



ARKUSKIRCHE IN STUTTGART. * ARCHITEKT OBERBAURAT H. DOLMETSCH IN STUTTGART †. * EISENBETON-KONSTRUKTIONEN DES TURMES UND DER SCHIFFE VON LUIPOLD & SCHNEIDER IN STUTTGART. * * PHOTOGRAPH. AUFNAHME VON HOFPHOTOGRAPH H. LILL, VORM. STOBER & C^{IE}. IN STUTTGART. * * * * *

DEUTSCHE

* * BAUZEITUNG * *
MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISEN-
* * * BETONBAU * * *
V. JAHRGANG * * N^o. 16.

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

V. JAHRGANG.

No. 16.

Die Eisenbeton-Konstruktionen der Markuskirche in Stuttgart.

Von Dipl.-Ing. S. Zipkes in Zürich.

Für die verschiedenen Turmzonen sind nach Abbildg. 9 in No. 15 die zugehörigen lotrechten und wagrechten Kräfte, die in den Schwerpunkten der betreffenden Zonen angreifen, bestimmt und in folgender Tabelle nebst den Abmessungen zusammengestellt:

Querschnitt	Pfeiler			Wände	
	Abmessungen cm	Eiseneinlagen Längseisen Durchm. in mm	Bügel	Abmessungen cm	Eiseneinlagen Durchm. in mm
F ₀	50/50	4 · 25	8	Aus Stein	ohne Einlagen
F ₁	30/80	6 · 25	8	15	6
F ₂	30/100	6 · 25	8	15	6
F ₃	30/100	8 · 25	8	18	6
F ₄	30/120	8 · 25	8	18	6
F ₅	30/120	8 · 25	8	18	6
F ₆	30/120	8 · 25	8	20	6
F ₇	30/210	8 · 25	8	20	6

Die Kräfte sind mittels Kraft- und Seileck zusammengesetzt und die Mittelkräfte bestimmt. Auf diese Weise erhält man die in den verschiedenen Querschnitten angreifenden Kräfte. Die Begrenzungs-Ebenen der Zonen werden von diesen in einer Reihe von Punkten getroffen, welche, verbunden, die Drucklinie ergeben. Diese tritt

(Fortsetzung.) Hierzu eine Bildbeilage.
 in keinem Querschnitte aus der Kernfläche hinaus, in keinem Querschnitte sind somit Zugkräfte wirksam. Die berechneten Spannungen usw. sind in folgenden Tabellen eingetragen, und zwar wurde in der ersten von den Wänden abgesehen, in der zweiten sind diese mit berücksichtigt.

Querschnitt	Windkräfte t	Last für den Pfeiler in t	Ideale Fläche F _b + n f _e ohne Wände qm	Spannung vom Eigengewicht σ _b kg/qcm	Größte Spannungen für die Gesamtlast σ _b kg/qcm
F ₀₀	10,0	—	—	—	—
F ₀	7,7	22,083	1,118	7,9	—
F ₁	7,7	24,500	7,518	8,6	—
F ₂	7,7	40,733	7,518	11,8	—
F ₃	5,8	49,817	7,757	13,6	—
F ₄	5,8	61,383	10,439	14,6	—
F ₅	5,8	72,950	10,439	17,4	—
F ₆	—	83,616	10,947	20,0	—
F ₇	—	90,283	12,397	13,1	16,12

Die in jedem Querschnitt wirkenden Spannungen können mittels der Formeln für zusammengesetzte Festigkeit berechnet werden.

$$\text{Demnach ist } \sigma = \frac{M}{J} c + \frac{P}{F} \dots \dots \dots (1),$$

wobei $M = P \cdot p = 113300000 \text{ cmkg}$; J ist für Querschnitt F₇ auf graphischem Wege bestimmt.

