

ARMIERTER BETON.

1912. JULI.

INHALT:

Versuche mit Eisenbetonstützen. Von Geh. Reg.-Rat Professor G. Lang (Hannover). S. 245.

Der Wasserturm der städtischen Wasserwerke in Wilhelmsburg bei Hamburg. Von Dipl.-Ing. Lorscheidt (Hamburg). S. 257.

Welches sind die wirklich auftretenden Spannungen bei Eisenbetonteilen? Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 265.

Der Einfluß metallhaltiger Zuschlagstoffe auf Beton. S. 270.

Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 271.

Wirtschaftliche Rundschau. Von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin). S. 276.

Zuschriften an die Schriftleitung. S. 281. — Mitteilungen über Patente. S. 283. — Bücherbesprechungen. S. 283. — Neue Bücher. S. 284.

VERSUCHE MIT EISENBETONSTÜTZEN.¹⁾

Von Geh. Reg.-Rat Prof. G. Lang (Hannover).

So zahlreich auch die bisherigen Versuche über Eisenbetonstützen sind, hört man doch fast allgemein die Klage, daß die meisten Stützen vorzeitig durch Abspringen der Köpfe zugrunde gehen, so daß die Eisenbewehrung keine nennenswerte Verstärkung, manchmal sogar eine Schwächung herbeiführt, falls Knickgefahr in ganzer Länge ausgeschlossen ist, ebenso einseitige (exzentrische) Belastung. Diese zwei letzteren Gefahren werden im folgenden durchweg als ausgeschlossen vorausgesetzt.

Man hat zur Abhilfe dieser vorzeitigen Kopfzerstörung teils eine Verbreiterung im Kopf und Fuß (v. Thullie), teils eine enge Umschnürung angewendet. Jene Verbreiterung entspricht jedoch selten den üblichen Bauausführungen, während die Umschnürung an zwei Übelständen leidet: erstens verlangt sie sehr großen Eisenaufwand, da Mörsch die Ganghöhe auf $\frac{1}{7}$, neuerdings Kleinlogel sogar auf $\frac{1}{9}$ des Wicklungsdurchmessers herabgedrückt hat, wobei aber für die Herstellung Längseisen nicht entbehrlich sind; zweitens erschwert diese Umschnürung bei stehend hergestellten Stützen — und diese sollten die Mehrzahl bilden — das gute Einstampfen um so stärker, je weniger Unterbrechungen (Stoßstellen) in der Umwicklung vorkommen. Da nun solche Stoßverbindungen immer eine schwache Stelle der Stützen bedeuten, sucht man sie bei Bauausführungen tunlichst zu vermeiden, wendet daher besondere „Spiralwickelmaschinen“ an, um die Umwicklung für lange Säulen¹⁾ aus einem

Stück herstellen zu können, muß aber dann den Beton möglichst naß einbringen, auf das Stampfen daher fast ganz verzichten, während man bei Querbügeln weichen Beton bequem und genügend einstampfen kann. Neuerdings erheben sich daher immer mehr Stimmen, die die schraubenförmige Umwicklung durch Ringbewehrung mittels einzelner Querbügel (Schlingen) ersetzen wollen. Einen förmlichen Antrag dazu stellte Wortmann in der letzten Betonvereinsversammlung Februar 1912.²⁾

Im folgenden soll gezeigt werden, wie obige Schäden vermieden und engere Ringbewehrung an Stelle der Umschnürung gesetzt werden kann. Versuche dazu sind seit 1907 im Bauingenieur-Laboratorium der Technischen Hochschule Hannover im Gange. Ihre Anzahl ist zwar noch gering;³⁾ ich hätte daher ihre Veröffentlichung

²⁾ Koenen hat diese sogen. Ringbewehrung schon 1892 angewandt, weshalb Considère das D. R.-P. Nr. 149 944 nur auf schraubenartige Bewehrung erhalten konnte. Letztere fand aber so viel Anhänger, daß sie die enge Ringbewehrung eine Zeit lang völlig in den Hintergrund gedrängt hat.

³⁾ Bei den vielerlei Aufgaben des Bauingenieur-Laboratoriums, das bei seinen sehr beschränkten Räumen in drei Wochenstunden durchs Jahr den Hörern der Baustofflehre die Herstellung, Eigenschaften, Bearbeitung und Prüfung sämtlicher für das Bauwesen wichtigen Baustoffe sowie der einfachen Bauverbände vorführen muß, können alljährlich nur einmal eine bis zwei Eisenbetonstützen hergestellt und zerdrückt werden, gemäß dem Grundsatz, daß der Studierende des Bauingenieurwesens nicht bloß die Festigkeit ihm übergebener fertiger Baustoffe prüfen, sondern auch ihrer Herstellung selbst beiwohnen soll, um auf alle in der Praxis vorkommenden Fehler und deren Folgen aufmerksam gemacht zu werden. Dem Nachteil solch geringer Anzahl von Probekörpern steht der Vorteil gegenüber, daß Zeit zu ihrer gründlichen Untersuchung blieb und die gleichen Fehler sich nicht für viele Probekörper häuften.

¹⁾ Als „Säulen“ sind nachstehend gemäß altem Sprachgebrauch nur runde Stützen bezeichnet. Die eckigen gemauerten „Pfeiler“ kommen hier nicht in Betracht. Für beliebige Querschnittformen wählt man daher zweckmäßig den Ausdruck: „Stützen“. Quadratquerschnitt wird wohl der häufigste bleiben.

gerne noch etwas verschoben. Da aber diese Frage gegenwärtig sehr lebhaft besprochen wird, ersuchte mich die Schriftleitung der Zeitschrift: „Armierter Beton“, ihr wenigstens eine vorläufige Mitteilung darüber zukommen zu lassen. Spätere Ergänzungen bleiben natürlich vorbehalten.

Ein Mangel der meisten veröffentlichten anderweitigen

Belastungsproben von Eisenbetonstützen scheint mir darin zu liegen, daß man die Längseisen bis zu den Druckflächen hindurchreichen ließ, daß sie also unmittelbar belastet wurden, was bei keiner guten Bauausführung in Eisenbeton zutrifft,⁴⁾ vielmehr meist als grober Bauverbandfehler zu bezeichnen wäre. Wenn nämlich die Längseisenköpfe die Druckplatte der Presse unmittelbar berühren, so wird zwar zunächst jedes qcm der Kopffläche aus Eisen wie aus Beton gleich stark belastet; nun drückt sich aber der Beton 10 bis 20 mal so stark unter der Belastung zusammen wie das Eisen, behält auch von Anfang an bleibende Verkürzungen, und dazu kommen noch drei weitere Zusammendrückungen durch: 1. Ausfüllung

Beton hierdurch entlastet wird; 3. die etwas geringere Festigkeit des Betons am Kopf der Stütze im Vergleich zu der am Fuße. Alles zusammen bewirkt, daß bei zunehmendem Druck der Betonkopf immer mehr entlastet wird, bis schließlich die Eisenköpfe den größeren Teil des Druckes aufgenommen haben, daher bei ihrer geringen Stärke nach außen ausknicken müssen und Eckabsplittungen am Kopfe der Stützen um so früher herbeiführen, je weniger Querbügel vorhanden sind. Man kann dieses Ausknicken zwar durch Verstärkung der Längseisen und durch sehr enge Querbügel vermindern, hat dann aber einen unnütz großen Eisenaufwand, was unwirtschaftlich ist.

Die übliche Berechnungsformel:

$$P = F_b (1 + n f_e) \sigma_b'' \quad (1)$$

trifft für solche Stützenversuche entfernt nicht zu.

Je frischer der Beton, um so stärker seine Zusammendrückung sowie sein seitliches Hinausdrängen der Eisen. Die übliche 28-Tageprobe wirkt daher besonders ungünstig; aber auch bei älteren Probekörpern ist dieses Ausknicken, also Absprennen der Ecken der Betonstützen, nur durch sehr enge Stellung der Querbügel zu vermeiden, da die Keilwirkung des Betonsprengkopfes (vergleiche später) noch weiter ungünstig mitwirkt.

Dieser Übelstand bleibt, wenn auch in etwas vermindertem Grade bestehen, falls man die Längseisen nicht ganz durchgehen läßt, sondern einen sogen. Betonpfropfen darüber stampft und sie mit einer mehr oder weniger starken Abgleichschicht aus fettem Zementmörtel überdeckt. Die Längseisen drücken sich nämlich sehr bald in den Beton ein. Bei der ersten Entlastung bleibt dann wohl eine kleine Luftschicht,⁶⁾ die zunächst ausgleichend wirkt, aber nicht groß genug ist, um bei weiterer Belastung neue Überanstrengungen des Eisenkopfes zu verhindern. v. Emperger legte bei seinen älteren Versuchen⁷⁾ eine Bleiplatte zwischen Längseisen und Druckplatte, deren Zusammendrückung zwar etwas ausgleichend wirkt, aber zur seitlichen Hinausdrängung des Bleies führt. Bei einigen französischen Versuchen hat man zwar über den Längseisen einen Hohlraum von 7 mm ausgekratzt, was v. Emperger für fehlerhaft hält, während nach meiner Ansicht der Hohlraum nur zu klein war. Er ist daher bei unseren Versuchen wesentlich größer angenommen worden.

Herstellung und Mischverhältnisse der Probekörper.

Die Stützenabmessungen bei unseren Versuchen sind folgende:

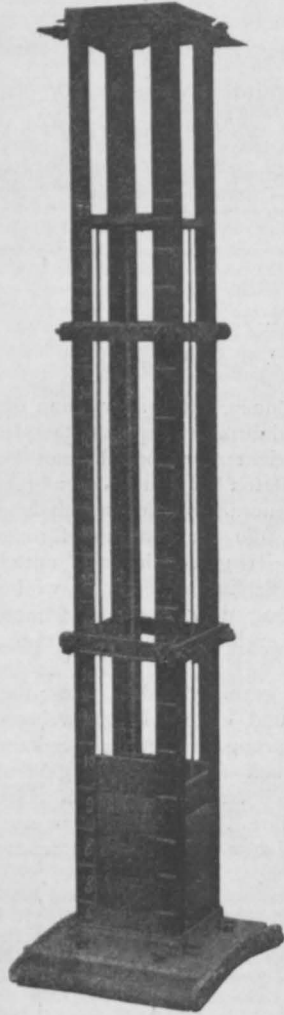


Bild 1.

Stampfform.

etwaiger innerer Hohlräume (Poren); 2. das Schwinden des Betons, das von vornherein in den Längseisen Druckspannungen erzeugt, die Schüle sehr hoch berechnet,⁵⁾ während der

⁴⁾ Mit Ausnahme der Eisenbetonrammpfähle, aber auch hier nur während des Rammens (vergl. Schlußbemerkung).

⁵⁾ Mitteilungen aus der eidgenössischen Materialprüfanstalt in Zürich, Heft 13 vom Jahre 1909, Seite 17 bis 50.

⁶⁾ Vergl. die Zeichnung v. Emperger's in „Beton und Eisen“ 1911 Seite 204.

⁷⁾ „Forscherarbeiten über Eisenbeton“ 1908 Heft 8 Seite 9 und 33.

Höhe h der Stütze durchschnittlich . . . 160 cm,
Breite b des quadratischen Querschnittes 20 cm,
also Verhältnis $b : h = 1 : 8$, so daß Knickgefahr
sicher ausgeschlossen ist.

Vier Längseisen von wechselnder Stärke stehen
in den vier Ecken der Stützen mit 15 cm Abstand
von Mitte zu Mitte. Die Querbügel und Kreuz-
verbindungen bestanden anfänglich aus Band-
eisen von 10×4 mm
Stärke, von 1910 ab
aus Rundeisen von
6 mm \varnothing , deren Enden
um die Längseisen
hakenförmig umgebo-
gen waren. Jeder Bügel

Seite 71). Zahl und Abstand der Bügel wechselten
bei jedem Versuche (vergl. Liste II Seite 256).
Zum Beton wurde die im Vergleich zu anderen
Versuchen ziemlich magere Mischung:

Zement : Sand : Kies = 1 : 2 : 5
verwendet.⁸⁾ Allzu grobe Kiesstücke müssen

⁸⁾ Die Amerikaner verwenden häufig die Mischung
1 : 2 : 4, in Deutschland hat man früher fettere Mischungen
gewählt, z. B. 1 : $1\frac{1}{2}$: 2 bis 1 : 2 : 2, und betont, daß solche
fette Mischungen viel wichtiger seien als die Bewehrung,
wofür man aber wegen der mangelhaften Anordnung der
Versuche den Beweis schuldig geblieben ist. Die Her-
stellung der Stützen wird durch solche fette Mischungen
wesentlich verteuert und Rissebildungen befördert. Der
Deutsche Betonausschuß hat daher 1905 für seine neuen
Versuche die Mischung Zement : Kiessand = 1 : 4 be-
schlossen, was bei den Berliner und Dresdener Versuchen
auch durchgeführt wurde. Da aber Kiessand ein zu
unbestimmter Begriff ist, der auch bei Bauausführungen

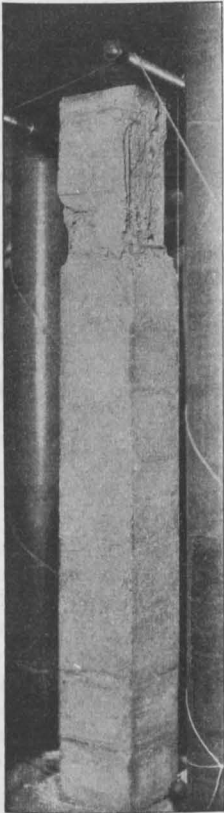


Bild 2.



Bild 2 a.



