

ARMIERTER BETON.

1908. JUNI.

INHALT:

- Die Zukunft des Armierten Betons im Wasserbau. Von Ing. L. A. Sanders (Amsterdam). S. 153.
- Aquädukt der Wasserkraftanlage des Herrn Diamantidi in Freiland N.-Ö. Von Ing. Ed. Steiner (Wien). S. 159.
- Betrachtungen über umschnürte Säulen. Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen). S. 162.
- Der Einsturz der Görlitzer Musikhalle. S. 164.
- Bericht über ausgeführte Bauten in Ungarn. Von E. Probst. S. 167.
- Ergänzende Bestimmungen zu den ministeriellen Vorschriften. S. 171.
- Verschiedene Mitteilungen S. 171: The Concrete Institute. Mitteilung aus der Jubiläumsstiftung. Wettbewerb um eine Straßenbrücke über die Ruhr in Mühlheim. Feuer-sicherer Bühnenabschluß mit Eisenbeton-Vorhang. Neue Armierungsseisen in Amerika. — Neue Bücher. S. 172.

DIE ZUKUNFT DES ARMIERTEN BETONS IM WASSERBAU.

Von L. A. Sanders,

Ingenieur der Amsterdamer Zementwerke „Wittenburg“.

Im Jahre 1903 wurde in Ymuiden an der Südwestseite des Fischereihafens auf Kosten der Regierung ein Landungssteg aus armiertem Beton erbaut, über den eine Anzahl von in- und ausländischen Zeitschriften eingehend berichtet haben, und über welchen hier nur kurz einzelne Angaben

gemacht werden sollen, denn er bildet den Ausgangspunkt für die Anwendung des Eisenbetons beim Wasserbau in Holland.

Fig. 1 stellt die Lage des Hafens dar vor der Errichtung des Steges; die starke punktierte Linie zeigt die Stelle an, wo der Steg errichtet

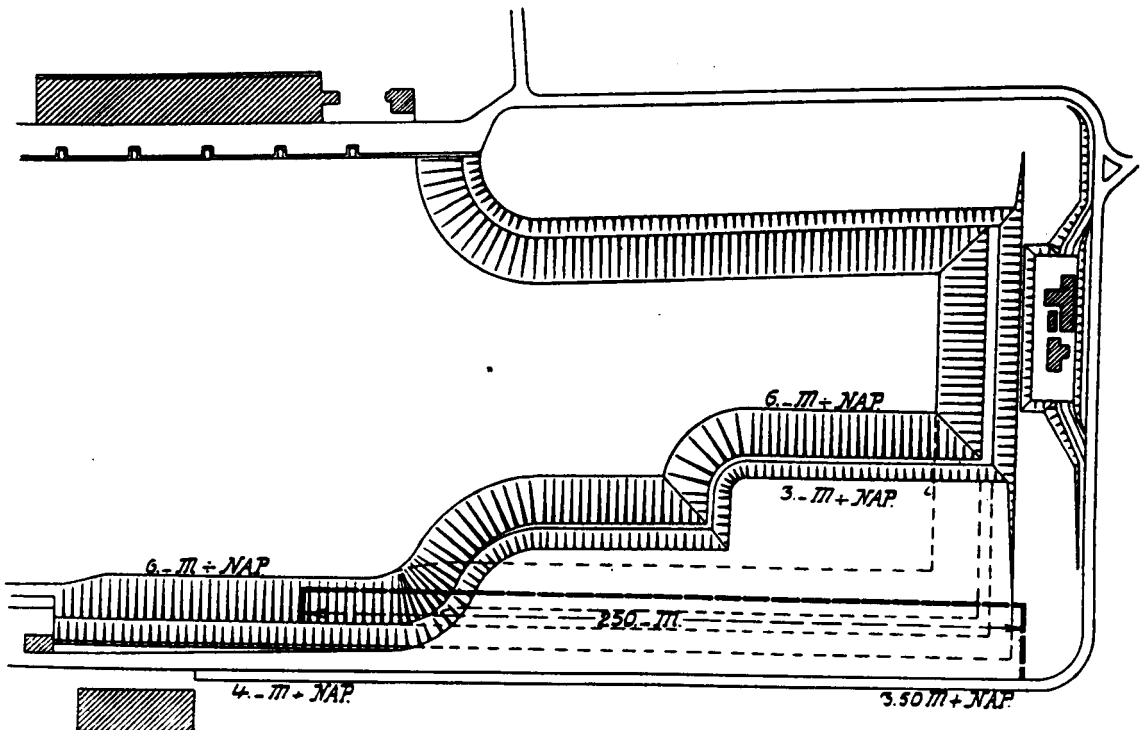
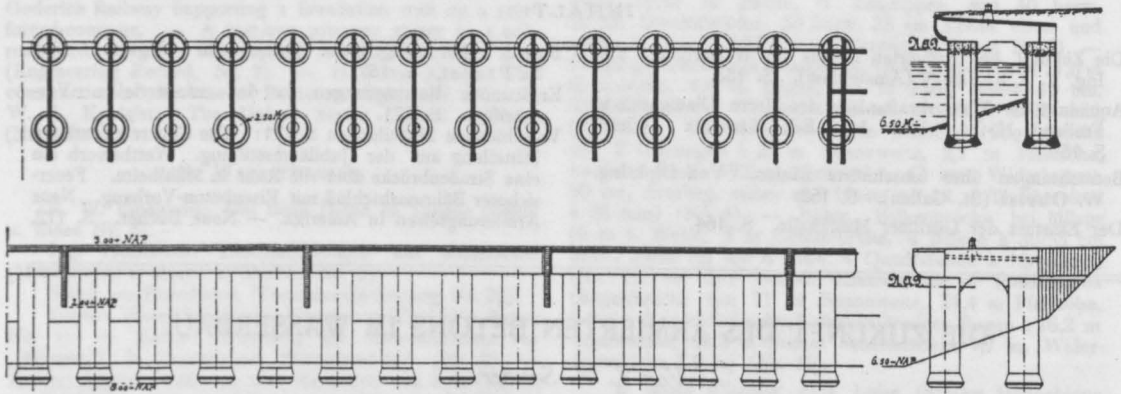


Fig. 1. Situation des Hafens vor Einbau des Steges.

werden sollte. Daraus geht hervor, daß die Ausführung teilweise in noch nicht ausgebaggerten Hafenteilen vorgenommen werden mußte.

Etwa 50 m des Steges mußten im Wasser und der Rest im Trocknen ausgeführt werden.

Die Bedingungen waren: Als schwerste Belastung wurde eine 3achsige Lokomotive mit einer Achsenbelastung von 15 t und 1,5 m Radstand angenommen. Die Höhe des Steges über dem mittleren Wasserstand sollte 3 m betragen und der Hafen sollte



Landungssteg in Ymuiden. Grundriß und Schnitte.

Fig. 2.

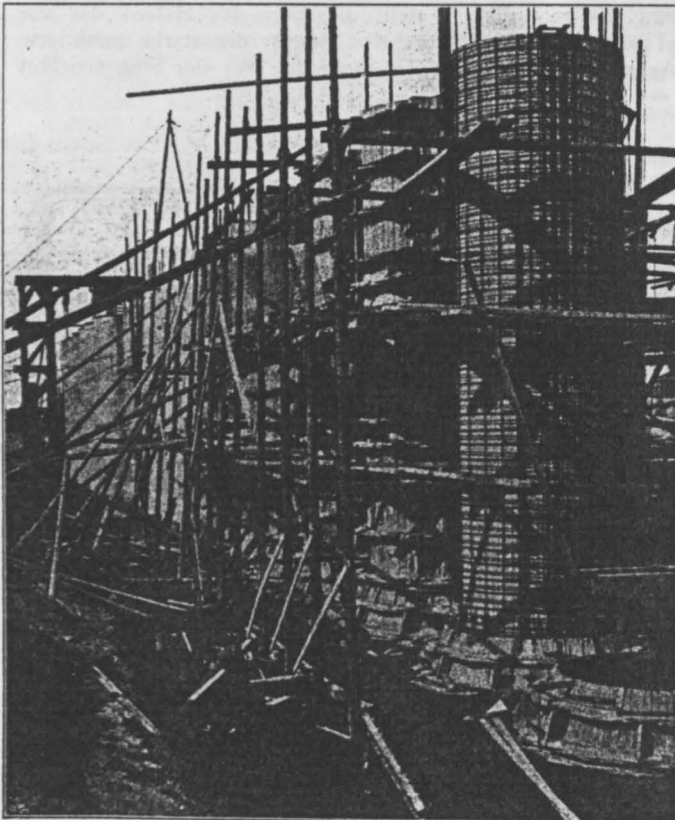


Fig. 3.

6,5 m unter diesem Wasserstand ausgebaggert werden. Als Betonmischung wurde bei den Bauteilen unter Wasser 500 kg Zement auf 1 m³, für die anderen Teile 400 kg/m³ angenommen. Der auf Grund dieser und anderer Annahmen ermittelte Konstruktionstypus ist aus Fig. 2 ersichtlich.

Es würde zu weit führen, an dieser Stelle die Nachteile eines auf Pfählen aufgebauten Steges zu beleuchten; eine Stabilität, wie sie durch die in Fig. 2 ersichtliche Konstruktion erreicht wird, wird dort nicht möglich sein. Das hier zur Anwendung kommende System besteht aus 2 Reihen armierter Betonsäulen mit verbreitetem Fußgestell, welche mit Sand gefüllt sind, und mittels Verbindungsbalken zusammengekuppelt werden. Die Säulen (s. Fig. 3a) haben einen Durchmesser von 3 m im Fußgestell, im Schaft 2,5 m bei 8 cm Stärke; ihre Höhe beträgt 8,75 m und ihr Eigengewicht 3000 kg. Der Abstand der Säulen ist der Länge nach 5 m von Mitte zu Mitte, in der Querrichtung 6,5 m. Die 100 Säulen sind mit Querbalken von 30 cm Breite und einer Mindesthöhe von 120 cm miteinander verbunden. Die Abdeckung geschah mit einer der

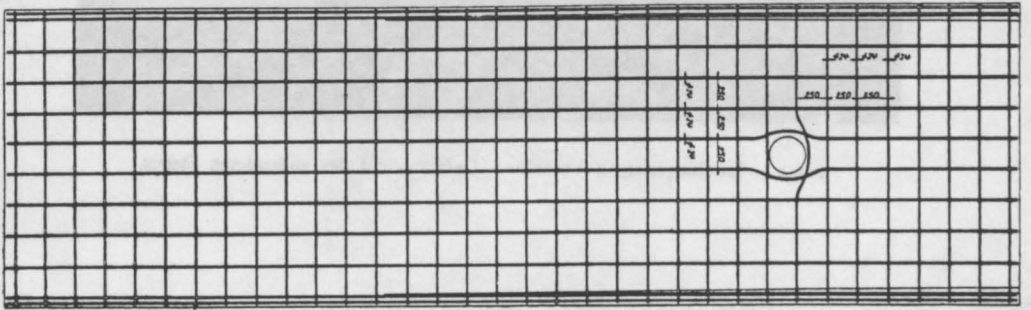
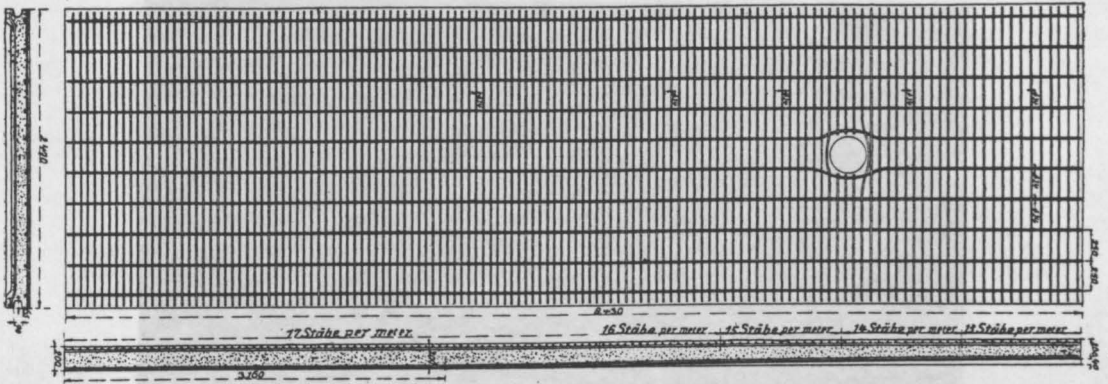


Fig. 3 b. Spundplatten.

