DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

18. Jahrgang 1921. **No. 19.**

Bemerkenswerte Brückenausführungen des Auslandes in Eisenbeton III. (Schluß.)

5. Brücke von Villeneuve-sur-Lot.

(Schluß.)

Wie aus Abbildung 6, S. 138 in No. 18 hervorgeht, verwendete Freyssinet bei der Brücke von Villeneuve im Scheitel jedes Lagerringes je 2 Druckwasserpressenpaare *), die an 2 Pumpen angeschlossen sind und so geschaltet werden können, daß sie getrennt oder zusammen arbeiten. Es ist daher möglich, die Scheitelfuge entweder gleichmäßig an beiden Leibungen zu pressen, oder wenn es die Verhältnisse erfordern, auch verschieden starken Druck auszuüben, also die Bogenlänge oben und unten verschieden stark zusammen zu drücken. Man kann damit also einen weitgehenden Einfluß auf die Bogenform und die Spannungen, die der Bogen erhalten soll, ausüben. Die Pressen haben in Villeneuve 40 cm Durchm., 15 cm Höhe und 8 cm größte Hubhöhe. Sie konnten einen Schub von 500 t auf den Beton ausüben. Der Druck wurde auf, wie ausgeführt, in bewehrtem Beton hergestellten Scheitelplatten durch Vermittlung von 40·40 cm großen Eisenplatten übertragen. Bei der örtlichen Beanspruchung unter den Pressen ist Freyssinet unbedenklich bis auf 300 kg/cm² gegangen.

Verfasser untersucht dann die Frage, wieweit man durch das geschilderte Verfahren die aus der Schwindung des Betons entstehende Verkürzung der Bogenachse beseitigen soll. Dazu muß man zunächst das Maß der Schwindung kennen, das abhängig ist von der Art des Zementes, dem Mischungsverhältnis und der Reinheit und Zusammensetzung des Sandes. Nach eigenen Beobachtungen an Brücken gibt er folgende Grenzwerte für die Schwindungen:

bei 350 kg/cbm	Zement	4 bis $6 \cdot 10^{-4}$
„ 400 kg/cbm	„	5 bis $7 \cdot 10^{-4}$
„ 450 kg/cbm	„	6 bis $8 \cdot 10^{-4}$

Bei der Brücke von Veurdres fand er mehrere Jahre nach der Inbetriebnahme bei 450 kg/cm Zement eine Schwindung von $7—8 \cdot 10^{-4}$. Der flache Bogen hatte sich dadurch so stark deformiert, daß er nachträglich wieder in seine ursprüngliche Form gebracht werden mußte. In einem sehr trockenen Klima können diese Werte nach seiner Meinung noch überschritten werden. Bei feuchter Witterung und so lange das Gewölbe auf dem feuchten Lehrgerüst aufliegt, geht die Schwindung aber sehr langsam vor sich. Bei Gewölben, die im Herbst hergestellt wurden, hat Verfasser erst am Ende des folgenden Winters die erste bemerkbare Schwindung festgestellt. Bei Neuherstellung einer Brücke nach seinem Verfahren empfiehlt er daher nur $^3/_4$—$^4/_5$ der zu erwartenden größten Schwindung bei der Ausführung zu korrigieren. Diese Schwindung ist dann bis zur Inbetriebnahme des Bauwerkes zum größten Teil erreicht, sodaß bei Belastung der Brücke etwa die gewollte Form der Bogenlinie sich eingestellt hat. Die weitere Schwindung vollzieht sich dann sehr langsam und kommt erst nach Jahren zur vollen Auswirkung, nachdem der Beton inzwischen schon eine bedeutende Festigkeit erlangt hat.

Die elastische Verkürzung des Bogens ist gewöhnlich nicht so wichtig wie die aus der Schwindung. Sie ist außerdem genau vorher bestimmbar, wenn der Elastizitätsmodul des Betons durch Versuche bestimmt ist.

Wird mit den gemachten Annahmen das erstrebte Ziel nicht erreicht, so können, falls man die Nischen für die Druckwasserpressen bestehen läßt, diese ohne Schwierigkeit und ohne erneute Einrichtung der Brücke erneut eingebaut werden. Man kann den Bogen dann erneut unter Spannung setzen, ein neues Scheitelstück einbauen und so die gewünschte Bogenform noch nachträglich erreichen. Dieses Verfahren ist z. B. bei der Brücke von Veurdres 1913 angewende worden. Wie schon erwähnt, hat diese 3 Gewölbe, deren mittleres 72,50 m Weite bei 5,2 m Pfeil besitzt. Die beiden etwas kleineren Seitengewölbe sind zum Ausgleich des Schubes etwas flacher gespannt. Als die Brücke in der Hauptsache fertig war und nahe vor der Verkehrsübergabe stand, betrug die Schwindung nur $^{10}/_{1000}$, sodaß Verfasser nicht mehr als $4 \cdot {}^{10}/_{1000}$ Korrektur zu geben wagte. Nach mehreren Jahren war aber eine Schwindung von $8 \cdot {}^{10}/_{1000}$ erreicht, was eine Schenkelsenkung von 10—12 cm zur Folge hatte, sodaß, abgesehen von der unschönen Erscheinung der Brücke auch Gefahr für das Bauwerk bestand. Um die Form wieder herzustellen, wurde das Gewölbe im Scheitel frei gelegt und

*) Nicht wie S. 139 in No. 18 irrtümlich stehen geblieben ist, 2 Druckwasserpressen.

statt der Pflasterung ein Bohlbelag aufgelegt. Die Pressen wurden von oben wieder in ihre Kammern eingesetzt und nun konnte wieder ein entsprechender Druck auf die beiden Gewölbehälften ausgeübt werden. Zur Entlastung der Pressen wurden dabei Keile in die sich öffnende Fuge eingelegt, die schließlich statt anfangs 45 mm zuletzt 75 mm stark war. Auf diese Weise wurde die richtige Bogenform wieder hergestellt. Die ganze Arbeit hat für einen Bogen nur 1 Tag gedauert und der Verkehr auf der Brücke brauchte nicht unterbrochen zu werden. Für den Viadukt von Bernand mit 170 Spw. war die notwendige Oeffnung der Scheitelfuge durch den Pressendruck auf 10—12 cm angenommen. Hier, wie in Villeneuve und Vaudray war übrigens mit absolut festen Widerlagern zu rechnen.

Es ist schon erwähnt worden, daß die große Brücke von Bernand Eiseneinlagen erhalten sollte. Das ist für die Anwendung des Verfahrens kein Hindernis, wenn diese Eisen nicht für den Zustand unmittelbar nach der Ausrüstung statisch notwendig sind. Denn während das Gewölbe unter dem Druck der Pressen steht, müssen die Eisenstäbe im Scheitel unterbrochen sein. Erst nach entsprechender Formung des Bogens könne im Scheitel Stoßdeckungen einbetoniert werden.

Ebenso ist das Verfahren anwendbar, wenn das Gewölbe aus einzelnen Ringen zusammen gesetzt wird, oder (wie ja auch in Villeneuve) in einzelnen Abschnitten betoniert wird. Bezüglich der Einzelheiten der Durchführung in diesen Fällen muß auf die Quelle verwiesen werden. Es lassen sich durch das Verfahren die Nachteile ungleicher Beanspruchungen beseitigen, die sonst bei der Herstellung in Ringen entstehen, und es lassen sich leichtere Lehrgerüste verwenden. In gleicher Weise wie auf die Länge und Form der Bogenmittellinie kann durch die Anwendung der Druckwasserpressen auch eine seitliche Korrektur des Bogens ausgeführt werden. Durch Fehler der Ausführung, Winddruck auf das Lehrgerüst, Temperatureinflüsse, Schwindung kann eine Krümmung der Bogenachse in seitlichem Sinne verursacht werden, die dann unter dem Einfluß des Bogendruckes zu schädlichen Spannungen führen kann. Durch einseitiges Anspannen der Pressen läßt sich eine durchaus gerade Achse herstellen.

Durch diese verschiedenen Maßnahmen lassen sich, um die Vorteile noch einmal kurz zusammen zu fassen, die Spannungen der Gewölbe in genauen, vorher zu bestimmenden Grenzen halten und die Höchstspannungen gegenüber dem gewöhnlichen Ausrüstungsverfahren nicht unwesentlich verringern. Es läßt sich ferner mit leichteren Lehrgerüsten arbeiten und es kann nach Ansicht des Verfassers dementsprechend mit den Spannweiten massiv gewölbter Brücken wesentlich weiter gehen als bisher.

Verfasser untersucht diese Frage der Vergrößerung der Spannweiten dann noch mit Rücksicht auf die zulässigen Beanspruchungen des Baustoffes.

Für unbewehrten Beton lassen die französischen Vorschriften von 1906 drei Mischungen mit 300, 350, 400 kg/cbm Zement zu und fordern dafür Festigkeiten von 160, 180, 200 kg/cm² nach 90 Tagen. Diese Festigkeiten erzielte man schon vor 15 Jahren mit einem noch wenig sorgfältig hergestellten Beton ohne ausgesuchtes Material. Mit den heutigen Zementen, gut ausgesuchten Baustoffen und sorgfältiger Mischung lassen sich Festigkeiten von 400 kg/cm² erreichen. Im Vergleich zu den zulässigen Beanspruchungen von 1906 würde man Beanspruchungen bis 112 kg/cm² zulassen können.