Bild 2 b.

hat nur einen solchen Hakenstoß, dessen Lage
an den vier Längseisen regelmäßig abwechselt.
Um die Bügel in ihrer Höhenlage zu sichern,
wurde die Höhe der Stampfschichten so gewählt,
daß jeder neue Bügel dicht auf den vorher
gestampften Beton zu liegen kam. Die Lage der
Bügel ist mit Kreidestrichen auf den Winkeleisen
der Stampfform vorgezeichnet. Bild 1 zeigt diese
Stampfform nach Zeichnung des damaligen
Assistenten Prof. Dolezalek; sie hat sich seit 1906
bewährt; die Brettchen werden nach Bedarf ein-
gelegt und sind zeitig vorher gut geölt.

Von 1910 ab wurden die Bügel auch noch
an den Längseisen mittels Bindedraht befestigt,
was hier ausreicht, während bei umschnürtem
Beton Verschiebungen in der Ganghöhe bis zu
10 cm vorkommen (Heft 5 des „Betonausschusses“,

oft zu schauerhaft ungleichen Mischungen führt, indem
die Arbeiter in das eine Meßgefäß zuviel Sand, in das
andere zuviel Kies werfen, wodurch die eine Mischung zu
mager, die andere zu porig wird, sollte man ihn bei den
heutigen billigen Kieswasch- und Siebtrommeln auch aus
der Baupraxis ausschließen und für wichtige Bauten
verlangen, daß erst Sand und Zement innig gemischt, mit
Wasserzusatz versehen und dann erst der Kies beigemengt
wird. Rudeloff gibt in Heft 5 S. 8 ausführlich Bericht,
in welchem umständlicher Weise Sand und Kies getrennt
und dann durch zahlreiche Vorversuche schließlich in
solchen Verhältnissen gemischt wurden, daß möglichst
wenig Porenräume übrig blieben. In Dresden scheint
die gleiche Mischung verwendet zu sein. v. Bach hat
anfänglich seinen Kiessand aus 3 Raumteilen Sand und
2 Raumteilen Kies gemischt und den Beton dann im
Mischverhältnis Zement : Kies = 1 : 4 hergestellt. Das
gibt also: Zement : Sand : Kies = 1 : 2,4 : 1,6, was nicht
als wirtschaftlich zu bezeichnen ist. Später hat er daher
die bessere Mischung: Zement : Sand : Kies = 1 : 2 : 3
angewendet.

natürlich bei so kleinen Stützenabmessungen ausgesiebt werden. Der Wasserzusatz betrug in Raumteilen 10 bis 12%, so daß ein gutes Stampfen noch möglich war. Der Kies enthält zu viele flache Kalkstückchen.

Alle Eisenteile wurden vor dem Einbringen von Rost gereinigt und mit Zementmilch gestrichen.

Ergebnisse der Versuche.

Die erste Stütze vom Jahre 1906 hatte noch die damals übliche fehlerhafte Anordnung, daß die Längseisen ganz durchgingen, ferner viel zu großen Abstand der Querbügel, nämlich 30 cm, also das Doppelte der Entfernung der Längseisen. Die Belastung erfolgte im Alter von 56 Tagen;

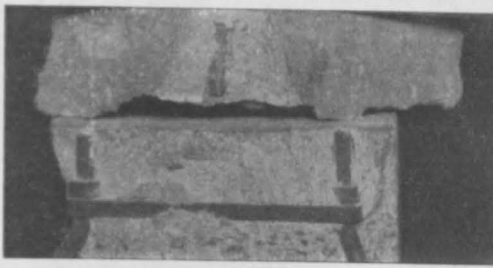


Bild 3.

bei 48 t trat Ausknicken der Längseisen am Kopfe ein, wie Bild 2 zeigt, also Zerstörung bei einer durchschnittlichen Pressung von

$$\sigma'' = \frac{48000}{400} = 120 \text{ at}^9).$$

Bild 2a zeigt die Fortsetzung der Zerstörung bei weiterem Zusammendrücken, ohne daß die Presse höheren Druck anzeigte, Bild 2b den Betonsprengkopf nach Absägen der Längseisen unterhalb des zweiten Querbügels. Man sieht, daß das Ausknicken der Längseisen im 2. Felde, das heißt zwischen dem ersten und zweiten oberen Bügel eintrat, und dies bildet die Regel bei allen Versuchen mit durchgehenden Längseisen¹⁰⁾, da der obere Teil dieser Längseisen aus den angegebenen Gründen überlastet ist. Erst weiter nach der Mitte hin nimmt der Beton vermöge seiner Haftfestigkeit am Eisen wieder einen nach unten sich steigenden Teil der Last

⁹⁾ Die abgekürzten Bezeichnungen σ'' für Druckfestigkeit und „at“ statt kg/qcm sind überall durchgeführt. σ'' ist als Durchschnittspressung für vollen Querschnitt gerechnet; vermutlich war σ'' bei Bild 2 wesentlich kleiner als oben berechnet ist, da die Hauptlast von den Längseisen aufgenommen wurde.

¹⁰⁾ Wenn einzelne der bisherigen Versuche mit durchgehenden Längseisen Zerstörung in der Mitte oder im oberen Drittel zeigen, so trifft dies meines Wissens immer nur dann zu, wenn lediglich 3 oder 4 Querbügel vorhanden waren, das 2. Feld also nahe der Mitte oder im oberen Drittel lag.

auf, weshalb in diesen Feldern die Knickgefahr der Eisen verringert ist.

Bei Bild 2 beschränkt sich die Überlastung auf das obere Feld.

Es erschien daher unbedenklich, den zerstörten Teil abzusägen und die verkürzte Stütze von neuem zu drücken, wobei die Längseisen 5 cm unterhalb der Kopffläche endeten, und ein Spielraum für deren Endflächen durch Einbetonieren je eines Korkpfropfens von gleicher Dicke wie das Längseisen gebildet, alsdann mit Zementmörtel abgeglichen wurde, vgl. Bild 3 oberer Teil, der die oben aufgestampfte Zementplatte nach ihrem Absprengen zeigt, wobei die vordere Ecke entfernt und der Korkpfropfen freigelegt ist. Der untere Teil dieser Figur zeigt zugleich das umgestülpte untere Ende der Stütze, bei dem die Längseisen durchgehen, und die Querbügel $4\frac{1}{2}$ cm Abstand vom Fuße haben, außerdem aber noch zwei Kreuzbewehrungen in $3\frac{1}{2}$ cm Abstand von der Fußfläche.

Diese auf 126,7 cm gekürzte Stütze wurde erst im Jahre 1907 im Alter von 280 Tagen zerdrückt, wobei, wie zu erwarten war, die Zerstörung im zweiten Felde von unten eintrat und zwar bei 70 t Belastung, also $\sigma'' = 175$ at. Das Elastizitätsmaß betrug zwischen $\sigma'' = 22$ bis 99 at,

im Mittel etwa $E = 131\,000$ at,

nahm aber rasch ab, als stärker belastet wurde. Bild 3a zeigt die umgestülpte Stütze nach herausnehmen aus der Presse, also mit Fuß oben; Bild 3b den Beginn des Abschuppens, das im 3. Felde von unten zuerst sich zeigte, weil auch am unteren Ende leichte Korkpfropfen eingesetzt waren, wie die kleinen seitlichen Hohlräume auf Bild 3 erkennen lassen. Doch wurden diese Pfropfen bald durchstoßen, die Längseisen saßen dann unten auf, daher erfolgte das Ausknicken im zweiten Felde von unten, wie Bild 3c deutlich zeigt.

Im Jahre 1908 und den folgenden wurden daher die Längseisen nur 155 cm lang gemacht. Bei etwa 160 cm Stützenhöhe und $\frac{3}{4}$ cm Abgleichschicht sollten ihre Enden also je 17 mm Spielraum haben. Zur Herstellung der 2 Hohlräume und um die Längseisen bequem und sicher aufstellen zu können, wurden Korkpfropfen von 25 mm Höhe und 20 mm ϕ auf 10 mm Stärke durchbohrt, die Eisen 8 mm tief hineingesteckt, der verbleibende Hohlraum mit Watte ausgefüllt und auf eine eingestampfte Schicht Zementmörtel 1 : 2 von $12\frac{1}{2}$ mm Stärke aufgesetzt, in die sich die Korke beim Stampfen etwa $4\frac{1}{2}$ mm stark eindrückten. Die Kreuzbügel saßen dicht oberhalb der Querbügel, hatten also unten ursprünglich 47 mm, oben 37 mm Abstand von den Kopffläche. Infolge der Zusammendrückung beim Stampfen blieb zum Schluß für die Querbügel unten nur 24 mm, oben 40 mm Abstand von den Endflächen. Doch zeigte die

Watte nach der Zerstörung noch loses Gefüge. Der Abstand der Querbügel unter sich betrug 15 mm, also nur die Hälfte von 1906; sie teilten daher die Längseisen in quadratische Felder. Der Kopf erhielt dieselbe Anordnung, so daß also die Längseisen nicht unmittelbar, sondern nur infolge der Haftfestigkeit des Betons Spannungen von den Druckplatten der Presse erhalten konnten, was ja auch bei allen Bauausführungen zutrifft.

In der Tat ergab die Belastung im Alter von 134 Tagen, daß jetzt die Stützen in der Mitte brachen. Bild 4a

zung der Tragfähigkeit für zentrische Belastung herbeiführen, doch immerhin den Vorteil haben, daß sie das plötzliche Zerstoren, das bei unbewehrten Betonstützen ganz ohne Vorzeichen eintreten pflegt, verhindern, während sie bei den in den Bauausführungen nie zu vermeidenden

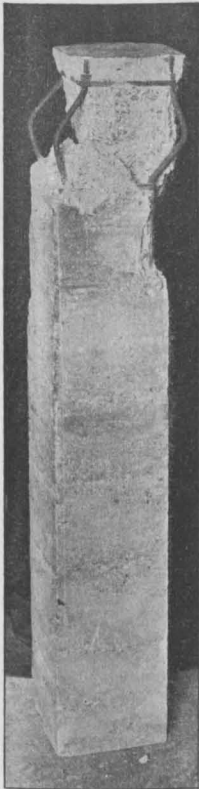


Bild 3 a.

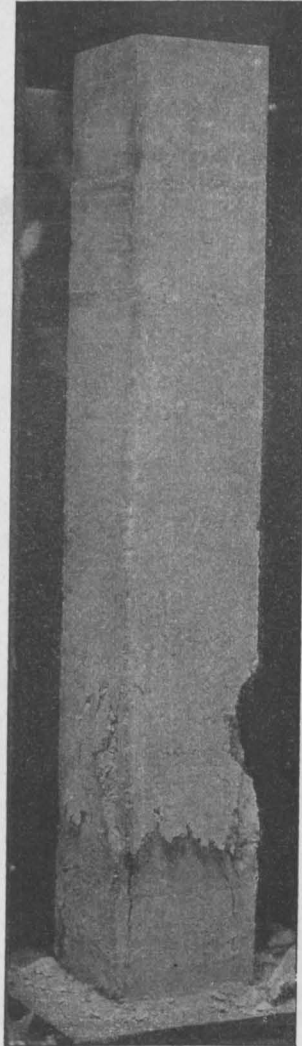


Bild 3 b.

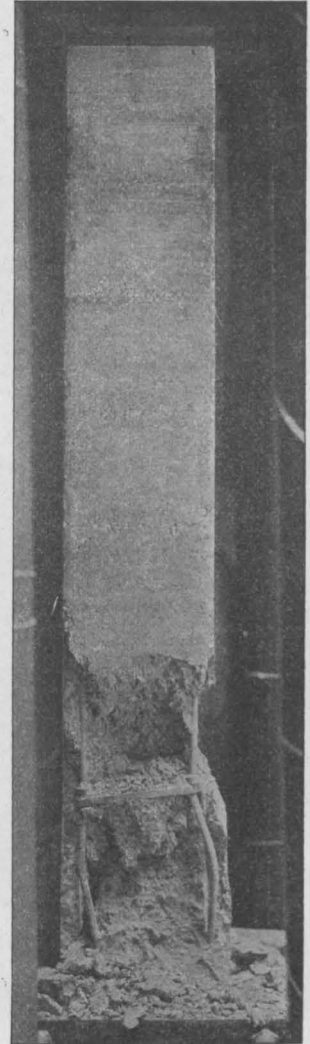


Bild 3 c.

zeigt den Beginn des Abschuppens bei 61,6 t Bruchlast, also $\sigma'' = 154$ at, Bild 4b u. 4c die weitere Zerstörung, ohne daß die Manometer der Druckpresse eine Steigerung anzeigten. Im Zustand 4d ist die Stütze seitdem verschiedentlich hin- und hergeschleppt worden, hält sich aber immer noch tadellos und beweist, daß richtige Eiseneinlagen unter 1 % des Betoninhaltes, wenn sie auch keine wesentliche Steige-

einseitigen Belastungen eine wichtige Vergrößerung der Tragfähigkeit ergeben. Das Elastizitätsmaß betrug bis zu 123 at Pressung durchschnittlich $E = 103\,600$ at, die Zusammendrückungen bis dahin nur 2,3 mm. Sie nahmen dann bei weiterer Belastung rascher zu und erreichten bei 154 at 4 mm.

Mit dieser Anordnung der Längseisen erschien daher die Aufgabe gelöst, das vorzeitige Zer-

stören des Kopfes zu verhindern. Doch erwiesen sich in den folgenden Jahren noch einige Schutzmaßregeln zur Verhinderung von Fehlern beim Einstampfen als notwendig.