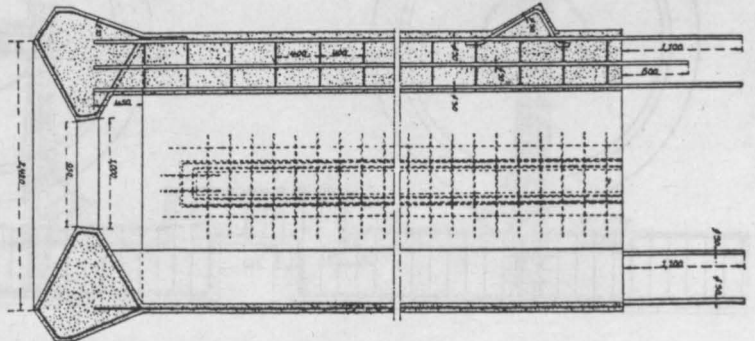
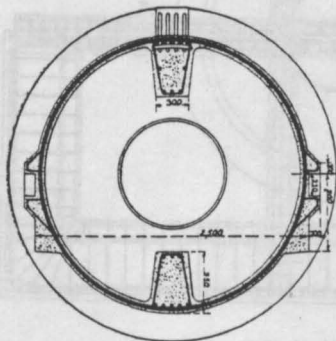
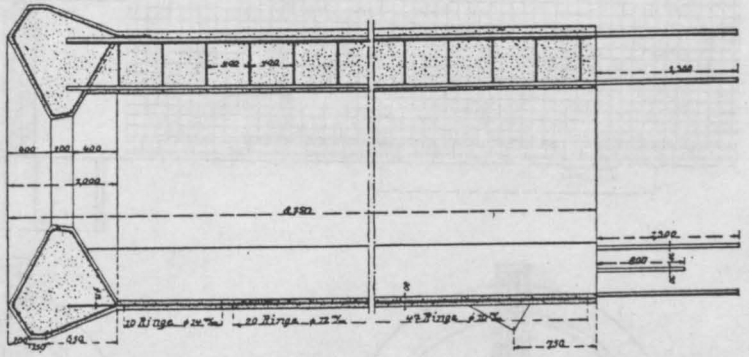
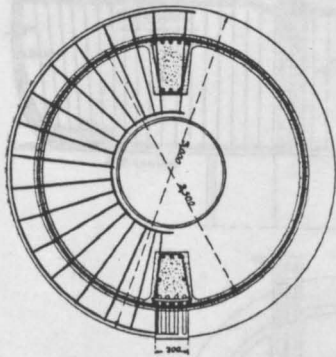


Fig. 3 a. Konstruktion der Säulen.

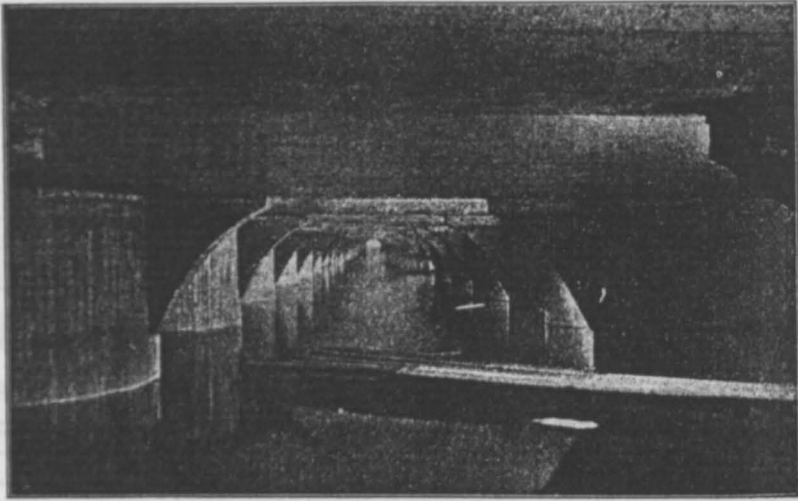


Fig. 4. Landungssteg in Ymuiden. Unteraussicht des vollendeten Steges.

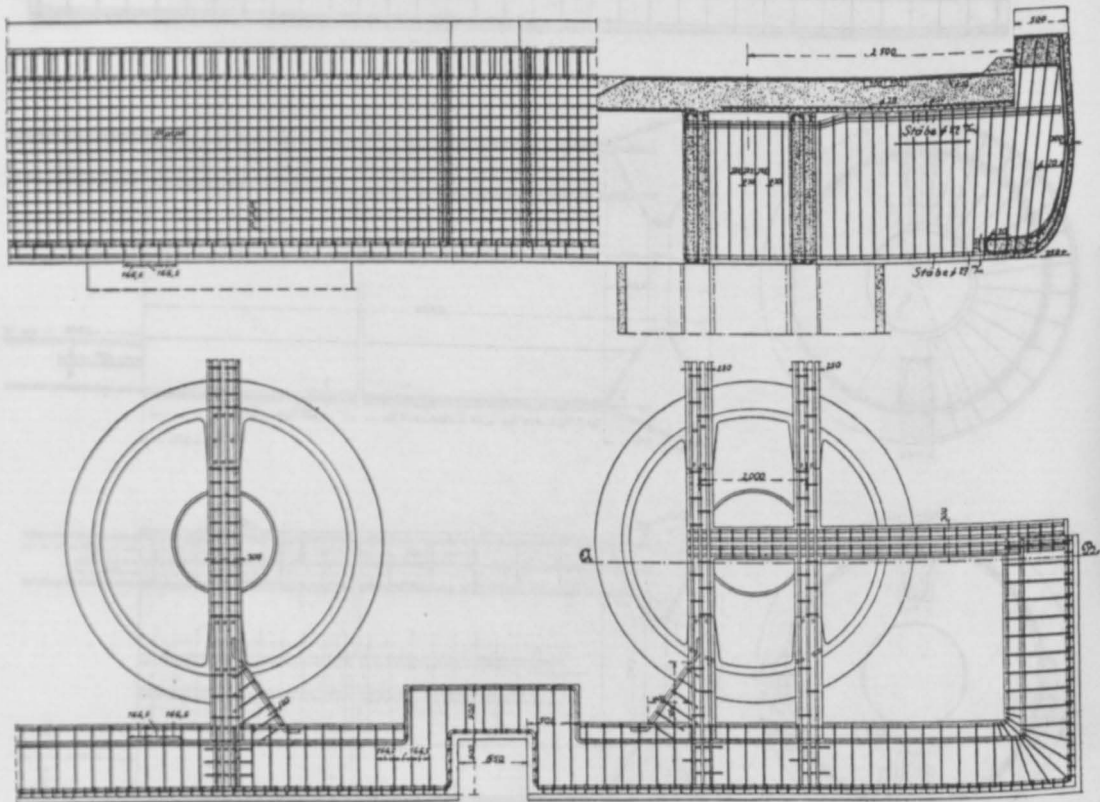


Fig. 5 a. Landungssteg in Ymuiden. Konstruktion der Vorderfront.

Längsrichtung nach armierten Betonplatte von 32 cm Stärke, die 9,60 m breit war und darüber mit einem Sandbett. Die Absperrung gegen die Landseite erfolgte durch Spundplatten, welche 20 cm stark waren und in die vorgesehenen Fugen der Säulen eingelassen wurden. Die Einzelheiten sind in Fig. 3a und 3b zu ersehen.

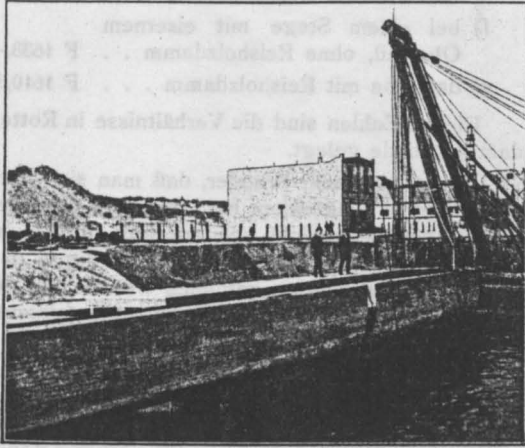


Fig. 5 b. Aussehen der Vorderfront.

Die Abdeckung ist derart gemacht worden, daß eine vollständige Absperrung des hinter dem Steg befindlichen Bodens erreicht wurde. An der Vorderseite der Steges ist eine Schutz- oder Schließplatte aus armiertem Beton angeordnet, die unten und oben aus horizontalen Balken besteht, welche mittels einer vertikalen durchgehen-

den Platte miteinander verbunden sind. Dieser Schutz soll verhindern, daß bei niedrigem Wasserstand kleine Schiffe unter die Deckplatte geraten.*) Fig. 4 zeigt die Unteransicht des vollendeten Steges, aus welcher man sowohl die Balken als auch die Konsolen ersehen kann. Fig. 5a und 5b geben eine Darstellung der Vorderfront wieder. In Fig. 5a sind die Details ersichtlich im Zusammenhang mit den Querbalken; an der Oberseite befindet sich ein horizontaler Balken, der mit 4 Rundeisen von 20 mm Durchmesser armiert ist; ein ähnlicher Balken ist an der Unterseite vorhanden. Die Frontwand ist 10 cm stark und mit einem aus 10 mm starken Stäben vierfach geflochtenen Eisennetz mit Maschen von 10x10 cm armiert. Fig. 5b gibt eine Abbildung der Vorderfront vor dem Einschlagen der Reibhölzer.

Das Säulen- und Plattensystem, wie es bei dem Steg in Ymuiden zur Anwendung kam, und sich vorzüglich bewährt, besteht also im wesentlichen aus einer oder mehreren Reihen von hohlen Säulen aus Eisenbeton, welche mittels einer oder mehreren Spundplatten miteinander verbunden werden. Der Hohlraum in den Säulen und der Raum zwischen Säulen und Platten werden angefüllt, wodurch das Ganze ein großes Eigengewicht und Widerstandsfähigkeit gegen großen Seitendruck erlangt.

*) Über weitere Einzelheiten siehe Sanders: De Toekomst van Cement — Tjzeren Putten en Platten of Waterbouwkundig Gebied. Ahrend Zoon, Amsterdam.