Bei bewehrten Querschnitten mit 10 % Eiseneinlagen kommt Verfasser zu einer Vermehrung der zulässigen Spannung des Gesamtquerschnittes um 200 kg/cm². Das Gewicht wächst dabei um 33 %. Ein gedachter Querschnitt von derselben Dichte wie der nichtbewehrte Beton würde dann mit $\frac{312}{1{,}33} = 234$ kg/cm² beansprucht werden dürfen. Zur weiteren Erhöhung der zulässigen Druckspannung kann dann noch Umschnürung eingeführt werden, das empfiehlt Verfasser jedoch nur für örtliche Verstärkungen. Eine durchgehende Umschnürung im ganzen Bogen kann nach seiner Meinung bei schwacher Längsbewehrung sogar gefährlich werden.

Mit den Beanspruchungen von 112 kg/cm² für unbewehrten, 234 kg/cm² für bewehrten Beton kann man nach Freyssinet schon Bogen von 340 bezw. 600 m Spw. ausführen. Bei Anwendung hochwertigen Zementes könne man sogar noch weiter gehen. Voraussetzung ist dabei die genaue Festlegung der Bogenform und damit der auftretenden Pressungen nach dem beschriebenen Verfahren. Verfasser vertritt daher die Ansicht, daß der unbewehrte und bewehrte Beton bei dem Bau von Brükken dem Eisen bis zu 500 m Spw. in der Zukunft scharfe Konkurrenz machen werde. —

Fr. E.

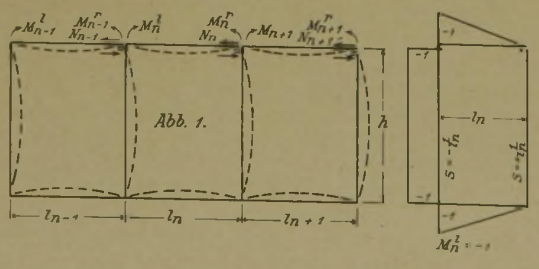
Die Berechnung einreihiger Bunker mit Hilfe der Arbeitsgleichung.

Von Ing. Kurt Lerche, Hamburg.

I. Zwei- und dreiteiliger Bunker.

Für die Berechnung eines Systemes von vielen aneinander gereihten Bunkern ist es von Vorteil, wie später gezeigt wird, mehrfach statisch unbestimmte Hauptsysteme einzuführen, die sich aus zwei- und dreiteiligen Bunkern zusammensetzen. Es werden daher zunächst die zwei- und dreiteiligen Bunker untersucht.

Durch zwei Schnitte in jedem Feld (Abbildung 1) wird der dreiteilige Bunker statisch bestimmt gemacht. Als Unbekannte im Feld l_n werden eingeführt M_n^l, M_n^r und die Normalkraft N_n.



Die Momente und Normalkräfte für das Feld l_n infolge $M_n^l = -1$, $M_n^r = -1$, $N_n = -1$ sowie die M_o-Momente infolge eines gleichmäßigen Innendruckes p auf alle Seitenwände des Bunkers l_n sind aus der Abbildung 2 ersichtlich. Als positiv sind hierbei die Momente eingeführt, die die Stäbe nach der in Abbildung 1 punktierten Richtung verbiegen.

Das Trägheitsmoment der Stäbe von der Länge l_n sei J_n, ihr Querschnitt F_n. Das Trägheitsmoment der Stäbe von der Länge h sei J, ihr Querschnitt F. Mit den Bezeichnungen

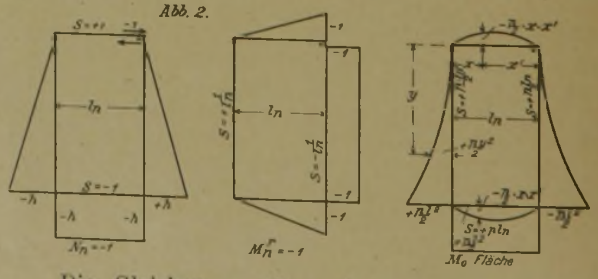
$$\frac{J}{F} = \alpha, \quad \frac{J}{J_n} = \beta_n, \quad \frac{J}{F_n} = \gamma_n$$

gehen für den $n$ten Bunker die Elastizitätsgleichungen

$$\delta_{m\,n}{}^{l} = x_a \cdot \delta_{a\,n}{}^{l} + x_b \cdot \delta_{b\,n}{}^{l} + \ldots .$$
$$\delta_{m\,n} = x_a \cdot \delta_{a\,n} + x_b \cdot \delta_{b\,n} + \ldots .$$
$$\delta_{m\,n}{}^{r} = x_a \cdot \delta_{a\,n}{}^{r} + x_b \cdot \delta_{b\,n}{}^{r} + \ldots .$$

in die folgende Matrix über (siehe nächste Seite oben).

Abb. 2.



Die Gleichungen sind mit $E \cdot J$ multipliziert, die Klammerwerte geben die Beiträge der Normalkräfte zu den δ_{ik}-Werten. Außerdem sind in den Werten verschiedene Kammerbreiten l und verschiedene Trägheitsmomente berücksichtigt.

Nach der Abbildung 2 ist das Moment im Stab von der Länge l_n an der oberen linken Ecke $+1 \cdot M_n^l$, an

	$M_{n-1}^{\,l}$	N_{n-1}	$M_{n-1}^{\,r}$	M_n^l	N_n	M_n^r	$M_{n+1}^{\,l}$	N_{n+1}	$M_{n+1}^{\,r}$
$J\cdot\delta_{mn}^{\,l}=$	$\left(-\frac{h}{l_{n-1}\cdot l_n}\cdot\alpha\right)$	$-\frac{h^2}{2}$	$-h$ $\left(+\frac{h}{l_{n-1}\cdot l_n}\cdot\alpha\right)$	$h+\frac{2}{3}l_n\beta_n$ $\left(+\frac{2h}{l_n^2}\alpha\right)$	$\frac{h^2}{2}+\frac{l_n\cdot h}{2}\cdot\beta_n$	$+\frac{l_n}{3}\beta_n$ $\left(-\frac{2h}{l_n^2}\cdot\alpha\right)$	$\left(-\frac{h}{l_n\cdot l_{n+1}}\cdot\alpha\right)$		$\left(+\frac{h}{l_n\cdot l_{n+1}}\cdot\alpha\right)$
$J\cdot\delta_{mn}=$		$-\frac{h^3}{3}$	$-\frac{h^2}{2}$	$\frac{h^2}{2}+\frac{l_n\cdot h}{2}\beta_n$	$\frac{2h^3}{3}+h^2 l_n\cdot\beta_n$ $(+2l_n\cdot\gamma_n)$	$\frac{h^2}{2}+\frac{l_n\cdot h}{2}\cdot\beta_n$	$-\frac{h^2}{2}$	$-\frac{h^3}{3}$	
$J\cdot\delta_{mn}^{\,r}=$	$\left(+\frac{h}{l_{n-1}\cdot l_n}\cdot\alpha\right)$		$\left(-\frac{h}{l_{n-1}\cdot l_n}\cdot\alpha\right)$	$+\frac{l_n}{3}\cdot\beta_n$ $\left(-\frac{2h}{l_n^2}\cdot\alpha\right)$	$\frac{h^2}{2}+\frac{l_n\cdot h}{2}\cdot\beta_n$	$h+\frac{2}{3}l_n\cdot\beta_n$ $\left(+\frac{2h}{l_n^2}\cdot\alpha\right)$	$-h$ $\left(+\frac{h}{l_n\cdot l_{n+1}}\cdot\alpha\right)$	$-\frac{h^2}{2}$	$\left(-\frac{h}{l_n\cdot l_{n+1}}\cdot\alpha\right)$

der unteren linken Ecke in einer leeren Kammer $l_n = +1\cdot M_n^l + h\cdot N_n$, in einer mit dem Innendruck p belasteten Kammer $+1\cdot M_n^l + h\cdot N_n + p\frac{h^2}{2}$. Aus Gründen der Symmetrie müssen in jeder Kammer die oberen Eckmomente gleich den unteren Eckmomenten sein. Aus dieser Gleichsetzung folgt für die leere Kammer $N_n = 0{,}0$, für die gefüllte Kammer $N_n = -\frac{p\,h}{2}$. Das heißt, in der gefüllten Kammer herrscht in beiden Seiten von der Länge l_n eine Zugkraft $\frac{p\cdot h}{2}$, in der leeren Kammer keine Normalkraft, was auch aus der bloßen Anschauung folgt.

Mit diesen Werten der Bekannten N_n ergeben sich die Momente in den Seiten von der Länge l_n zu (Abbildung 3)

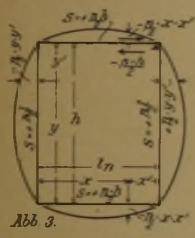


Abb 3.

$$M_x = -\frac{p}{2}\cdot x\cdot x' + M_n^l\cdot\frac{x'}{l_n} + M_n^r\cdot\frac{x}{l_n},$$

in den Seiten von der Länge h zu

$$M_y = -\frac{p}{2}\cdot y\cdot y' - M_{n-1}^{\,r} + M_n^l \quad \text{bezw.}$$

$$M_y = +\frac{p}{2}\cdot y\cdot y' - M_n^r + M_{n+1}^{\,l}.$$

Der erste Wert gilt für die linke, der zweite Wert für die rechte Seite der gefüllten Kammer l_n. Sind zwei anstoßende Kammern gefüllt, so verschwindet bei den Momenten der gemeinsamen Seite das Glied mit p, wenn der Seitendruck in beiden Kammern gleich ist. Ist er ungleich, so tritt an die Stelle von p der Wert $p_1 - p_2$, was ohne Weiteres aus der M_o-Fläche folgt.