Durch Einsetzen der Zahlenwerte in (1) erhält man für

$$\sigma = \frac{113300000 \cdot 385}{14444723000} = 3,02 \text{ kg/qcm.}$$

Bei ungünstigster Annahme berechnet sich

$$\text{die Spannung zu } \sigma_{\max} = \sigma + \frac{P}{F} = 3,02 + 13,1 = 16,12 \text{ kg/qcm.}$$

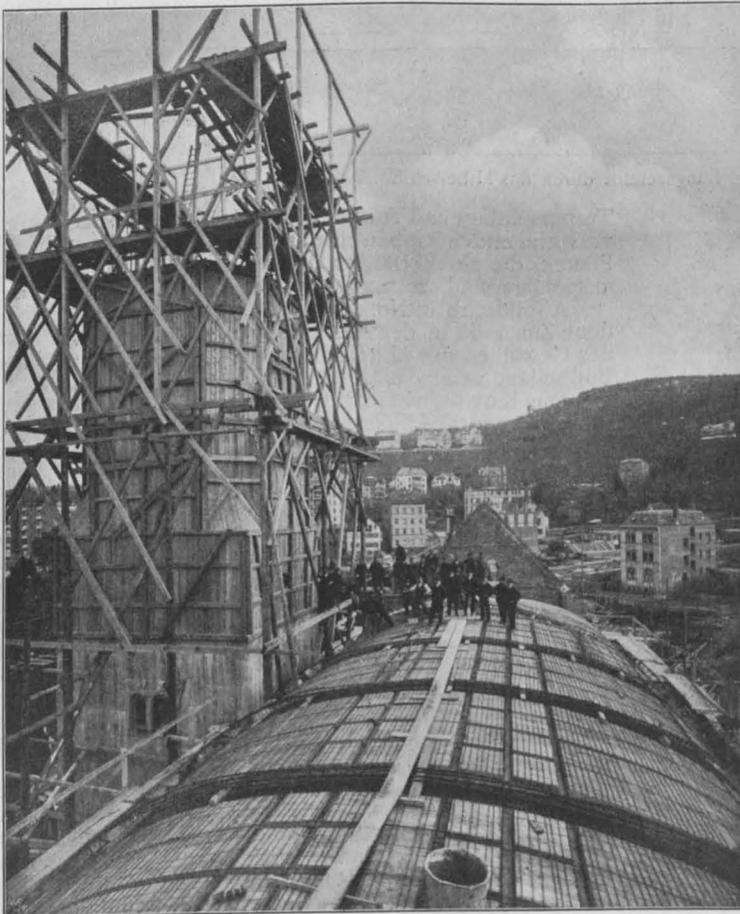
Werden die Wände mit berücksichtigt, so beträgt $\sigma = 11,92 \text{ kg/qcm}$. (S. die untere Tabelle.)

Die wirkenden Spannungen wurden auch mittels der sogen. Kernformel berechnet,¹⁾ wobei die Kernfläche für den Querschnitt 7 auf graphischem Wege bestimmt wurde. Die so ermittelten Werte stimmen mit den vorher berechneten gut überein.

Eine etwas größere Spannung wird sich im Querschnitt 6 ergeben.

Querschnitt	Last für den Pfeiler in t	Ideale Fläche für den Pfeiler mit Wand F _b + n f _e in qcm	σ _b kg/qcm vom Eigengewicht
F ₀	22,083	2794,6	7,9
F ₁	24,500	5391,9	4,5
F ₂	40,733	5991,9	6,7
F ₃	49,817	6649,2	7,4
F ₄	61,383	7249,2	8,5
F ₅	72,950	7249,2	10,0
F ₆	83,616	7589,2	11,0
F ₇	90,283	10289,0	8,9

Die Beanspruchungen der Materialien sind also sehr klein, da die Konstruktion zur Erzielung der erforderlichen Standfestigkeit an sich sehr stark bemessen worden ist. Das Eisen hat lediglich den Zusammenhang aller Teile zu sichern und das Auftreten von Rissen, die infolge der dynamischen Beanspruchungen des Turmes auftreten könnten, zu verhindern.