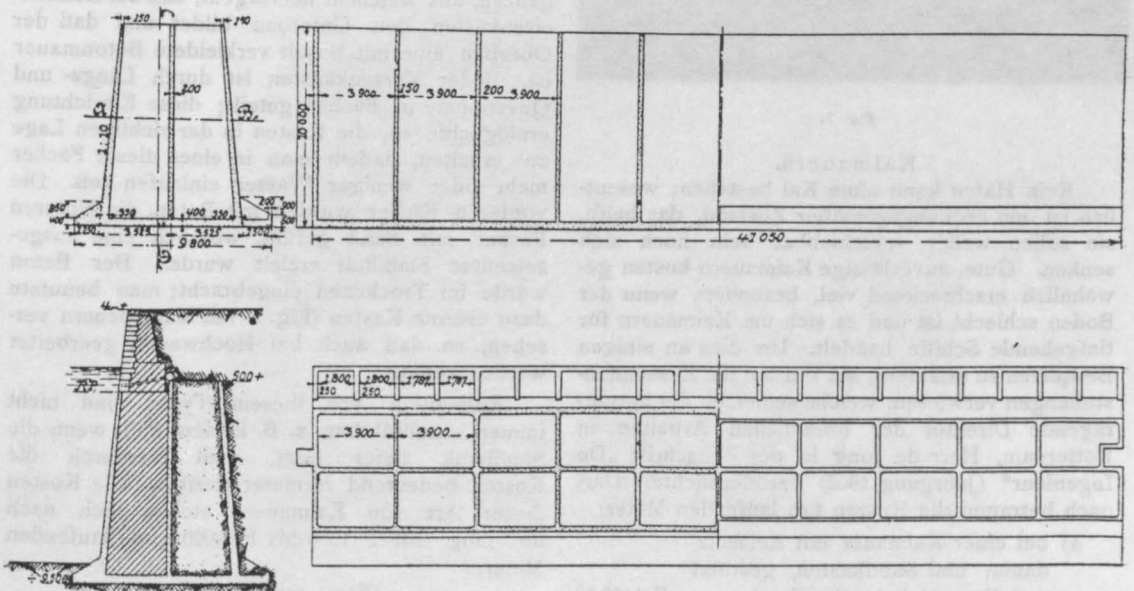


Fig. 6. Kaimauer mit Senkkasten aus armiertem Beton, Grundriß, Quer- und Längenschnitte.

Der Vorteil des Eisenbetons ist leicht einzusehen, wenn man bedenkt, daß Eisen sehr bald rostet, Holz sich nur mit Vorteil zu Arbeiten eignet, die immer unter Wasser bleiben und Stein keine Zugspannungen aufzunehmen imstande ist. Die Anwendung des oben beschriebenen Systems führt zu einer neuen Art von Ausführung verschiedener Wasserbauten, welche im folgenden kurz beschrieben werden sollen.

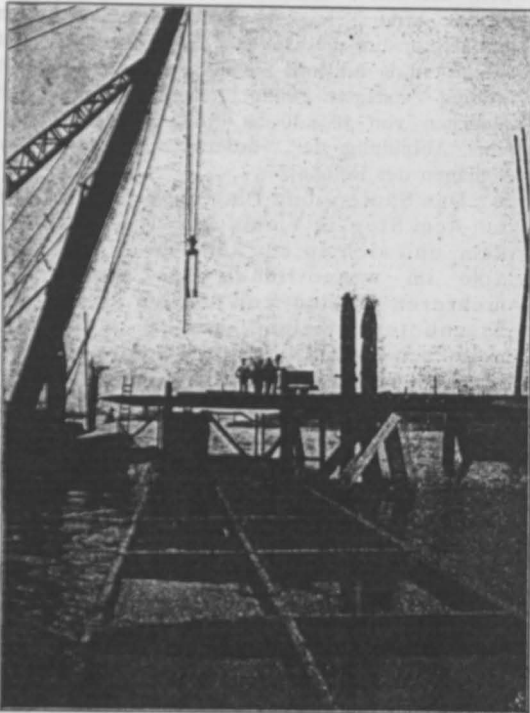


Fig. 7.

Kaimauern.

Kein Hafen kann ohne Kai bestehen; wesentlich ist ein ordnungsgemäßer Zustand, das heißt, sie sollen weder verschiebbar sein noch sich senken. Gute, zuverlässige Kaimauern kosten gewöhnlich erschreckend viel, besonders wenn der Boden schlecht ist und es sich um Kaimauern für tiefgehende Schiffe handelt. Um dies an einigen Beispielen zu erläutern, sei nur auf die Zusammenstellungen verwiesen, welche seinerzeit der hervorragende Direktor der öffentlichen Arbeiten in Rotterdam, Herr de Jong in der Zeitschrift „De Ingenieur“ (Jahrgang 1903) veröffentlichte. Darnach betragen die Kosten pro laufenden Meter:

- a) bei einer Kaimauer mit Reisholz-
damm und Sandkasten, gestützt
auf die natürliche Sandbank. . . F 1452,50

- b) bei hölzernen Stegen ohne Reisholz-
damm F 1280,—
c) bei hölzernen Stegen mit Reisholz-
damm F 1420,50
d) bei einem Oberbau aus armiertem
Beton (Hennebique-Steg) ohne
Reisholzdam F 2387,50
e) dasselbe mit Reisholzdam . . . F 1932,40
f) bei einem Stege mit eisernem
Oberteil, ohne Reisholzdam . . F 1638,—
g) dasselbe mit Reisholzdam . . . F 1610,50

Diesen Zahlen sind die Verhältnisse in Rotterdam zugrunde gelegt.

Es ist also kein Wunder, daß man sich nach einem Typus umgesehen hat, der nicht nur allen Bedingungen entspricht, sondern auch billiger ist. Dieser Typus ist wohl in der in Fig. 6 dargestellten Konstruktion gefunden worden, die der Hauptsache nach aus einer Reihe zementeiserner Versenkkasten besteht.

Zum erstenmal wurden Versenkkasten aus armiertem Beton im Jahre 1904 in Rotterdam angewendet, bei der Erneuerung der Kaimauer längs des Eisenbahnhafens, wo schwimmende Kasten auf ein vorher angefertigtes hölzernes Fundament getrieben wurden, um dann an Ort und Stelle weiter aufgebaut zu werden. Der mit dieser Arbeitsweise erzielte Erfolg führte dazu, den in Fig. 6 ersichtlichen Typus für tieferegehende Schiffe auszuführen, wobei die Verwendung von hölzernen Fundamenten, Bretterboden und Reisholzdammen vermieden wurde. In Fig. 6 sind die Einzelheiten; links unten ist ein Bild des ganzen, aus welchem hervorgeht, daß der Zement-eisenkasten den Unterbau bildet und daß der Oberbau eine mit Basalt verkleidete Betonmauer ist. Jeder Versenkkasten ist durch Längs- und Querrippen in Fächer geteilt; diese Einrichtung ermöglichte es, die Kasten in der richtigen Lage zu erhalten, indem man in eines dieser Fächer mehr oder weniger Wasser einlaufen ließ. Die vorderen Fächer wurden mit Beton, die hinteren Fächer mit Sand gefüllt, wodurch eine ausgezeichnete Stabilität erzielt wurde. Der Beton wurde im Trockenen eingebracht; man benutzte dazu eiserne Kasten (Fig. 7) mit Mannlöchern versehen, so daß auch bei Hochwasser gearbeitet werden konnte.

Kaimauern von diesem Typus sind nicht immer durchführbar, z. B. in dem Fall, wenn die Sandbank tiefer liegt, weil hierdurch die Kosten bedeutend vermehrt werden. Die Kosten dieser Art von Kaimauern stellen sich nach de Jong auf F 1300 bis F 14000 pro laufenden Meter.

(Fortsetzung folgt).

AQUÄDUKT DER WASSERKRAFTANLAGE DES HERRN DIAMANTIDI IN FREILAND N.-Ö.

Von Ingenieur Eduard Steiner (Wien).

Das Bestreben nach einem rationellen Ausbau der Wasserkräfte hatte im Gefolge, daß auf ein beständiges Baumaterial Wert gelegt wurde, und

auch der Eisenbeton beim Bau von Wasserkraftanlagen Anwendung und sei im folgenden eine solche Ausführung wiedergegeben.

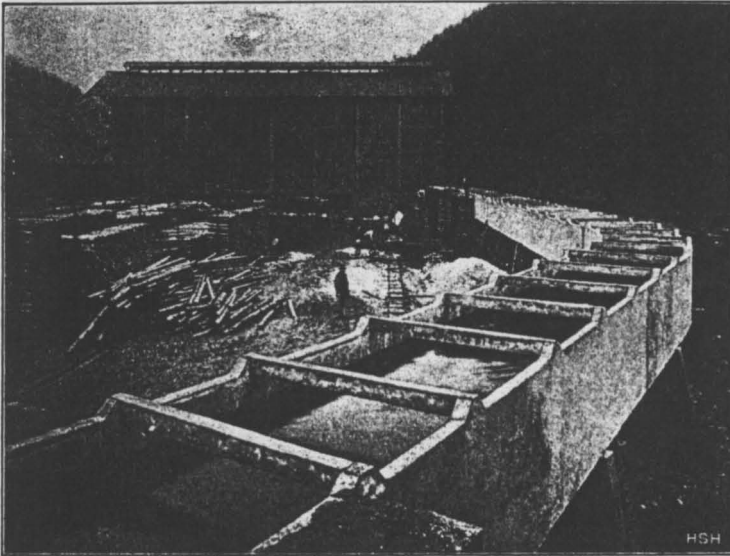


Fig. 1. Aquädukt in Freiland.

so sehen wir den Stampfbeton schon seit einer Reihe von Jahren auf diesem Gebiete den ihm gebührenden Rang einnehmen. In letzter Zeit fand

Die Anlage wurde von Herrn Diamantidi in eigener Regie durchgeführt, bloß der Aquädukt wurde von der Firma Adolf Baron Pittel in Wien

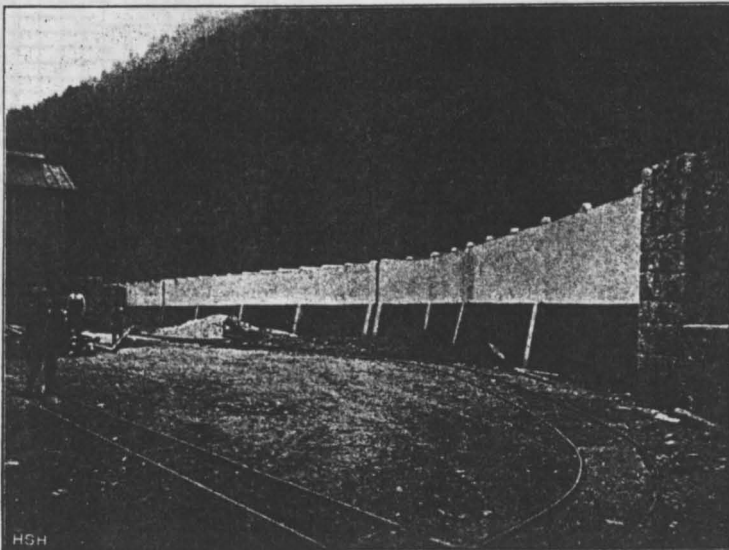


Fig. 2. Aquädukt in Freiland.

projektiert und ausgeführt. Er ist auf die Gesamtlänge von 86,15 m durch 13 Stützen getragen. Der Querschnitt ist auf eine Kapazität von 5 m^3

der ganzen Breite des Gerinnes unter demselben voll durch, nachdem die Anwendung von Sparöffnungen mit Rücksicht auf die geringe Höhe