Die Normalkräfte in den Seiten von der Länge h sind

$$N_l = +\frac{p\cdot l_n}{2} + \frac{M_{n-1}^{\,r} - M_{n-1}^{\,l}}{l_{n-1}} + \frac{M_n^l - M_n^r}{l_n} \quad \text{bezw.}$$

$$N_r = +\frac{p\,l_n}{2} + \frac{M_n^r - M_n^l}{l_n} + \frac{M_{n+1}^{\,l} - M_{n+1}^{\,r}}{l_{n+1}}.$$

Sind zwei anstoßende Kammern gefüllt, so tritt für die gemeinsame Seite an die Stelle von

$$\frac{p_1\cdot l_n}{2} \text{ der Wert } -\frac{p_1\cdot l_n}{2} + \frac{p_2\cdot l_{n+1}}{2}.$$

Bei der Ermittelung der Werte $\delta_{mn} = \int M_o\cdot M_n\cdot dx$ kann man entweder die Integration über die M_o-Fläche der Abbild. 2 erstrecken und in der allgemeinen Gleichung an Stelle von N_n die Werte $-\frac{p\,h}{2}$ oder ± 0 einsetzen, oder die Integration über die M_o-Fläche der Abbildung 3 erstrecken und in der allgemeinen Gleichung alle von N_n abhängigen Glieder streichen. Der erste Integrationsweg muß eingeschlagen werden, wenn N_n von vornherein nicht bekannt ist, was bei Temperatureinflüssen eintreten kann.

Die Ausführung der Integrationen hat in beiden Fällen keine Schwierigkeiten (s. Müller-Breslau II. 2, S. 102).

Für den Bunker mit drei gleichen Kammern und konstantem Trägheitsmoment ergibt sich für einen allseitigen Innendruck p in der linken Endkammer unter Vernachlässigung der Normalkräfte, deren Einfluß gering ist, folgendes System von Gleichungen zur Bestimmung der Unbekannten.

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
$\frac{p\,l^3}{12}+\frac{p\,h^3}{12}=$	$\frac{2}{3}l+h$	$\frac{l}{3}$				
$\frac{p\,l^3}{12}+\frac{p\,h^3}{12}=$	$\frac{l}{3}$	$\frac{2}{3}l+h$	$-h$			
$-\frac{p\,h^3}{12}=$		$-h$	$\frac{2}{3}l+h$	$\frac{l}{3}$		
$0{,}0=$			$\frac{l}{3}$	$\frac{2}{3}l+h$	$-h$	
$0{,}0=$				$-h$	$\frac{2}{3}l+h$	$\frac{l}{3}$
$0{,}0=$					$\frac{l}{3}$	$\frac{2}{3}l+h$

Alle Werte sind mit $E\cdot J$ multipliziert. Die Gleichungen, auf deren linker Seite $\int M_o\cdot N_n\cdot dx$ stand, sind fortgefallen, da die Größen N_n bekannt sind.

Zur Auflösung dieser und ähnlich gebauter Gleichungen, wie sie beim durchlaufenden Träger vorkommen, soll das von Müller-Breslau benutzte Verfahren kurz angegeben werden.

Aus der ersten Gleichung wird M_2 als Funktion von M_1, aus der zweiten M_3 als Funktion von M_1 dargestellt u. s. f. M_6 als Funktion von M_1 aus der vorletzten Gleichung wird dann dem Wert von M_6 aus der letzten Gleichung gleichgesetzt und hieraus M_1 ermittelt. Mit M_1 sind alle Unbekannten bekannt, da sie bereits als Funktionen von M_1 ausgedrückt sind.

Auf diese Weise erhält man

1) $M_1 = \frac{p}{12}\cdot\frac{45h^6+47h^5l+13h^4l^2+34h^3l^3+36h^2l^4+11hl^5+l^6}{(5h^2+5hl+l^2)\cdot(9h^2+7hl+l^2)}$

2) $M_2 = \frac{p}{12}\cdot\frac{9h^6+14h^5l+43h^4l^2+67h^3l^3+42h^2l^4+11hl^5+l^6}{(5h^2+5hl+l^2)\cdot(9h^2+7hl+l^2)}$

3) $M_3 = \frac{p}{12}\cdot\frac{-36h^6-45h^5l+19h^4l^2+43h^3l^3+17h^2l^4+2hl^5}{(5h^2+5hl+l^2)\cdot(9h^2+7hl+l^2)}$

4) $M_4 = \frac{p}{12}\cdot\frac{9h^6+15h^5l-2h^4l^2-14h^3l^3-7h^2l^4-hl^5}{(5h^2+5hl+l^2)\cdot(9h^2+7hl+l^2)}$

5) $M_5 = \frac{p}{12}\cdot\frac{9h^6+9h^5l-7h^4l^2-9h^3l^3-2h^2l^4}{(5h^2+5hl+l^2)\cdot(9h^2+7hl+l^2)}$

6) $M_6 = \frac{p}{12}\cdot\frac{-3h^5l-h^4l^2+3h^3l^3+h^2l^4}{(5h^2+5hl+l^2)\cdot(9h^2+7hl+l^2)}$

Unterdrückt man in dem Gleichungssystem für den dreiteiligen Bunker die zwei letzten Zeilen und die beiden letzten Spalten, so erhält man die Bestimmungsgleichungen für die Unbekannten des zweiteiligen Bunkers bei gefüllter linker Endkammer. Die allgemeine Lösung dieser Gleichungen gibt folgende Werte.

7) $M_1 = \frac{p}{12}\cdot\frac{12h^5+9h^4l+h^3l^2+9h^2l^3+7hl^4+l^5}{12h^3+18h^2l+8hl^2+l^3}$

8) $M_2 = \frac{p}{12}\cdot\frac{3h^5+3h^4l+10h^3l^2+15h^2l^3+7hl^4+l^5}{12h^3+18h^2l+8hl^2+l^3}$

9) $M_3 = \frac{p}{12}\cdot\frac{-9h^5-9h^4l+7h^3l^2+9h^2l^3+2hl^4}{12h^3+18h^2l+8hl^2+l^3}$

10) $M_4 = \frac{p}{12}\cdot\frac{3h^4+h^3l-3h^2l^2-hl^3}{12h^3+18h^2l+8hl^2+l^3}$

Für den dreiteiligen Bunker, dessen Mittelkammer mit dem Innendruck p belastet ist, ergeben sich folgende Gleichungen, wenn man berücksichtigt, daß wegen der Symmetrie $M_1 = M_6$, $M_2 = M_5$, $M_3 = M_4$ sein muß.

	M_1	M_2	M_3
$0{,}0 =$	$\frac{2}{3} l + h$	$\frac{l}{3}$	
$-\frac{p h^3}{12} =$	$\frac{l}{3}$	$\frac{2}{3} l + h$	$-h$
$\frac{p h^3}{12} + \frac{p l^3}{12} =$		$-h$	$l + h$

Die Lösung dieser Gleichungen ergibt

11) $M_1 = M_6 = \frac{p}{12} \cdot \frac{h^3 l - h l^3}{5 h^2 + 5 l h + l^2}$

12) $M_2 = M_5 = \frac{p}{12} \cdot \frac{-3 h^4 - 2 h^3 l + 3 h^2 l^2 + 2 h l^3}{5 h^2 + 5 l h + l^2}$

13) $M_3 = M_4 = \frac{p}{12} \cdot \frac{2 h^4 + h^3 l + 3 h^2 l^2 + 4 h l^3 + l^4}{5 h^2 + 5 l h + l^2}$

Aus den allgemeinen Lösungen der drei Gleichungssysteme sind für $h = 0{,}4\,l$ bis $h = 3{,}0\,l$ die Zahlenwerte für die Momente M ausgerechnet und in den folgenden Tabellen als Koeffizienten von $\frac{p l^2}{12}$ zusammengestellt.

Eckmomente für den zweiteiligen Bunker.
Linke Kammer belastet mit Innendruck p, rechte Kammer leer. Koeffizient $\frac{p l^2}{12}$.

$\frac{h}{l}$	M_1	M_2	M_3	M_4
0,4	0,72085	0,88526	0,30141	— 0,09419
0,5	0,71023	0,88920	0,29830	— 0,08523
0,6	0,71110	0,89982	0,27473	— 0,07230
0,7	0,75915	0,91649	0,23226	— 0,05665
0,8	0,81753	0,93887	0,17190	— 0,03907
0,9	0,89792	0,96675	0,09432	— 0,02007
1,0	1,00000	1,00000	0,00000	0,00000
1,1	1,11970	1,03852	— 0,10693	0,02089
1,2	1,26817	1,08226	— 0,23755	0,04242
1,3	1,43387	1,13116	— 0,38033	0,06446
1,4	1,62045	1,18520	— 0,53888	0,08692
1,5	1,82779	1,24435	— 0,71310	0,10971
1,6	2,05580	1,30859	— 0,90287	0,13278
1,7	2,30437	1,37791	— 1,10813	6,15608
1,8	2,57347	1,45229	— 1,32881	0,17957
1,9	2,86302	1,53172	— 1,56485	0,20323
2,0	3,17297	1,61622	— 1,81622	0,22703
2,5	5,02745	2,11419	— 3,30169	0,34755
3,0	7,38748	2,73777	— 5,16634	0,46967

Eckmomente für den dreiteiligen Bunker.
Mittelkammer belastet mit Innendruck p, Endkammern leer.
Koeffizient $\frac{p l^2}{12}$.