Im Jahre 1909 wurden zwei Eisenbetonstützen

von je 160 cm Höhe mit Längseisen von 155 cm Höhe und 10 mm \varnothing bei gleicher Anordnung der Quer- und Kreuzbügel wie 1908 hergestellt, nur mit dem Unterschiede, daß am Kopfende Messingröhren¹⁾ übergestülpt und nach dem Einbetonieren

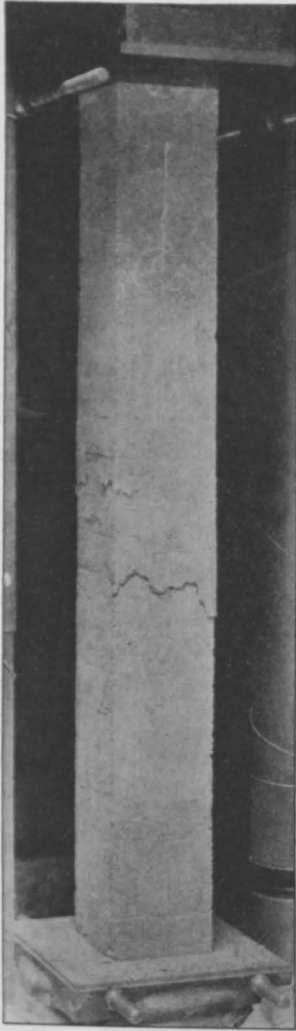


Bild 4 a.



Bild 4 b.

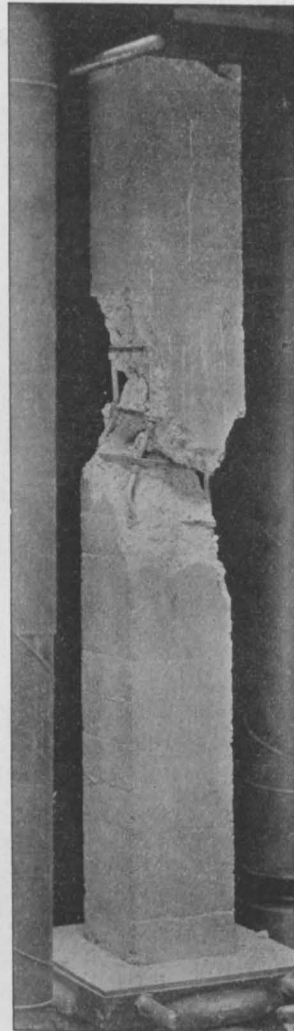


Bild 4 c.



Bild 4 d.

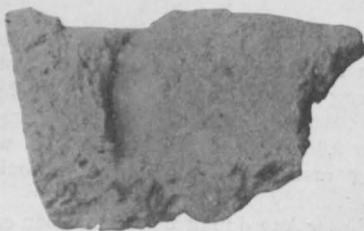


Bild 5.

herausgezogen, [der Hohlraum mit Watte gefüllt und darüber eine Zementmörtelschicht gestampft wurde, wie der abgeschlagene Kopf (Bild 5) zeigt,

¹⁾ Man könnte fragen, ob nicht diese Messingröhren bequemer und sicherer für das Einstampfen wären, als Korkpfropfen. Doch muß ich dies für den Stützenfuß verneinen 1. wegen des sichereren Standes der Korkpfropfen, 2. weil das Herausziehen der Messingröhren unten zu frühes Ausschalen verlangen würde. Die größere Breite der Korken bringt erfahrungsgemäß keinerlei Schaden.

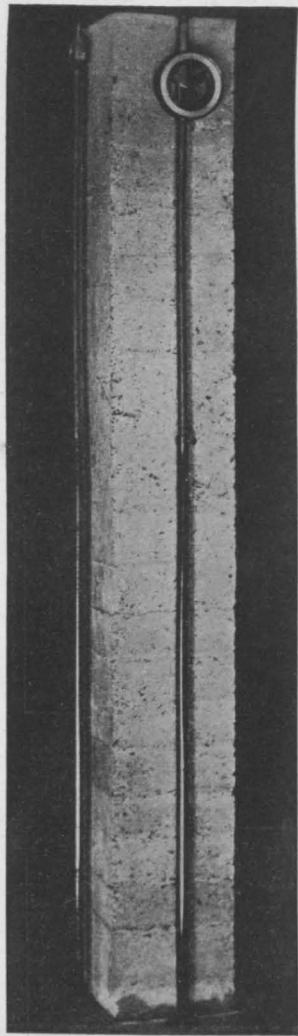


Bild 5 a.

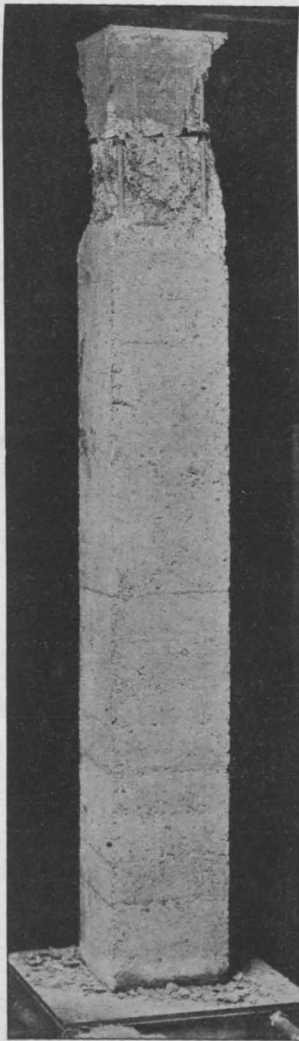


Bild 5 b.

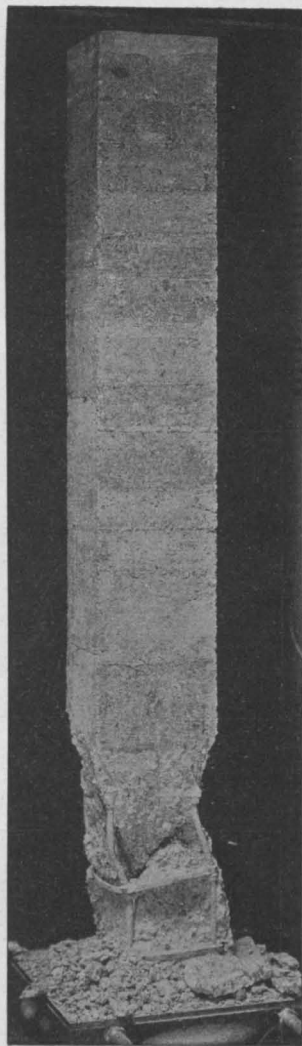


Bild 5 c.



Bild 5 d.

Bild 6.

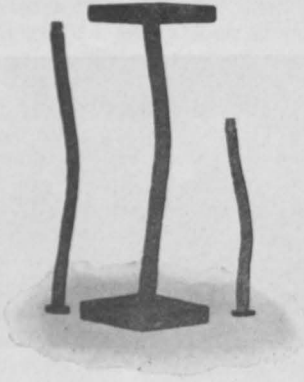


Bild 7 a.

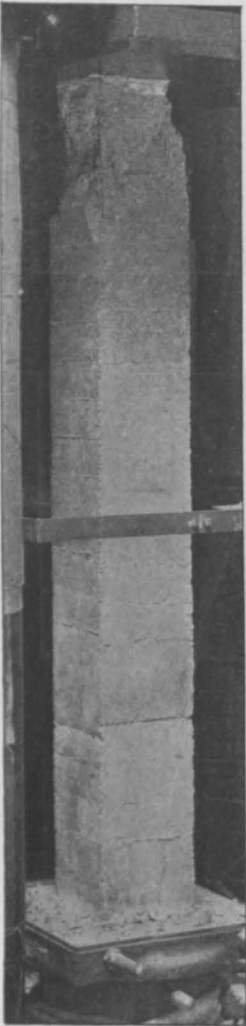


Bild 7.

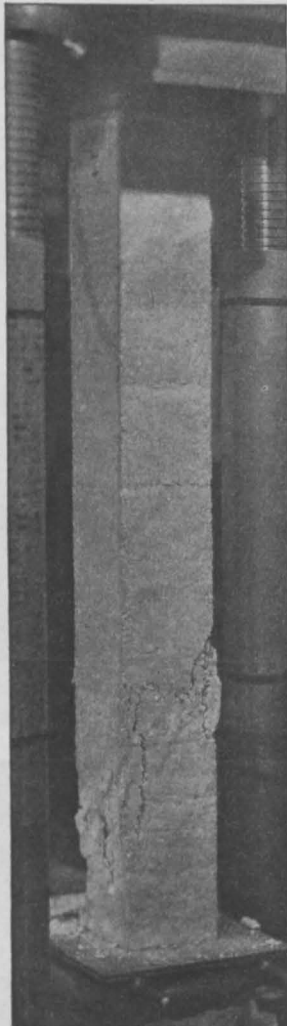


Bild 8.

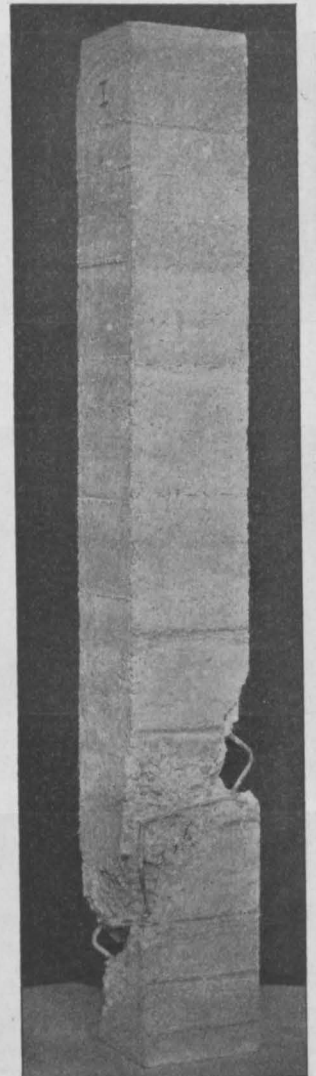


Bild 8a.

bei dem das Längseisen herausgezogen und die im Hohlraum befindliche Watte entfernt worden ist. Die Belastung der ersten Stütze erfolgte im Alter von 68 Tagen. Bild 5a stellt die Art der Einspannung der Stütze in die 500 t-Pressen dar, mit den zwei Langschen Schnellmessern zur Bestimmung der Zusammendrückung¹²⁾.

Bild 5b zeigt die Zerstörung bei 48 t Belastung, also $\sigma'' = 120$ at, wobei zu unserer Verwunderung wieder wie früher die Zerstörung am Kopfe begann. Die zweite Stütze wurde im Alter von 61 Tagen bei 50 t (125 at) zerstört und zwar am Fußende,

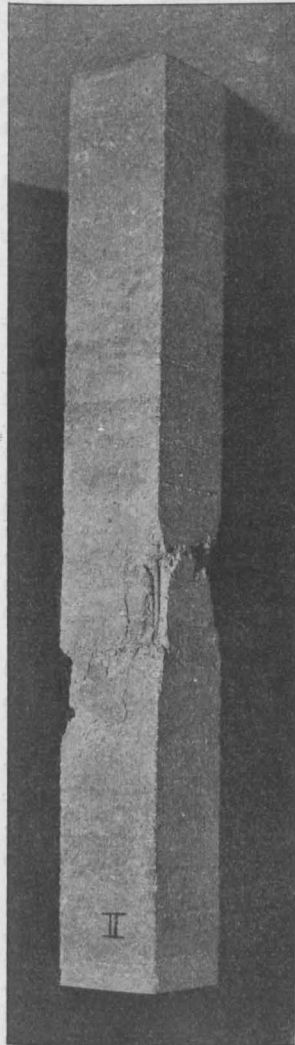


Bild 9.



Bild 9a.

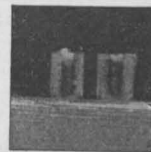


Bild 9b.

aber durch spätere Versuche als unwahrscheinlich erwies. Näher lag es daher, nach Fehlern des Einstampfens zu suchen, und es ergab sich, daß auf Bild 4c die Längseisen beim Einstampfen durch die Korke hindurchgedrückt waren, also ohne Spielraum aufstanden, während bei Bild 5b vermutlich der gleiche Fehler vorlag; sicher kam aber dazu noch eine Verwechslung von Kopf- und Fußende beim Einsetzen in die Presse. Eine Nachprüfung jener Vermutung wurde leider verabsäumt. Der Kopf ging nach dem Absägen verloren.

Wieder wie bei Bild 2 beschränkte sich die Zerstörung bei 5b auf die zwei oberen Felder; letztere wurden daher abgesägt, die Hohlräume mittels Messingröhren und Watte, wie oben, sorgfältig hergestellt, dann auf 125 cm Höhe abgeglichen und im Alter von 467 Tagen nochmals zerdrückt; bei 64 t (160 at) Belastung trat Zerstörung ein, die, wie Bild 5d zeigt, in der Mitte begann und zwar wieder durch Ausknicken der Längseisen in dem Felde dicht unterhalb der Mitte. Daraus war zu schließen, daß der Abstand der Querbügel immer noch zu groß war und daß die starken Längseisen keine nennenswerte Vermehrung der Tragfähigkeit für gleichförmige Druckbelastung bewirkten. Der gleiche Befund ergab sich auch bei der unten verkürzten Stütze Bild 5c die als 1909, 4 in Liste II eingetragen ist, sich aber als stärker angegriffen erwies, daher bei 1205 Tagen Alter nur 173 at Festigkeit zeigte.

Bei den folgenden Versuchen wurde daher die Längseisenstärke auf 8 mm verringert und der richtige Abstand der Querbügel durch einen Vorversuch nach Bild 6 durch den Oberingenieur des Laboratoriums, Dr.-Ing. Quietmeyer, festgestellt. Er prüfte, bei welcher Belastung das Ausknicken erfolgt,

wenn die Eisen in Querplatten eingeschraubt wurden, die dem Abstände der Querbügel entsprachen (Bild 6). Es ergab sich:

Liste I:

Das Ausknicken beginnt	Ø in mm	Höhe in cm	bei Belastung in	
			t	at
für das mittlere Eisen	10	15	2,35	3000
„ „ linksseitige „	8	15	1,25	2500
„ „ rechtsseitige „	8	10	1,42	2890

wie Bild 5c zeigt. Man könnte zunächst vermuten, daß der Beton noch zu weich war, was sich

¹²⁾ Diese Schnellmesser sind zu allen Messungen der Zusammendrückung, des seitlichen Ausweichens, der Durchbiegung von Trägern und Decken verwendbar, kosten nur 20 M und können auf Messingröhren aufgeschraubt beliebig verlängert werden; der linksseitige, auf dem Bild undeutlich gewordene kleinere Schnellmesser gestattet Ablesungen bis $\frac{1}{100}$, also Schätzungen bis $\frac{1}{100}$ mm; der größere (vorn) bis $\frac{1}{200}$ mm ist etwas teurer.

