{2}$ cbm Backsteinmauerwerk.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Untersuchung über den Einfluß verschiedener Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsarten auf die Festigkeit von Beton.

Berichtet von Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe, nach Bulletin 15 des Structural Research Laboratory Lewis Institute, Chicago.

Die Untersuchungen wurden an maschinengemischtem Beton des Mischungsverhältnisses 1 : 2, 2 : 3,0 mit 8,25% Wasser (Betonkonsistenz nach der „Slump-Probe“ 38 mm) durchgeführt. Über 500 Betonbalken 18 x 26 x 96 cm und gegen 200 Normenzylinder und Prismen wurden in der verschiedensten Weise gelagert bzw. nachbehandelt. Bei 110 Balken wurden dem Beton 2% des Zementgewichts Calciumchlorid zugesetzt. Die Festigkeitsprüfungen erstreckten sich auf Biegunzugfestigkeitsprüfungen, Druckfestigkeitsprüfungen und Oberflächen-Härteprüfungen nach der Kugelprobe.

An zahlenmäßigen Ergebnissen dieser Untersuchungen sollen hier diejenigen der Biegunzugfestigkeitsprüfungen folgen. Zur Veran-

schaulichung der Lagerungs- bzw. Nachbehandlungseinflüsse auf die Festigkeit des Betons sind in Spalte „Festigkeitsverhältnis“ die Ergebnisse in % der Festigkeit des 7—14 Tage feuchtelagerten Betons angegeben worden. Soweit die Prüfung schon im Alter von 3 Tagen vorgenommen worden ist, beziehen sich die Prozente auf die Festigkeit des 3 Tage unter feuchter Erde gelagerten Betons.

Allgemein wurden die Versuchsergebnisse wie folgt zusammengefaßt:

1. Eine Nachbehandlung des Betons ist wirksam, wenn sie dem Beton für die anfänglichen Hydratationsstadien eine der Anmachwassermenge ungefähr gleiche Feuchtigkeit erhält. (Diese allgemeine Fassung ist nicht richtig, vergleiche den Schlußabsatz.) Unter den angewendeten Lagerungsarten erwies sich die Lagerung in feuchter Erde als die günstigste. Eine die rasche Austrocknung des Betons befördernde Lagerung ergab einen Beton von niedriger Festigkeit.

2. 7—14 Tage unter feuchter Erde lagernder Beton war nur wenig fester als solcher, der nur 3 Tage unter feuchter Erde lag.

3. Eine Oberflächenbehandlung des Betons mit 1,35 kg Calciumchlorid pro m² Betonoberfläche ergab eine relative Betonfestigkeit von 88% nach sieben Tagen und 83% nach 90 Tagen. Bei Verwendung geringerer wie auch höherer Mengen an Calciumchlorid (1,6 und 2,6 kg/m²) wurde die Festigkeit geringer (vgl. auch „Bauingenieur“ 1925, Seite 740). Ein Abwaschen der Calciumchloridmenschicht nach 3 Stunden drückte die Festigkeit merklich herab; wusch man dagegen das Calciumchlorid erst nach einem Tag ab, so wurden im wesentlichen dieselben Festigkeiten erzielt wie bei dauernder Belassung des Überzuges.

4. In Betonschalungen hergestellte und mit 1,35 kg Calciumchlorid pro m² Betonoberfläche behandelte Balken wiesen relative Festigkeiten von 100% nach 14 Tagen und 89% nach 90 Tagen auf. Die Festigkeiten waren in diesen Fällen 12% höher als bei dem Beton, der in Holzformen hergestellt, normenmäßig gelagert und mit Calciumchlorid behandelt worden war.

5. Mit Dachpappe (asphaltic paper) bedeckter Beton hatte relative Festigkeiten von 92% nach 7 Tagen und 78% nach 90 Tagen. Die Oberflächenhärte war dabei gleich derjenigen des in feuchter Erde gelagerten Betons.

6. Luftlagerung wie auch Behandlung mit Natriumsilikat ergab einen Beton geringerer Festigkeit und geringerer Oberflächenhärte.

7. Ein Zusatz von 2% Calciumchlorid zum Beton beim Anmachen erhöhte die Biegunzugfestigkeit nach 3 Tagen um 4% bei Luft- und Calciumchloridlagerung, ergab aber keine Festigkeitserhöhung für feuchterdig gelagerten Beton.

8. Die größte Oberflächenhärte trat beim Beton größter Biegunzugfestigkeit auf. Im übrigen hatte der mit Calciumchlorid oder Natriumsilikat behandelte wie auch in Luft gelagerte Beton geringere Oberflächenhärte als der unter feuchter Erde oder unter Dachpappe gelagerte Beton.

Zu den vorstehenden Versuchsergebnissen ist kritisch zu bemerken, daß vor einer Verallgemeinerung der Ergebnisse gewarnt werden muß. Wenngleich die allerverschiedensten Lagerungsarten berücksichtigt worden sind, so besteht doch ein Mangel der Untersuchungen darin, daß sie sich nur auf einen Beton einer einzigen Konsistenz (anscheinend stark erdfeucht) bezogen. Die Versuchsergebnisse gelten aus diesem Grunde nur für diese Art von Beton. Es ist ja bekannt, daß bei nasserem Betonarten eine Wasserentziehung z. B. durch Gipsformen und dergl. festigkeitserhöhend zu wirken vermag (vgl. Heft 39 der Mitteilungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton). Für diese nasse Betonkonsistenz gelten die unter 1. angezogenen Schlußfolgerungen keinesfalls. Es steht zu vermuten, daß auch die übrigen Lagerungsarten sich bei andern Betonkonsistenzen anders auswirken werden.

| Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsart | Biegunzugfestigkeit kg/cm ² nach Tagen | | | | | Festigkeitsverhältnis nach Tagen | | | | |
|---|---|------|------|------|------|----------------------------------|----|-----|-----|-----|
| | 3 | 7 | 14 | 28 | 90 | 3 | 7 | 14 | 28 | 90 |
| | 5 cm dicke Lage aus feuchter Erde aufgebracht 16—24 Std. nach Herstellung d. Betons u. 7—14 Tage an Ort u. Stelle belassen. | — | 31,3 | 33 | 37,6 | 42,1 | — | 100 | 100 | 100 |
| 5 cm dicke Lage aus feuchter Erde aufgebracht 16—24 Std. nach Herstellung d. Betons u. 3 Tage an Ort u. Stelle belassen. | 23,9 | 30,6 | 34,4 | 35,5 | 39,7 | 100 | 98 | 104 | 94 | 94 |
| Balken hergestellt u. gelagert in Betonschalungen unter Anwendung einer Oberflächenbehandlung v. 1,35 kg Calciumchlorid pro m ² Oberfläche, aufgebracht 16—24 Std. nach Einbringen des Betons. | — | — | 33 | 33 | 37,6 | — | — | 100 | 88 | 89 |
| Bedeckung mit Dachpappe 16—24 Std. nach Einbringen bis zum Tage vor der Prüfung. | — | 28,8 | 30,2 | 33 | 32,7 | — | 92 | 91 | 88 | 78 |
| Balken hergestellt in Holzformen u. 16—24 Std. nach d. Herstellung an d. Oberfläche behandelt mit 1,35 kg Calciumchlorid pro qm Oberfläche. | 26 | 27,4 | 28,8 | 29,2 | 34,8 | 100 | 88 | 87 | 78 | 83 |
| Luftlagerung ohne Oberflächenbehandlung. | 20,8 | 24,2 | 25,6 | 27,1 | 30,6 | 87 | 78 | 78 | 72 | 73 |
| Behandlung mit Natriumsilikat 16—24 Std. nach Herstellung mit Bürsten aufgebracht. | — | 23,9 | 24,9 | 27,8 | 31,3 | — | 76 | 76 | 74 | 74 |

Neuere selbsttätige Heberüberfälle in Italien.