$\frac{h}{l}$	$M_1 = M_6$	$M_2 = M_5$	$M_3 = M_4$
0,4	— 0,08842	0,28295	0,84084
0,5	— 0,07895	0,27632	0,84211
0,6	— 0,06621	0,25159	0,85434
0,7	— 0,05137	0,21060	0,87672
0,8	— 0,03512	0,15454	0,90868
0,9	— 0,01791	0,08416	0,94986
1,0	0,00000	0,00000	1,00000
1,1	0,01841	— 0,09755	1,05890
1,2	0,03718	— 0,20823	1,12642
1,3	0,05624	— 0,33181	1,20246
1,4	0,07551	— 0,46813	1,28692
1,5	0,09493	— 0,61709	1,37975
1,6	0,11450	— 0,77857	1,48088
1,7	0,13415	— 0,95250	1,59028
1,8	0,15389	— 1,13881	1,70791
1,9	0,17370	— 1,33745	1,83374
2,0	0,19355	— 1,54839	1,96774
2,5	0,29330	— 2,78631	2,75978
3,0	0,39344	— 4,32787	3,75410

Eckmomente für den dreiteiligen Bunker.
Linke Endkammer belastet mit Innendruck p, Mittelkammer und rechte Endkammer leer. Koeffizient $\frac{p l^2}{12}$.

$\frac{h}{l}$	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
0,4	0,71989	0,88360	0,30887	— 0,10434	— 0,04276	0,01485
0,5	0,70906	0,89328	0,30721	— 0,10984	— 0,05117	0,01462
0,6	0,72239	0,90492	0,28394	— 0,09856	— 0,05058	0,01278
0,7	0,75804	0,92105	0,24063	— 0,08139	— 0,04433	0,01081
0,8	0,81666	0,94269	0,17854	— 0,05913	— 0,03401	0,00773
0,9	0,89743	0,96907	0,09817	— 0,03192	— 0,01921	0,00409
1,0	1,00000	1,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
1,1	1,12409	1,03535	— 0,11563	0,02648	0,02355	— 0,00445
1,2	1,26946	1,07502	— 0,24845	0,07741	0,05140	— 0,00918
1,3	1,43594	1,11895	— 0,39827	0,12270	0,08351	— 0,01415
1,4	1,62337	1,16709	— 0,56492	0,17229	0,11983	— 0,01933
1,5	1,83163	1,21940	— 0,74828	0,22113	0,16035	— 0,02467
1,6	2,06061	1,27585	— 0,94825	0,28418	0,20503	— 0,03015
1,7	2,31022	1,33643	— 1,16473	0,34639	0,25385	— 0,03575
1,8	2,58039	1,40110	— 1,39768	0,41276	0,30681	— 0,04146
1,9	2,87106	1,46985	— 1,64702	0,48326	0,36389	— 0,04726
2,0	3,18216	1,54269	— 1,91271	0,55787	0,42505	— 0,05313
2,5	5,04288	1,96768	— 3,48522	0,99164	0,79210	— 0,08338
3,0	7,40968	2,49355	— 5,46236	1,52793	1,26055	— 0,11460

Die Anwendung dieser Zahlenwerte wird weiter unten bei der Berechnung eines elfteiligen Bunkers an einem Beispiel gezeigt werden.

Für einen dreiteiligen Bunker mit $h = 7{,}0$ m und $l = 6{,}0$ m habe sich infolge des Innendruckes p eine Wandstärke von 18 cm ergeben. Es sollen die Momente infolge einer gleichmäßigen Erwärmung der Seitenwände der linken Endkammer um $t = 10°$ ermittelt werden für einen Streifen von 1,0 m Höhe.

Zugrunde gelegt werden folgende Werte in m und t:

$$\alpha = \frac{J}{F} = \frac{0{,}18^2}{12} = 0{,}0027$$

$$E = 2\,100\,000 \text{ t/m}^2$$

$$J = \frac{1{,}0 \cdot 0{,}18^3}{12} = 0{,}00048583 \text{ m}^4$$

$$\varepsilon = \frac{1}{10^5}.$$

Der Beitrag der Momente zu den $\delta_n t$-Werten ist null, da infolge einer gleichmäßigen Erwärmung Momente im Hauptsystem nicht auftreten. Es sind daher auf der linken Seite der Gleichungen nur die Normalkräfte zu berücksichtigen. Allgemein wird $\delta_n t = \int N_n \cdot \varepsilon \cdot t \cdot ds \cdot E \cdot J$.

Mit den bereits früher ermittelten Normalkräften erhält man:

$$\delta_1 t = \int_0^{7{,}0} \frac{1}{6{,}0} \cdot \varepsilon \cdot ds \cdot EJ - \int_0^{7{,}0} \frac{1}{6{,}0} \cdot \varepsilon \cdot t \cdot ds \cdot EJ = 0{,}0;$$ ebenso

$$\delta_2 t = 0{,}0$$

$$\delta_3 t = -\int_{0{,}0}^{0{,}7} \frac{1}{6{,}0} \cdot \varepsilon \cdot t \cdot ds \cdot EJ = -0{,}119$$

$$\delta_4 t = +\int_{0{,}0}^{7{,}0} \frac{1}{6{,}0} \cdot \varepsilon \cdot t \cdot ds \cdot EJ = +0{,}119$$

$$\delta_5 t = \delta_6 t = 0{,}0.$$

Durch Einsetzen der Zahlenwerte in die allgemeine Matrix erhält man hiermit die folgenden Bestimmungsgleichungen, in denen der Einfluß der Normalkräfte auf der rechten Seite auch mitberücksichtigt ist.

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
0,0 =	+ 11,001	+ 1,999	— 0,0005	+ 0,0005		
0,0 =	+ 1,999	+ 11,001	— 6,999	— 0,0005		
— 0,119 =	— 0,0005	— 6,999	+ 11,001	+ 1,999	— 0,0005	+ 0,0005
+ 0,119 =	+ 0,0005	— 0,0005	+ 1,999	+ 11,001	— 6,999	— 0,0005
0,0 =			— 0,0005	— 6,999	+ 11,001	+ 1,999
0,0 =			+ 0,0005	— 0,0005	+ 1,999	+ 11,001

Addiert man die erste und zweite Gleichung und setzt diese neue Gleichung an die Stelle der ersten und ebenso die dritte plus der vierten an die Stelle der dritten, so lassen sich die Gleichungen nach dem angegebenen Verfahren lösen. Da jedoch, wie aus der Gleichung ersichtlich, der Einfluß der Normalkräfte fast verschwindet, so

sollen hier die Unbekannten nur unter Berücksichtigung der Momente ermittelt werden. Das zu lösende Gleichungssystem hat dann folgende Form.

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
0,0	+ 11,0	+ 2,0				
0,0	+ 2,0	+ 11,0	— 7,0			
— 0,119		— 7,0	+ 11,0	+ 2,0		
+ 0,119			+ 2,0	+ 11,0	— 7,0	
0,0				— 7,0	+ 11,0	+ 2,0
0,0					+ 2,0	+ 11,0

Daraus wird

$M_1 = + 0{,}00324$ mt, $M_2 = - 0{,}01782$ mt,
$M_3 = - 0{,}02708$ „ , $M_4 = + 0{,}02708$ „ ,
$M_5 = + 0{,}01782$ „ , $M_6 = - 0{,}00324$ „ .

Zur Kontrolle des Ergebnisses sollen am Angriffspunkt von M_2 und M_3 die Ausschlag - Winkel oder, wie Bleich im Viermomentensatz sagt, die „Kontinuitätsbedingung“ geprüft werden (vergl. Abbildung 4).

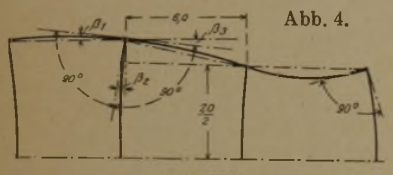


Abb. 4.

$$-\frac{0{,}01782}{2}\cdot 6{,}0 = -0{,}05346$$

$$+\frac{0{,}01782 + 0{,}00324}{6}\cdot 6{,}0 = +0{,}02106$$

$$\beta_1 = \overline{-0{,}03240}$$

$$\beta_2 = -\frac{0{,}02708 + 0{,}01782}{2}\cdot 7{,}0 = -0{,}03240$$

$$+\frac{0{,}02708}{2}\cdot 6{,}0 = +0{,}08124$$

$$-\frac{0{,}02708 + 0{,}02708}{3}\cdot 6{,}0 = -0{,}10832$$

$$\frac{7{,}0\cdot 1\cdot 10}{2\cdot 6{,}0\cdot 10^5}\cdot 2\,100\,000\cdot 0{,}00048583 = +0{,}05950$$

$$\beta_3 = \overline{+0{,}03242}$$

Für den gleichen Bunker sollen die Momente infolge ungleicher Erwärmung der Wände der linken Endkammer um $t_n - t_o = \Delta t = 20°$ ermittelt werden. Die Innenseiten der Kammer sollen sich um 10° erwärmen, die Außenseiten um 10° abkühlen. Damit wird für die rechte Kammerwand $\Delta t = -20°$, für die übrigen Wände + 20°.

Allgemein ist $\delta_n t = \int_o^s \frac{M_n \cdot \Delta t \cdot \varepsilon \cdot ds}{h}$.