Abbildg. 11. Ausführung des Eisenbeton-Gewölbes.

¹⁾ Siehe W. Ritter „Die Graphische Statik“, Bd. 1

Fußbodens sind die Pfeiler in den Außenmauern noch durch einen 30 cm hohen Balken versteift (vergl. Abbildg. 14).

Die Eisenbeton-Lamellen sind als in den Bogenrippen fest eingespannte Plattenbalken angesehen und dementsprechend berechnet und bemessen worden. Die Konstruktion hat zwar nür sich selbst zu tragen, da die äußere Dachkonstruktion freitragend aus Eisen erstellt worden ist, einer erhöhten Sicherheit entsprechend ist jedoch für die Berechnung der Bogen-Lamellen eine gleichmäßig verteilte Nutzlast von 200 kg/qm zugrunde gelegt. Die Lamellen sind in der Mitte 10 cm, am Auflager 16 cm stark und mit 10 Rundeseisen von 9 mm Stärke auf 1 m Breite versehen bei einer Spannweite von 4,3 m.

Die Biegunsmomente berechnen sich zu:

$M_m = +4675$, $M_a = -9350$ cmkg und die entsprechenden Spannungen (1) nach Methode Ritter:

a) für Plattenmitte:

$\sigma_b = 26,6$ kg/qcm, $\sigma_e = 1109$ kg/qcm;

b) am Auflager:

$\sigma_b = 21,58$ kg/qcm, $\sigma_e = 1200$ kg/qcm,

$\tau_b = 1$ kg/qcm

und (2) nach der Methode der deutschen Leitsätze:

a) für Plattenmitte:

$\sigma_b = 42,3$, $\sigma_e = 1040$ kg/qcm;

b) am Auflager:

$\sigma_b = 35$, $\sigma_e = 1160$, $\tau_b = 0,88$ kg/qcm.

Die Bogenrippen sind als Korb-bogen, bestehend aus kreisförmigen Bogenteilen mit Halbmessern von 4,65, 6,6 und 10,9 m Länge gestaltet (vergl. Abbildg. 14). Die Berechnung desselben wurde zuerst annäherungsweise und auf graphischem Wege durchgeführt, worauf die genaue Berechnung nach der Elastizitäts-Theorie folgen konnte. Es ergaben sich als größte Spannungen in dem gefährlichen, auf Biegung beanspruchten Querschnitt: $\sigma_b = 29,5$, $\sigma_e = 1160$,

$\tau_b = 5,05$ kg/qcm;

Druckspannungen im Scheitel:

$\sigma_b = 6,6$, $\sigma_e = 99$ kg/qcm.