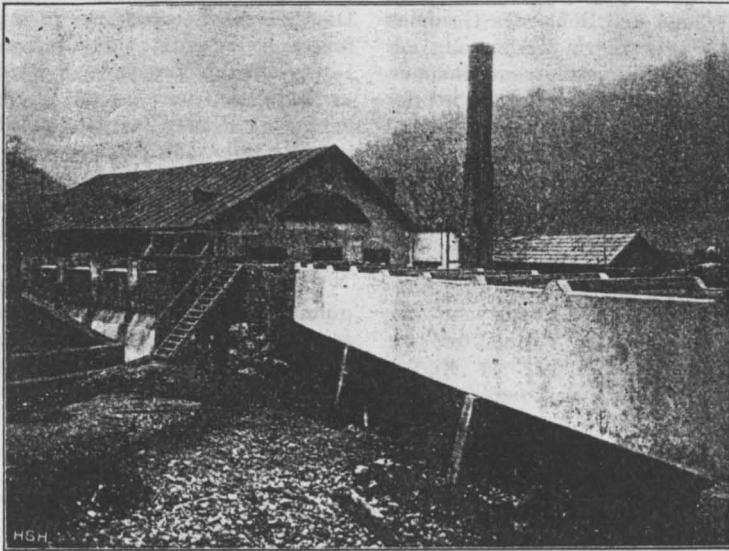


Fig. 5.

pro Sekunde bei einem Gefälle von 1 pro Tausend dimensioniert. Die Stampfbetonfundamente für die Stützen reichen bis auf den gewachsenen

nicht notwendig und geboten erschien. Wie aus Situation und Längsschnitt in Fig. 3 ersichtlich, sind drei Stützen als Doppelstützen konstruiert,

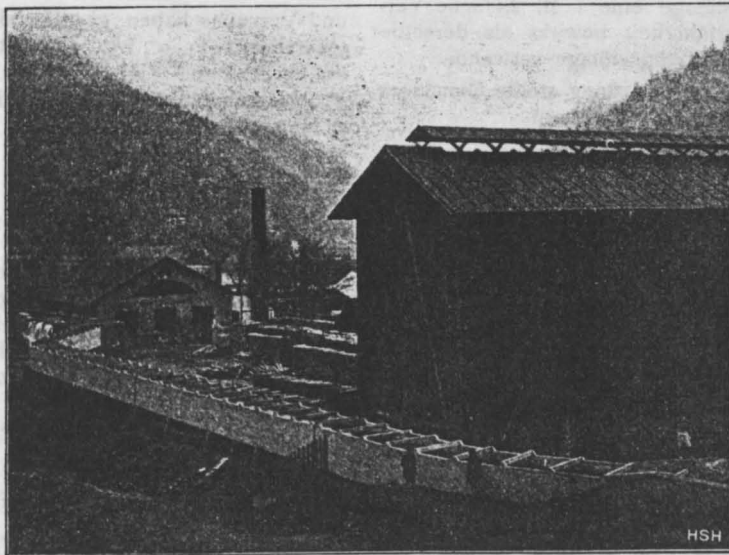


Fig. 6.

Schottergrund in etwa 1 m Tiefe. Die Stützen selbst sind in schwach armiertem Beton hergestellt, haben eine Stärke von 25 cm und gehen in

worauf noch zurückgekommen wird. Bei der Konstruktion des Gerinnes wurde davon abgegangen, das Betongerinne auf eine selbständige Trag-

konstruktion zwischen den Pfeilern zu stellen, vielmehr wurde das armierte Gerinne selbst als Tragkonstruktion durchgebildet in der Weise, daß die Seitenwände als kontinuierliche Träger über die Stützen verlaufen. In Längsabständen von etwa 2 m ist durch die Wände und Sohle des Gerinnes eine Querarmatur gelegt, die in Verbindung mit dem oberen Querriegel ein geschlossenen Rahmen bildet. Durch diese Rahmenversteifung wird der Rechteckquerschnitt des Gerinnes außerordentlich stabilisiert, was sowohl für die Hauptkonstruktion zwischen den Pfeilern als auch für die Konstruktion der Behälterwände und Sohle von wichtiger Bedeutung ist.

Die Konstruktion des Gerinnes in genannter Weise hat den großen Vorteil, daß man die ganze Höhe der Behälterwände als Konstruktionshöhe ausnützen kann, wie auch den Vorteil, daß die Schalung eine absolut ebene ist, da Rippen in der Konstruktion nicht vorkommen. Die

Armaturen sind aus dem Detailplan (Fig. 4) ersichtlich.

Ein Hauptargument gegen die Anwendung von Eisenbetonfludern war die Gefahr der Rißbildungen infolge von Temperaturänderungen. Dieser Gefahr wurde hier in folgender Weise erfolgreich begegnet: Das Gerinne wurde über den Doppelstützen zerschnitten durchgeführt, so daß es zwischen den beiden Fugen frei dillatieren kann; die Pfeiler machen selbstredend diese Bewegung mit. Die Dillationsfuge wird durch eine 1 mm starke Kupferblechwelle gedeckt.

Die Dichtung des Gerinnes wurde durch einen 2 cm starken geschliffenen Portlandzementverputz erzielt.

Die Arbeit wurde am 16. September 1907 begonnen und am 2. November, also in 7 Wochen, fertig gestellt. Die Kosten betragen rund 10000 M.

Das Aussehen nach Fertigstellung ist in Fig. 1, 2, 5 und 6 ersichtlich.

BETRACHTUNGEN ÜBER UMSCHNÜRTE SÄULEN.

Von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen).

Durch Versuche von Considère und der Firma Wayss & Freytag A.-G. über die Wirkung einer Spiralarmierung auf die Tragfähigkeit von Säulen wurde festgestellt, daß die in Form von Spiralen verwendete Eisenmenge eine i. M. 2,4fache Vermehrung der Tragfähigkeit bewirkt als derselbe Eisenquerschnitt als Längseinlage verwendet.

Auf Grund dieser Ermittlung stellte Considère für die Bruchlast die Gleichung auf

$$P = k_b \alpha F_b + \sigma_s (f_e + 2,4 f_e').$$

Dabei bedeutet:

k_b die Würfelfestigkeit des nichtarmierten Betons;
 αF_b stellt den vollkommenen Betonquerschnitt F dar;
 σ_s die Streckgrenze des Eisens;
 f_e den Querschnitt der Längsarmierung;
 f_e' den Querschnitt gedachter Längsstangen, deren Gewicht gleich ist demjenigen der Spirale.

Wird nun der Eisenquerschnitt f_e und f_e' ausgedrückt in Prozenten des Betonquerschnittes und setzt man für σ_s den Wert 2400 kg/cm² ein, so

ergibt sich, wenn $f_e = \frac{x}{100} F$ und $f_e' = \frac{x_s}{100} F$:

$$P = k_b F + 2400 \left(\frac{x}{100} + 2,4 \frac{x_s}{100} \right) F,$$

$$P = F (k_b + 24 x + 57,6 x_s) \dots \dots (1)$$

Für längsarmierte Säulen wird die Bruchlast bestimmt nach der Gleichung

$$P = F k_b + \sigma_s F_e,$$

und Versuche haben gezeigt, daß bis zu einem Querschnitt $F_e \leq 2\%$ des Betonquerschnittes F die berechneten Werte für P mit den beobachteten Bruchlasten praktisch genügend übereinstimmen. Setzt man auch hier $\sigma_s = 2400$ kg/cm² und $F_e =$

$\frac{x}{100} F$, so erhält man

$$P = F (k_b + 24 x) \dots \dots (2)$$

Die beiden Gleichungen 1 und 2 gestatten nun einen Vergleich der Tragfähigkeit umschnürter und längsarmierter Säulen. Nehmen wir gleiche Betonquerschnitte sowie auch gleiche Längsarmierung und Festigkeit an, so ist

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{k_b + 24 x + 57,6 x_s}{k_b + 24 x} = k,$$

$k_b + 24 x = \text{constant} = c$, somit

$$\frac{P_1}{P_2} = k = 1 + \frac{57,6 x_s}{c} \dots \dots (3)$$

Aus dieser Gleichung geht hervor, daß k mit wachsendem x_s zunimmt, und graphisch dargestellt ist Gl. 3 eine Gerade. Fig. 1 zeigt den Verlauf derselben für verschiedene Werte von x resp. c .

Als Abscissen sind die x_s und als Ordinaten k aufgetragen. Aus Fig. 1 ist auch ersichtlich, daß die Größe der Längsarmierung für das Verhältnis der Tragfähigkeit keinen wesentlichen Einfluß hat, weshalb auch bei den folgenden Betrachtungen stets ein Mittelwert $x = 1$ in Rechnung gezogen wird. Die Werte von k sind dargestellt für Spiralarmierungen bis 3% des Betonquerschnittes und zeigt sich für diese eine Vergrößerung der Tragfähigkeit bis fast auf den doppelten Betrag längsarmierter Säulen gleichen Querschnittes.

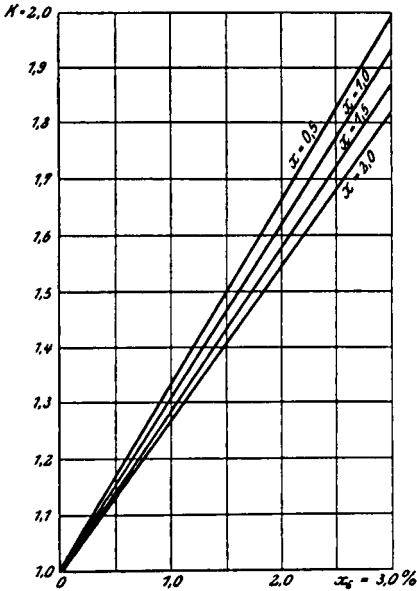


Fig. 1.

NB. $k_b = 160 \text{ kg/cm}^2$.

Eisenbetonsäulen finden wohl im Hochbau ihre weiteste Verwendung und bietet die umschnürte Säule den wesentlichen Vorteil gegenüber längsarmierten, bei derselben Last kleineren Querschnitt zu erfordern oder aber bei gleichem Querschnitt die Zahl der Säulen vermindern zu können. Die Säulen sind nun meistens Stützen kontinuierlicher Plattenbalken, und da doch eine gewisse Einspannung zwischen Balken und Säule stets vorhanden ist, treten auch sicher Spannungsmomente auf, wenn nicht durch künstliche Mittel eine freie Drehbarkeit der Stützen erzielt wird.

Deshalb erfährt also eine solche Säule in der Regel exzentrische Belastungen. Auf die Größe der Exzentrizität soll hier nicht eingegangen werden, sondern es möge nur der Vergleich der Tragfähigkeit der beiden verschieden armierten Säulen auch für diesen Fall der Belastung durchgeführt werden, da er ja häufig auftritt, wenn er auch nicht immer berücksichtigt wird.

Die folgenden Ermittlungen sollen sich nur auf verhältnismäßig kleine Exzentrizitäten erstrecken und deshalb dürfen wohl die Spannungen wie für homogene Querschnitte ermittelt werden nach der Beziehung:

$$\sigma = -\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

Ist e die Exzentrizität, dann folgt $M = P \cdot e$, und aus vorstehender Gleichung ergibt sich die Tragfähigkeit P , wenn $\sigma = k_b$

$$P = k_b \frac{F W}{F \cdot e + W}$$

Für umschnürte Säulen wird der Querschnitt in der Regel in der Form eines regulären Achtecks ausgeführt und deshalb sei auch hier dieser Querschnitt zugrunde gelegt.