Für unseren Bunker erhalten wir mit

$$\frac{\Delta t \cdot \varepsilon \cdot E \cdot J}{h} = 1{,}13358$$

$\delta_1 t = -(7 + 6)\cdot 1{,}13358 = -14{,}73654$
$\delta_2 t = \quad\quad = -14{,}73654$
$\delta_3 t = +7{,}0\cdot 1{,}13358 = +7{,}93506$
$\delta_4 t = \delta_5 t = \delta_6 t = 0{,}0$.

Damit lauten die Bestimmungsgleichungen:

	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6
— 14,73654	+ 11,0	+ 2,0				
— 14,73654	+ 2,0	+ 11,0	— 7,0			
+ 7,93506		— 7,0	+ 11,0	+ 2,0		
0,0			+ 2,0	+ 11,0	— 7,0	
0,0				— 7,0	+ 11,0	+ 2,0
0,0					+ 2,0	+ 11,0

Hieraus ergibt sich $M_1 = -1{,}13358$ mt,
$M_2 = -1{,}13358$ mt,
während alle übrigen Unbekannten verschwinden. Prüft man die Ausschlagwinkel der linken Kammer, so findet man, daß sie ihrem Wert nach null sind.

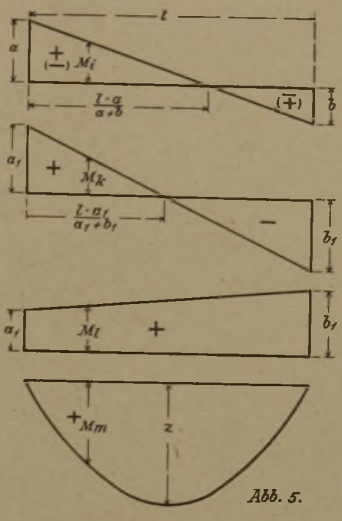


Abb. 5.

Wird die linke Endkammer mit einer warmen Flüssigkeit gefüllt, so erwärmt sich die Innenseite um Δt, die neutrale Achse dehnt sich entsprechend $\frac{\Delta t}{2}$ aus und die Außenseiten verändern die Temperatur nicht. Man hat demnach zu addieren die Momente infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung um Δt und die Momente infolge einer gleichmäßigenErwärmung um $t = \frac{\Delta t}{2}$.

Für die folgende Behandlung von unbestimmten Hauptsystemen seien noch einige leicht abzuleitende Integralwerte angegeben (vergl. Abbildung 5).

$$14)\quad \int_o^l M_i \cdot M_i \cdot ds = \frac{l}{3}(a^2 - a\,b + b^2)$$

$$15)\quad \int_o^l M_i \cdot M_k \cdot ds = \pm \left[\frac{l}{3}\cdot\frac{a_1 + b_1}{a + b}(a^2 - a\,b + b) - \frac{l}{2}\left(a\frac{a_1 + b_1}{a + b} - c\right)\cdot(a - b)\right]$$

$$16)\quad \int_o^l M_i \cdot M_l \cdot ds = \pm \left[\frac{l}{6}(2\,a_1 \cdot a - a_1 b + a\,b_1 - 2\,b\,b_1)\right]$$

$$17)\quad \int_o^l M_i \cdot M_m \cdot ds = \pm \left[\frac{l \cdot z}{3}(a - b)\right].$$

Das negative Vorzeichen bei den letzten drei Werten ist zu nehmen, wenn die betreffende M-Fläche das eingeklammerte Vorzeichen besitzt. — (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Fußgängersteg System Vierendeel von 56 m Spw. in Eisenbeton. In dem Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Birkenstock über den „Stand des Eisenbetonbaues in Belgien“ Jahrg. 1919 No. 19 unserer „Mitteilungen“ haben wir auf S. 123 schon kurz über dieses, über den Bahnhof von La Louvière geführte Bauwerk berichtet. Le Génie civil vom 16. April 1921 gibt darüber jetzt noch einige nähere Angaben, die wir zur Ergänzung mitteilen, da das Bauwerk sich bisher durchaus bewährt hat.

Das Bauwerk ist im Jahr 1913 ausgeführt und von Vierendeel selbst berechnet. Es hat zwischen den Mitten der eisernen Kipp- bezw. Rollenlager 56 m Spw. bei 7,20 m mittlerer Höhe. Die Vertikalen liegen in 4,67 m Abstand, die Breite zwischen den beiden Tragwänden ist 3,10 m. Berechnet ist das Bauwerk für eine gleichmäßige Belastung von 400 kg/m² Menschengedränge und 150 kg/m² Winddruck. Als Beanspruchungen wurden im Beton 50 kg/cm², im Eisen 1200 kg/cm² zugelassen. Der Beton enthielt auf 1 cbm 0,8 cbm Porphyrschotter, 0,4 cbm groben Sand, 350 kg Portlandzement. Seine Festigkeit nach 28 Tagen sollte 120 kg/cm² für Druck, 12 kg/cm² auf Zug betragen. Der Obergurt des parabolisch geformten Trägers hat 46/30, der Untergurt 40/30 cm Querschnitt. Letzteres Maß gilt auch für die Vertikalen, die mit starker Ausrundung in die Gurte übergeführt sind. Die so entstehende größere Anschlußfläche ist, des leichteren Aussehens wegen, noch durchbrochen.

Die Kosten sollen sich um 25 % niedriger ergeben haben als bei einem Eisenbetonbogen mit Zugband und um 45 % niedriger als bei einem Eisenbetonfachwerkkörper üblicher Art mit Diagonalen.

Die Durchbiegung sollte bei 400 kg/m² Vollast nicht mehr als $^1/_{1000}\,l = 56$ mm betragen. Sie ergab sich tatsächlich nur zu 12 mm und ging nach 2 stündiger Belastung wieder vollkommen zurück. Bei Vollast marschierten außerdem 24 Arbeiter über die Brücke im Marschschritt, was nur Schwingungen von 3 mm Amplitude erzeugte. In der Mitte aufgestellt und 6 mal springend erzeugten diese Arbeiter nur einen Ausschlag von 5 mm. —

Die Schaffung skandinavischer Einheitsbedingungen für Eisenbeton ist, wie wir der dänischen Fachzeitschrift „Ingeniören“ vom 5. Nov. d. J. entnehmen, in Aussicht genommen. Vor kurzem sind bekanntlich die dänischen Vorschriften für Eisenbeton einer Revision unterzogen worden. Jetzt ist von dem schwedischen Technologischen Verein, der die verschiedensten Fachrichtungen der Technik umfaßt, und dem vor einiger Zeit von der schwedischen Regierung eingesetzten „Betonbrückenamt“ an den dänischen Ingenieur-Verein die Anregung herangetreten, eine Vereinheitlichung der Bedingungen für die 3 nordischen Reiche anzustreben. Mitte Oktober d. J. haben in Kopenhagen die ersten Verhandlungen stattgefunden, zu der aus Schweden Prof. H. Kreüger für das Brückenbauamt und 5 Vertreter des genannten Vereins mit Prof. Ljungby an der Spitze, herübergekommen waren,

während von dänischer Seite Vertreter der Stadt, der Staatsbahn, des Ingenieur-Vereins und der Vereinigung akademischer Architekten teilnahmen. Es lagen von schwedischer Seite Vorschläge und umfangreiche Versuchsergebnisse vor. Es wurde bei diesen Verhandlungen zunächst festgestellt, daß die schwedischen und dänischen Bestimmungen bisher kaum so grundsätzlich abweichende Bedingungen enthalten, daß es nicht möglich wäre, sich auf einer gemeinsamen Basis zu einigen. Das Ziel wurde dann noch etwas weiter gesteckt insofern, als man überhaupt Einheitsbestimmungen für Baukonstruktionen schaffen

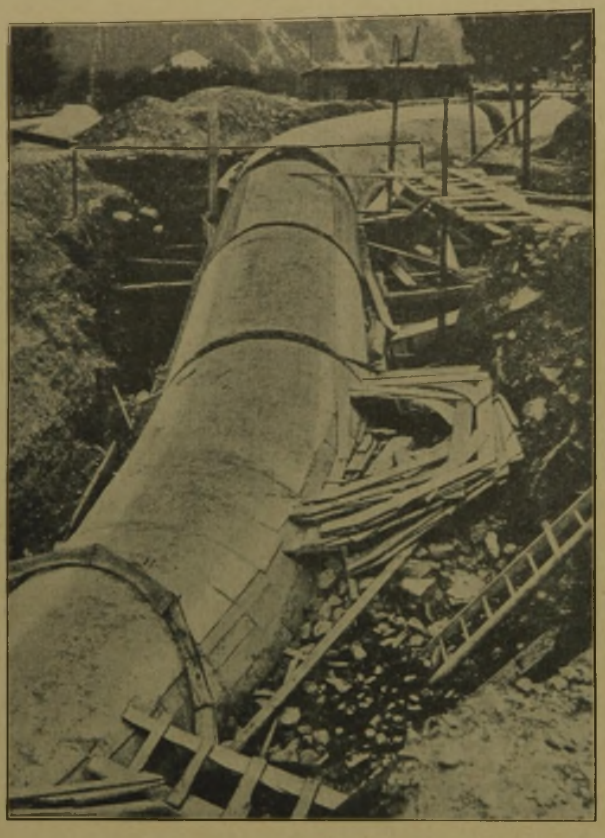


Abbildung 4. Druckrohrleitung vor Schluß der Stoßfugen.