Die Heberüberfälle zur selbsttätigen Entlastung von Stau-becken haben in Italien, insbesondere bei Wasserkraftwerken, weite Verbreitung gefunden infolge ihrer leichten Herstellung in Eisenbeton, ihrer vollkommen selbsttätigen Wirkung und ihrer Anpassung in weiten Grenzen auch an schwierige Verhältnisse. Durch weiten Einlauf, niedrigen Oberteil, langen Unterteil, gute Abrundungen, günstigen Ausfluß und Ausbildung der Einzelheiten in erprobten Formen ist der Wirkungsgrad (Verhältnis der wirklich abgeführten Wassermenge zur rechnermäßigen $Q = F\sqrt{2gH}$) von 0,35 bis 0,40 bei älteren Anlagen auf 0,60 bis 0,65 bei neueren Anlagen gestiegen, unter günstigen Verhältnissen bei mäßiger Wasserabführung sogar bis 0,70. Wesentlich für einen guten Wirkungsgrad ist auch die Anlage der Heber in der Stromrichtung, um Wirbelbildung bei fortschreitender Absenkung zu vermeiden. Bei großen Anlagen wird das gleichzeitige

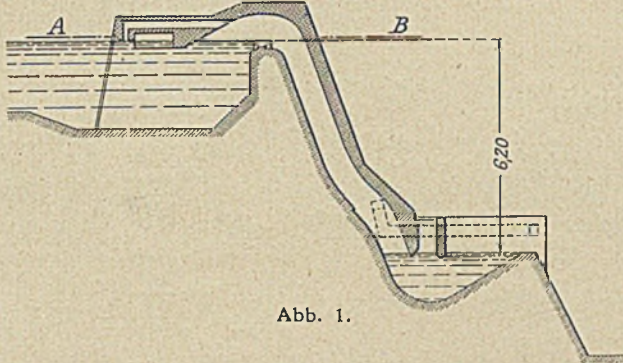


Abb. 1.

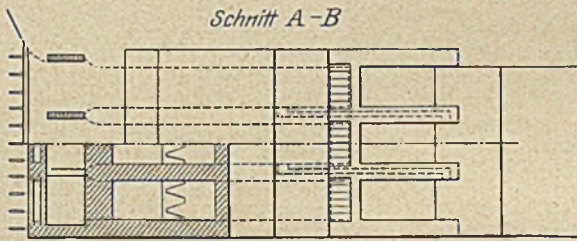


Abb. 2.

Abstürzen großer Wassermassen mit hoher Geschwindigkeit, das bedenkliche Erschütterungen hervorrufen kann, verhindert durch allmähliches und aufeinanderfolgendes Absaugen der Luft in den Hebern nebeneinander mittels einstellbarer Umläufe im Einlauf und Verbindungskanälen in den Scheidewänden des Auslaufs (Abb. 1 u. 2).

Die Londoner Zeitschrift Engineering vom 1. Januar 1926 bringt einen ausführlichen Auszug mit 22 Zeichnungen und 3 Abbildungen (S. 5—7 u. 16) von Guido Ferro von der

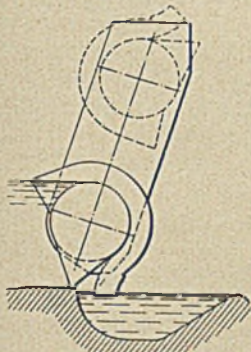


Abb. 3.

Ingenieurhochschule in Padua aus dessen Abhandlung über selbsttätige Heberüberfälle im Jahrbuch für öffentliche Arbeiten (Rom 1924). Der Auszug enthält eine geplante und sieben ausgeführte Anlagen. Die geplante kühne Anlage war für die Abführung von 1000 m³/s durch 2 Gruppen von je 12 Hebern über die Sperrmauer im Orbafluß bei Molare bestimmt, ist aber wegen der bedenklichen Erschütterungen für die Mauer nicht ausgeführt, sondern durch zwei Gruppen von je 6 Hebern mit 500 m³/s Leistung bei 10 m Höhe ersetzt worden (vgl. Bauingenieur 1926, S. 176). Weiter enthält der Auszug mustergültige Anlagen für 20 m³/s bei 4,3 m Höhe, ferner mit 3 und 4 gekuppelten Hebern bei 6,2 und 8 m Höhe mit allmählichem Angehen, dann mit 6 gekuppelten Hebern bei 2,5 m Höhe mit Holzdecke der einstweiligen Abdeckung der Einläufe, um ohne erhebliche Umbauten die Höhe auf 5 m bringen zu können, und mit Ausmündung in einem Schacht von 5 m Durchmesser, endlich für einen Heber über ein Walzenwehr, mit der Wehrwalze fest verbunden (Abb. 3), schließlich für einen Einzelheber von 4 m Höhe mit 70% Wirkungsgrad.

Eisenbetonbrücke über die Rhone bei la Balme.

Die neue Brücke ersetzt eine Hängebrücke aus dem Jahre 1837 in der Straße von Chambéry nach Belley und konnte an eine engere Flußstelle wegen der Verschlechterung der Zufahrten für den stetig wachsenden Kraftwagenverkehr (viele Windungen, Tunnel) nicht verlegt werden. Sie ist, mit Ausnahme der gußeisernen Geländer und der

Fußwegborde aus Naturstein, in allen Teilen aus Eisenbeton hergestellt, besteht aus einem eingespannten Bogen von 95 m Lichtweite, 9 m Pfeilhöhe, 6,84 m Breite und 75 cm gleichmäßiger Stärke, auf dem die Fahrbahntafel von 8,30 m Breite (6 m Straße und 2 x 1,15 m Fußwege) ruht, in der mittleren Strecke auf 3,4,2 m Länge unmittelbar mit ihm vereinigt, in den seitlichen Strecken von je 30,4 m Länge zunächst auf vier Längswänden und gegen die Widerlager hin auf vier Reihen von je sechs Säulen in 3,37 m Achsenabstand, die in den Stirnwänden oben und unten durch Halbkreisbögen verbunden sind (s. Abb.). Der Gewölberücken und die Fahrbahntafel sind mit Zementmörtel mit chemischen Zusätzen wasserdicht verputzt. Die Straße ist mit kreosotgetränktem Holzpflaster belegt. Das Lehrgerüst bestand aus 5 Bindern mit je 1,52 m Achsenabstand und ruhte mit Sandtöpfen auf 11 Pfahljochen mit Abständen von 5 bis 22 m (Mittelloffnung). Der Beton für die Gründungen und das Gewölbe hatte 400 kg Zement auf 0,5 m³ Flußsand und 0,7 m³ Flußkies von 3 bis 5 cm Korngröße und erreichte nach 90 Tagen 225 kg/cm² Druckfestigkeit. Der Beton für die übrigen tragenden Teile hatte 350 kg, für die Widerlager 300 kg

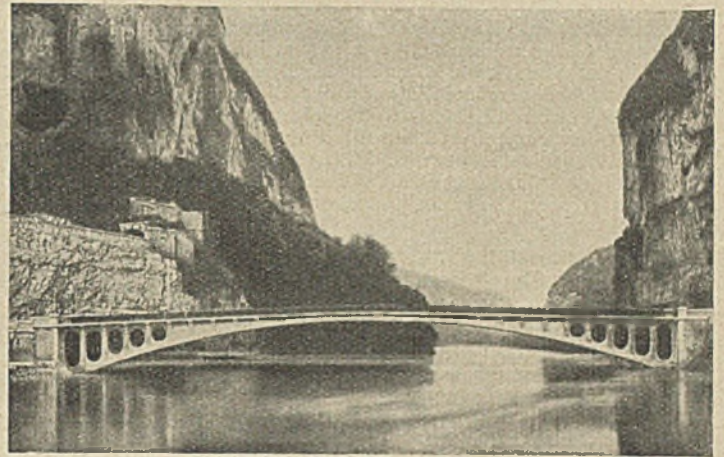


Abb. 1.

Zement auf die gleichen Kies- und Sandmengen. Der Bewehrungsstahl hatte 48 bis 52 kg Zugfestigkeit bei 23 bis 27% Dehnung. Das Gewölbe ist in zwei Schichten von 40 und 35 cm Höhe gegossen worden, wegen der Schwierigkeit der Arbeit bei voll eingebauter Bewehrung, mit allen Vorkehrungen zur sicheren Vereinigung beider Schichten. Das Gewölbe ist in 3 1/4 Monaten fertiggestellt worden, das übrige Tragwerk in 1 1/2 Monaten, wobei die beiden Hälften hintereinander ausgeführt worden sind, um die teuren Schalungen für die Gliederungen der Stirnseiten zweimal verwenden zu können.

Der Berechnung ist zugrunde gelegt worden eine Straßenbahn oder Kleinbahn von 1 m Spurweite oder ein Lastenzug von 16 t schweren Wagen oder gleichmäßige Belastung von 400 kg/m² für die Straße und 300 kg/m² für die Fußwege mit 160 kg/m für die Geländer. Durch Einflußlinien ist für die einzelnen Bauglieder die jeweils ungünstigste Wirkung ermittelt worden. Die versteifende Wirkung der Fahrbahntafel ist berücksichtigt worden durch Annahme entsprechend vergrößerter, nach den Widerlagern abnehmender Gewölbequerschnitte. Die Richtigkeit der berechneten Spannungen ist von Professor Mesnager der Hochschule für Brücken- und Straßenbau in Paris an einem Modell aus ausgeglühtem Glas mittels polarisierten Lichtes nachgeprüft worden, nachdem ein 2 m langes Modell aus Stahl nicht befriedigt hatte, und hat bis 17% größere Spannungen ergeben, das ist weniger als die bis 25% ansteigenden Abweichungen bei Metallproben, also die Zuverlässigkeit des Verfahrens bestätigt.