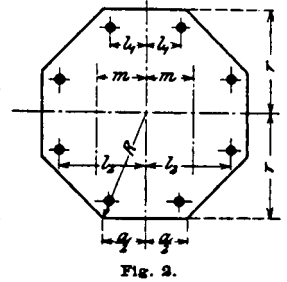
Die in Rechnung zu setzende Größe F ist

der um den $n = \frac{E_c}{E_b}$ fachen Eisenquerschnitt ver-

größerter Betonquerschnitt und W bedeutet das Widerstandsmoment des armierten Querschnittes in bezug auf die Symmetrieachse desselben. Mit bezug auf Fig. 2

ist $W = \frac{J}{r}$ und $J =$

$J_b + n J_{F_e}$, wobei J_b das Trägheitsmoment des Betonquerschnittes und J_{F_e} das des Eisenquerschnittes bedeutet.



$$J_b = 0,64 R^3,$$

und wenn F_e den Querschnitt aller 8 Längseisen f_e bedeutet, so kann mit genügender Annäherung gesetzt werden

$$J_{F_e} = \frac{1}{2} F_e (l_1^2 + l_2^2) = \frac{1}{2} F_e m^2.$$

Um nun für J einen allgemeinen Ausdruck zu erhalten, muß auch F_e durch R ausgedrückt werden.

$$F_e = \frac{x}{100} F_b, F_b = 2,83 R^2,$$

also muß bloß noch $m = f(R)$ bestimmt werden.

Zu diesem Zweck wird $l_1 = r - 3$

$$\text{und } l_2 = \frac{a}{2} - 2$$

angenommen, entsprechend dem erforderlichen Abstand der Längseisen vom Rand des Querschnittes.

Für das reguläre Achteck ist $a^2 = \frac{F_b}{4,83}$,
 $r^2 = \frac{F_b}{3,314}$.

Diese Beziehungen benutzend, erhält man

$$m = \sqrt{l_1^2 + l_2^2}$$

$$m = r \sqrt{0,415 - \frac{3,42}{r} + \frac{61,5}{r^2}}$$

Um den Ausdruck für J_e nicht zu sehr zu komplizieren, wurde m für die Werte $r \geq 10 \leq 30$ ausgerechnet und daraus der Mittelwert

$$m = \frac{r}{2}$$

angenommen.

Da der Wert m für das Endresultat $\frac{P_1}{P_2}$ keinen sehr großen Einfluß ausübt, wurde $m = \text{const.} = \frac{r}{2}$ in Rechnung gesetzt.

Demnach ist dann

$$2n J_{Fe} = n \frac{r^2}{4} F_e = \frac{r^2}{4} n \frac{x}{100} F_b = \frac{F_b}{4 \cdot 3,314} \cdot 15 \frac{x}{100} F_b,$$

$$F_b^2 = 8 R^4;$$

$$n J_{Fe} = \frac{120 R^4}{8 \cdot 3,314} x = \frac{120 R^4}{2651,2} x$$

$$n J_{Fe} \approx \frac{x}{22} R^4.$$

Mit Hilfe dieses Ausdruckes ergeben sich die Trägheits- resp. Widerstandsmomente für verschiedene Längsarmierungen;

für $x = 0,5$	ist $n J_{Fe} = 0,0225 R^4$
" $= 1,0$	" $= 0,0455 R^4$
" $= 1,5$	" $= 0,0680 R^4$
" $= 2,0$	" $= 0,0910 R^4$

und da $J_B = \text{const.} = 0,64 R^4$, so folgt

$$J = J_B + n J_{Fe} \text{ und } W = \frac{J_B + n J_{Fe}}{r} = \frac{J_B + n J_{Fe}}{0,925 R}$$

$x = 0,5$	$J = 0,6625 R^4$	$W = 0,716 R^3$
$= 1,0$	$= 0,6855 R^4$	$= 0,741 R^3$
$= 1,5$	$= 0,7080 R^4$	$= 0,765 R^3$
$= 2,0$	$= 0,7310 R^4$	$= 0,790 R^3$

Somit sind die in der Gleichung $\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$ vorkommenden Größen bestimmt.

$$F = F_b + n F_e = F_b \left(1 + \frac{15x}{100}\right) = 2,83 R^2 (1 + 0,15x).$$

Wie erwähnt, ist der Einfluß der Werte x zwischen 0 und 2 nicht von großer Bedeutung und deshalb ist $x = 1$ angenommen und demnach

$$F = 3,25 R^2.$$

Für W läßt sich allgemein schreiben

$$W = \zeta R^3$$

und demnach ergibt sich für längsarmierte Säulen

nach der Formel $P = k_b \frac{F W}{F_e + W}$

$$P_2' = \frac{3,25 \zeta R^5}{R^2 3,25 e + \zeta R^3} k_b = \frac{3,25 \zeta R^3}{3,25 e + \zeta R} k_b.$$

Zur Vereinfachung des Ausdruckes für P_2' setzen wir $e = \eta R$ und dadurch erhält man für die exzentrisch belastete längsarmierte Säule von vorstehendem Querschnitt (Fig. 2)

$$P_2' = \frac{3,25 \zeta R^2}{3,25 \eta + \zeta} k_b \dots \dots \dots (4)$$

Für die umschnürte Säule ergibt sich für W derselbe Ausdruck $W = f(R)$. Die erhöhte Tragfähigkeit derselben hat seine Ursache in dem ersten

Summanden der Gleichung $\sigma = -\frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$. Für

die spiralarmierte Säule muß also ein gedachter Querschnitt F' in Rechnung gesetzt werden, und auf Grund der vorstehenden Betrachtungen ergibt sich

$$F' = k F$$

und dann ist die Tragfähigkeit der umschnürten Säule unter Benutzung vorstehender Beziehungen

$$P_1' = \frac{k 3,25 R^2 \zeta R^3}{k 3,25 R^2 \eta R + \zeta R^3} k_b,$$

$$P_1' = \frac{k 3,25 \zeta R^2}{k 3,25 \eta + \zeta} k_b \dots \dots \dots (5)$$

Bei gleichem Querschnitt und gleicher Festigkeit ergibt sich das Verhältnis der Tragfähigkeit bei exzentrischer Belastung

$$\mu = \frac{P_1'}{P_2'} = k \frac{3,25 \eta + \zeta}{3,25 \eta k + \zeta} \dots \dots \dots (6)$$

Für $\eta = 0$, d. h. für zentrische Belastung ergibt sich aus Gleichung (6) $\mu = k$, d. h. Gleichung 6 geht über in Gleichung 3.

Entsprechend dem Werte k ist auch ζ einzusetzen. k ist abhängig von x und x_s , während ζ bloß mit x veränderlich ist.

Da aber für die frühern Ableitungen $x = \text{const.}$ angenommen wurde, so soll auch ζ durch einen konstanten Mittelwert

$$\zeta = 0,75$$

ersetzt und in die Gleichung eingeführt werden. Mit dieser Annahme wurden nach Gleichung 6a

$$\mu = k \frac{325 \eta + 0,75}{3,25 \eta k + 0,75} \dots \dots \dots (6a)$$

für k die $x_s \geq 0,5 \leq 3,0$ entsprechenden Werte und für $\eta \geq 0 \leq 0,5$ die Größen μ berechnet und als Kurven aufgetragen (Fig. 3).

Die Kurven geben ein klares Bild über den Einfluß der Exzentrizität auf das Verhältnis der Tragfähigkeit beider Säulentypen. Betrachtet man bloß die Werte von μ innerhalb der Kerngrenze, d. h. für $\eta \leq 0,225$, so reduziert sich die Tragfähigkeit bei allen x_s um mehr als die Hälfte der Größe $(\mu - 1)$ für $\eta = 0$.

Bei schwach armierten Querschnitten ist der Unterschied zwischen μ_0 und μ_{kern} absolut genommen nicht so wesentlich, dagegen erreicht er bei stärkeren Spiralen einen bedeutenden Betrag.

Es ist z. B. für $x_s = 3$ $\mu = 1,93$ bei $\eta = 0$
 $\mu = 1,33$ „ $\eta = 0,225$
 $\mu = 1,18$ „ $\eta = 0,50$

Rückt der Angriffspunkt der Längskraft von der Mitte des Querschnittes bis zur Kerngrenze, so sinkt der Wert für $(\mu - 1)$ um rund 60%.

Aus Fig. 3 geht also hervor, daß bei Säulen, die der Gefahr ausgesetzt sind, exzentrische Belastungen zu erfahren, die Spiralarmierung nicht voll ausgenutzt werden kann. Schwach armierte Konstruktionen eignen sich noch besser als stärker armierte, weil bei Exzentrizität der Längskraft die absolute Verminderung der Größe μ nicht so bedeutend ist. Da also, wie eingangs erwähnt, die im Hochbau verwendeten Säulen infolge der Einspannung oft Biegungsspannungen erhalten, so ist bei Verwendung stark spiralarmierter Querschnitte die Sicherheit der Konstruktion unter Umständen wesentlich geringer, als die der Be-

rechnung zugrunde gelegte, und für solche Fälle ist also der große Vorteil der umschnürten Konstruktionen bei zentrischen Belastungen zum großen Teil hinfällig.

Neben der Formel von Considère werden heute noch andere benutzt, wenn auch die meisten im Prinzip gleich sind.

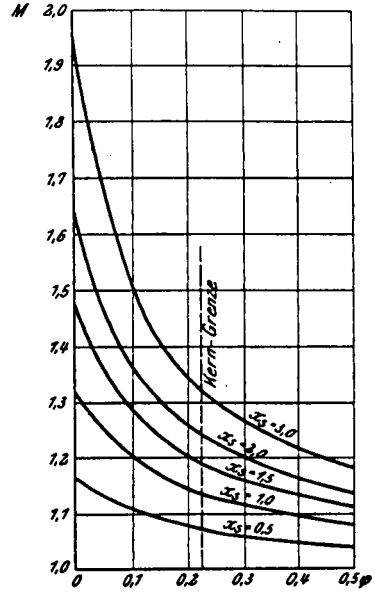


Fig. 3.

Der Unterschied besteht meist in dem Koeffizienten, den Considère zu 2,4 angibt. Die vorstehenden Beziehungen ändern sich bei Verwendung anderer Werte als 2,4 im allgemeinen nicht wesentlich. Wird die Wirkung der Spiraleisen gegenüber Considères Annahmen kleiner angenommen, so vermindert sich auch der Einfluß der Exzentrizität auf das Verhältnis der Tragfähigkeit und umgekehrt.

Die allgemeinen Beziehungen, die in Fig. 1 und 3 dargestellt sind, bleiben aber bestehen.

DER EINSTURZ DER GÖRLITZER MUSIKHALLE.