Sollen also die Längseisen gleiche Zusammen-
drückung wie der Beton erfahren, das Ausknicken
daher vermieden werden, und nimmt man für das
Eisen das 18fache des Elastizitätsmaßes unseres
etwas mageren Betons, der zudem bis dahin nicht
mit Drehofenzement hergestellt worden ist, an, so
müssen bei 160 at Betonpressung die Längseisen

Beim Abschlagen des Kopfes erwies sich, daß die
Längseisen auf nur 150 (statt der beabsichtigten 155)
cm abgesägt waren. Der Abstand der 2 obersten
Querbügel betrug daher nur 10 cm (statt 15), der
des obersten Querbügels von der Kopffläche da-
gegen viel zu viel, nämlich $8\frac{1}{2}$ statt nur $3\frac{1}{2}$ cm,
und das geplante Abstreichen von $\frac{3}{4}$ bis 1 cm
Stärke war durch Aufstampfen einer $5\frac{1}{2}$ bis 6 cm
starken Betonschicht ersetzt worden, um die vor-
geschriebene Gesamthöhe von 159 cm zu erzielen,
wie Bild 7a links zeigt; auch sind beim Stampfen
die Eisen durch die offenbar zu weit gebohrten
Korke hindurchgestoßen worden, saßen also dicht
auf. Da ich selbst beim Einstampfen nicht zu-
gegen sein konnte und mir dieser Befund nicht
gemeldet worden war, so häuften sich hier Fehler,
die das Zerstören am Kopfende ohne weiteres erklären.

Bild 7a zeigt ferner die
von jetzt ab zu den Quer-
bügeln verwendeten Rund-
eisen statt der bisherigen
Bandeisen, sowie ihre Befestigung mit Bindedraht an
den Längseisen; man sieht
auch, daß die Kreuzeisen von
da an weggeblieben sind, da
sie nach den Versuchen von
Probst und Rudeloff sich als
wenig wirksam erwiesen
hatten.

Im Jahre 1911 wurden
drei Stützen angefertigt,
nämlich:

Bild 8 mit 15 cm Bügel-
abstand in der Mitte,

Bild 9 mit 13 cm Bügel-
abstand in der Mitte,

Bild 10 ganz ohne Eiseneinlagen.

Da die Gefahr der Keilwirkung des Spreng-
kopfes noch hinzukommt, wurden überdies die
äußersten Querbügel möglichst nahe an die Druck-
flächen gelegt, nämlich $2\frac{1}{2}$ cm, ferner hatten ihre
beiden Nachbarbügel geringere Abstände vonein-
ander als in der Mitte, und zwar bei

Bild 8 —: 8 u. 9 cm Abstand,

Bild 9 —: 8 u. $10\frac{1}{2}$ cm Abstand.

Diese Abstände wurden an den Eisenrahmen durch
Querstriche deutlich gemacht, um das genaue
Legen der Querbügel in den vorgeschriebenen
Abständen zu erleichtern (siehe Bild 1).

Die Belastung erfolgte im Alter von 90 Tagen
und ergab für:

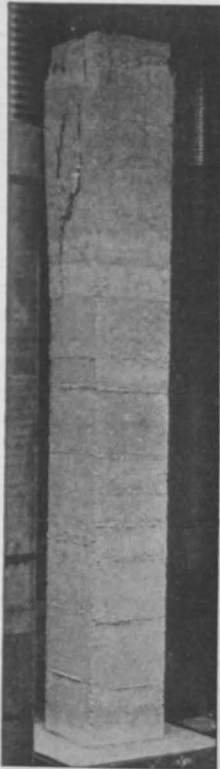


Bild 10.

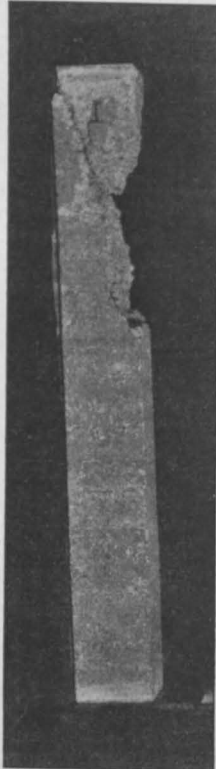


Bild 10 a.

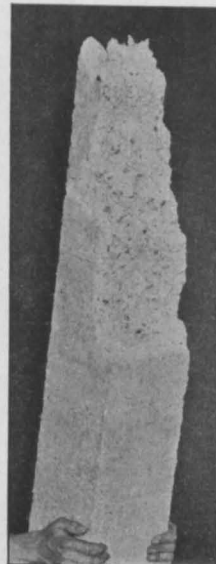


Bild 10 b.

bei 10 mm \varnothing , also 0,8 qcm Querschnitt
 $0,8 \times 18 \times 160 = 2305 \text{ kg} = 2,35 \text{ t}$,

bei 8 mm \varnothing , also 0,5 qcm Querschnitt
 $0,5 \times 18 \times 160 = 1440 \text{ kg} = 1,44 \text{ t}$

Belastung erhalten, was ziemlich genau obigen
Grenzen für 15 bzw. 10 cm Abstand der Quer-
bügel entspricht. Wählt man einen festeren Beton,
so daß $E_e < 18 E_b$, so werden die Eisen entlastet,
bzw. es kann an Eisenstärke gespart werden.

Im Jahre 1910 wurde daher gegenüber den
bisherigen Versuchen ein besserer Zement (Dreh-
ofenzement) sowie besserer Sand gewählt; als Ab-
stand der Querbügel wurden aber die bisherigen
15 cm in der Mitte beibehalten und nur die Längs-
eisen auf 8 cm \varnothing verschwächt. Bild 7 zeigt diese
Stütze, die im Alter von 83 Tagen bei 74 t
(185 at) zerstört wurde und zwar wieder am Kopfe.

	Bild 8	Bild 9	Bild 10
Bruchspannung	223 at	195 at	195 at
Bruchlage	im unteren Drittel	nahe Mitte	oben
Zerstörung	langsam	langsam	plötzlich

Auffallen muß hierbei, daß Bild 9, bei dem die höchste Tragfähigkeit erwartet wurde, nicht mehr

bei Bild 8, sonst aber alles gleich war, hätte sich für Bild 9 eine höhere Tragfähigkeit erwarten lassen. Auch die Bruchlast für Bild 8 wäre wohl größer ausgefallen, wenn nicht beim Stampfen dort wiederum ein Durchstoßen der Korke stattgefunden hätte, das den Bruch an der Sohle herbeiführte, während bei Bild 9 zwar gleichfalls ein kleines unfreiwilliges Eindringen der Längseisen in die Korke stattfand, das aber die Watte nicht völlig zusammendrückte, also, wie Bild 9b zeigt, noch genügend Spielraum ließ.

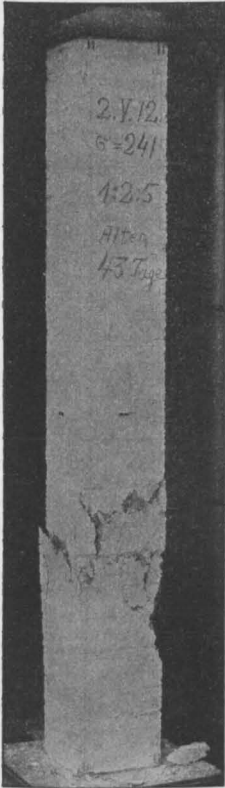


Bild 12a.
Vorderseite.

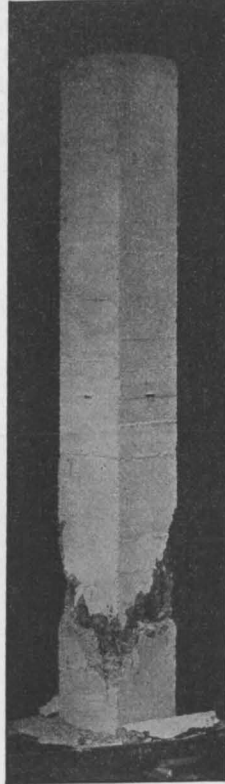


Bild 12b.
Rückseite.

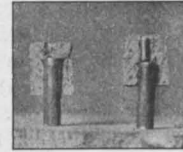


Bild 11.

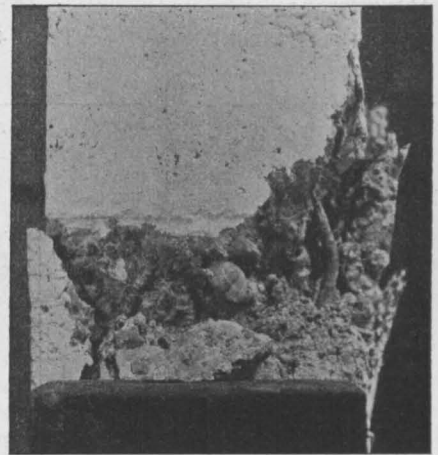


Bild 12c.
Einzelheiten der Bruchstelle.

ergeben hat als die unbewehrte Stütze Bild 10¹³⁾; es müssen hier Stampffehler unterlaufen sein, die damals unbemerkt geblieben sind; in der Tat zeigt Bild 9a, daß mehrere flache Kiesel schräg an die Mantelfläche stießen, die dort das Abrutschen veranlaßten und durch Kreuze hervor gehoben sind. Da die Querbügel enger lagen als

¹³⁾ Bild 10a zeigt den unsymmetrischen Sprengkopf dieser Stütze, Bild 10b die Spaltfläche, die durch Keilwirkung des Sprengkopfes sich ergab. Um für die Zukunft die schädliche Wirkung des Sprengkopfes zu beseitigen, die ja bei guten Bauausführungen gar nicht vorkommt, ist für 1912 beabsichtigt, je 2 Bänder um Kopf und Fuß zu legen.

Um solche Fehler für die Zukunft zu verhüten, erhielten im Jahre 1912 die Korke nur auf die Hälfte ihrer Länge eine Durchbohrung von 8 mm Weite, während die andere Hälfte nur 4 mm weit durchbohrt wurde, also einen Absatz für die Längseisen bot, um deren unfreiwilliges tieferes Eindringen beim Stampfen zu verhindern. Noch sicherer wäre dies erreicht worden, wenn man die untere Hälfte der Korke undurchbohrt gelassen hätte. Man wollte aber wegen der beim Belasten zu erwartenden starken Zusammenpressung Spielraum für seitliche Ausdehnung lassen, um jede Sprengwirkung der Korke zu vermeiden.

Doch zeigt Bild 11 links, daß jene kleinen Absätze ein Einpressen der Längseisen immer noch ermöglichen, zu dessen Verhinderung dort künftig ein Eisenstab eingesetzt werden soll, der erst nach dem Stampfen herausgezogen wird (Bild 11 rechts). Natürlich kann man aber dann auf die verschiedene Bohrweite verzichten und das Schutzseisen in gleicher Stärke wie die Längseisen einlegen. Die letztere Anordnung soll 1913 ausgeführt werden.

Im Jahre 1912 sind wieder drei Stützen eingestampft worden, eine unbewehrte und zwei ganz gleich bewehrte mit den Bügelabständen $3\frac{1}{2}$ cm vom Rande, dann nach der Mitte wachsend 6, 8, 8, 9 cm, von da ab 10 cm. Die Bewehrung betrug hierbei 1,1%, (in Raumteilen), bei den früheren Stützen entsprechend weniger. Der Spielraum für die Längseisen ist nach Bild 11 links hergestellt worden. Um noch ein Ergebnis für diesen Aufsatz liefern zu können, wurde, da bis zum 2. Mai das Alter erst 43 Tage betrug, nur eine bewehrte

Stütze zerdrückt; sie ergab Bild 12a, b u. c. Am Kopf zeigten sich feine Haarrisse bei $\sigma'' = 202$ at, die Zerstörung begann aber erst bei 96,4 t (241 at) Belastung und zwar durch Abschuppen im 6. Feld v. u. (etwa $\frac{1}{3}$ der Höhe der Stütze). Es bildet sich dann eine schräge Gleitfläche aus, vgl. die 2 Aufnahmen über Eck Bild 12a u. b während Bild 12c die Einzelheiten des Beginns des Abschuppens darstellt, bei dem wieder eine Häufung schräg eingestampfter flacher Kieselstückchen (in dem nach vorn geklappten Bruchstück mit \times bezeichnet) mitgewirkt haben mag. Das Ausknicken der Längseisen erfolgte zuerst im 6. Feld von unten (Bild 12a Mitte), dann rechts und links davon im 5. Feld und erst beim 4. Längseisen (Bild 12b Mitte) im 3. Feld von unten, so daß der Einfluß unmittelbarer Belastung der Längseisen durch die Druckplatten ausgeschlossen erscheint.

Messungen der Querdehnung waren zwar vorgesehen, wie z. B. Bild 7 zeigt, wurden aber selten ausgeführt und ergaben nichts Be-

Liste II.

Zusammenstellung der bisherigen Versuchsergebnisse mit Eisenbetonstützen im Bauingenieur-Laboratorium der Technischen Hochschule Hannover. Betonmischung 1:2:5. Querschnitt 20×20 cm, Höhe durchschnitt-

lich 160 cm, also $\frac{b}{h} = 1:8$. 4 Längseisen in 15 cm Abstand von Mitte zu Mitte in den 4 Ecken.