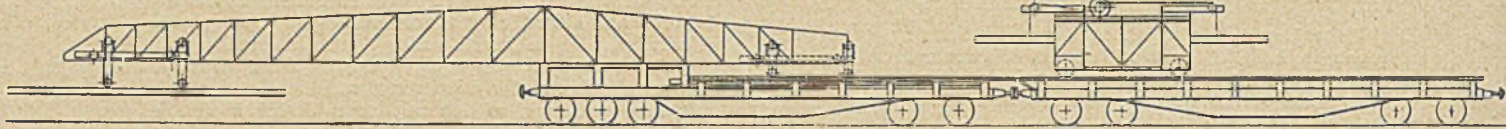
Anmerkung: Die versteifende Wirkung zwischen Überbau und Bogen wäre wirkungsvoller und billiger zum Ausdruck gekommen, wenn die Längswände ohne bauzweckfremde Zutaten voll bis an die Widerlager durchgeführt und die schweren Gußeisengeländer durch Eisenbetonbrüstungen ersetzt worden wären.

(Nach Reulos, Chefingenieur des Brücken- und Straßenbaues, im Constructeur de ciment armé (Paris) vom Januar 1926.)

Eisenbahngleislegungsmaschine.

(Nach Engineering vom 22. Januar 1926, S. 102—103 und Tafel VI—VIII.)

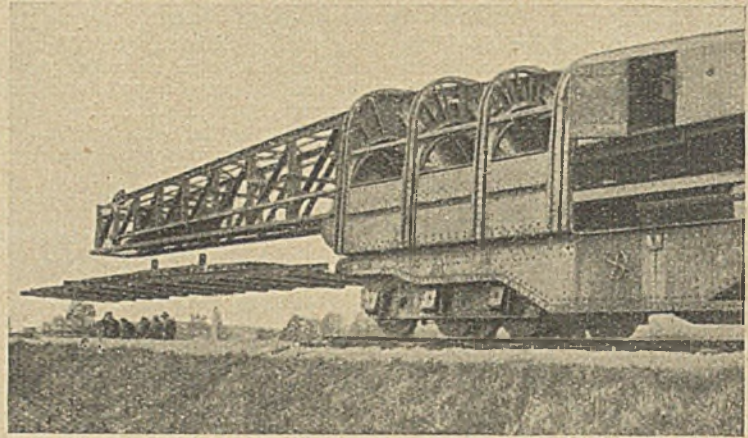
Die Gleislegungsmaschine besteht aus einem Bauzug mit einem Auslegerkran auf dem ersten Wagen, mehreren Wagen mit aufeinandergestapelten Gleisfeldern von Schienenlänge (Schienen und Schwellen fertig verbunden), einem Laufkran, der auf Längsschienen über alle beladenen Wagen hinlaufen kann, und einem Schlußwagen mit der Stromerzeugungsanlage zur Versorgung der Bewegungsvorrichtungen und zur Beleuchtung der Arbeitsstellen bei Nacharbeit. Am Laufwagen des Auslegerkrans und am Laufkran hängen bewegliche Trag-



rahmen mit seitlichen Greifern zum Aufnehmen der Gleisfelder durch Umfassen der Schienenköpfe, wobei alle Greifer gleichmäßig durch ein Schneckengetriebe betätigt werden. Zum genauen Ausrichten des neuen Gleisfeldes an das schon verlegte sind die Aufhänge- teile im Tragrahmen des Auslegerkranes durch gemeinsamen Schraubenantrieb seitlich verschiebbar. Bei der lotrechten Bewegung der Tragrahmen ist für Sicherung gegen Kippen und für zuverlässige Bremsung gesorgt. Der Laufkran ist so hoch gebaut, als es der Lichtraum der Eisenbahn gestattet, und übergreift infolgedessen das hintere Ende des Auslegerkranes; seine Steuerhäuschen für den Kranführer liegen im Betrieb außerhalb des Rahmens und sind sonst nach innen eingeklappt. Die Maschine arbeitet anstandslos auch auf Brücken und zwischen Futtermauern.

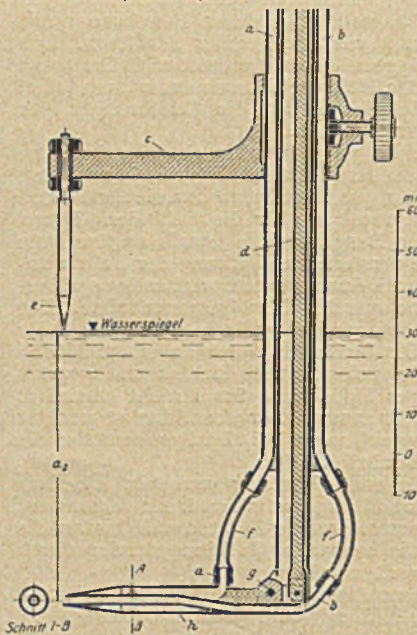
Die Maschine leistet beim Umlegen von Gleis (Aufnehmen des alten und Verlegen des neuen) mit 13,5 m langen Gleisfeldern 110 bis 135 m in der Stunde, bei 18 m langen Gleisfeldern bis 180 m. Durch das Zusammenbauen und Zerlegen der Gleisfelder auf den mit allen Hilfsmaschinen ausgestatteten Werkplätzen wird die Gesamthandarbeit auf die Hälfte derjenigen beim alten Verfahren verringert.

Die Maschine ist von A. W. Bretland, stellvertretendem Chefingenieur der irischen Großen Südbahn, erfunden, die Patente hat die Firma Herbert Morris in Loughborough erworben. N.



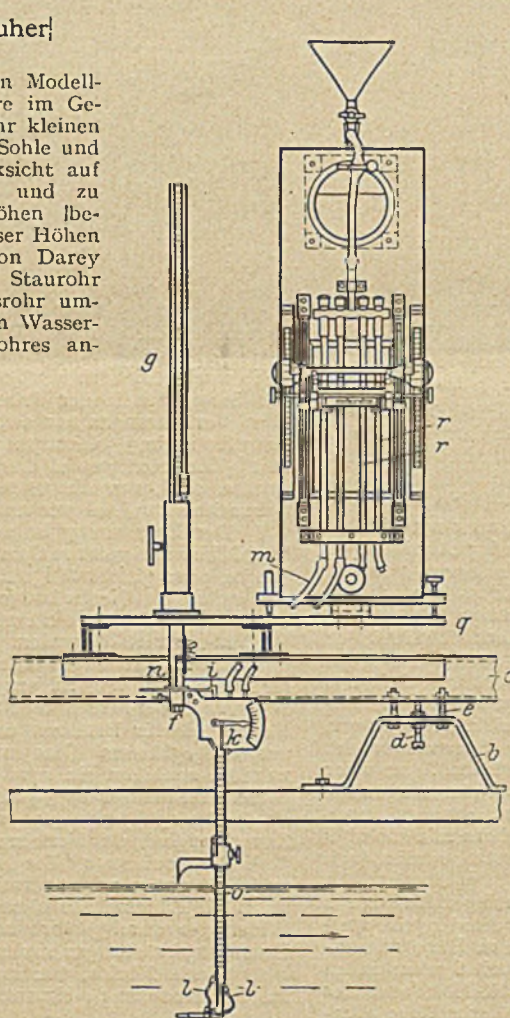
Universalstaurohr des Karlsruher Flußbaulaboratoriums.

Für Geschwindigkeitsmessungen in Modellströmen sind im allgemeinen Pitotrohre im Gebrauch; sie gestatten Messungen in sehr kleinen Flächen und in unmittelbarer Nähe der Sohle und der Wandungen des Gerinnes. Mit Rücksicht auf die in Versuchsanstalten auftretenden und zu messenden kleinen Geschwindigkeitshöhen bedient man sich zur genauen Messung dieser Höhen der Differentialrohre, wie sie zuerst von Darcy angewandt worden sind. Das eigentliche Staurohr ist dort von einem weiteren Umhüllungsrohr umgeben, welches kegelförmig an die dem Wasserstrom zugekehrte Öffnung des Pitotrohres anschließt (Abb. 1).