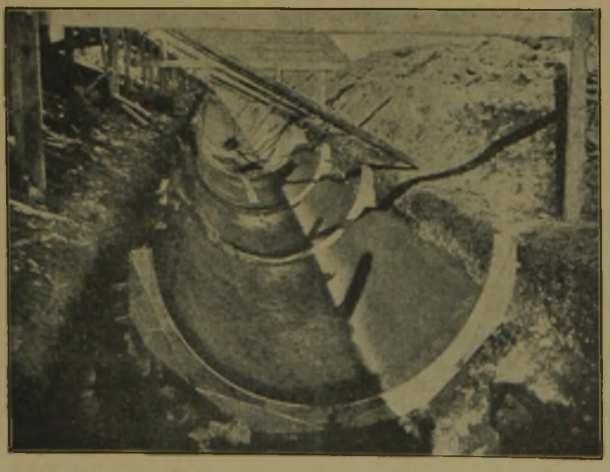


Abbildung 1. Lagerschalen der Druckrohrleitung.

Eisenbetondruckrohre für das Kraftwerk von Lausanne.

(Text vergl. S. 151.)

will, die Gütevorschriften für die verschiedenen Baustoffe, Belastungsannahmen und sonstige allgemein gültige Bestimmungen enthalten sollen. Für diejenigen Baustoffe, wie Eisen und Eisenbeton, die eine besondere Behandlung erfordern, sollen dann noch Einzelbestimmungen angeschlossen werden. —

Erfahrungen mit Eisenbeton-Schornsteinen. Der „Deutsche Beton-Verein“ veröffentlicht in seinem, an seine Mitglieder gerichteten Rundschreiben No. 26 vom 25. Aug. 1921 Angaben von 10 seiner ihm angehörigen Firmen, die sich namentlich über die Frage der Notwendigkeit der inneren Auskleidung bei höheren Wärmegraden verbreiten. Eine Firma hält eine Auskleidung schon bei Temperaturen über 250° C. für nötig, eine andere teilt mit, daß sich ein von ihr ohne Verkleidung ausgeführter Schornstein bei etwa 300° C. innerer Temperatur durchaus bewährt hat. Im Allgemeinen geht die Ansicht dahin, daß bis 300° C. mit Sicherheit ohne Ausfütterung auszukommen ist, aber auch bei höheren Temperaturen sind Beschädigungen am Beton nicht beobachtet worden. Auf dem Beton bilde sich eine Rußschicht, die den Beton gegen den Einfluß der Hitze und Rauchgase schütze. Eine Firma mit großen Erfahrungen im Schornsteinbau ist der Meinung, daß Eisenbetonsteine mit Temperaturen von über 350° C. durchweg mit Futter zu versehen seien, für das bis 400° C. gewöhnliche Ziegel, für 400—600° C. im unteren Teil auf 10—15 m Höhe dagegen feuerfeste Steine, über 600° C. durchweg feuerfeste Steine zu wählen seien. Sind gleichzeitig scharfe Gase abzuführen, so müssen säurefeste Steine zur Auskleidung gewählt werden, die meist zugleich feuerfest sind. Bei Braunkohlenfeuerung wird empfohlen, den Schornstein in ganzer Höhe auszukleiden, da hier Flugascheteilchen in glühendem Zustand bis zur Mündung gelangen und sich an unebenen Stellen festsetzen können.

Als Stärke für die Ausmauerung werden 25 cm für den unteren Teil bis zur Fuchseinmündung, weiterhin 20, 15, 12 cm empfohlen. Von der eigentlichen Schornsteinwand wird das Futter meist durch eine Luftschicht abgetrennt.

Aus den Mitteilungen geht ferner hervor, daß seit 1910 in Deutschland eine ganze Reihe von Eisenbetonschornsteinen in monolithischer Bauweise bezw. aus Betonformsteinen mit Bewehrung ausgeführt worden sind, wobei sich die Höhen zwischen 20 und 120 m bewegen (i. M. 40—60 m). Sie dienen sowohl zur Abführung der Rauchgase von Dampfkesselanlagen, wie auch zur Abführung von säurehaltigen Gasen. —

Mit Bambusstäben bewehrte Betonpfähle sind bei Neugründung infolge zu flacher Gründung unterspülter Brükkenpfeiler der Szetschuan-Hankong-Eisenbahn in China, da Eisen nur schwierig und mit hohen Kosten zu erhalten war, nach „Emgineering News-Record“ mit gutem Erfolg angewendet worden. Holzpfähle konnten nicht benutzt werden, da zwischen Hoch- und Niedrigwasser ein Höhenunterschied von 12 m an der Baustelle bestand. Die Pfähle haben 25/25 cm Querschnitt und 6,7 m Länge. Der Beton war 1 : 2 : 4 gemischt (12 mm Schotterstärke). Zu einem Teil der Pfähle wurden gerade zur Verfügung stehende Eisen verwendet: Quadrateisen von 12 · 12 mm Stärke und Rundeisen bis 18 mm Durchm., verbunden durch 6 mm starke Bügel und Drahtumwicklung. Die Holzbewehrung erfolgte in 3-facher Weise: einmal durch 4 Bambusstäbe in 25 mm Abstand von jeder Ecke, verbunden durch Bügel und Telegraphendraht von 6 mm Stärke; durch mit Draht verbundene Doppelstäbe in jeder Ecke, sonst wie oben, am Kopf und Fuß versteift durch übergeschobene alte Kesselröhren von 90 cm Länge; 8 Bambusstäbe in den 4 Ecken und in der Mitte jeder Pfahlseite, versteift durch Querstäbe von Bambusholz, sonst verbunden wie oben und wieder an den Ecken verstärkt durch Kesselröhren. Diese letztere Art der Bewehrung ergab sich als die widerstandsfähigste. Die Pfähle wurden in Formen zu je 8 gleichzeitig hergestellt, nach 4 Tagen ausgeschalt und 1 Monat vor dem Einrammen gelagert.

Die Pfähle ließen sich im weichen blauen Ton gut einrammen mit 1 t Bär (Handramme) bei 1—1,5 m Fallhöhe. In 5,5 m Tiefe wurde eine 0,60—0,90 m starke harte Schicht angetroffen. Hier wurde versuchsweise die Fallhöhe so lange gesteigert, bis der Pfahlkopf zersplitterte. Dieser Bruch trat aber erst bei 3 m Fallhöhe nach einigen Schlägen ein und auch nur auf die oberen 0,90 m des Pfahlkopfes. Im steifen Ton zogen die Pfähle bei 2 m Fallhöhe nur noch 3 mm. Bei 6 m Tiefe wurde die Fallhöhe wieder bis zum Bruch der Köpfe gesteigert. Bei sorgfältiger Einbettung der Bambusstäbe im Beton erwiesen sich die holzbewehrten Pfähle mindestens ebenso widerstandsfähig wie die eisenbewehrten. Beim Einrammen wurde eine den Pfahlkopf umfassende Kappe aus 3 mm starkem Blech verwendet von 0,90 m Länge, die durch einen Aussteifungswinkel so geteilt war, daß sie sich nur zur Hälfte über den Pfahlkopf stülpen konnte. Der obere Teil wurde mit alten Tauenden, Papier, Sägemehl ausgefüllt und zuletzt ein Hartholzklotz zur Aufnahme des Rammschlages eingelegt, der aber über Kappenwand emporragte.

Gegenüber den eisenbewehrten Pfählen, die 28 Dollar kosteten, ergab sich eine Ersparnis um 50 %. Pfähle aus Oregon-Kiefer würden ebenso teuer geworden sein. Die Anwendung des Bambusholzes erspart auch die Transportkosten für das Eisen. Nach den Erfahrungen will man solche Pfähle in größerem Maßstab anwenden. —

Eisenbeton-Druckrohre von 2,70 m lichtem Durchmesser für die Erweiterung des Kraftwerkes von Lausanne*). (Hierzu die nebenstehenden Abbild.). Für die Versorgung der Stadt Lausanne mit Elektrizität ist in den Jahren 1900 bis 1903 ein Kraftwerk an der Rhone gebaut worden, das die Stromschnellen zwischen Evionnaz und Lavey ausnutzt. Auf eine Länge von 4,5 km wird hier ein Bruttogefälle verwertet, das im Winter 38,75, im Sommer 36,75 m beträgt. Die Anlagen sind auf eine Wasserführung von 40 cbm/Sek. ausgebaut. Dicht oberhalb Evionnaz wird die Rhone von einem 91 m langen Wehr durchquert, dessen linke Oeffnung den Werkkanal einnimmt, während der 48,5 m lange Mittelteil das bewegliche Wehr und die dritte Oeffnung den Ueberfall enthält. Der Werkkanal folgt mit 0,45 ‰ Gefälle auf 900 m dem Lauf der Rhone, erweitert sich dann zu einem Becken, in dem sich gröbere Geschiebe absetzen sollen, und wird dann 2,3 km weiter teils offen, teils im Tunnel bis zum Einlaufbecken von 20 000 cbm Fassung geführt, von dem die Druckrohre zum Krafthaus abzweigen, und das außerdem als zweites Absitzbecken für feinere Sinkstoffe der Rhone dient.

Für die völlige Ausnutzung der Wasserkraft waren von vornherein 3 Druckrohre vorgesehen, von denen aber zunächst nur 1 in Stahl zur Ausführung kam, von 2,70 m lichtem Durchmesser und 7—10 mm Mantelstärke. Das Rohr hat einerseits in der Abschlußmauer des Einlaufbeckens Bewegungsmöglichkeit und außerdem noch in der Mitte seiner Länge von 470 m eine Ausdehnungsfuge. Es ist in Gußeisensätteln auf gemauerten Sockeln gelagert.