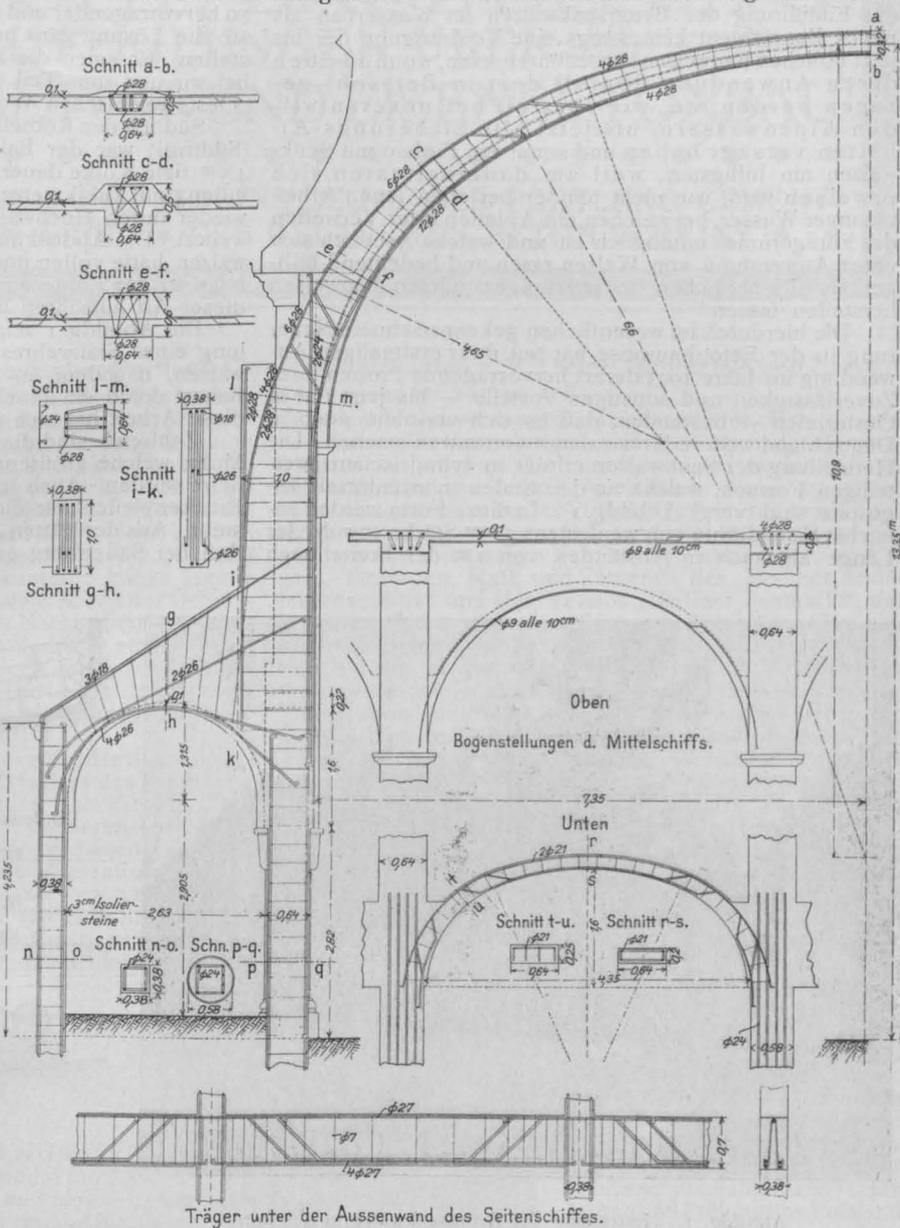
Die Bogenrippen erhielten eine doppelte Eiseneinlage, deren Lage den wirkenden Kräften entsprechend bestimmt wurde. Die Obergurteinlage besteht aus 4 Rundeseisen von 28 mm Durchm., welche die Rippen ganz durchsetzen. Die Untergurteinlage besteht im Scheitel ebenfalls aus 4 Rundeseisen von 28 mm Durchm., von welchen zwei in etwa $\frac{1}{3}$ der Bogen Spannweite nach dem Obergurt und in Kämpfernähe wieder nach unten geführt werden. Bügel verbinden beide Gurte miteinander und sichern die einheitliche Wirkung beider Stoffe gegen äußere Kräfte.

Die Pfeiler werden im unteren Teil auf Druck beansprucht. Die Druckspannungen berechnen sich zu $\sigma_b = 27$, $\sigma_e = 4,05$ kg/qm. Der Druck auf den Baugrund ist 1,13 kg/qcm.

Die Empore weist eine Länge von 13 m und eine Breite von 8,82 m auf, welche noch durch einen konsolartigen Vorsprung um 3,5 m verbreitert wird. Sie faßt 272 Sitzplätze. Die Eisenbetondecke, die als Tragkonstruktion dient, ist wagrecht gelegt worden. Zur Bildung der Galerie sind Betonstreifen, die mit den Stufenanschnitten versehen, aufgelegt, über welche ein Holzbelag gestreckt wurde.