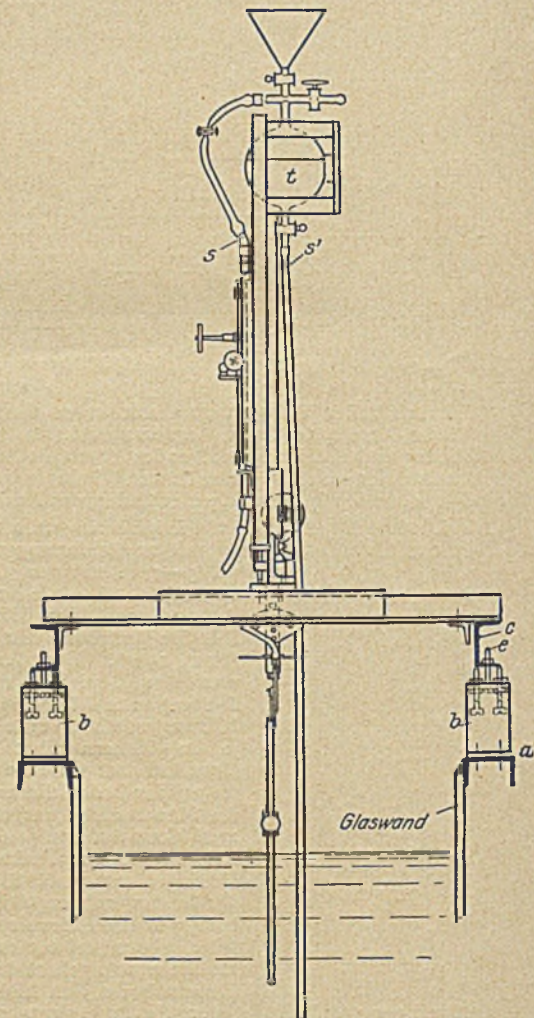
- a statisches Rohr
- b Druckrohr
- c verschiebbarer Reiter
- d Bewegungsstange
- e Meßspitze
- f Gelenk
- g äußeres Gehäuse

Abb. 1.



- a Randeisen der Rinne
- b Böcke
- c Gleitschienen
- d Stellschrauben
- e Spannschrauben
- f Drehzapfen
- g Vierkantgestänge
- i Zeiger
- k Zeiger
- l Gummischläuche
- m desgl.

Abb. 2 a.



- n Gelenk
- o Tragrohr
- q Tragplatte
- r Glasröhren
- s aufwärts führendes Rohr
- s' Ablaufschlauch
- t Vakuumgerät

Abb. 2 b.

Nach dem im Karlsruher Flußbaulaboratorium gebräuchlichen Stau-Doppelrohr von 5 mm äußerem Durchmesser entsprechen die Höhenunterschiede der Wassersäulen im inneren Pitotrohre und in dem dieses Rohr umgebenden ringförmigen Raume mit großer Genauigkeit der Geschwindigkeitshöhe der relativen Geschwindigkeit zwischen dem Staurohr und dem dieses umgebenden Wasser. Für die

Messung der Wasserspiegelunterschiede, auch bei Geschwindigkeiten von 0,15 m und darunter, genügt eine Ablesegenauigkeit von 0,1 mm, die andererseits durch die Meniskusbildung des Wassers im Glasrohr begrenzt ist. Die Ablesevorrichtung des Karlsruher Staurohres ist mit einer Spiegel-Fäden-Feinablesung versehen. Ein in einem verschieblichen Metallrahmen eingespannter Ablesefaden wird mit Hilfe

einer Wasserwaage horizontal eingestellt und dann durch ein besonderes Zahngetriebe mit dem tiefsten Punkt des Meniskus und dem eigenen Spiegelbild hinter der betreffenden Glasröhre in eine Ebene gebracht. Die Fädenhöhe wird an den Maßstäben mit Lupen an Nonien bestimmt. Nachdem auf diese Weise in dem Unterschied der Wasserspiegellhöhen in der beiden Glasröhren die Geschwindigkeitshöhe k des Wassers an der Staurohröffnung ermittelt ist, ergibt sich die gesuchte Wassergeschwindigkeit zu $v = \mu \sqrt{2gk}$, wobei der Koeffizient μ durch jeweilige Eichung der Meßvorrichtung gefunden wird. Zu dem Ende, den Unterschied der Wasserspiegellhöhen schärfer und bequemer beobachten zu können, werden die Wasserspiegel mittels Verdünnung der Luft in den beiden Wasserstandrohren eines Staurohrs emporgehoben. Außer der beschriebenen Vorrichtung zur genauen Ablesung der Höhenunterschiede der Wasserspiegel in den Glasröhren besitzt das Karlsruher Staurohr Verschiebe- und Drehvorrichtungen, die es gestatten, an jeder beliebigen Stelle des Glasgerinnes in gewünschter Richtung Geschwindigkeitsmessungen vorzunehmen. Das Meßgerät ruht zunächst auf einem Längsschlitten, der in der Längsrichtung des Gerinnes auf beiderseitig angebrachten, gehobelten Gleitschienen verschiebbar ist. Dieser Schlitten trägt seinerseits einen Querschlitten (Abb. 2 a, b), der jede Einstellung im beliebigen Querschnitt des

Gerinnes gestattet. Beide Stellungen sind meßbar und werden an Nonien abgelesen. Um nicht nur die wagerechten Geschwindigkeitskomponenten parallel zur Rinnenachse, sondern auch die Höchstgeschwindigkeit des Wassers in der Fließrichtung, ferner die stromaufwärts gerichteten Strömungen in Wasserwalzen oder schräg gerichtete Geschwindigkeiten parallel zum Bett, zur Bestimmung der größten Sohlengeschwindigkeiten auf dem Vor- und Abschlußboden von Stauschwellen oder überströmten Dämmen zu messen, ist die Drehung des Staurohres um eine lotrechte und eine wagerechte Achse vorgesehen. Die lotrechte Drehachse geht durch die Öffnung des Staurohres hindurch; letzteres dreht sich um den Gelenkpunkt f am unteren Ende des lotrechten Vierkantgestänges g . Zur Einstellung des Staurohres in eine zur Wagerechten geneigte Stellung ist das Staurohr mit dem Gelenk g (Abb. 1) mit wagerechter Achse an dem Tragrohr befestigt und wird durch die Gestänge d in die gewünschte Lage gedreht. Auch diese beiden Stellungsänderungen werden durch Winkelablesungen gemessen. Das nach den Entwurfszeichnungen von Prof. Rehbock ausgeführte Universalstaurohr hat die bei zahlreichen Geschwindigkeitsaufnahmen im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe an die Messungen gestellten Erwartungen voll erfüllt. (Zeitschr. d. V. D. I. 1926, S. 21.) E.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Fortschritte und Rückschritte im Verdingungswesen.

Von Dr.-Ing. Friedrich Hasse, Privatdozent
an der Technischen Hochschule in Charlottenburg.

In den Heften 5, 6 und 7 des „Bauingenieur“ 1926 hat unter der Bezeichnung: „Wagnis oder Preisgliederung?“ und „Preiszergliederungsliste und Leistungsverzeichnis als Mittel zur Gesundung des baugewerblichen Verdingungswesens“ ein Meinungs-austausch zwischen dem Verfasser und Herrn Regierungsbaumeister Direktor Meisenhelder in Frankfurt a. M. stattgefunden, der in verschiedenen wichtigen Punkten übereinstimmende Auffassung erkennen läßt. Nachstehend sei versucht, die Frage — von den übereinstimmenden Punkten ausgehend — dadurch weiter zu fördern, daß die seitherigen Fortschritte und Rückschritte betrachtet und danach einige Vorschläge zur praktischen Weiterbildung der Frage gemacht werden.

Zunächst herrscht darüber nur eine Meinung, daß die Preiszergliederung bestimmt nicht das richtige Mittel ist, um die Frage des angemessenen Preises weiter zu fördern, und zwar im wesentlichen aus folgenden Gründen:

1. Sie ist für die vielfältigen Verschiedenheiten der vor kommenden Leistungen zu schematisch und namentlich für größere Ingenieurarbeiten nicht genügend anpassungsfähig. —
2. Sie kommt selbst da, wo dieser Mangel nicht stören würde, den tatsächlich wohlbegründeten Veranschlagungsgepflogenheiten des praktischen Unternehmers zu wenig entgegen. —
3. Sie bedeutet daher nicht, wie vielfach zu ihren Gunsten angeführt wird, eine einfache Reinschriftwiederholung dessen, was der Unternehmer ohnehin für sich ausarbeiten muß, sondern eine vollständige Umgruppierung, also eine erhebliche Mehrarbeit, deren Zwecklosigkeit im gleichen Verhältnis zunimmt, wie der Kreis der Bewerber sich vergrößert. —
4. Durch die der Praxis nicht entsprechende Art der Fragestellung verführt sie dazu, die Zuschläge, auf die es bei dieser Art der Fragestellung ja wesentlich ankommt, gefühlsmäßig oder bewußt nach taktischen Erwägungen abzustimmen, ein Vorgehen, daß sich schon in die sonst übliche Art der Preisbildung einschleicht, wenn der Wettbewerb lebhaft ist, also ein Auswuchs, der dort schon bekämpft wird und gewiß nicht in anderer Form von neuem aufzutauchen braucht.