Bild	vom Jahr	Höhe h in cm	Längseisen rund		Querschnitt-abmessung mm	Querbügel Abstände		Alter in Tagen	Bruchlast in at $\sigma'' = \frac{P}{F}$ in $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		Verhältnis $\frac{\sigma_{\text{Würfel}}}{\sigma_{\text{Stütze}}}$	Bruchlage
			Länge cm	Stärke mm		von den Enden	in der Mitte		Stütze	Würfel v. 30 cm		
2	1906	161,2	160	10	10×4	3	30	56	120	—	—	am Kopfe
3a	1907	126,7	120	10	10×4	oben 6,7 unten 4,5	30	280	175	} abgesägter Rest von 1906		} am Fuße in der Mitte
4a	1908	158	155	10	10×4	oben 3,2 unten 3,5	15	134	154	—	—	
5b	1909, 1	160	155	10	10×4	3,7	15	68	122	—	—	am Kopfe
5c	1909, 2	160	155	10	10×4	3,7	15	61	128	—	—	am Fuße
5d	1909, 3	125	115	10	10×4	oben 6,3 unten 4,7	15	467	160	} abgesägter Rest von 1909, 1		} beide in der Mitte
5e	1909, 4	119	115	10	10×4	desgl.	15	1205	173	} desgl. von 1909, 2		
7	1910	160	155	8	6 rund	$3\frac{1}{2}$ u. 9	15	83	185	231	1,24	am Kopfe
8	1911, 1	159	155	8	6 rund	$2\frac{1}{2}$, 8, 9	15	90	223	304	1,30	im 4. Feld v. u. dicht oberh. Mitte am Kopfe
9	1911, 2	159	155	8	6 „	$2\frac{1}{2}$, 8, $10\frac{1}{2}$	13	90	195	„	1,56	
10	1911, 3	159	0	0	0	—	—	90	195	„	1,56	
12	1912, 1	160	155	8	6 rund	$3\frac{1}{2}$, 6, 8, 8, 9	10	43	241	290	1,20	im 6. Feld v. u.
13	1912, 2	159	155	8	6 „	desgl.	desgl.	92	186	—	—	im 3. Feld v. u.
14	1912, 3	160	0	0	—	—	—	92	—	—	—	

sonderes, da die gefährliche Stelle nicht im voraus festgelegt werden konnte.

Immerhin war die Tragfähigkeit der noch so jungen Stütze Bild 12. gegenüber den älteren

Versuchen eine sehr befriedigende, die sich bei der Ende Juni zerdrückten zweiten Stütze leider nicht steigerte. Liste II gibt eine Zusammenstellung aller bisherigen Versuche.

(Schluß folgt.)

DER WASSERTURM DER STÄDTISCHEN WASSERWERKE IN WILHELMSBURG BEI HAMBURG.

Von Dipl.-Ing. Lorscheidt,

Oberingenieur der Actiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Abt. Hamburg.

Im Anfang des Jahres 1911 wurde von dem seinerzeit unter der Leitung des Herrn Baurat Piehl stehenden Bauamte der Gemeinde Wilhelmsburg bei Hamburg ein Wasserturm in Eisenbeton ausgeschrieben, der zur Aufnahme eines eisernen Wasserbehälters von 800 cbm Inhalt dienen sollte.

Der Turm war zunächst in Mauerwerk geplant. Ein Kostenüberschlag zeigte indes, daß beim Eisenbeton nicht unwesentliche Ersparnisse erzielt werden konnten, und von Bedeutung war auch die Gewinnung von Raum durch die geringeren Querschnitte der tragenden Teile und die Stärkenabmessungen, welche für das nur als Ausfachung in Betracht zu ziehende Mauerwerk nötig wurden.

Leider konnte für die Ausführung des eigentlichen Behälters Eisenbeton nicht mehr in Betracht kommen, weil ein eiserner Behälter bereits vor der Ausschreibung des Turmes bestellt worden war.

Den Bau erhielt als Generalübernehmer das Baugeschäft F. Harriefeld in Wilhelmsburg, und der Eisenbeton wurde von diesem der Actiengesellschaft für Beton- und Monierbau, Abteilung Hamburg, übertragen, welche dann auch die gesamten statischen Berechnungen aufzustellen hatte.

Trotzdem der Untergrund aus verhältnismäßig gutem, sandigen Lehm bestand, wurde der Sicher-

heit halber das schwere Bauwerk auf Holzpfählen gegründet, die mit Spülung gerammt worden sind.

Die Pfähle besitzen eine Länge von 11,00 m, eine mittlere Stärke von 30 cm und wurden zum

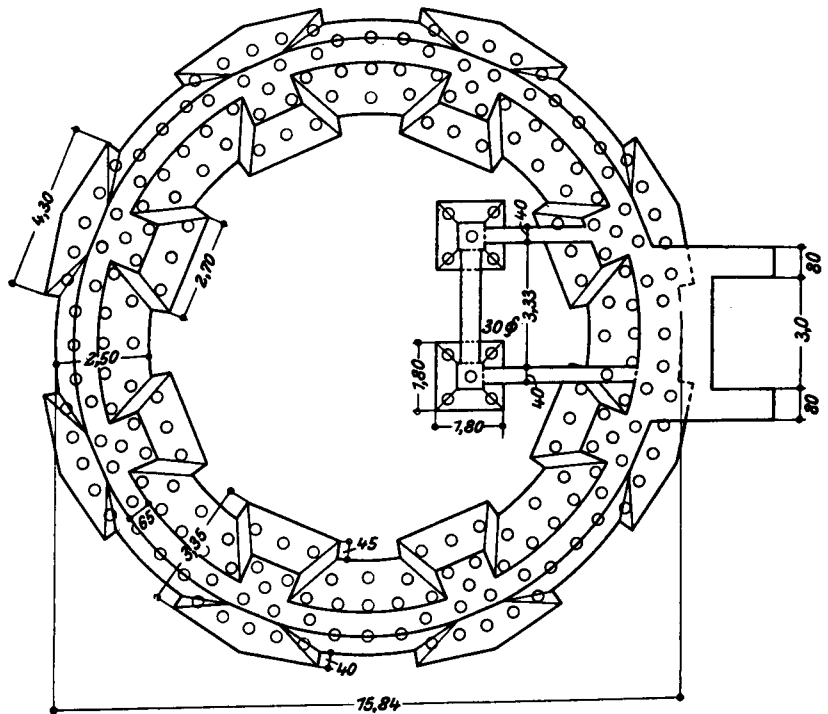


Fig. 1.

Ramplan und Fundament.

Teil mit 30 t belastet, was bei der vorhandenen Bodenart und der großen Eindringungstiefe in den guten Baugrund zu keinen Bedenken Anlaß gab. Der Abstand der Pfähle untereinander beträgt im Minimum 60 cm. Der Ramplan ist aus Fig. 1 ersichtlich.

In Höhe des Grundwasserspiegels auf Ordinate ± 0 wurden die Pfähle abgeschnitten. In das aufgebraachte Eisenbetonbankett greifen die Pfahl-

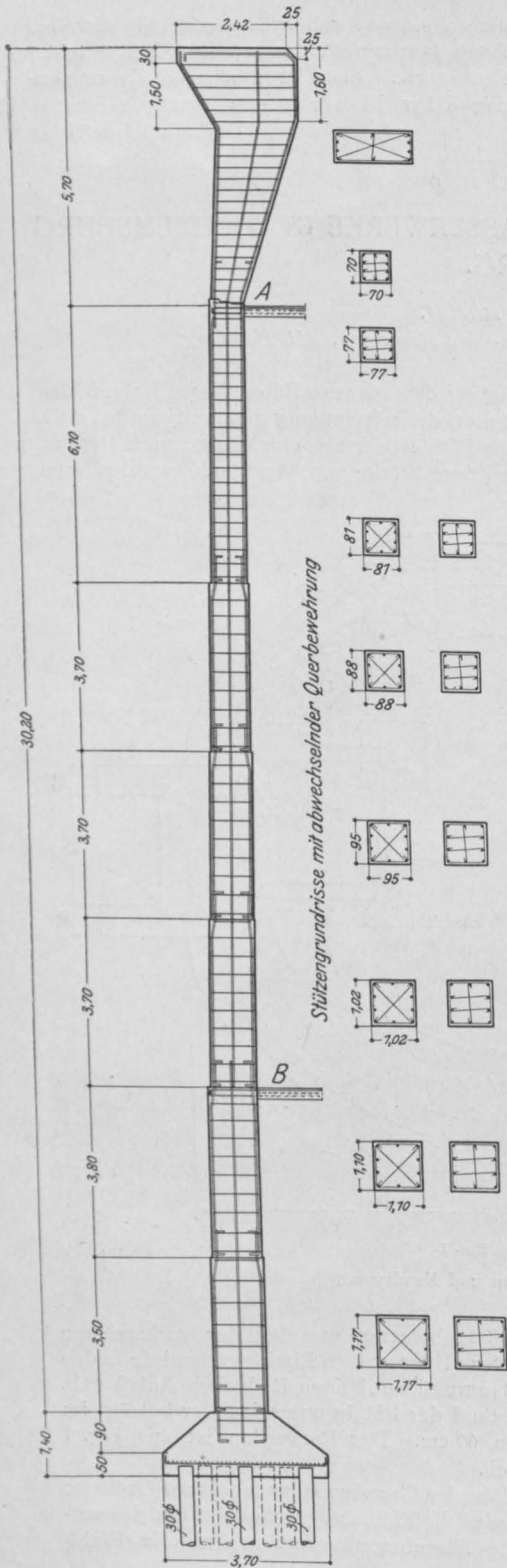


Fig. 2.

Haupttragwerkssäule.

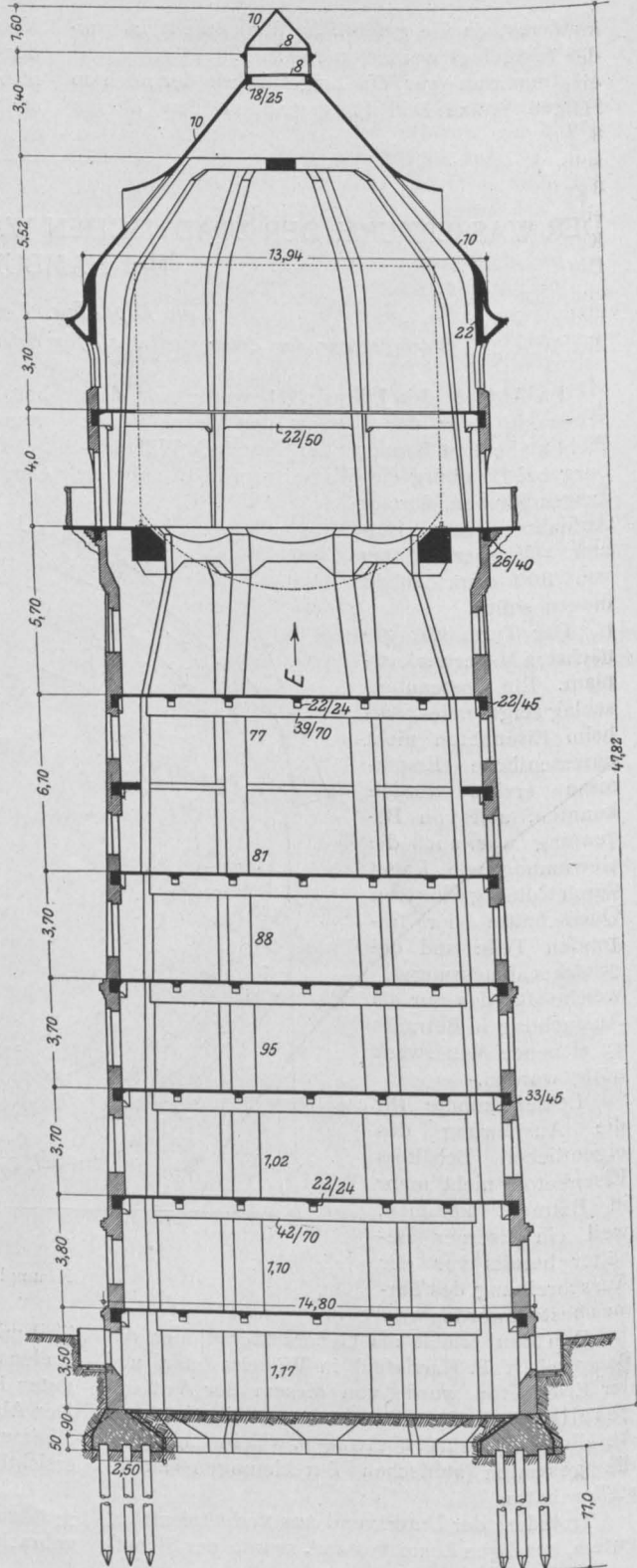


Fig. 3.

Schnitt A — B der ganzen Konstruktion.

köpfe 20 cm ein; unmittelbar über den Köpfen ist der Beton radial und ringförmig mit 10 mm Rund-
eisen in Abständen von etwa 10 cm bewehrt. Die Hauptlasten des ganzen Turmes werden an 8 Punkten auf den Unterbau übertragen. Derselbe besitzt dementsprechend 8 größere Fundamente, die untereinander durch die Bankette der Kellermauern verbunden sind. Die größte Lastübertragung einer Säule auf das Fundament beträgt unter Berücksichtigung des Winddruckes etwa 475 t.

Das Tragwerk des Turmes, der von Fundamentoberkante bis zur Dachspitze die bedeutende Höhe von fast 48,00 m besitzt, besteht aus 8 Säulen, deren Eiseneinlagen in Fig. 2 veranschaulicht sind.

Zur Verbindung der Säulen mit den Fundamenten wurden besondere Rundeisen, die mit den Eisen des untersten Säulenteiles entsprechend verbunden sind, in die Fundamente einbetoniert und mit reichlich großen Haken versehen. Die Säuleneisen überbinden sich in jedem Geschoß um rund 60 cm. Die Querbewehrung besteht bis zur Höhe des Tropfbodens aus 7 mm-Rundeisen mit Abständen von unten 50 bis oben 30 cm. Das oberste Säulenende ist vom Tropfboden ab mit Bügeln aus 10 mm-Rundeisen in Abständen von 25 cm versehen. Die Anordnung dieser Querbewehrungen geht ebenfalls aus Fig. 2 hervor.