Am 9. Mai stürzte der Neubau der Musikhalle in Görlitz ein, weil die Konstruktion des Daches einige Fehler enthielt, an deren Klarstellung arbeiten jetzt die Gerichte. Der Unfall ist umso beklagenswerter, als ihm 5 Menschenleben zum Opfer fielen. Die Tagespresse wußte sofort zu melden, daß das eingestürzte Dach eine Eisenbetonkonstruktion sei, ein Umstand, der geeignet ist, der Verbreitung des Eisenbetons zu schaden, denn

der Eisenbeton hat ja nicht allein mit dem erklärlichen Unverstand der Massen, sondern auch mit dem mangelnden Verständnis vieler Techniker zu kämpfen. Angenommen, das eingestürzte Dach wäre Eisenbeton gewesen, — der Fall ist auch denkbar, da ja nicht alle Eisenbetonkonstrukteure und -Unternehmer gediegene Arbeit leisten — sofort hätte eine Anzahl von Architekten auf die „Unsicherheit“ und „Unverlässlichkeit“ des Eisen-

betons hingewiesen, die Gegner des Eisenbetons hätten abermals erklärt, daß man nur Eisenkonstruktionen absolut verlässlich berechnen könne. Die Tatsache, daß das eingestürzte Dach in Eisen konstruiert war, soll uns nicht dazu verleiten, den bedauernswerten Unglücksfall, der leider trotz Baupolizei und trotz staatlicher Vorschriften nicht der letzte war, einseitig auszulegen. Wir müssen die Lehren, die daraus zu nehmen sind, beherzigen und in keinem Fall leichtfertig oder mit einem allzu großen Sicherheitsgefühl bei der Berechnung

und bei der Überprüfung von Projekten vorgehen. Die Öffentlichkeit ist nur allzuleicht geneigt, in solchen Fällen Schlüsse allgemeiner Natur zu ziehen, und schon aus diesem Grunde ist es unerlässlich, jeden besonderen Fall aufzuklären und nichts zu verheimlichen.

Um die Ursachen dieses Unfalles zu studieren, sandten wir an dem Tage unmittelbar nach dem Einsturze einen Ingenieur nach Görlitz. Bestehende Abbildungen sollen zur Bekräftigung der Angaben dienen, die nachstehend über die Konstruktion gemacht werden.

An Stelle der alten Musikhalle wurde vor zwei Jahren mit den ersten Arbeiten des Neubaus angefangen, dessen Fertigstellung für den Herbst in Aussicht genommen war. Das ganze Gebäude ist dreischiffig und liegt unter dem Straßenniveau, so daß eine Brücke den Zugang von der Straße zum ersten Stock vermitteln muß. Das Mittelschiff hat eine Spannweite von etwa 23 m und wurde mit einer eisernen Fachwerkskonstruktion umspannt, an welche Zementdielen und eine Rabitzdecke als Verkleidung angehängt waren. Dieser Umstand hat die Mitteilung von der „Eisenbetonkonstruktion“ veranlaßt. Auf weitere Einzelheiten soll hier nicht eingegangen werden, denn es liegt der denkbar einfachste Fall einer Eisenkonstruktion vor. Die Ursachen des Einsturzes scheinen Mängel sowohl in der Konstruktion der Parallelträger als auch in der Auflagerung zu sein.

Es soll an dieser Stelle die dringende Mahnung an alle Fachgenossen gerichtet werden, derartige Unfälle und deren Ursachen vor der Öffentlichkeit aufzuklären. Es wäre insbesondere von außerordentlichem Wert, wenn

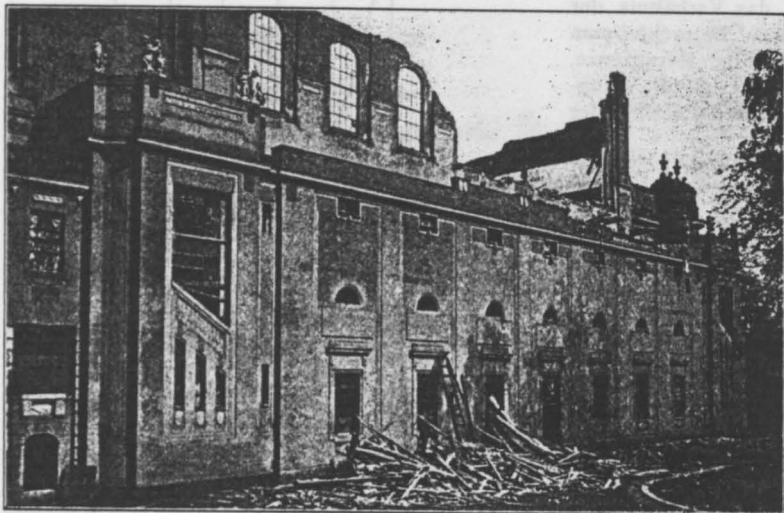


Fig. 1.

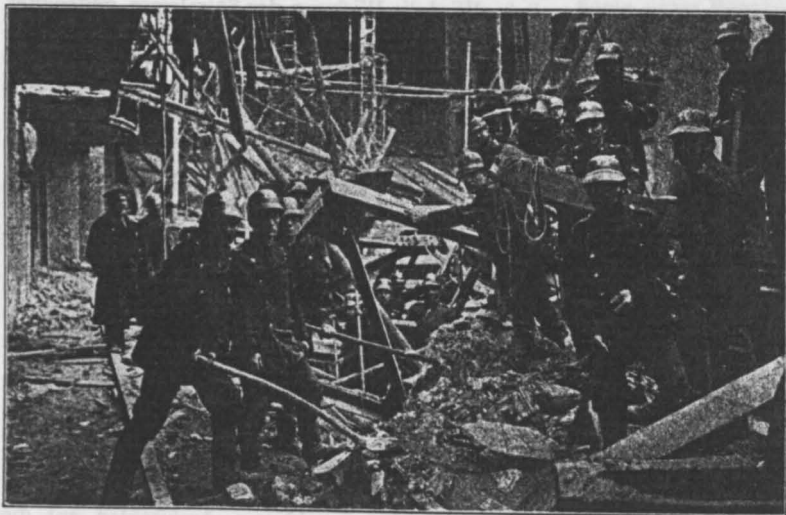


Fig. 2.

jeder Einzelne unrichtige Angaben von technischen Einzelheiten in der Tagespresse, die er liest, richtigstellen würde. Eine unrichtige Mitteilung in der Tagespresse, daß die eingestürzte Konstruktion Eisenbeton gewesen

sei, ist geeignet das Vertrauen des Laien zu erschüttern und die Allgemeinheit zu beunruhigen. Wir nützen daher der Sache des Eisenbetons, wenn wir derartige Nachrichten raschestens berichtigen.
E. P.

BERICHT ÜBER AUSGEFÜHRTE BAUTEN IN UNGARN.

Von E. Probst.

Städtischer Wasserturm in Szeged (Ungarn).

In Heft 1 wurden zwei beachtenswerte Bauten, die von Prof. Dr. Zielinsky (Budapest) herrühren,

besprochen, und als Fortsetzung dieses Berichtes soll dieser Aufsatz gelten, der uns eine der interessantesten Ausführungen desselben Konstrukteurs

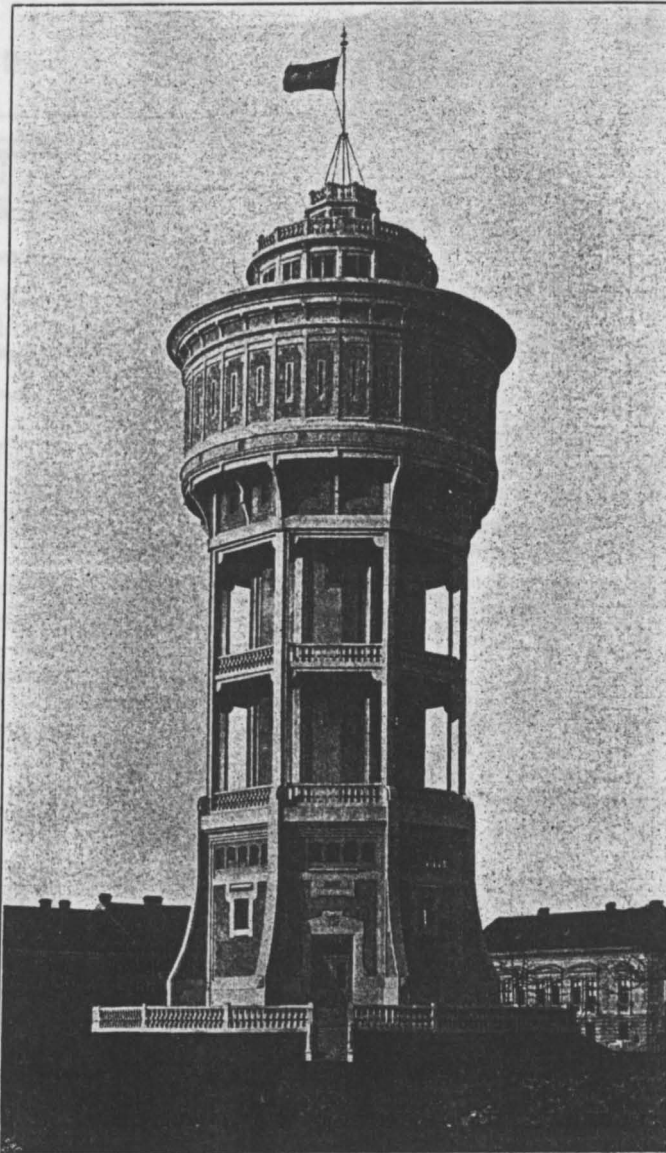


Fig. 1. Städtischer Wasserturm in Szeged.

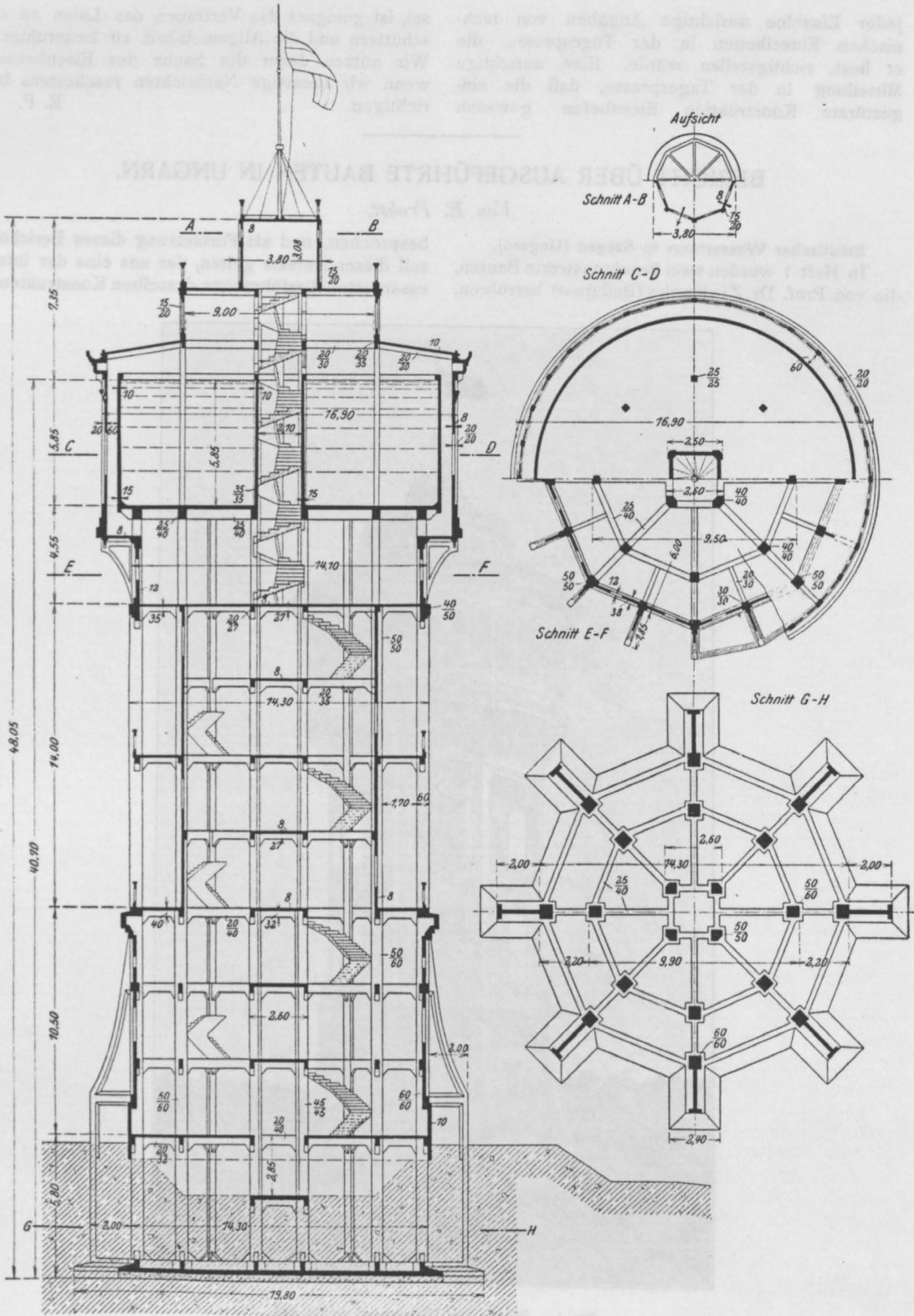


Fig. 2. Wasserturm in Szeged. Vertikal- und Horizontalschnitte.

vor Augen führt. Es ist ein schlanker, architektonisch schön ausgebildeter Bau, der alle Vorzüge und Merkmale eines Eisenbetonbaues aufweist.