Die Anlage ist nun in den letzten Jahren weiter ausgebaut und dazu die 2. Druckrohrleitung hergestellt worden. Der geringeren Ausführungskosten wegen ist als Baustoff für diese Leitung Eisenbeton gewählt worden. Das Rohr hat ebenfalls 2,70 m lichten Durchmesser und fördert bei 3,10 m/Sek. Geschwindigkeit 17,75 cbm/Sek. Seine Länge bis zum Turbinenhaus ist 602,70 m. Es mündet mit einem ⊤-Stück in ein Sammelrohr ein, an das auch die 1. Leitung angeschlossen ist und die 3. später angeschlossen werden soll, sodaß sie sich gegenseitig unterstützen und vertreten können. Im Inneren des Turbinenhauses bis zu dem in Stahl hergestellten Sammelrohr ist die Leitung auf Querträgern gelagert, die sich auf Mauern bezw. Längsträger stützen, auf der freien Strecke dagegen in einer Rinne oder Lagerschale aus Stampfbeton, die ihrerseits in die Erde eingebettet ist, und die das Druckrohr bis zur halben Höhe umfaßt, gelagert sind. (Abb. 1, S. 150.) Der Beton dieses Fundamentes hat 200 kg/cbm Zementzusatz erhalten. Die Wandstärke ist mindestens 20 cm. Um ein Anbinden des Eisenbetondruckrohres während der Herstellung an dieser Fundamentschale zu verhindern, ist deren Innenfläche mit Tonmilch vor der Betonierung des Druckrohres eingeschlämmt worden.

Der Beton des Druckrohres ist in seiner Zusammensetzung so gewählt, daß er Dichtheit des Rohres und Widerstandsfähigkeit gegen die angreifende Wirkung des sandhaltigen Rhonewassers sichert, ohne daß eine innere Auskleidung nötig wird, die schwer ganz glatt herzustellen ist und also leicht wieder besondere Angriffspunkte schaffen würde. Die Zuschläge bestehen zu $^5/_6$ aus gewöhnlichem Schotter, zu $^1/_6$ aus Quetschkies, dazu 5 % Schlick aus der Rhone. Für die unteren 465 m Rohrlänge hat der Beton 575 kg Portlandzement auf 1 cbm der Zuschläge erhalten, für die übrige Strecke nur 400 kg Zementzusatz. Der Wasserzusatz zum Beton war 160 l/cbm. Damit ist nach anfänglichen Ausschwitzungen nach Bildung einer Haut im Rohr aus schwer löslichem Kalkhydrat ein dichtes Rohr entstanden.

Bei der Berechnung des Rohres wurde ein Zug von 15 kg/cm² im Beton, 1200 kg/cm² im Eisen zugelassen unter Berücksichtigung einer Erhöhung der angreifenden Kräfte um 15 % für Rückstöße in den Leitungen. Die Eisenbewehrung des Rohres besteht aus 2 Spiralen von 20 cm Ganghöhe, verbunden durch Längseisen, sodaß Maschen von 20 · 24 cm entstehen. Die Kreuzungspunkte sind mit Draht verknüpft, was sich als ausreichend und einfacher erwies als die Anfangs in Aussicht genommene Verschweißung. Die Stöße sind durch Uebergreifung der Eisen um eine Länge vom Dreißigfachen der Stabstärke und mit Drahtumschnürung gedeckt. Die Enden der Eisen sind mit Rundhaken versehen. Abbildung 2 zeigt eine Rohrstrecke mit fertig geflochtenen Eiseneinlagen.

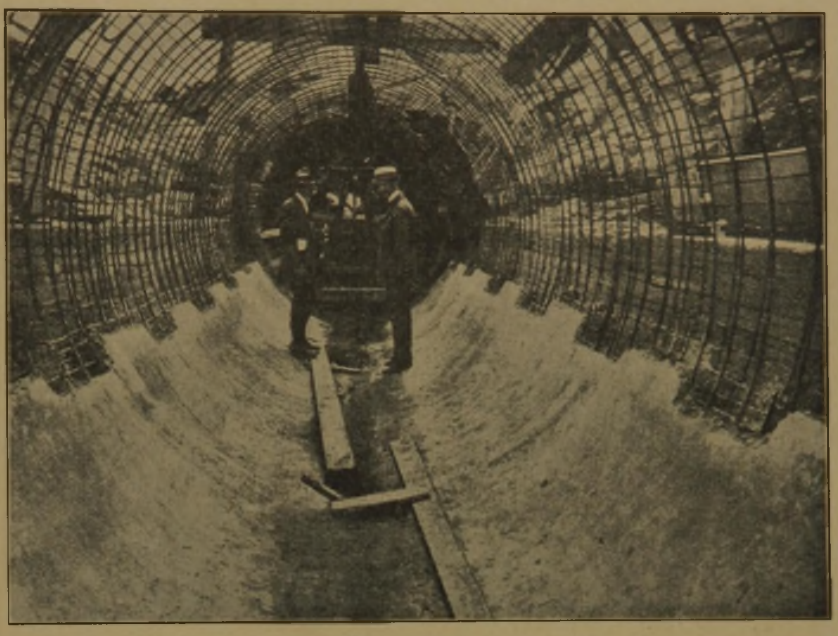


Abbildung 3. Betonierung der Wandung der Druckrohre.

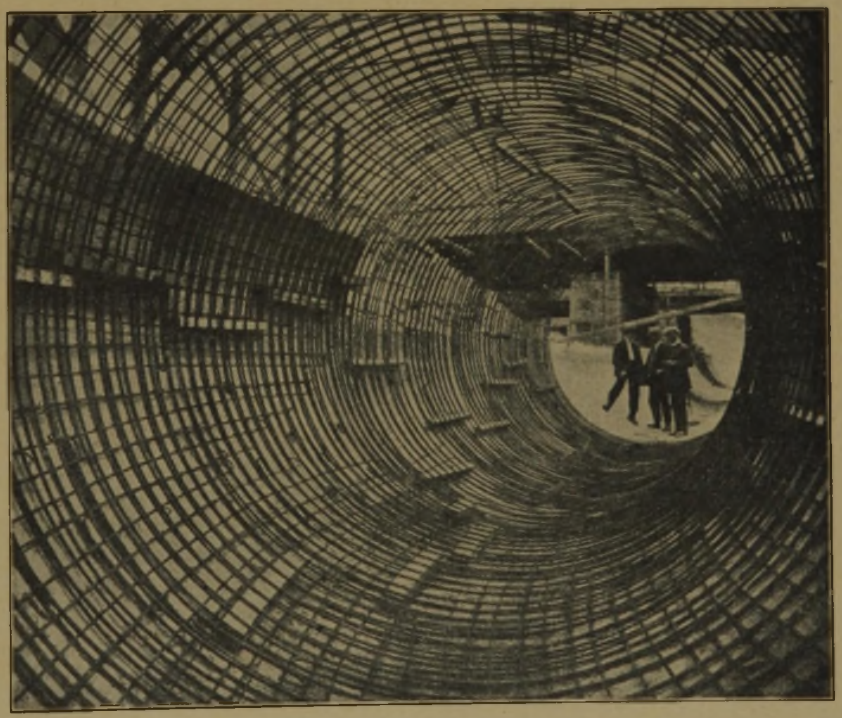


Abbildung 2. Eisenbewehrung der Druckrohre.
Eisenbetondruckrohre für das Kraftwerk von Lausanne.

Die Ausführung erfolgte in der Weise, daß nach Herstellung der Fundamentrinne die in Längen von je 4 m zusammengebauten und durch Holz versteiften Bewehrungen auf dieser im richtigen Abstand verlegt wurden. Dann betonierte man zunächst das untere Drittel des Rohres von Hand ein, wobei man den oberen Rand der

*) Vergl. Bulletin technique de la Suisse Romande 1921 No. 19. Les installations électriques de la ville de Lausanne.

Betonierung mit Verzahnung stehen ließ und außerdem zur weiteren festen Verbindung der oberen Rohrschale kleine Eisenstücke in den Betonrand einbettete. Abbild. 3 zeigt ein solches, teilweise einbetoniertes Rohrstück. Dann wurde auf Schienen die fahrbare, innere, in Gelenken zusammenklappbare Lehre eingeführt und es wurden die äußeren Lehren in Holz hergestellt. An Krümmungsstellen der Leitung mußte das Rohr auch im Inneren mit Holz fest eingeschalt werden. Auf die ganze Länge des Druckrohres waren 4 Ausdehnungsfugen, aus 2 Ringen in Aluminium-Blech bestehend, vorgesehen. Von diesen Blechen hat das innere ⌒V⌒-Form mit Einbetonierung der oberen Flansche im Beton der Rohrenden. Die 10 cm weite Stoßfuge wurde mit Bitumen ausgegossen. Das Ganze wurde mit einer Bandage aus bewehrtem Beton in 15 cm Stärke umhüllt. (Abbildung 4 zeigt die Rohrleitung vor Herstellung der Stoßdeckungen). Durch Mannlöcher in dem Sammelrohr im Turbinenhaus ist die Druckrohrleitung in ganzer Länge zugänglich. —

Betonbehälter für Sulfit-Spritfabriken. Der Bau von Behältern dieser Art ist namentlich in der Kriegszeit vielfach durchgeführt worden und man hat stellenweise schlechte Erfahrungen damit gemacht, die aber z. T. darauf zurück geführt werden können, daß Planung und Ausführung, Arbeitskräfte und Baustoffe nicht auf der gleichen hohen Stufe standen, wie bei Arbeiten ähnlicher Art vor dem Krieg. Der „Deutsche Beton-Verein“ hat daher eine Rundfrage an seine Mitglieder gerichtet, die zwar keine wesentlichen Ergebnisse geliefert hat, dagegen sind aus dem Kreis der Zellstoff- und Papierfabriken wertvolle Fingerzeige gegeben worden, die der Beton-Verein in seinem Rundschreiben No. 25 vom 25. August d. Js. mitteilt.