Ringbalken von Säule zu Säule und 6 Eisenbetondecken (Fig. 3) bilden gute Versteifungen, wobei die Ringbalken außerdem zur Aufnahme der Geschoßausmauerung dienen, die im Keller 44 cm, vom Erdgeschoß bis 4. Obergeschoß 33 cm

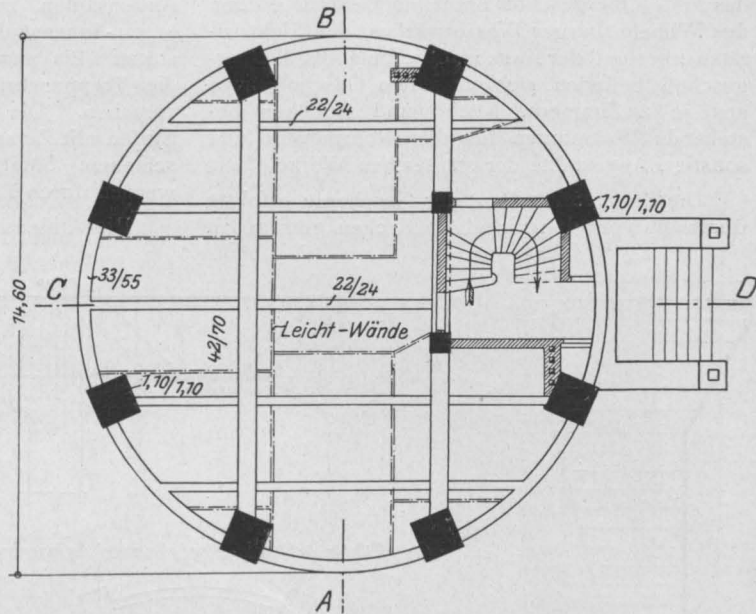


Fig. 4.

Grundriß eines Geschosses mit der Balkenteilung.

und im 5. und dem Dachgeschoß 22 cm stark ist (Hamburger Format).

Die Eisenbetondecken teilen den Turmschaft unter dem Wasserbehälter in 7 Geschosse. Im Kellergeschoß, das mit einem gewöhnlichen Betonfußboden versehen ist, sind die Anlagen für die

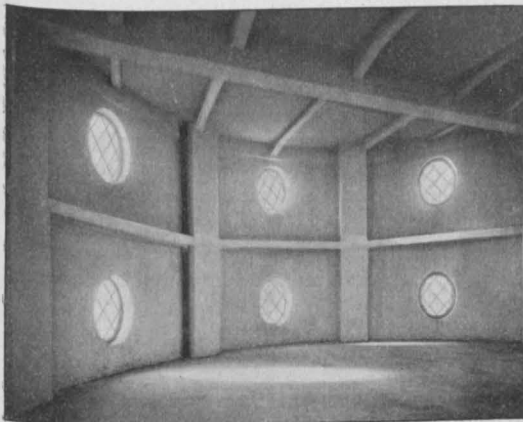


Fig. 5.

4. Obergeschoß, Museum.



Fig. 6.

5. Obergeschoß, Tropfboden, Auflager des Wasserbehälters.

Niederdruck - Warmwasserheizung, die Wassermessungsprüfungsstation und die Keller für die Mietswohnungen untergebracht.

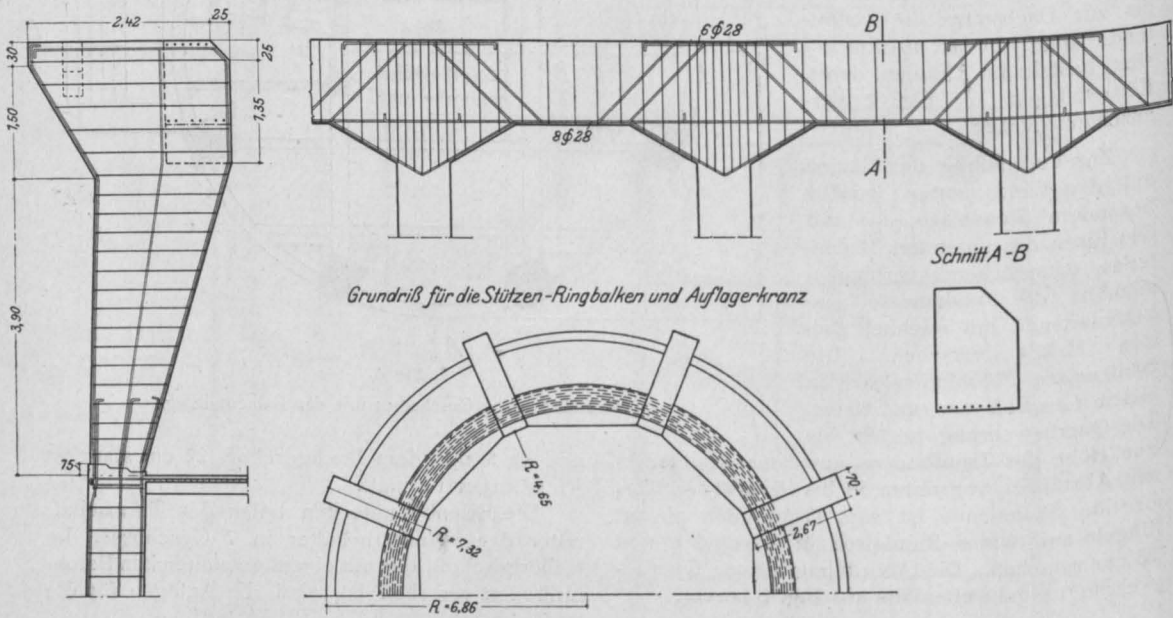
Das Erdgeschoß, zu dem eine kleine mit einem Portalvorbau umgebene Treppe hinaufführt, und das erste Obergeschoß enthalten Geschäftsräume des Wilhelmsburger Wasserwerkes, des Elektrizitätswerkes und der Kanalisation. Im 1. bis 3. Obergeschoß befinden sich in jedem Geschoß zwei aus je 2 Zimmern, Küche und Zubehör bestehende Wohnungen für den Rohrmeister und sonstige Angestellte der städtischen Werke.

Die Zimmereinteilung der Geschosse erfolgte durch die von den Eisenbetondecken getragenen

über dem Museum zeigen in der Untersicht die Balkenteilung.

In die einzelnen Geschosse führt eine gewundene in Eisenbeton hergestellte Treppe, die sich zum Teil auf die Ringbalken zwischen zwei Außensäulen, zum Teil auf zwei weitere Eisenbeton-Innensäulen, die für sich fundiert sind, abstützt. Bis zum 3. Geschoß einschließlich sind die Treppenstufen und Podeste mit Holzbelag versehen. Die höheren Treppenläufe besitzen Stufen mit Zementestrich und eisernen Vorstoßschienen. Sämtliche Wände des Treppenhauses werden durch Eisenbetonbalken abgefangen.

Die Außensäulen, die vom 1. Obergeschoß ab



Grundriß für die Stützen-Ringbalken und Auflagerkranz

Fig. 7.

Auflagerkonstruktion für den Wasserbehälter.

Leichtwände. Die Raumeinteilung des Erdgeschosses sowie der Grundriß der dazugehörigen Eisenbetondecke mit der gewählten Balkenteilung ist aus Fig. 4 ersichtlich. Die oberen Decken sind in gleicher Weise ausgebildet. Das 4. und 5. Obergeschoß wurden nicht aufgeteilt. Ersteres hat Doppelgeschoßhöhe und wird als Museum von dem Wilhelmsburger Vaterländischen Verein benutzt werden, während letzteres als sogenannter Tropfboden (Fig. 5 u. 6) unterhalb des Behälters dient. Der als Fußbodenbelag in diesem Geschosse hergestellte Zementestrich hat, um wasserdicht zu sein, einen Zusatz von Biber erhalten.

Zur Erzielung einer glatten Deckenunterseite sind in sämtlichen bewohnten Geschossen Gipsdrahtputzdecken unter den Eisenbetondecken angehängt. Nur die Kellerdecke und die Decke

dem nach oben verjüngten Turmschaft entsprechend schräg stehen, mußten von der Höhe des Tropfbodens ab noch eine weitere beträchtliche Neigung nach innen erhalten (Fig. 3), um als Auflager für den im Verhältnis zum Turmschaft im Durchmesser etwa 3 m kleineren Wasserbehälter zu dienen.

Das Behältergewicht wurde durch einen außen runden, innen geradlinig verlaufenden Eisenbeton-Ringbalken auf die Säulen übertragen (Fig. 3, 6 u. 7). Fig. 6 zeigt auch die fertigen Auflager mit dem eisernen Behälter.

Über den Auflagerbalken des Behälters und einen zweiten, weiter außen liegenden Ringbalken, der wieder zur Abfangung der Ausmauerung dient, spannt sich eine schmale Eisenbetondecke, die um den Behälter herumläuft und eine Beob-

achtung desselben gestattet. In derselben Höhe befinden sich ferner zwischen den Pfeilern 8 Aussichtsgalerien in Eisenbeton, deren Decken an der Kopf- und der Unterseite mit Vorsatzbeton aus Tuffsteinmehl versehen sind, der steinmetzmäßig bearbeitet worden ist.

Fig. 8 zeigt eine Untersicht von Tropfbodenhöhe aus unter das Tragwerk des Behälters und die 8 Aussichtsgalerien.

Auf nach außen ausgekragten Konsolen der 8 Hauptsäulen baut sich dann das ebenfalls ganz aus Eisenbeton hergestellte fast 18 m hohe Dachgeschoß auf. Es besteht aus 4 sich in Turmmitte durchschneidenden Rahmen mit aufgelegter Eisenbeton-Kegelkuppel. In 4 m Höhe sind die einzelnen Rahmenstiele durch einen Ringbalken verbunden, der wieder die Ausmauerung trägt und

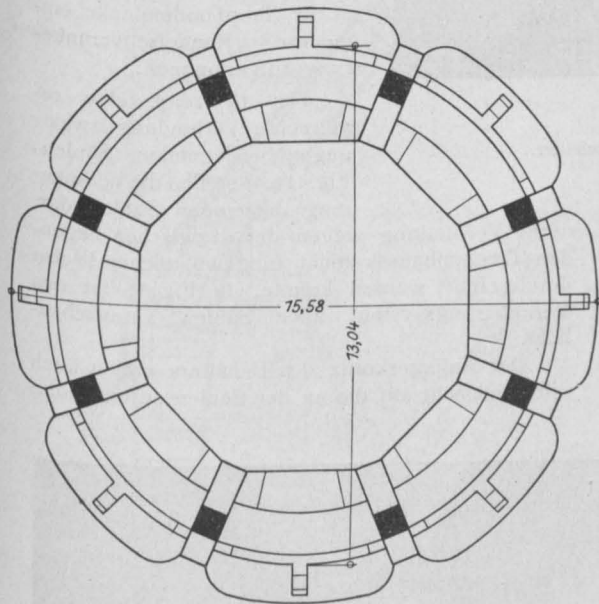


Fig. 8.

Untersicht von Tropfbodenhöhe unter das Tragwerk des Behälters und die Aussichtsgalerien.

außerdem in eine nach innen ausgekragte, um den eisernen Behälter herumgehende Konsoldecke ausläuft, die ebenfalls der Beobachtung des Behälters zu dienen hat.

Fig. 9 zeigt die Schalungsarbeiten, Fig. 10 die Durchschneidung der Rahmen über dem Behälter und Fig. 11 die Rundeisenbewehrung der Kegelkuppel.

Vom Behälterfuß bis zu der Konsoldecke sowie bis zu dem über dem Behälter angebrachten Laufsteg führen leichte eiserne Treppen.

Um den Einfluß großer Wärme sowohl auf die Eisenbetondachhaut als auch das Wasser in dem

Behälter möglichst zu vermindern, wurde das Dach mit 3 cm starken Korksteinplatten belegt. Auf diese Korkisolierung ist die Kupferabdeckung

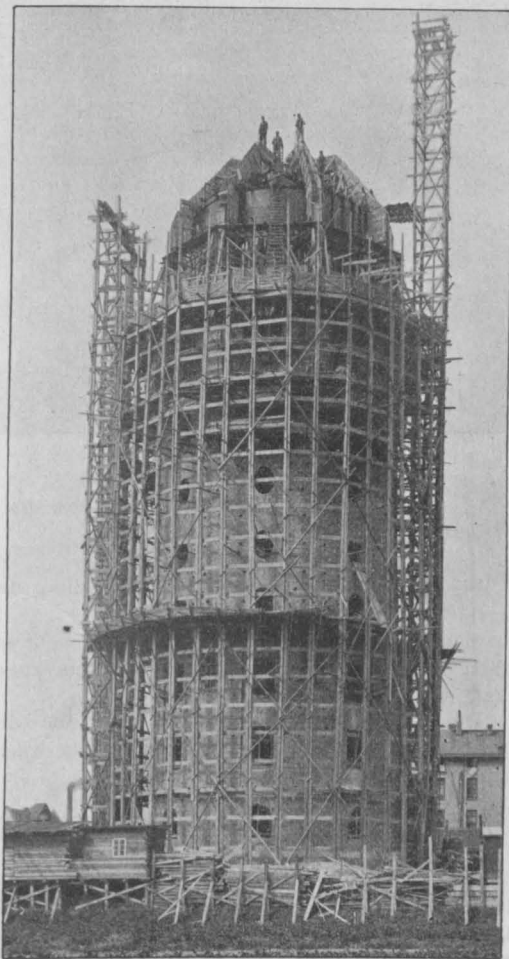


Fig. 9.