Das Bauwerk ist das bemerkenswerteste Objekt der städtischen Wasserleitung in Szeged, dient mit seinem Reservoir für 1000 m³ zur Aufnahme einer Reserve-Wassermenge und zum Ausgleich des Druckes in der ganzen Anlage.

Die auf Lehm erfolgte Fundierung geschah mittels einer 20 cm dicken armierten Platte, die mit einer Fläche von 220 m² das große Gesamtgewicht des Objektes zu verteilen hat und den Untergrund mit 1,4 kg/cm² beansprucht. Sie ist gegen Biegung durch Balken versteift, die gleichzeitig als Verbindung der auf der Platte stehenden 20 Säulen dienen.

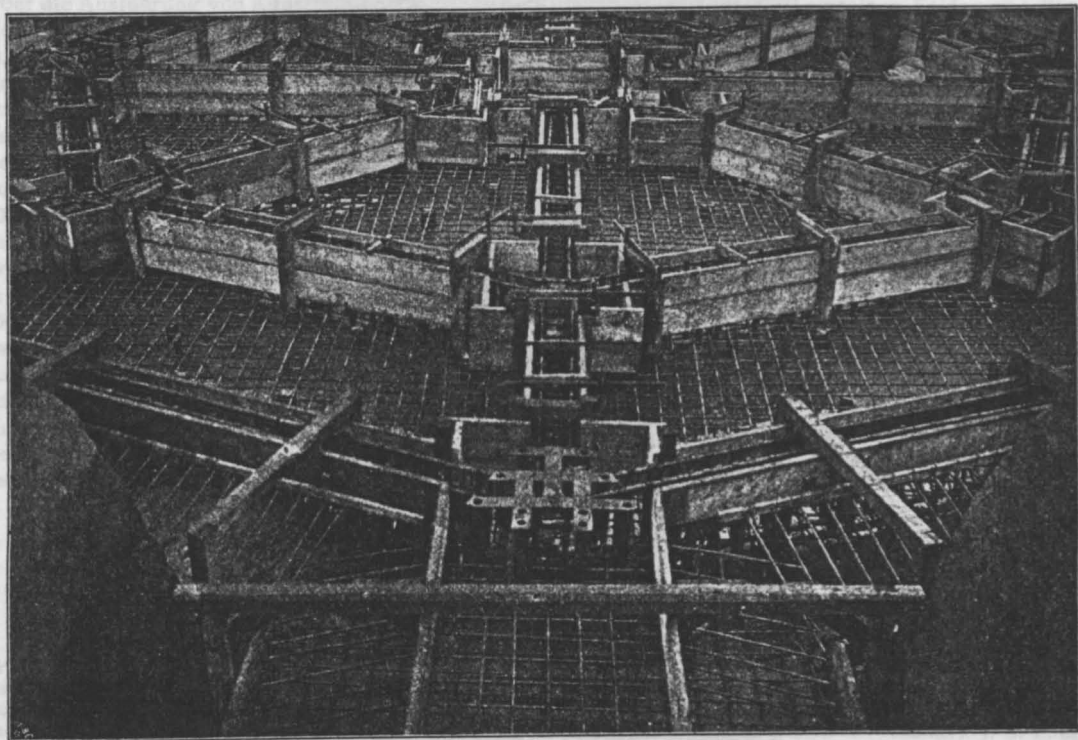


Fig. 3.

Wasserturm in Szeged. Fundierungsanlage.

Die Totalhöhe des Bauwerkes, inbegriffen die ebenfalls aus armiertem Beton hergestellte Fahnenstange beträgt 54,90 m bis zur Unterkante des Reservoirs 31,90 „

Der tiefste Punkt der Fundierung liegt 2,90 m unter dem Terrain.

(Die in den Plänen vorkommenden Höhenquoten beziehen sich auf den Nullpunkt des Theißflusses.)

Der statischen Berechnung wurden folgende zulässige Beanspruchungen zugrunde gelegt:

Beton auf Druck	25 kg/cm ²
„ „ Zug	0 „
Eisen auf Druck und Zug. 1000 „	
„ „ Abscherung . . . 700 „	

Die Fundierungsanlage ist auf Figur 3 ersichtlich und kann als Musterbeispiel einer sorgfältigen und gewissenhaft durchgeführten Armatur gelten. Die rostartig verteilte Armatur der Platte besteht aus 13 mm starken Rundeisen, welche derart verteilt sind, daß für den laufenden Meter 8 Stück entfallen.

Als tragendes Gerippe des Turmes ist ein Säulensystem angeordnet, mit je einer Säule an den Winkelpunkten zweier konzentrischer Achtecke und eines Viereckes. Diese Anordnung ist bis in die Höhe von + 27,4 über dem Terrain durchgeführt, wo der Übergang vom Achteck zum Kreis beginnt. Bemerkenswert ist die Ausbildung der äußeren acht Säulen (Querschnitt 60 × 60 cm).

Das auf diesen Säulen ruhende Reservoir, ein

mit einem Durchmesser von 15,30 m und 5,85 m Höhe konstruierter Zylinder, hat eine Wandstärke, die auf den Seitenwänden im Mittel $12\frac{1}{2}$ cm, an der Bodenfläche 15 cm beträgt. Die Armierung (12–19 mm \varnothing) ge-

einer Ausladung von 1,40 m auf die äußersten acht Säulen übertragen.

Den Kern des Reservoirs durchbohrt eine Wendeltreppe als Fortsetzung der unteren Stiege welche den Aufstieg ermöglicht.

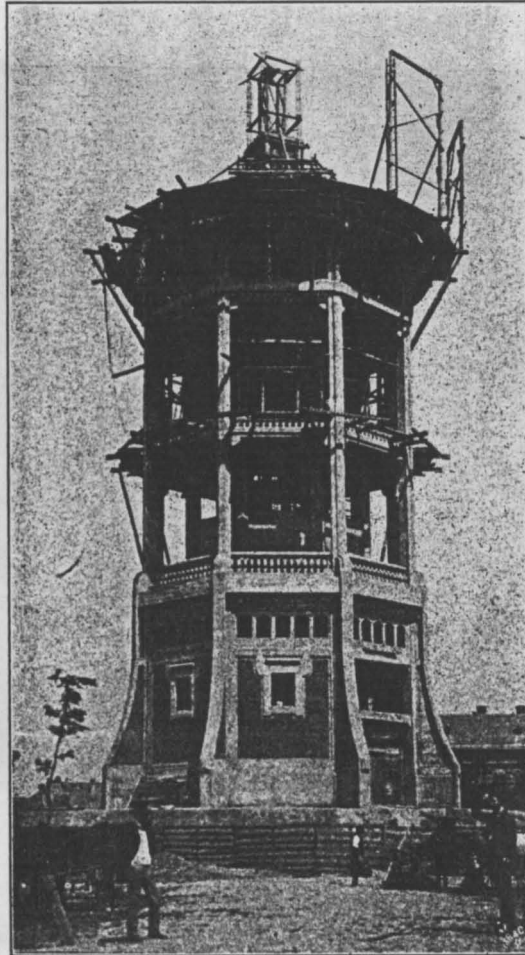


Fig. 4.

Wasserturm in Szeged während des Baues.

schah einesteils mittels Ringen, die voneinander je nach ihrer Höhenlage auf 10–20 cm abstehen, anderseits mittels Längsarmierung parallel zur Achse. Der Wasserbehälter ist weiterhin mit einer 60 cm starken Isolierluftschicht umhüllt, und (siehe Schnitt C–D) das Gewicht der Umfassungswand wird durch Konsolen mit

Fig. 4 zeigt eine Aufnahme während des Baues. Die gesamte verbrauchte Betonmasse beträgt 800 m^3 , die Armatur enthielt 1077 Meterzentner Eisen. In Anbetracht der zur Zeit des Baues außerordentlich hohen Preise für Gerüstarbeit, Materialbeschaffung usw. betragen die Gesamtkosten 130 000 M (160 000 Kronen).

ERGÄNZENDE BESTIMMUNGEN ZU DEN MINISTERIELLEN VORSCHRIFTEN.

Runderlaß

betreffend die Auslegung der „Bestimmungen über die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ vom 24. Mai 1907.

Berlin, den 11. April 1908.

Über die Auslegung des § 14 der „Bestimmungen über die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ vom 24. Mai 1907 sind verschiedentlich Zweifel entstanden, die auch zu Erörterungen in der in Betracht kommenden technischen Literatur Anlaß gegeben haben. Es ist namentlich die Auffassung hervorgetreten, daß bei Eisenbetondecken, die über mehrere Felder durchgehen und eine geringere Nutzlast als 1000 kg/qm erhalten, eine gleichmäßig über alle Felder verteilte Belastung der Berechnung zugrunde zu legen sei. — Diese Auslegung findet in dem Wortlaut der Bestimmungen vom 24. Mai 1907 — § 14 Ziffer 3 und 5 — keine Stütze. Denn nach Ziffer 3 ist bei durchgehenden Platten und Balken, wenn die auftretenden Momente nicht durch Versuche nachgewiesen werden, entweder eine Berechnung nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln oder eine überschlägliche Berechnung in der Weise anzustellen, daß die Feld-

momente durchweg zu $\frac{Pl^2}{10}$ und die Stützmomente zu $\frac{Pl^2}{8}$ angenommen werden. Als Berechnung nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln ist aber die auf die ungünstigste Laststellung gestützte zu betrachten. Die Berechnung mit gleichmäßig über die einzelnen Felder verteilter Nutzlast ist hiernach überhaupt nicht, auch nicht für Nutzlasten von weniger als 1000 kg/qm zulässig. Die besondere Bestimmung im zweiten Satz der Ziffer 5 bezweckt nur, die Anstellung einer Vergleichsberechnung bei höheren Nutzlasten zu sichern.