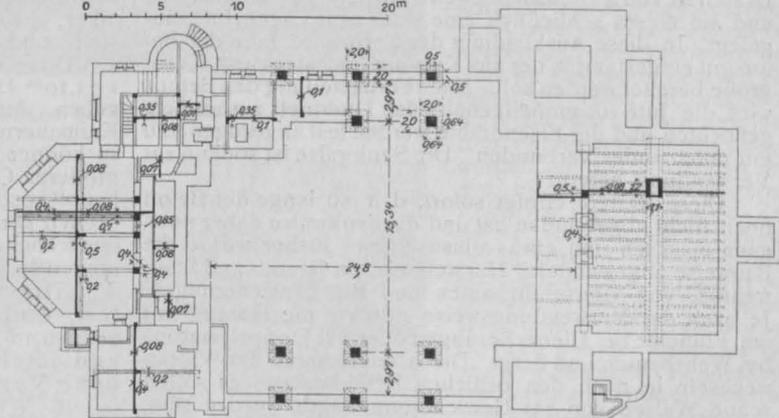
Unter dieser Decke befindet sich ein großer Saal, welcher als Betsaal, zugleich als Raum für Konfirmanden-Unterricht und Hochzeits-Versammlungen benutzt wird. Da in der Kirche gottesdienstliche Handlungen ungestört vollzogen werden müssen, falls sich gleichzeitig im Untergeschoß eine Hochzeits-Gesellschaft versammelt, so wurde gefordert, diesen Raum schallsicher zu machen. Dies wurde einerseits durch

gepolsterte Ladenverschlüsse der Öffnungen und andererseits durch Ausführung einer schallsicheren Eisenbetondecke erreicht. Diese weist ferner die Eigentümlichkeit auf, daß einer ihrer Tragbalken zugleich als Kanal für die Lüftung des Raumes gestaltet wurde (vergl. den Längsschnitt Abbild. 11). In gleicher Weise ist der Chorboden ausgeführt worden.



Träger unter der Aussenwand des Seitenschiffes.

Abbildg. 14. Halber Querschnitt mit Einzelheiten.



Abbildg. 12. Grundriß mit den Eisenbetondecken, -Pfeilern und -Emporen.

Ueber Chor und Empore sind Eisenbeton-Kreuzgewölbe ausgeführt. Diese werden durch die in den Schnittlinien (Diagonalen) verlegten, nach oben springenden Rippen getragen, welche mit 10 cm starken Lamellen miteinander verbunden sind. —

(Schluß folgt.)

Im Jahrgange 1907, Heft 7, brachte die „Oesterreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst“ eine Abhandlung über die Betonsenkwalze, Patent Feuerlöscher, welche in dem Satze gipfelt: „Wenn auch die Einführung der Betonsenkwalzen im Wasserbau als neues Bauelement keineswegs eine Verdrängung der bis jetzt üblichen Bauweisen herbeiführen kann, so muß doch deren Anwendung überall dort in Betracht gezogen werden, wo, wie speziell bei unseren wilden Alpenwässern, bis jetzt alle Sicherungs-Arbeiten versagt haben und somit ein Einbau mit Senkwalzen am billigsten, weil am dauerhaftesten sich erweisen wird, wie nicht minder bei allen jenen Arbeiten unter Wasser, bei welchen ein Ableiten oder Verwerfen des Flußgerinnes unmöglich ist und welche Arbeiten sich unter Anwendung von Walzen rasch und bedeutend billiger als alle ähnlichen bis jetzt angewendeten Bauweisen herstellen lassen.“

Die hierdurch im wesentlichen gekennzeichnete Neuerung in der Betonbauweise hat seit ihrer erstmaligen Anwendung im Jahre 1903 derart hervorragende Proben ihrer Zuverlässigkeit und sonstigen Vorteile — bis jetzt nur in Oesterreich — bestanden, daß es sich verlohnt, auch in Deutschland weitere Kreise damit vertraut zu machen. Die Herstellung der Senkwalzen erfolgt in zylindrischen zweiseitigen Formen, welche an den Enden zigarrenförmig zugespitzt sind (vergl. Abbildg. 1). In diese Form werden zunächst Eisendrähte von wenigstens 5 mm Stärke sowohl der Länge als auch in Abständen von 1 m der Breite nach