Einschalung der Rahmenbinder des Daches.

aufgebracht. Das Kegeldach läuft in einer ringsum mit Öffnungen versehenen Laterne aus, die gleichzeitig als Schornstein dient. Vier größere mit Fenstern versehene Dachausbauten spenden über dem eisernen Behälter das nötige Licht.

Der Berechnung des Turmes wurde ein Winddruck von 200 kg/qcm senkrecht getroffener Fläche zugrunde gelegt. Gegen Kippen zeigt das Bauwerk eine fast elffache Sicherheit. Für das Kegeldach wurde für eventuelles Betreten bzw. Hinaufklettern an der Innenseite ein Zuschlag von 50 kg/qm zu obiger Belastung gemacht. Die Berechnung der Rahmen erfolgte unter der Annahme von Fußgelenken.

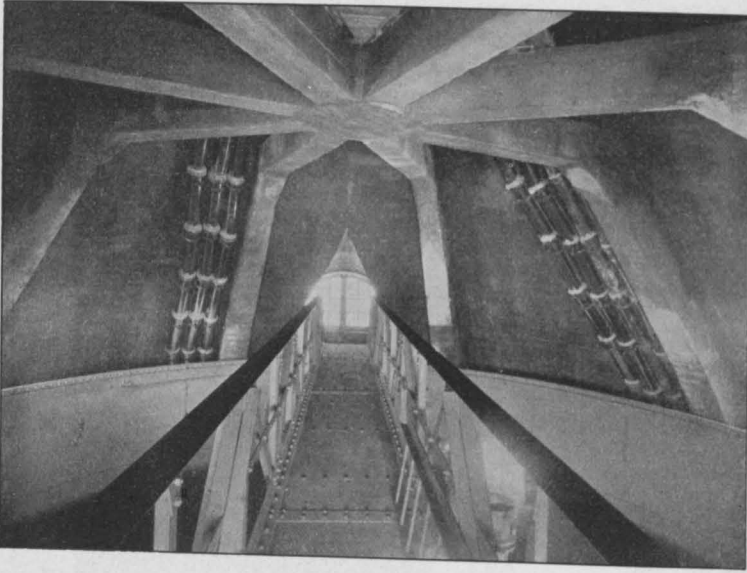


Fig. 10.

Durchschneidung der Rahmen über dem Behälter.

Fig. 12 zeigt die konstruktive Ausbildung des ganzen Dachaufbaues.

Ganz besondere Sorgfalt mußte der eigentlichen Auflagerkonstruktion des Behälters zugewandt werden.

Die oberen Säulen erzeugen in Höhe des Tropfbodens infolge ihrer Schrägstellung einen nicht geringen Horizontalschub. Es mußte hierfür auf den Umstand Rücksicht genommen werden, daß der Eisenbeton zunächst bis zur Höhe der Auflagerung des Wasserbehälters hergestellt, und daß das eiserne Bassin zu montieren und eine Probefüllung vorzunehmen war, bevor das Dach aufgebaut werden konnte.

Auf den günstig wirkenden Horizontalschub des Dachrahmenwerks war also bei der Berechnung zu verzichten.

Unter Berücksichtigung dieser Belastungsverhältnisse betrug der Horizontalschub der oberen Säulen in Tropfbodenhöhe 26 000 kg. Die Ringkomponente dieses Horizontalschubes erzeugt im Auflagerkranz des Behälters nur geringe Zusatzspannungen.

Gegen ein Ausgleiten der Säulen bot bei einem ungünstig mit 0,5 angenommenen Reibungskoeffizienten und einer Normalkraft von 131 000 kg der Reibungswiderstand eine 2,5fache Sicherheit. Diese Sicherheit wurde noch erhöht durch die sich an dieser Stelle reichlich überbindenden Säuleneisen. Der durch diese Reibung in die darunterliegenden Bauteile eingeleitete Horizontalschub wurde ohne Berücksichtigung der durch Tropfbodendecke und Ringbalken vorhandenen Verbindung der Säulen durch eine besondere in die Tropfbodendecke eingelegte Rundeisenverankerung aufgenommen.

Fig. 13 zeigt eine regelrechte Verbindung zweier gegenüberliegender Säulen; Fig. 14 u. 15 stellen die Verankerung derjenigen Säulen dar, deren Verbindung wegen des dazwischen liegenden Treppenhauses nicht in gewöhnlicher Weise durchgeführt werden konnte. In Fig. 16 ist das Verankerungssystem aller Säulen veranschaulicht.

Der Auflagerkranz des Behälters erhielt auch mit Rücksicht auf die an den Säulen auftretenden

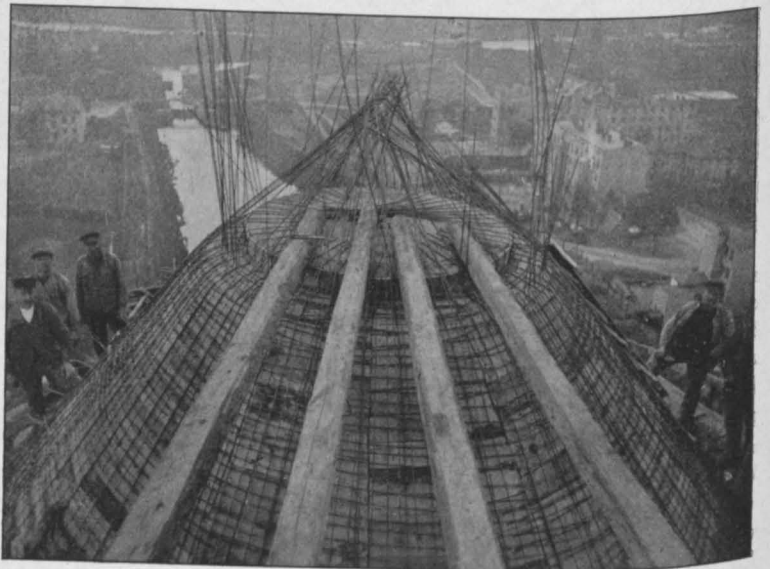


Fig. 11.

Rundeisengeflecht der Kegelkuppel.

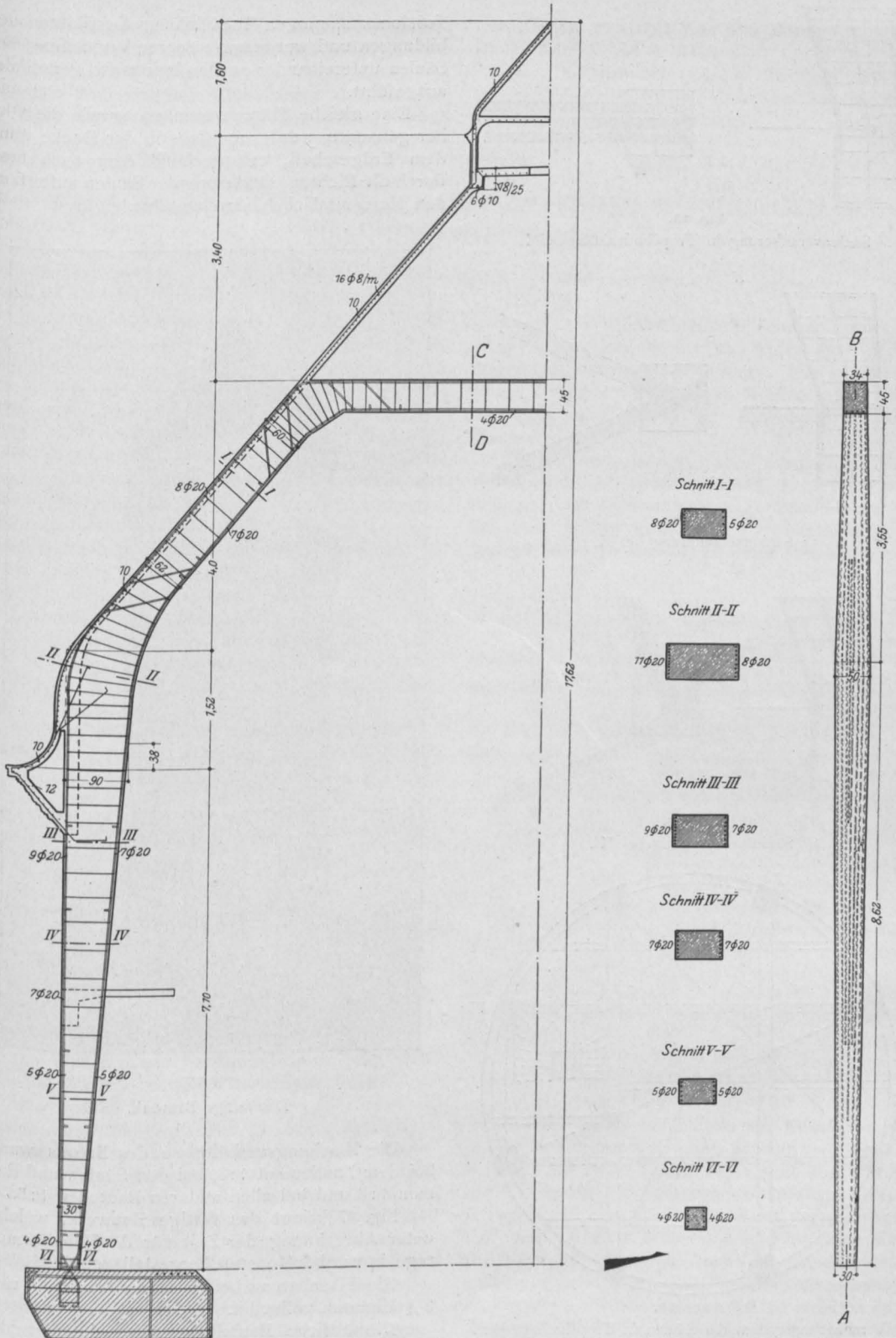


Fig. 12. Dachaufbau.

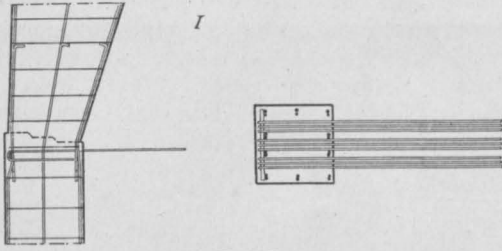


Fig. 13.

Säulenverankerung in Tropfbodenhöhe bei I.

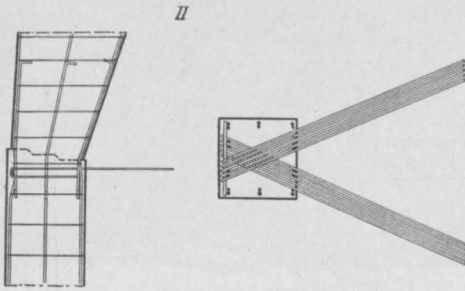


Fig. 14.

Säulenverankerung bei II.

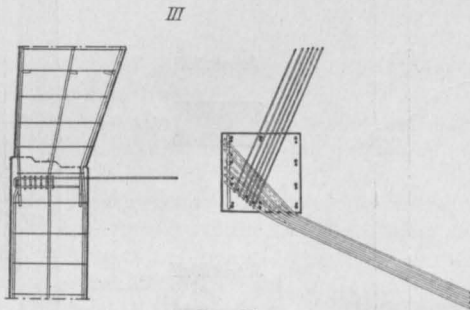


Fig. 15.

Säulenverankerung bei III.

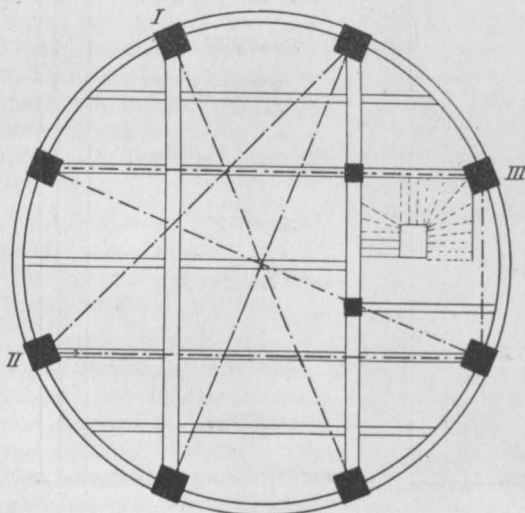


Fig. 16.

Verankerungssystem der Säulen in Tropfbodenhöhe.

Torsionsspannungen reichlich große Voutenausbildungen und wurde zur besseren Versteifung der Säulen untereinander an der Innenseite geradlinig ausgeführt.

Eine gleiche Stützenverankerung wie die vorher genannte wurde ebenfalls in der Decke über dem Erdgeschoß, entsprechend dem auch hier durch die Richtungsänderung der Säulen auftretenden Horizontalschub, durchgeführt.

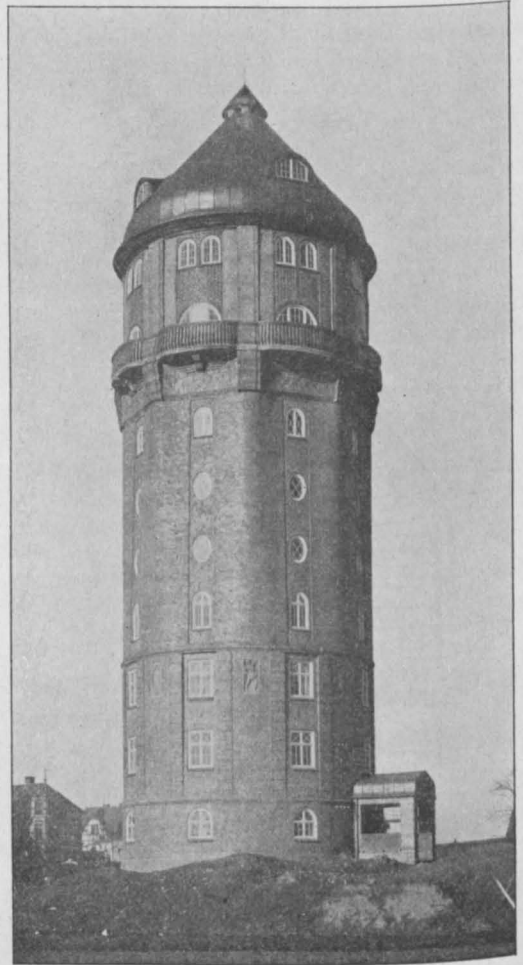


Fig. 17.