Zur Vermeidung weiterer Zweifel ersuche ich Ew. . . ., den beteiligten Baubeamten und Polizeibehörden von den vorstehenden Ausführungen Kenntnis zu geben.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

In Vertretung

v. Coels.

An die Herren Regierungspräsidenten und den Herrn Polizeipräsidenten hier. — III. B. 8. 479.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

The Concrete Institute. Das wachsende Interesse für den armierten Beton hat in England zu der Gründung des »Concrete Institute« geführt. Es ist bekannt, welcher großen Einfluß das »Iron and Steel Institute« in der technischen Welt erlangt hat, und es ist zu erwarten, daß das »Concrete Institute« auch baldigst einen Ehrenplatz unter den großen technischen Vereinigungen einnehmen wird. The Concrete Institute hat es sich zur Aufgabe gemacht, an der Entwicklung von Theorie und Praxis von Beton- und Eisenbetonbau zu arbeiten, einen regen Verkehr zwischen allen herbeizuführen, welche direkt oder indirekt mit Fragen des Eisenbetonbaues beschäftigt sind, und Versammlungen abzuhalten, in welchen die Fortschritte auf dem Gebiete von Theorie und Praxis besprochen werden können. Gleichzeitig sollen neuere Untersuchungen durchgeführt und allgemein interessierende Fragen veröffentlicht werden. Der Vorstand des Concrete Institute, das vor wenigen Wochen gegründet wurde, setzt sich zusammen aus:

President: The Right Hon. The Earl of Plymouth, C. B., etc. (Late First Commissioner of Works, 1902-5).

Vice-Presidents: Sir Wm. H. Preece, K. C. B., J. P., F. R. S., LL. D., Past Pres. Inst. C. E., etc. (Late Chief Engineer General Post Office); Sir Henry Tanner, Kt., I. S. O., F. R. I. B. A., F. S. I., etc. (Principal Archt. H. M. Office of Works); Sir Wm. Mather, Kt., J. P., LL. D., M. Inst. C. E., etc.

Chairman of the Executive: Edwin O. Sachs, F. R. S. Ed., A. Inst. M. E., etc.

H. H. D. Anderson; Bertram Blount, F. I. C.; C. H. Colson, M. Inst. C. E. (Supt. Civil Engineer Admiralty);

William Dunn, F. R. I. B. A.; Benjamin Hannen, B. A.; W. T. Hatch, M. Inst. C. E., M. I. Mech. E. (Chief Engineer Metropolitan Asylums Board); W. H. Hunter, M. Inst. C. E. (Chief Engineer Manchester Ship Canal); W. H. Johnson, B. Sc.; Charles F. Marsh, M. Inst. C. E.; Frank May, J. P.; J. Munro; F. Purton; A. Ross, M. Inst. C. E. (Chief Engineer Great Northern Rly.); L. Seraillier; J. S. E. de Vesian, M. Inst. C. E.; Lieut.-Col. J. Winn, R. E.; G. C. Workman.

Hon. Treasurer: E. P. Wells.

Hon. Secretary: A. E. Collins, M. Inst. C. E. (City Engineer, Norwich), Past Pres. Assoc. of Municipal Engineers.

Secretary: H. Kempton Dyson.

Der Sitz der Vereinigung ist bis auf weiteres: London S. W., Pall Mall, 1 Waterloo Place.

Mitteilung aus der Jubiläumsstiftung.

In der letzten Sitzung des Kuratoriums der Jubiläumsstiftung der Deutschen Industrie — am 9. Mai d. Js. — bewilligte dieses auf den Antrag des Obmannes der Kommission für Architektur, Bauingenieur- und Verkehrswesen Professor M. Foerster - Dresden die Summe von 10000 Mark, um durch den Versuch Klarheit über die wirksame Breite der Platte bei Rippenbalken zu verschaffen. Die Untersuchungen werden von dem Eisenbetonausschusse der Jubiläumsstiftung durchgeführt werden. Diesem gehören an die Herren v. Bach, Koenen, Möller, Mörseh und Martens.

Wettbewerb um eine Strassenbrücke über die Ruhr in Mühlheim.

Eine aus dem vorigen Jahrhundert stammende Kettenbrücke mit einer mittleren Spannweite von 97,6 m sollte

durch eine neue Brücke ersetzt werden. Im Jahre 1907 lud die Stadtgemeinde eine Anzahl von Brückenbaufirmen ein, Projekte mit Angeboten für eine neue Brücke abzugeben. Eisen, Stein und Beton wurden als gleichwertige Materialien angesehen, doch wurde dem Massivbau eine größere Wetterfestigkeit zuerkannt. Bei diesem Wettbewerb, welcher für den heutigen Stand des Eisenbetons im Brückenbau besonders charakteristisch ist, beteiligten sich insgesamt 21 Bewerber mit 24 Entwürfen. Von diesen 24 Entwürfen sind nach Mitteilung der Deutschen Bauzeitung 14 Eisenkonstruktionen und 10 Massivbrücken in Stein und Beton.

Von den preisgekrönten Entwürfen kostete die mit dem I. Preis gekrönte Steinbrücke (Klinker) 659 000 M. Die Eisenbrücken ergaben Kosten von 503 000 M bzw. 612 000 M. Zwei Eisenbetonprojekte, eines von der Firma Dyckerhoff & Widmann (mit Gelenken) sind mit 505 000 M, das der Firma Huser in Kassel (eingespannte Bogen) mit 499 000 M veranschlagt.

Auffallend ist an diesem Wettbewerb, daß die Kosten der Eisenbetonbrücken die geringsten sind, noch auffallender aber ist, daß der teuerste Entwurf zur Ausführung gelangt, mit der merkwürdigen Begründung, daß Klinker als »natürlicher« Baustoff anzusehen sei.

Feuersicherer Bühnenabschluss mit Eisenbeton-Vorhang.

Über diese Frage schreibt J. H. Vogl, Feuerschutztechniker in München, in der »Feuerpolizei«: Die feuerpolizeiliche Vorschrift für die feuersichere Trennung der Bühne vom Zuschauerraum, wie sie für größere Theater schon längst besteht, konnte bei den zurzeit bestehenden mangelhaft ausgeführten Einrichtungen nur teilweise aufrecht erhalten werden. Der Grund, warum diese äußerst wichtige feuerpolizeiliche Vorschrift nur zur teilweisen und daher unvollständigen Ausführung gelangte, lag nicht an dem mangelnden Entgegenkommen der Beteiligten, sondern an den ungenügenden Hilfsmitteln, welche für die Herstellung von vollständig feuersicheren Bühnenabschlüssen angewandt werden. Der Abschluß von Bühnenöffnungen, welche häufig 150—200 qm betragen, mit eisernen oder Asbestvorhängen war bis jetzt trotz der massiven Brandmauern nicht imstande, das Übergreifen eines ernststen Bühnenbrandes (kleinere Brände, wie solche sehr häufig im Entstehen unterdrückt werden, kommen dabei nicht in Betracht) in den Zuschauerraum zu verhindern. Dasselbe gilt auch für diejenigen Verfahren, bei welchen die Eisenflächen mit Asbest und dergleichen verkleidet werden. Dem soll nun durch die Anbringung des Vogl'schen feuersicheren Eisenbetonvorhanges abgeholfen werden. Durch die zweckmäßige Anbringung des in starkem Eisenbeton hergestellten Vorhanges, welcher infolge seines beträchtlichen Gewichtes auch in zwei sich als Gegengewichte ausbalancierenden Teilen hergestellt werden kann, soll die absolut sichere Gewähr gegen das Übergreifen eines Brandes durch die Bühnenöffnung gegeben sein; bei dieser Anordnung soll in Zukunft die Ausdehnung eines Bühnenbrandes auf das ganze Gebäude und die hierbei eintretenden verheerenden Wirkungen hintangehalten werden.

Daß bisher keine andere als »feuersichere oder feuerfeste bezeichnete Trennung« des Bühnenhauses vom Zuschauerraum imstande war, einen ernstlichen Bühnenbrand auf seinen Entstehungsherd zu beschränken und hierdurch den häufig sehr wertvollen Zuschauerraum zu retten, beweist der Stuttgarter Hoftheaterbrand vom 19./20. Januar 1902, bei welchem der so oft und viel gerühmte eiserne Vorhang als eine in sich selbst zerfallene Ruine aus dem Chaos von Trümmern hervorrage.

Die Brandruine des Hoftheaters in Meiningen, welches am 5. März ds. Js. gleichfalls ein Raub der Flammen wurde, zeigte dieselbe greuliche Verwüstung. Der dort befindliche eiserne Vorhang konnte dem gewaltigen Bühnenbrande und der immensen Glut nicht standhalten und senkte sich in kürzester Zeit rotglühend in den Zuschauerraum, der auch bald in Flammen stand.

Nachdem nun von Seite des Verfassers schon bei dem Bau des Mustertheaters für die Ausstellung für Unfallverhütung in Berlin 1889 unter anderen Vorschlägen für die Anbringung und Einführung von Sicherheitsvorkehrungen in Theatern auch Vorschläge für die feuersichere Trennung der Bühne vom Zuschauerraum durch Herstellung eines feuersicheren Vorhanges in Monier- oder verstärktem Rabitzsystem gemacht wurden, so dürfte jetzt das verbesserte und neuere Verfahren, »der Eisenbeton«, welcher in letzter Zeit eine vielfache Anwendung gefunden hat, und welcher als das Baumaterial der Zukunft bezeichnet werden kann, auch hier entsprechende Verwendung finden.

Besondere Schwierigkeiten (insbesondere bei Neubauten) für die Herstellung dieses feuersicheren Abschlusses dürften sich bei sachgemäßer Ausführung nicht ergeben. Möge diese neuerliche Anregung (über welche sich bereits Autoritäten wie Professor Littmann und andere Fachmänner günstig ausgesprochen haben) auf fruchtbaren Boden fallen und den Anlaß geben, daß das Zukunftstheater auch tatsächlich in zwei feuersicheren voneinander getrennten Teilen — Bühnenraum und Zuschauerraum — zur Ausführung gelangt, wodurch auch den künftigen Generationen der Anblick solcher umfangreichen Brandruinen erspart bleiben dürfte.

Neue Armierungseisen in Amerika: Im Anschluß an die auf S. 88 in Heft III der Zeitschrift gemachten Be-

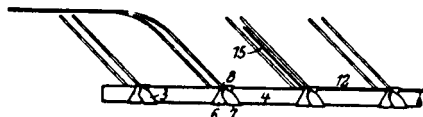


Fig. 1 a.

merkungen sei auf zwei neue Eiseneinlagen verwiesen, welche in Amerika patentiert wurden. Das in Fig. 1a

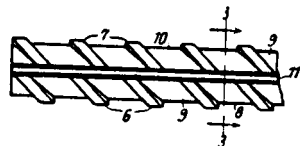


Fig. 1 b.

ersichtliche ist von Charles E. Johnson, Detroit, das in Fig. 1b abgebildete Armierungseisen ist von William W. Ramsay in Chicago erdacht.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

- M. Foerster, Prof. »Fortschritte der Ingenieurwissenschaften.« II. Gruppe, 15. Heft. »Balkenbrücken in Eisenbeton.« Mit 185 Abb., 2 Taf. 199 S. Pr. br. M 7.—, geb. M 8.—. Verlag W. Engelmann, Leipzig 1908.
- Rob. Scherer, »Der Magnesit.« Sein Vorkommen, seine Gewinnung und technische Verwertung. Mit 22 Abb. Verlag A. Hartleben, Wien 1908. Preis M 4.—.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.