In Frage kommen danach hauptsächlich Rohlauge-Behälter, Neutralisationstürme und Gärbottiche. In die ersteren kommt die kochende Lauge unmittelbar aus den Kochern. Sie besitzt dann im Allgemeinen Wärmegrade von 100 ° C., bei Dauerbetrieb kann die Wärme auf 120—130 ° C. steigen. Von den Rohlaugebehältern kommt die Flüssigkeit in die Neutralisationstürme, wo ihre Wärme schon auf 75—100 ° C. sinkt. Von den Türmen läuft die Lauge in die Gärbottiche. Der Wärmeeinfluß ist hier noch geringer, dafür entwickelt sich Kohlensäure, die die Flüssigkeit in ständiger Bewegung hält, sodaß auch eine mechanische Einwirkung derselben auf die Behälterwand zu berücksichtigen ist. Die chemische Angriffsfähigkeit der Lauge ist im Allgemeinen nicht besonders groß, die auftretenden Säuren sind nur schwach.

Eine sorgfältigere Berücksichtigung der Einwirkung der Wärmespannungen ist hiernach namentlich bei den Rohlauge-Behältern nötig. Die Wandungen der Behälter müssen nach beiden Richtungen genügend stark bewehrt werden, daß die Wärmespannungen mit Sicherheit aufgenommen werden können. Ihr Einfluß ist in den Behältern ungleich größer als der chemische Einfluß. Es muß ferner ein möglichst dichter Beton mit nicht zu grobem Zuschlagsmaterial verwendet werden. Dies gilt auch für die Behältersohle, die nicht etwa aus Magerbeton unter Putz bestehen darf. Denn entstehen hier Risse oder Hohlräume, so laugt die durchfließende Lauge den Zement bald aus und die dünne Putzschicht muß schließlich über dem Magerbeton zusammen brechen. Es sollen ferner bei der Ausführung möglichst Arbeitsfugen vermieden werden, denn diese bilden leicht Angriffspunkte für die Lauge.

Für die Rohlauge-Behälter empfiehlt sich bei sorgfältiger Ausbildung der Wände und ihrer Bewehrung, Herstellung eines dichten Putzes, dem häufig noch Antiaqua-Zement zugesetzt wird, einer doppelten Verblendung aus säurebeständigen Plättchen, die in mit Glyzerin angemachter Bleiglätte verfugt werden. Ausführungen dieser Art haben sich bisher gut gehalten.

Auch bei den Neutralisationstürmen empfiehlt sich, auf Boden und Decke einen wasserdichten Putz aus Antiaqua-Zement und darauf eine doppelte Auskleidung mit säurebeständigen Plättchen und mit der oben beschriebenen Ausfugung aufzubringen. Der Säureeinfluß spielt hier die Hauptrolle. Bei den Gärbottichen hat man sich in der ersten Zeit mit einem dichten Putz aus säurebeständigem Zement begnügt, der aber dem mechanischen und chemischen Angriff der Lauge allein nicht genügt. Anstriche aus teerhaltigen Mitteln müssen, um wirksam zu bleiben, alle Jahre erneuert werden. Gut gehalten haben sich dagegen in einer Celluloid-Fabrik nach dem patentierten Verfahren von Dipl.-Ing. Lauber geputzte Bottiche. Eine andere Fabrik hat in ihren Gärbottichen den alten Zementputz abgeklopft, einen neuen Putz aus Antiaqua-Zement aufgebracht und darauf noch einen 2 cm starken Gipsputz, der dann noch mit einem dünnen Teeranstrich versehen wurde, den man solange auftrug, bis die ganze Fläche glänzend schwarz erscheint. Auch diese Ausführung hat sich gut bewährt.

Nach den obigen Gesichtspunkten ausgeführte Anlagen haben nach einer 4—5-jährigen Lebensdauer noch zu keinen Ausständen Veranlassung gegeben. —

Eisenbeton-Rechenschieber System Ing. J. Rieger, Prof. der techn. Hochschule in Brünn*). Ueber diesen Rechenschieber, der als eine neue Erfindung für die genaue Berechnung aller Arten von Eisenbetonkonstruktionen bezeichnet wird, erhalten wir die nachstehende Zuschrift:

Die Berechnung der Beton- und Eisenspannungen in einem Träger oder Pfeiler, sowie deren Dimensionierung nach den gegebenen Spannungsgrenzen nimmt nicht nur viel Zeit in Anspruch, sondern ist mühevoll und es kommen dabei oft unangenehme Irrtümer vor. Die gewöhnliche Rechnungsmethode kann nicht beim ersten Versuch zum endgültigen Ergebnis führen. Entweder werden die Spannungsgrenzen überschritten und dann muß die Berechnung solange wiederholt werden, bis die Spannungen unter der zugelassenen Grenze sind; oder es ergibt sich beim ersten Versuch, daß die Spannungen zu niedrig heraus kommen, was eine Verschwendung des jetzt so teueren Baustoffes bedeutet. Diese Nachteile werden durch die Anwendung des Eisenbeton-Rechenschiebers System Rieger beseitigt, mittels dessen nachfolgende Fälle berechnet werden können:

1. Die Biegung, d. h. a) alle Probleme betreffend Normalspannungen in Querschnitten beliebiger Form. — Rechtecke sowie Rippenträger mit Zug sowie Druckbewehrung mit der größten Freiheit in gegebenen Abmessungen und Spannungsgrenzen. (Wie in der dem Rechenschieber beigefügten Gebrauchsanweisung angegeben ist, wird der Schieber des Rechenschiebers soweit gerückt, bis unter dem Faden des an einer bestimmten Zahl stehenden Läufers eine andere Cote (Terzens) erscheint. Dann liest man gegenüber dem Anfangspunkte des Läufers auf der entgegen gesetzten festen Teilung unmittelbar die gesuchten Spannungen im Beton und Eisen ab.) Diese Manipulation nimmt nicht mehr als ½—1 Minute in Anspruch, also nur einen kleinen Bruchteil der gewöhnlichen Berechnungszeit,

b) die Schubspannung eines beliebigen Querschnittes.

2. Einfacher Druck (Pfeiler, umschnürter Beton).

3. Biegung mit Achsialdruck.

4. Arithmetische Operationen wie Multiplikation, Division, Potenzieren, Wurzelziehen usw.

Die Anwendung des Rechenschiebers ist vollständig unabhängig von den verschiedenen Bestimmungen über Eisenbetonkonstruktionen. Die Ergebnisse der genauen Berechnungen sind in Teilungen aufgetragen. Die Gültigkeit dieser Berechnungen hängt nur von drei Hypothesen ab: die ebenen Querschnitte bleiben auch nach der Deformation eben; die Zugspannungen im Beton werden vernachlässigt; der gedrückte Beton wird als homogenes Material in Rechnung gezogen.

Da diese Hypothesen in allen Kulturstaaten angenommen wurden, ist der Rechenschieber sowohl in Deutschland als auch in England, Frankreich und Amerika verwendbar. In der Schweiz, wo man den Elastizitätsquotienten verschieden (10, 20) annimmt, kommt dieser Rechenschieber besonders zur Geltung.

Mit Hilfe des Rechenschiebers System Rieger ist der Ingenieur im Stande, in kurzer Zeit eine ganze Reihe von Entwürfen verschiedener Eisenbetonbauten, sowie Brücken, Fabrikgebäude usw. auszuführen. Im Kontrolldienst oder am Bau wird es ihm leicht möglich, im letzten Moment die Standsicherheit der Bauten nachzuprüfen oder Aenderungen durchzuführen, ohne daß dadurch die Sicherheit in irgend einer Weise beeinträchtigt wird. Die mühsamen Berechnungen werden in derselben Weise beseitigt, wie seinerzeit das gewöhnliche Rechnen durch Logarithmen.

Der Rechenschieber ist 31 cm lang, 8 cm breit, 15 cm dick und es entfallen auf zwei Schieber und den festen Teil mehr als 500 Teilungen, die mehr als 6000 genau aufgetragene Ergebnisse darstellen. Die Teilungen sind auf Zelluloid aufgetragen und die gesamte Ausführung steht derjenigen der einfachen deutschen Rechenschieber nicht nach.

Der Rechenschieber wird in einer Hülle, die Tafeln und Abaquen enthält, verkauft; die Gebrauchsanweisung ist beigelegt (Ausgaben: deutsch, französisch, englisch, czechisch, esperanto). Bezug unmittelbar vom Erfinder. —

*) Anmerkung der Redaktion. Eine eingehendere, vom Erfinder selbst herrührende Darstellung der Theorie dieses Rechenschiebers nebst Abbildung findet sich in „Le Génie Civil“ vom 2. Juli d. J. Der Preis ist dort mit 500 Frcs. angegeben.

Inhalt: Bemerkenswerte Brückenausführungen des Auslandes in Eisenbeton III. (Schluß.) — Die Berechnung einreihiger Bunker mit Hilfe der Arbeitsgleichung. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.