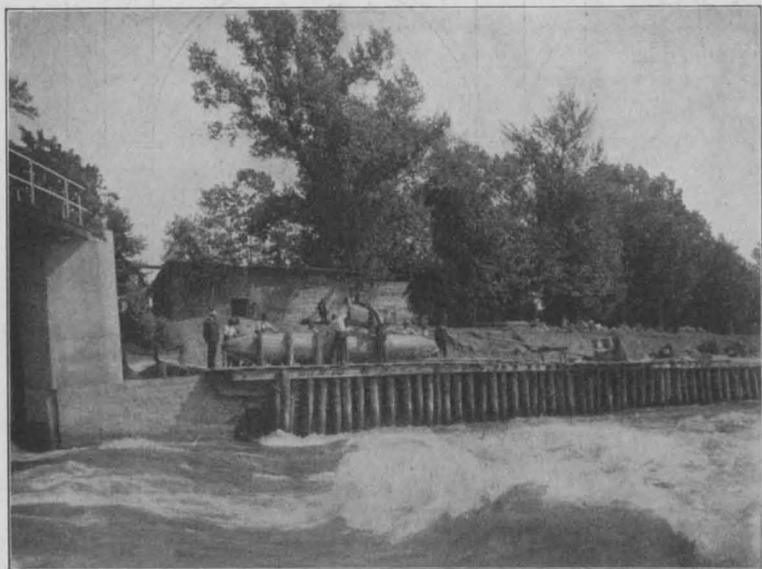
trübt, aber schnell klärt es sich und man sieht die Senkwalzen unbeweglich nebeneinander liegen.

Wie erwähnt, ist die Bauweise bisher nur in Oesterreich erprobt worden, aber diese Proben müssen als um so hervorragender und erfolgreicher bezeichnet werden, als sie die Lösung ganz besonders schwieriger Aufgaben darstellen. Es seien die nachstehenden hervorgehoben, wobei wir uns zum Teil auf die erwähnten Mitteilungen der „Oesterreichischen Wochenschrift“ beziehen.

Südlich der Röhelenbrücke bei Weidbruck am Eisack (Südtirol) war der Bahndamm der Südbahn durch 3 bis 4,5 m tiefe Kolke dauernd gefährdet. Die alljährliche Ausfüllung mit kubikmeter großen Bruchsteinen wurde immer wieder durch Hochwasser fortgespült und die Kolke erweitert. Die Abdeckung der ausgefüllten Kolke mit Senkwalzen hatte vollen und dauernden Erfolg, sodaß die Südbahn in der Folge am Eisack noch weitere Schutzbauten dieser Art ausführen ließ.

Die Abbildg. 1 zeigt uns die Arbeit bei Wiederherstellung eines Stauwehres in der Nähe von Graz durch Senkwalzen, nachdem an dieser Stelle ein solches üblicher Bauart durch ein Hochwasser zerstört worden war. Auch diese Arbeit hat sich durchaus bewährt.

Zahlreich sind die Arbeiten an der Salzach und an der Muhr, welche größtenteils für die k. k. Staatsbahn ausgeführt wurden. Auch im Isonco wurden Sicherungen eines Brückenpfeilers für die genannte Bahnverwaltung hergestellt. Aus der letzten Zeit ist noch ein Wehrbau im Muhrfluß bei Süßenberg erwähnenswert.