Meisenhelder erkennt der Preiszergliederung das nunmehr schon historische Verdienst zu, daß sie als Abrechnungsbehelf in der Zeit des schwankenden Geldstandes nützlich gewirkt hat. Außerdem behält sie nach Ansicht des Verfassers ihren Wert für regelmäßig wiederkehrende gleichartige Handwerksarbeiten des Hochbaus, vorausgesetzt, daß die Fragestellung dem tatsächlichen Rechnungsgang des Unternehmers richtig angepaßt wird.

Grundsätzlich herrscht also Einigkeit darüber, daß die Preiszergliederung in der bisher meist üblichen Form als Mittel zur Weiterbildung des Verdingungswesens in Richtung auf den angemessenen Preis nicht in Frage kommt.

Zur vergleichenden Beurteilung dessen, was nach Ansicht beider Verfasser an die Stelle der bisherigen Preiszergliederung treten soll und zum Teil auch schon getreten ist, bedarf es einer kurzen begrifflichen Verständigung über die Bedeutung der verwendeten Ausdrücke. Beide Verfasser stimmen formell und sachlich darin überein, daß die Grundlage einer verständigen Preisbildung in einem richtig gegliederten Leistungsverzeichnis besteht. Meisenhelder will die Bezeichnung „Nebenleistungen“ nicht gelten lassen, mit der Begründung, daß alle Leistungen untrennbare Bestandteile einer organischen Gesamtleistung seien. Es kommt so sehr auf die Bezeichnung nicht an, sondern mehr auf den Begriff und auf das Hilfsmittel der Gliederung. Infolgedessen ist es auch unerheblich, ob man von Nebenleistungen oder Hilfsleistungen spricht. Wesentlich ist nur eins: die Gliederung so zu fassen, daß grundsätzlich diejenigen Leistungsbestandteile, die beim Unternehmer Gegenstand einer selbständigen Zahlen- und Rechnungsgruppe zu sein pflegen, auch in der Fragestellung des Leistungsverzeichnisses entsprechend selbständig auftreten. Einen anderen Maßstab für diese Unterteilung gewinnt man, wenn man sich die Frage vorlegt, inwieweit die einzelnen Unterpositionen wiederum zum Gegenstand eines selbständigen Angebotes gemacht werden könnten. Auch der Unternehmer führt ja nicht alles selbst aus. Er vergibt beispielsweise je nach Zweckmäßigkeitsgesichtspunkten Rammarbeiten, Wasserhaltungen, Maurerarbeiten in Akkord, er mietet Geräte, Maschinen usw. Ebenso muß der Unternehmer, um zutreffend veranschlagen zu können, eine sehr weitgehende Gliederung der einzelnen Leistungsbestandteile vornehmen, insbesondere dann, wenn eine unorganische Vielheit von Leistungen zu wenigen Gesamtpositionen verbunden ist.

Aus diesem Grunde befürwortet Verfasser eine Gliederung des Leistungsverzeichnisses, die auf den wirklichen Gang des Voranschlages beim Unternehmer mehr Rücksicht nimmt, als dies bisher geschah, also eine solche Gliederung, bei der die Leistungsbestandteile ungefähr so zerlegt sind, wie sie sich darstellen, bevor der Unternehmer sie auf die verlangten Positionspreise umrechnet.

Da dann diese Leistungsbestandteile nicht wie bei der bisherigen Preiszergliederung in senkrechten Spalten nebeneinander auftreten, sondern im Anschlagsvordruck übereinander stehen, also wagrecht liegen, wurde hierfür der Ausdruck „wagerechte Preisgliederung“ gewählt. Die Bezeichnung „wagerechte Preisgliederung“ mag zunächst versuchsweise

beibehalten werden, mit dem Hinweis darauf, daß damit grundsätzlich nichts anderes als eine verständige und zweckmäßige Zerlegung gemeint ist.

Ein Beispiel wird das Gesagte am besten erläutern. Schon jetzt ist es bei großen Erdarbeiten und sonstigen umfangreichen Baustellen vielfach üblich, aus der Einrichtung der Baustelle und ihrem Abbau besondere Positionen zu machen. Ebenso wird häufig hinsichtlich der Gerätevorhaltung und auch hinsichtlich der Vorhaltung von Lehrgerüsten verfahren. Die Zweckmäßigkeit eines derartigen Vorgehens reicht noch über den Einteilungsvorgang hinaus und liegt sogar noch mehr im Interesse des Unternehmers als des Bauherrn, und zwar gerade aus einem Grunde, der früher von Seiten der Verwaltung gegen die Schaffung solcher Positionen sprach.

Früher klammerte man sich an die Rechtslage: der Unternehmer durfte nur Leistungen in Rechnung stellen, deren Gegenstände bereits in das Eigentum des Bauherrn übergegangen waren. Bei Anschlagszahlungen auf Brückenteile, die das Werk noch nicht verlassen hatten, half man sich mit dem Eigentumsvorbehalt. Bei der Vorhaltung eines Gerätes oder eines Lehrgerüsts, das seinem Wesen nach im Eigentum des Unternehmers verbleiben muß, ist dieser Weg natürlich nicht gangbar. Der Vorteil liegt aber bei der vorgeschlagenen Gliederung gerade hier auf Seiten des Unternehmers. Denn wenn eine derartige Vorhaltung Gegenstand einer Position des Anschlages sein kann, wird sie damit auch Gegenstand der Position in der Abschlagszahlung. Da nun die Geräte- oder Lehrgerüstvorhaltung der eigentlichen Leistung oft zu einem wesentlichen Teil vorausgeht, so bindet sie, wenn nur nach Positionsmerkmalen der Hauptleistungen gerechnet wird, in der Vorbereitungszeit ein unnötig hohes Betriebskapital, und selbst ein freundwilliger Bauherr, der das Lehrgerüst bevorzugen möchte, ist oft im Zweifel, wie er das begründen soll und wie hoch er gehen darf. Wird das Lehrgerüst Gegenstand einer selbständigen Position, so ist jeder Zweifel behoben, und das Betriebskapital kehrt viel rascher zurück. Man kann sogar mit der Leistungszерlegung noch weiter gehen. Beispielsweise zerfällt Gerätevorhaltung in Miete und Unterhaltung und Miete wiederum in Zinsen und Tilgung. Es kann zweckmäßig sein, die Gerätemiete zum Gegenstand einer selbständigen Position zu machen. Begriffliche Schwierigkeiten bestehen nicht; denn für den Unternehmer, der gewissenhaft rechnet, ist die Gerätemiete bereits eine selbständige Rechnungsgröße, besonders dann, wenn er selbst solche Geräte anleiht. Auch die Unterhaltung ist eine für sich erfassbare Größe, die mindestens einigermaßen zuverlässig geschätzt werden muß.

Eine derartige Gliederung bietet außerdem noch weitere Vorteile. Wenn beispielsweise die Gerätemiete als selbständige Position erscheint, so ist damit ein sicherer Maßstab gegeben, um Mehrforderungen auszugleichen, wenn sich unerwartete Verzögerungen ergeben, die der Unternehmer nicht zu vertreten hat. Muß das Gerät aus solchem Anlaß unbenutzt ruhen, so läuft einfach die Position „Miete“ um einen entsprechenden Zeitschnitt weiter.

Sinngemäß das gleiche gilt auch von der Vorhaltung des Lehrgerüsts: auch dort stehen Holz- und Eisengerüst in Miete, auch dort ist eine Unterhaltung erforderlich. Ferner kommt aber noch der Auf- und der Abbau hinzu, der sich bei mehrfacher Verwendung wiederholt. Beim Veranschlagen muß man hiervon ausgehen, es besteht also kein Hindernis, auch eine entsprechende Gliederung der Leistungen vorzunehmen.