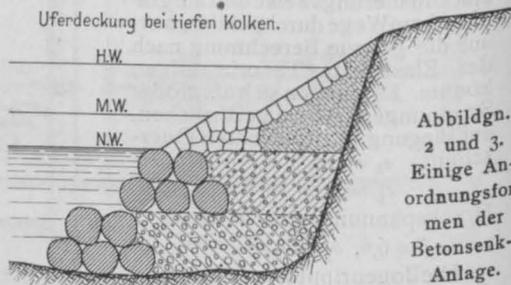
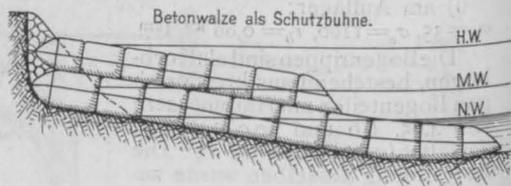


Abbildg. 1. Herstellung der Betonsenkwalze in der Form.

ingelegt und zu einem Netz verknüpft. Darauf wird ein Drahtnetz von 4 cm Maschenweite und 2–3 mm Drahtstärke und auf dieses schließlich eine oder zwei Lagen Jute eingelegt. In diese Auskleidung der Form wird dann der Beton gut eingestampft, der aus Kies mit höchstens 4 cm Korngröße bereitet werden soll. Nach Fertigstellung des Betons wird die Jute zusammengenäht, das Drahtnetz zusammengeflochten und die Eisendrähte werden fest angezogen und gut miteinander verbunden. Die Senkwalze ist sodann zur Verwendung bereit.

Diese letztere erfolgt sofort, d. h. so lange der Beton noch nicht abgebinden hat und die Senkwalze daher noch ganz elastisch und etwas plastisch ist. Bisher wurde die Bauweise angewandt zur Herstellung von Grund- und Stauwehren, von Uferschutzbauten und Brückensicherungen. Je nach der Verwendungsweise erfolgte die Herstellung am Flußufer bei Ufersicherungen oder auf Doppelpontons bei Wehrbauten und dergl. Die Abmessungen der Walzen wechseln je nach den örtlichen Bedürfnissen; es sollen schon Walzen von 25 t Gewicht angewandt worden sein. Die Abbildungen 2 und 3 zeigen 2 Verwendungs-Beispiele.

Die erzielten großen Erfolge erklären sich daraus, daß sich die frische Walze allen Unebenheiten des Flußufers oder der Flußsohle anzuschmiegen vermag und daß sie in strömendem, selbst reißendem Wasser ohne Schaden eingebaut werden kann. Nach dem Einwerfen ins Wasser ist dieses wohl für ein paar Augenblicke infolge Wellenschlags und Schäumens, sowie Auslaugens der Jute ge-



Abbildgn. 2 und 3. Einige Anordnungsformen der Betonsenk-Anlage.

Das k. k. Eisenbahn-Ministerium in Wien hat schon zu Anfang vorigen Jahres mit Rücksicht auf die Erfolge der Bauweise Feuerlöscher der Betonsenkwalze seine Aufmerksamkeit zugewendet und die einzelnen Eisenbahndirektionen darauf hingewiesen. Jedenfalls verdient die Betonsenkwalze auch das Interesse der deutschen Techniker, die vielfach vor gleich schwierige Aufgaben gestellt sind.

Die Kosten der Senkwalzen werden vom Erfinder bei 1–1,10 m Durchmesser zu etwa 30–35 M. für 1 m angegeben. Auch glaubt derselbe Erfolge bei Herstellung von Kaimauern, Wellenbrechern, Bühnenbauten usw. erzielen zu können, insbesondere auch dort, wo die Beschaffung größerer Quader und von natürlichen Bausteinen überhaupt kostspielig ist.

Wir können diese Ausführungen mit den gleichen Worten schließen, mit dem auch die eingangs erwähnten Mitteilungen der „Oesterreichischen Wochenschrift“ abschließen: „Diese Bauweise besitzt jedenfalls den Vorteil, einfach und konstant in ihrem Prinzip zu sein und dabei doch die größte Verschiedenheit und leichte Anpassungs-Möglichkeit an gegebene Verhältnisse zuzulassen.“

G. Schellenberger in Bremen.

Inhalt: Die Eisenbeton-Konstruktionen der Markuskirche in Stuttgart. (Fortsetzung.) — Die Betonsenkwalze. —

Hierzu eine Bildbeilage: Markuskirche in Stuttgart.

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