Die Gefahr, daß bei einer derartigen Gliederung — wie bei der Preiszergliederung — Zahlen auftauchen, die Meisenhelder als „frisirt“ bezeichnet, liegt hier wohl nicht vor, mindestens ist sie sehr viel geringer. Höchstens ein Umstand könnte zu denken geben: Es werden bisweilen die zeitlich vorantretenden Positionen in den Einheitspreisen etwas überhöht, die später folgenden dagegen etwas gesenkt, um damit zu erreichen, daß das anfangs stark angespannte Betriebskapital rascher zurückkehrt,

Hinsichtlich der von Meisenhelder als Hilfsleistungen bezeichneten Zusatzbelastungen des Unternehmers ist noch in einem wichtigen Punkte Übereinstimmung festzustellen:

Es ist vielfach üblich, dem Unternehmer auch Leistungen aufzubürden, die mit der technischen Seite des Bauvorhabens überhaupt nichts zu tun haben. Das trifft besonders für die Regelung von Grunderwerbs- und Genehmigungsfragen zu. Dabei geht es nicht so sehr um die Kosten als vielmehr um Mühe und Zeitverlust. Ein auf produktive Arbeit eingestelltes Unternehmen kann förmlich lahm gelegt werden, wenn ihm derartige Aufgaben zugemutet werden, die für die verwaltungsmäßig geschulte Behörde keine fühlbare Mehrbelastung darstellen. Außerdem hat die Behörde ohnehin in solchen Fragen meist ein starkes Übergewicht, kann mit verkürzter Frist Besitz ergreifen und überhaupt viel entschiedener vorgehen, während der Unternehmer in solchen Fällen doch leicht in die Rolle des Ausbeutungsobjektes gedrängt wird. Es ist auch nicht stichhaltig, die Regelung des Grunderwerbes für vorübergehende Zwecke, z. B. für Zufahrten, Werk- und Lagerplätze, von behördlicher Seite abzulehnen mit der Begründung, daß die Behörde die Plätze nicht erwerben kann, weil sie sie später nicht mehr braucht. Sie kann sie in solchem Falle ebensogut pachten wie der Unternehmer und kann sogar erforderlichenfalls auf Pacht enteignen.

Auch dort, wo ein Genehmigungsverfahren nicht mit materieller Belastung verbunden ist, sollte man die Unternehmer nicht zum Briefträger behördlicher Meinungsverschiedenheiten herabwürdigen. Genehmigungsanträge für statische Berechnungen, für Benutzung von Straßen, Vorflutanlagen usw. müssen vom Bauherrn aus gestellt werden, was selbstverständlich nicht ausschließt, daß der Unternehmer die Unterlagen dazu liefert.

Hierauf ist dort besonders zu achten, wo die Fristen für den Unternehmer von solchen Zwischengenehmigungen abhängen. Übernimmt er die Durchführung eines solchen Genehmigungsverfahrens, so haftet er für das Zeitmaß, in welchem die beteiligten Behörden die Angelegenheit erledigen. Es ist nicht immer leicht zu beweisen, in welchem Umfange die Behörden bei der Erledigung das zulässige Maß an Zeit überschritten haben. Auch aus diesem Grunde ist es besser, wenn die Verantwortung für das Genehmigungszeitmaß der mitwirkenden Behörden bei dem Bauherrn verbleibt.

Auch über die Frage der Nachprüfung eingereichter Angebote herrscht im wesentlichen Einverständnis. Es unterliegt keinem Zweifel, daß ein Unternehmer, der gewissenhaft gerechnet hat und auf Grund seiner Preise auf den Auftrag hoffen kann, gern bereit sein wird, auf Befragen darüber Auskunft zu geben, wie seine Preise zustande gekommen sind, und den Nachweis zu erbringen, daß er mit diesen Preisen bestehen und bedingungsmäßige Arbeit liefern kann. Verfasser hat schon früher darauf hingewiesen, daß derartige Verhandlungen unbedingt vertraulichen Charakter haben müssen. Der Vertreter des Bauherrn muß sich vor Augen halten, daß ihm diese Mitteilungen nur zu dem Zwecke gemacht werden, über das vorliegende Angebot des Unternehmers ein Urteil zu gewinnen. Beispielsweise darf er deshalb nicht die Gesichtspunkte, die ihm aus der Preisgestaltung des einen Unternehmers als besonders zweckmäßig erscheinen, zum Gegenstand der Fragestellung bei einem anderen Unternehmer machen. Die erlangten Auskünfte dürfen vielmehr immer nur zur Beurteilung jedes einzelnen Angebots in sich verwandt werden.

Ebenso wie die Entschließung zur Vergebung im freien Ermessen des Bauherrn gehalten wird, muß es auch im freien Ermessen des Unternehmers stehen, in welchem Umfange er dem Vertreter des Bauherrn dieses weitgehende Vertrauen hinsichtlich der Auskunftserteilung entgegenbringen will. Mit Fug und Recht wird man feststellen können, daß eine Verpflichtung zur Erteilung solcher Auskünfte nicht besteht, um so mehr als der Unternehmer ja selbst der Leidtragende sein wird, wenn er aus wichtigen Gründen die Auskünfte ablehnt.

(Fortsetzung folgt.)

Maßnahmen zur Förderung des Kleinwohnungsbaues in der Schweiz. Der Kantonsrat in Zürich hat dem Regierungsrat einen Kredit von 500 000 Frs. für die Förderung des Kleinwohnungsbaues im Laufe des Jahres 1926 zur Verfügung gestellt. Es werden nur Projekte mit Wohnungen von 2 bis 4 Zimmern, sowie von solchen mit mehr Zimmern für kinderreiche Familien unterstützt. Gemeinden, die am meisten unter der Wohnungsnot leiden, und gemeinnützige Baugenossenschaften werden bevorzugt; es können aber auch Private berücksichtigt werden. Die Bauausführung soll solide, einfach und zweckmäßig sein. Die Miete ist so niedrig wie möglich zu halten; sie soll in Zürich und Winterthur 1000 bis 1200 Frs. für die Vierzimmerwohnungen nicht übersteigen und in den übrigen Gemeinden entsprechend niedriger gehalten werden.

Staatliche Förderung der kommunalen Bautätigkeit in Niederschlesien. Dem Provinzialverband Niederschlesien ist seitens der zuständigen Minister die Genehmigung erteilt worden, für Zwecke des Ausbaues von Provinzialanstalten, Straßenbauten und andere vorwiegend werbende kommunale Zwecke im Inlande Inhaberschuldverschreibungen im Betrage von 6 000 000 RM. aufzulegen. Die Anleihe wird mit 8% für das Jahr verzinst und mit 2% jährlich durch Ankauf oder Auslosung getilgt.

Beratung über die Erwerbslosenfürsorge. Am 19. und 20. April hat in Frankfurt a. M. eine Besprechung des Reichsarbeitsministeriums mit den Sozialministerien der Länder über die schwebenden Fragen der Erwerbslosenfürsorge stattgefunden, bei der auch das Reichsfinanzministerium, das Reichswirtschaftsministerium und das Reichsernährungsministerium vertreten waren. Aus der Besprechung ist hervorzuheben, daß nach der übereinstimmenden Auffassung fast aller Länder die gegenwärtige Regelung der Unterstützungssätze nur noch für eine kurze Übergangszeit aufrecht erhalten werden kann. Die Länder sind — in Übereinstimmung mit dem Arbeitsausschuß des Reichswirtschaftsrates — der Ansicht, daß ein Unterstützungssystem nach Lohnklassen eingeführt werden muß. Die Frage wird unverzüglich das Reichskabinett beschäftigen.

Großhandelsindex.

| | | | | | |
|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| 24. März | 31. März | 7. April | 14. April | 21. April | 28. April |
| 119,0 | 121,2 | 122,0 | 123,6 | 123,2 | 123,4 |

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 29. April.)

Achte Verordnung zur Durchführung des Gesetzes über die

Industriebelastung (Industriebelastungsgesetz) vom 30. 8. 1924. Vom 27. April 1926. (Reichsanz. Nr. 97).

Ausführungsbestimmungen zur Verordnung über die Verwendung des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. (Reichsministerialblatt S. 119).

Bekanntmachung über die Ausfallbürgschaft des Reichs und der Länder bei Lieferungen nach der Union der Sozialistischen Sowjet-Republiken. (Reichsanz. Nr. 92.)

Verbandsmitteilungen.

Am 10. und 11. Mai findet die XVI. ordentliche Hauptversammlung des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. und die VIII. ordentliche Hauptversammlung des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. statt. Ort der Tagungen ist Baden-Baden (Kurhaus). Die Tageseinteilung ist folgende:

10. Mai: Vormittags 9 Uhr Sitzung des Gesamtvorstandes des B. T. A. V. und Sitzung des Hauptausschusses des B. T. W. V. Nachmittags 2 Uhr Gemeinsame Hauptversammlung beider Verbände: Geschäftlicher Teil. Daran anschließend Hauptversammlung des B. T. A. V.: Geschäftsbericht II. Teil.

11. Mai: Vormittags Fortsetzung der Hauptversammlung des B. T. A. V. und Hauptversammlung des B. T. W. V.: Geschäftsbericht II. Teil.

Abends gemeinsames Essen im Kurhaus.

12. Mai: Vormittags Ausflug zum Murgwerk — Schwarzenbachtalsperre — Kurhaus Hundseck. Von da Rückfahrt nach Baden-Baden.

Personalien.

Prof. Dr. Rohn, der Vertreter der Statik und des Brückenbaues an der Technischen Hochschule in Zürich, z. Zt. Rektor, wurde vom Bundesrat zum Präsidenten des Schweizerischen Schulrats ernannt. Er scheidet aus dem Lehrkörper aus.

Der unmittelbare Vorgänger, Prof. Dr. Gnehm, war Chemiker, der selbst einem aktiven Offizier der schweizerischen Armee als Schulratspräsident folgte. Von besonderem Interesse ist es deshalb, daß die Wahl z. Zt. auf einen Bauingenieur gefallen ist.

Die Schriftleitung beglückwünscht Prof. Dr. Rohn zu seiner Wahl und wünscht ihm in seiner für die Entwicklung des technischen Hochschulwesens der Schweiz so verantwortungsvollen Stellung vollen Erfolg.

PATENTBERICHT.

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

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 14 vom 8. April 1926.

- Kl. 65 a, Gr. 7. 428 291. Fa. Commanditaire Vennootschap Froger's Electriciteits Maatschappij, Arnhem, Holland; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Tiefgangsmesser für Schiffe. 2. XI. 24. C 35 626. Holland 18. I. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 22. 428 224. Franz Rippl, Stettin, Barnimstr. 73/74. Herstellung harter und fester, aber poröser vornehmlich für Bausteine geeigneter Schlacken. 28. XI. 20. R 51 664.

Kl. 84 a, Gr. 3. 428 296. Dipl.-Ing. Hans Lenz, Eisenach, Luisenstraße 16. Absperrvorrichtung für übereinanderliegende Becken, z. B. für die Sparbecken einer Schleuse. 16. X. 24. L 61 429.

Kl. 84 c, Gr. 1. 428 202. Fa. Rudolf van Endert, Düsseldorf. Vorrichtung zum Herstellen von Erdlöchern mit Betonausfüllung. 6. IV. 22. E 27 955.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Über Querprofile von Binnenschiffahrtskanälen. Von Dr.-Ing. Paul Schmies. Mit 51 Textabbildungen und 4 Tabellen. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1925. 5,10 RM.

Während früher unsere Schiffahrtskanäle einen trapezförmigen Querschnitt erhielten, hat man neuerdings bei uns dem Querschnitt die Muldenform zugrunde gelegt, die aus den alten Kanälen gemachten Erfahrungen und aus den Ergebnissen von Modellversuchen entstanden ist. Es ist eine Tatsache, daß der trapezförmige Querschnitt mit wagerechter Sohle und mit Böschungen 1:2 sich im Laufe der Zeit so umformt, daß in der Mitte eine Vertiefung entsteht und Boden sich seitlich ablagert. So hat man neuerdings dem Kanalquerschnitt die Form gegeben, die aus den Einwirkungen des Betriebes von selbst entsteht. Insbesondere haben die im Jahre 1905 in Übigau angestellten Modellversuche den Nachteil einer zu großen Wasserspiegelbreite erwiesen: das Maß der Einsenkung des Wasserspiegels neben dem fahrenden Kahn war nämlich bei diesen Versuchen fast das gleiche bei den verschiedenen untersuchten Kanalprofilen, so daß beim breitesten Wasserspiegel (Trapezprofil) auch die größte Querschnittsverkleinerung, mithin auch der größte Schiffwiderstand auftrat. Der von Sympher eingeführte muldenförmige Regelquerschnitt ist dadurch gekennzeichnet, daß sich beiderseits auf die unter 1:16 ansteigende Sohle zunächst eine Böschung 1:2 aufsetzt. Ihr folgt unter Wasser eine Übergangsböschung 1:3, dieser im Bereich der Brandungswelle eine beschottete Böschung 1:2 und von 1 m über Wasserspiegel ab eine Rasenböschung 1:1,5.

Bei der Ausführung der Kanalstrecke Hannover—Peine ist dieses Profil dahin abgeändert worden, daß unter Ausschaltung der Böschung 1:3 die Böschung 1:2 bis herunter zur Böschung 1:4 geführt wird, wodurch der obere befestigte Teil 1:2 einen besseren

Fuß für den Steinbewurf erhalten hat. — Ferner hat der große Betrieb auf dem Ems-Weser-Kanal ergeben, daß auf dem befestigten Teil 1:2 die Steine herabrollen. Beim Lippeseitenkanal soll deshalb in Dichtungsstrecken, also dort, wo sich die Befestigung auf eine mit einer Schutzschicht bedeckte Tonschicht aufsetzt, die Neigung 1:3 statt 1:2 nach oben hin fortgesetzt werden. In den übrigen Kanalstrecken tritt an Stelle der Neigung 1:2 eine solche 1:2,5. Auch für die Fortsetzung des Mittellandkanals wird eine Verflachung des befestigten Teils vorgesehen werden.

Während somit an der grundsätzlichen Anordnung des Muldenprofils nichts geändert worden ist und geändert werden soll, tritt die vorliegende Schrift für eine Rückkehr zum alten Trapezprofil, mit allerdings wesentlich größeren, aber deshalb unwirtschaftlichen, Ausmaßen ein, wie solches früher schon O. Franzius¹⁾ und Busemann²⁾ getan haben. Es würde zu weit führen, die Anschauungen des Verfassers an dieser Stelle eingehend zu beleuchten. Ich muß mich vielmehr darauf beschränken, auf die Darlegungen zu verweisen, mit denen Volk³⁾ und H. Krey⁴⁾ die Forderungen von O. Franzius und Busemann abgelehnt haben, und die auch für die Beurteilung der vorliegenden übrigens fleißigen und vortrefflich ausgestatteten Schrift wertvoll sind.

H. Engels.

¹⁾ Die technische Ausgestaltung unserer Kanäle. Zeitschr. des V. d. I. 1919, S. 645.

²⁾ Grundlegende Abmessungen und Speisewasserbedarf neuer Hauptwasserstraßen. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1919, S. 505.

³⁾ Der Querschnitt des Mittellandkanals. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1919, S. 621.

⁴⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltung 1919, S. 536.

Die Kraftwagenstraßen. Von Dr.-Ing. Rudolf Schenk. Zementverlag G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg 2, Kneesebeckstr. 74-Broschiert 4,80 RM., in Ganzleinen gebd. 6 RM.

Im Vordergrund der Bauaufgaben steht jetzt die Herstellung von widerstandsfähigen Straßendecken, die dem Kraftwagenverkehr gewachsen sind, weil die Erneuerung des Straßennetzes eine der Vorbedingungen für den Wiederaufbau unserer Wirtschaft ist.

Das Buch von Dr.-Ing. Schenk kommt daher wie gerufen. Es bringt in wissenschaftlich präziser Darstellung die auf die Fahrbahn wirkenden Kräfte und lehrt, wie man Linienführung und Gestaltung der Straßen dem Kraftwagenbetrieb am besten anpaßt und die Her-

stellung der Straßendecken auf Grund der neuesten Erfahrungen und wissenschaftlichen Forschungen sachgemäß bewirkt. Die im Ausland gemachten Erfahrungen wurden den deutschen Verhältnissen angepaßt. Normale Beispiele und Bilder machen die in knapper Form gehaltenen Darstellungen weiter allgemein verständlich. Das Buch ist daher nicht nur für Bauingenieure unentbehrlich, sondern auch für die Automobil-, Reifen-, Asphalt-, Teer-, Stein- und Zementindustrie von großem Interesse. Ferner bildet dieser Leitfaden auch für alle, die mit der Unterhaltung von Wegen zu tun haben — Provinzen, Kreise und Gemeinden — einen erwünschten Ratgeber.
W. Müller.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Felix Klein in memoriam.

Der Berliner Bezirksverein Deutscher Ingenieure, die Berliner Mathematische und die Physikalische Gesellschaft sowie der Berliner Verein zur Förderung des mathematischen Unterrichts veranstalteten am 24. April d. J. in der Aula der Berliner Universität eine Gedächtnisfeier für den am 22. Juni 1925 im 76. Lebensjahre verstorbenen Göttinger Mathematiker Felix Klein, zu der auch die D. G. f. B. geladen und vertreten war. Die Namen der veranstaltenden Gesellschaften lassen bereits die weitreichenden Wirkungen dieses umfassenden großen Geistes erkennen, die im einzelnen durch die Festreden noch genauer umrissen wurden. Prof. Lorey-Leipzig schilderte Kleins Persönlichkeit und seine Verdienste um die Aufstellung von weit über Deutschlands Grenzen hinaus als mustergültig anerkannten Studienplänen für den mathematischen Unterricht auf Schule und Hochschule. Besonders eindrucksvoll war die tiefsehende Würdigung der grundlegenden Verdienste Kleins um die Mathematik durch Prof. Hamel-Berlin, der den inneren Zusammenhängen der Kleinschen Arbeiten nachging von den geometrischen über die algebraisch-gruppentheoretischen sowie denen zur Invariantentheorie bis zu den funktionentheoretischen, ferner den physikalisch-praktischen über den Kreislauf. Auch die große Enzyklopädie der Mathematischen Wissenschaften ist Kleins Werk. Prof. Prandtl-Göttingen schilderte schließlich Kleins außerordentliche Verdienste um die angewandte Mathematik, sein erfolgreiches zähes Streben, die Brücke von der werktätigen Welt der Technik zur mathematisch-naturwissenschaftlichen Forschung zum Zwecke gegenseitiger Befruchtung zu schlagen. Die in Göttingen geschaffenen Forschungsinstitute, die als Lehrer an die Göttinger Universität berufenen Ingenieure in den Seminaren und Sondervorlesungen über Elastizität, graphische Statik, Hydraulik, Theorie des Schiffes, Geodäsie, Versicherungsmathematik u. a. haben nicht nur die „Universitätsler“ über die Fortschritte der Technik belehrt, sondern eigene Forschungen durchgeführt und viele von der Technischen Hochschule kommenden Ingenieure fortgebildet und zu Führern und Lehrern erzogen. Die heutigen Kenntnisse der Aerodynamik, des Winddruckes auf Bauwerke, gewisser Festigkeits-, Wärme- und elektrischer Probleme sind in Instituten gewonnen, die allein durch das Wirken von Felix Klein entstanden sind. So hat die Ingenieurwelt in ihm einen verständnisvollen Förderer verloren.

Die würdevolle Feier wurde von Mozarts Maurischer Trauermusik und Beethovens Larghetto aus der zweiten Symphonie umrahmt.

Regierungsbaumeister Eisner.

Ortsgruppe Brandenburg.

Der neue Unterwassertunnel in Friedrichshagen bei Berlin.

Am 27. April 1926, nachmittags 3 Uhr, fand eine Besichtigung des im Bau begriffenen Personentunnels der Stadt Berlin unter der Spree in Friedrichshagen statt. Herr Magistratsbaurat La Baume vom Brückenbauamt der Stadt Berlin, der den Entwurf angefertigt hat und die Bauleitung ausübt, gab in einem längeren Vortrag die erforderlichen Erläuterungen.

Zurzeit wird in Friedrichshagen unter der Spree gegenüber vom „Müggelschlößchen“ ein Personentunnel gebaut. Die Überlastung der dortigen Fähre war an Sommerabenden, namentlich Sonntags, so gefährdend geworden, daß das Brückenbauamt der Stadt Berlin zunächst eine Brücke über die Spree im Zuge der Friedrichstraße entwarf; diese Brücke hätte große Rampen erfordert, da man 12 m über Wasser lichte Höhe schaffen wollte, um wenigstens den zahlreichen kleinen dort verkehrenden Segelbooten ein Niederlegen des Mastes zu ersparen. Trotz dieser Höhe wurde der Entwurf von der Wasserstraßenverwaltung nicht gebilligt, weshalb man sich zu einer Untertunnelung der Spree entschloß. In an der für die Brücke vorgesehenen Stelle infolge eines tiefen Kolkes erst in 24 m Tiefe ein guter Baugrund vorliegt, verlegte man den Tunnel etwa 100 m weiter

spreeaufwärts, wo sowohl besserer Untergrund vorliegt, als auch die erforderliche Achslänge geringer ist. Einschließlich der Treppen (auf jeder Seite $4 \times 12 = 48$ Stufen) hat der Tunnel eine Gesamtlänge von 120 m.

Das Brückenbauamt hält von allen Gründungsmöglichkeiten eine Senkkastengründung mit Druckluft hier für die sicherste und gebotene. Um während des Baues eine möglichst große Durchfahrtsbreite zu haben, werden nur zwei Senkkasten niedergebracht von je 52,09 m Länge, 7,65 m Breite und 2,5 m innerer lichter Höhe. Sie sind als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgeführt; die Abmessungen des Betons sind so stark gewählt, daß nur geringe Eiseneinlagen eingebaut zu werden brauchen. (Beanspruchungen für Eisen bis 600, für Beton bis 15 kg/cm^2 .) Die Schneiden — als genietete Eisenverbindungen — werden von der Bewehrung und außerdem von Ankern gehalten; als Zugbänder dienen T-Eisen, die in 2 m Querabstand die Schneiden verbinden und auf denen später beim Niederbringen des Senkkastens Gleise zur Bodenförderung angelegt werden.

Der Tunnel ist ein geschlossener Eisenbetonrahmen; er hat 5 m lichte Breite, 2,5 m lichte Höhe und ist biegungsfest für 25 m Spannweite in der Achsrichtung (oder 12,5 m überkragendes Ende) für Fälle ungleicher Auflagerung des Senkkastens. Als Dichtung dient Teerpapplage; da diese unter Druckluft leidet, wird der Tunnel mit einem Teil der anschließenden Treppe über dem fertigen Senkkasten in getrennter Betonierung erstellt und dann gleichzeitig mit diesem abgesenkt, wobei er innen und oben noch mit Erde wird belastet werden müssen, um das gegenüber dem Auftrieb nötige Gewicht zu erreichen. Zwischen Senkkastendecke und Tunnelsohle befindet sich zur Milderung etwaiger Stöße eine 3 cm starke elastische Schicht, bestehend aus 40% Asphalt, 40% feinem Sand und 20% Pech. Die Tunneldecke wird mit einer 1,5 m starken Bodenschicht geschützt, über welcher die Spree noch 2,5 m nutzbare Wassertiefe hat.

Der Bau ist in 5 Bauabschnitte eingeteilt. In der Mitte der Spree ist ein Leitwerk etwa im Schiffsgrundriß mit beiderseits noch einer vorgesezten Dalbe geschlagen, bis zu welchem in etwa 10 m Abstand zwei gewöhnliche Spundwände vom Ufer aus reichen; diese Spundwände werden nach außen abgestützt, zwischen ihnen wird eine Sandhalbinsel geschüttet, auf welcher Senkkasten und Tunnel mit einem Gußbetonturm (Derrickausleger und Gießrinne) hergestellt und abgesenkt werden. Als erster Bauabschnitt wird die Niederbringung der Tunnelhälfte (vor Kopf durch eine Holzwand geschlossen) auf der Friedrichshager Seite durchgeführt. Sodann nach Entfernung von Spundwand und Sand als zweiter Bauabschnitt der gegenüberliegende Teil des Tunnels. Hiernach wird für die Schifffahrt ein Richtungsbetrieb rechts und links des obengenannten Leitwerkes herrschen können. Jeder Senkkasten erhält zwei Luftschleusen. Jede dieser hat einschließlich Schacht, Materialhose und Vorschleusen ein Gewicht von 10 t. Der Boden wird in üblicher Weise hinaufgefördert und durch die Materialhose nach außen abgegeben; in der Schleusenammer genügt ein Mann zur Bedienung. Die Bauleitung rechnet mit einer Leistung von 20 m^3 in achtstündiger Schicht je Schleuse; das ergibt bei 3 Schichten und 2 Schleusen am Tag 120 m^3 . Nimmt man die für eine Senkung von 1 m zu fördernde Bodenmenge an mit 500 m^3 , so dürfte für jeden Tag eine Senkung von 25 cm zu erwarten sein. Unten im Senkkasten werden etwa 20 Mann in achtstündiger Arbeitszeit arbeiten, was bei einem höchsten Überdruck von 1,2 at nicht aus Gesundheitsrücksichten beanstandet werden kann. Der dritte Bauabschnitt umfaßt die Herstellung des mittleren Verbindungsteiles in offener Baugrube. Die annähernd schwalbenschwanzförmig geformten Stirnseiten der Senkkasten, die in Achsrichtung etwa 60 cm Abstand voneinander haben, sollen unter Wasser durch Betonschüttung verbunden werden. Danach wird zwischen die schon jetzt über den Senkkasten seitlich betonierten Wangen ein Holzverbau mit Eisenverstärkung eingebracht, in dessen Schutz die Schließung des Tunnels erfolgt. Der vierte und fünfte Bauabschnitt umfassen die Vollendung der Treppen an beiden Ufern und die Nacharbeiten. Die gesamten Arbeiten werden von der Firma Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, ausgeführt, deren Herren sich an der Führung in liebenswürdigster Weise beteiligten. Die Fertigstellung des Baues wird für den kommenden Winter erwartet.
Tz.

Die nächste Baunormung erscheint als Doppelnormung (Nr. 5 u. 6) in Heft 23 des „Bauingenieur“.