Das fertige Bauwerk.

Die Mischungsverhältnisse des Betons waren bei dem Fundament 1:5, bei den Säulen und Rahmen 1:3 und bei allen anderen Bauteilen 1:5.

Fig. 17 bringt das fertige Bauwerk, welches unter Abrechnung der Zeit für die Behältermontage in rund 5 Monaten hergestellt wurde.

Die Eisenbetonarbeiten allein waren in rund $3\frac{1}{2}$ Monaten vollendet.

Die örtliche Bauleitung dieses interessanten

Bauwerkes lag von seiten des Gemeindebauamtes Wilhelmsburg in den Händen des Herrn Regierungsbaumeisters Dietz.

Der Plan und alle Einzelheiten der Gesamtanlage, deren geschickte Lösung allseitig aner-

kannt wird, stammen von dem Herrn Architekten Wilhelm Brünicke in Altona.

Die Kosten des fertigen Turmes ohne den eisernen Behälter haben, einschließlich der Pfahlfundierung, 145 000 M betragen.

WELCHES SIND DIE WIRKLICH AUFTRETENDEN SPANNUNGEN BEI EISENBETONBAUTEILEN?

Besprochen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

Während der letzten Jahre werden in Nordamerika interessante Untersuchungen über die in einem Bauwerk wirklich auftretenden Spannungen ausgeführt, über welche bereits in Heft V, 1911, dieser Zeitschrift berichtet wurde. Die wichtigsten Ergebnisse dieser Untersuchungen, welche im Jahre 1911 an 6 Eisenbetonbauten ausgeführt wurden, sind in Nr. 16, Bd. 67, vom Jahre 1912 in der Zeitschrift „Engineering News“ veröffentlicht, welcher alle folgenden Angaben entnommen sind. Die Ausführung der Versuche geschah durch die

messungen vorgenommen und Temperaturmessungen, welche dazu dienen, die Ablesungen der Instrumente danach zu verbessern. Die auf diesem Wege erhaltenen Ergebnisse werden mit denjenigen verglichen, die in den Entwürfen enthalten waren.

Die in dem letzten Jahre ausgeführten Versuche sind an 4 großen Bauten ausgeführt worden, an einer sogenannten trägerlosen Decke, wie sie auch in der genannten Veröffentlichung im vorigen Jahre vorkommt, an einer Steineisendecke

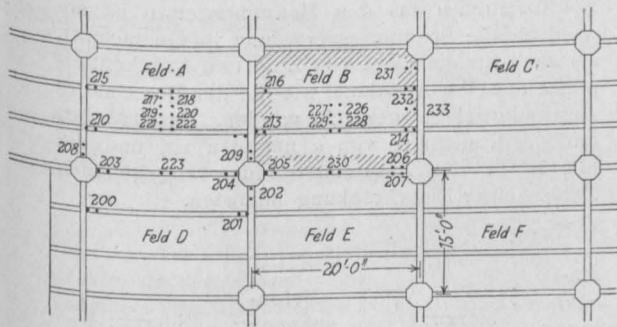


Fig. 1 a.

Wenalden Gebäude: Darstellung der Belastung und der Feinmessungen. (Die geraden Zahlen bezeichnen die Meßstellen an den Eiseneinlagen; die ungeraden Zahlen für Beton.)

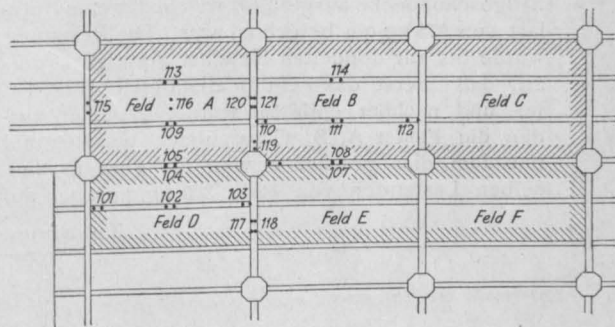


Fig. 1 b.

Derselbe Bau; Untersicht der Decke. (Die Zahlen zwischen 100 und 200 geben die Meßstellen an der Unterseite an.)

Versuchsstation der Universität Illinois unter Aufsicht eines vom amerikanischen Betonverein für diese Versuche eingesetzten Ausschusses.

Das Wesen dieser Versuche besteht darin, daß einzelne Bauteile ausgeführter Eisenbetonbauten im Alter von 50 Tagen bis zu einem Jahr belastet werden, und daß mit sehr genauen Apparaten an verschiedenen Stellen in Beton und im Eisen die Längenänderungen gemessen wurden, um daraus die wirklich auftretenden Spannungen zu ermitteln. Zu diesem Zwecke wurden einzelne Stellen der Eiseneinlagen frei gelegt und in vorgebohrte Löcher in den Eiseneinlagen sowohl, als auch in Beton Stifte befestigt, an welche die Spannungsmesser angebracht werden. Gleichzeitig mit diesen Messungen wurden auch Durchbiegungs-

und an einer Trägerdecke. Letztere entspricht der auch bei uns meist angewendeten sogenannten Plattenbalkendecke.

a) Die Versuche an dem Wenalden-Gebäude in Chicago

wurden an einem zehnstöckigen Eisenbetongebäude ausgeführt, bei welchem Stützen und Decken, also alle tragenden Teile aus Eisenbeton waren. Die Spannweite der einzelnen Unterzüge betrug 4,6 bis 6,1 m. Die Konstruktion ist derart ausgeführt, daß je zwei Stützen in der kürzeren Entfernung durch die Hauptträger verbunden sind, zwischen welche sich die Nebenunterzüge spannen; bei letzteren ist ein Unterschied zu machen zwischen den die Platte tragenden Unterzügen und

den zwei Stützen verbindenden Nebenunterzügen. Die Stärke der Platte war etwa 10 cm, einschließlich der Abgleichung. Die Verbindung der einzelnen Unterzüge untereinander war kontinuierlich. Die Herstellung aller tragenden Konstruktionsteile erfolgte zusammenhängend. Die Betonmischung war 1 Teil Zement, 2 Teile Sand und 4 Teile Kalksteinschlag.

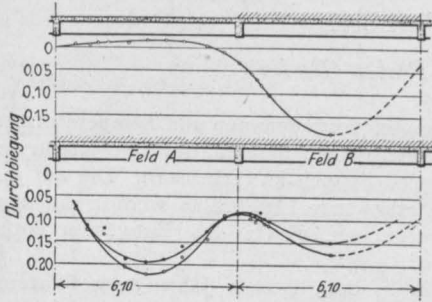


Fig. 1 c.

Messung der Durchbiegungen beim Wenalden-Gebäude.

Die Versuche wurden an der 12 Monate alten Erdgeschoßdecke ausgeführt, welche für eine Nutzlast von 976 kg/qm berechnet war. Die Belastung wurde bis zur doppelten Nutzlast gesteigert, derart, daß zuerst das Feld B allein (siehe Fig. 1a) be- und nachher entlastet wurde. Nachher wurden die Felder A, B, C zusammen belastet und nachdem dies geschehen war, die Last in denselben Laststufen von etwa 390 kg/qm auch auf

die Felder D, E, F aufgebracht. Zur Vermeidung der besonders bei höherer Belastung durch Ziegel oder Zementsäcke auftretenden Bogenwirkungen wurden die Lasten in einzelne voneinander getrennte kleinere Gruppen geteilt. In Fig. 1a u. b sind die Meßstellen durch Zahlen vermerkt; die geraden Zahlen zeigen die Meßstellen in den Eiseninlagen an, die Zahlen unter 200 sind die Meßstellen im Beton an der Unterseite der Decke. Diese sind allgemein so verteilt, daß die größten Spannungen in der Feldmitte und über den Stützen sowohl in den Unterzügen, als auch in den Platten gemessen wurden.

Für die Ermittlung der Spannungen wurde unter Annahme der Gültigkeit des Hookschen Gesetzes für den Beton ein E_{bd} von 210 000 kg/qcm, für das Eisen $E_e = 2 190 000$ kg/qcm angenommen. Es ergibt sich dann unter Annahme eines Biegemomentes von $\frac{Q \cdot l}{\alpha}$ folgende Zusammenstellung der gerechneten und der gemessenen Spannungen im Eisen und im Beton; (für die Rechnung des größten Feldmomentes ist $M = \frac{Ql}{12}$ angenommen worden). Bei der Ermittlung des Koeffizienten α aus den Messungswerten ist sowohl für die Spannungsverteilung im Querschnitt, als auch für die Lage von Zug- und Druckmittelpunkt dieselbe Annahme wie die der Berechnung zugrunde gelegte gemacht worden. Daraus folgt, daß die Ermittlung von α ungenau ist, und die hierfür in der Zusammenstellung angegebenen Zahlen einer Einschränkung bedürfen.

Zusammenstellung I.

		Eisen- einlagen Spannung kg/qcm	hierzu: $\frac{1}{\alpha}$	Beton- spannung kg/qcm	hierzu: $\frac{1}{\alpha}$
Hauptträger.					
Am Auflager	Entwurf	3094	1/12	119,5	1/12
	Versuch	914	1/41,7	154,7	1/9,4
In der Mitte	Entwurf	1336	1/12	29,5	1/12
	Versuch	1195	1/13,3		
Nebenträger.					
Am Auflager	Entwurf	2531	1/12	133,5	1/12
	Versuch	1125	1/27	141,0	1/11,2
In der Mitte	Entwurf	1547	1/12	30,94	1/12
	Versuch	1125	1/16,7		
Nebenträger über Stützen.					
Am Auflager	Entwurf	4851	1/12		
	Versuch	1055	1/55,6		
In der Mitte	Entwurf	1828	1/12		
	Versuch	773	1/28,6		

Aus dieser Zusammenstellung ist zu ersehen, wie weit die errechneten Spannungen und die Momentenkoeffizienten von den durch die Messung ermittelten abweichen. Auffallend sind die in der Nähe der Auflager auftretenden großen Spannungen im Beton und im Eisen. Es zeigt sich aber, daß die aus den inneren Spannungen ermittelten Feldmomente größer sind als die der Berechnung zugrunde gelegten, was also einen erhöhten Sicherheitsgrad bedeutet. Ferner zeigt sich, daß die am Auflager auftretenden Betonspannungen verhältnismäßig größer sind als die entsprechenden Eisen- spannungen, was wahrscheinlich darauf zurückzuführen ist, daß hier die vernachlässigten Zugspannungen im Beton eine wichtigere Rolle erhalten und anderseits bei höheren Belastungen die bekannte Bogenwirkung eintritt. Jedenfalls zeigt sich besonders bei dem nächsten

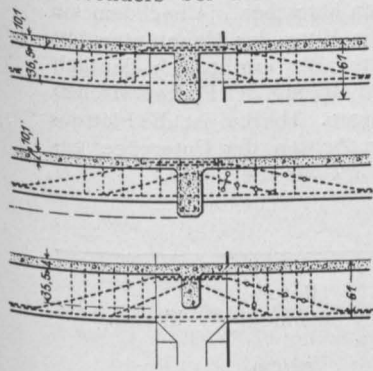


Fig. 2 a.

Einzelheiten der Eiseneinlagen in den Unterzügen beim T.-C.-Gebäude.

Hauptträgern Risse unter 45°, besonders bei dem Anschluß der Nebenunterzüge beobachtet worden.

Fig. 1 c zeigt zwei charakteristische Aufnahmen der gemessenen Durchbiegungen an einem Nebenunterzug bei der doppelten Nutzlast, und zwar zeigt die obere Figur die Durchbiegungen, wenn nur das Feld B belastet ist. Die untere Figur zeigt die gemessenen Durchbiegungen bei Belastung der drei Felder A, B, C und aller sechs Felder. Man ersieht daraus, daß die Durchbiegungen in dem mittleren Felde bei der totalen Belastung aller drei Felder kleiner ist als bei der Belastung nur eines Feldes. Diese Messungen zeigen auch deutlich die kontinuierliche Wirkung.

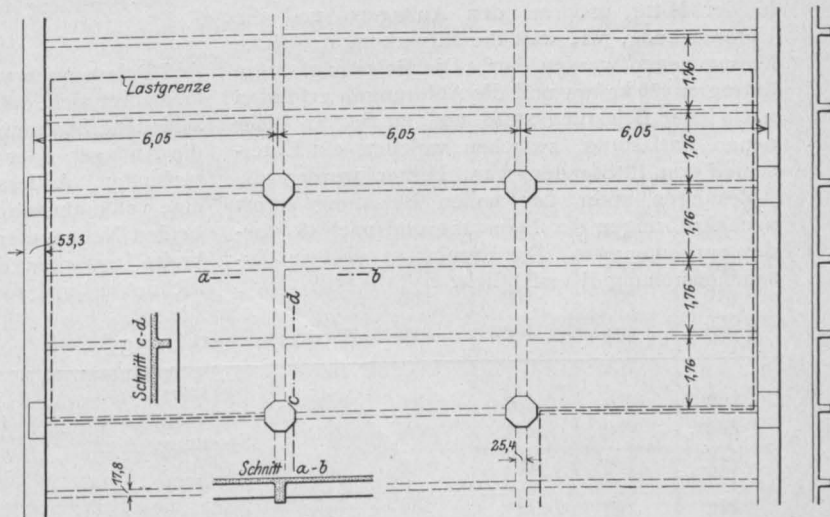


Fig. 2 b.

Turner-Carter-Gebäude; Darstellung der Art der Belastung und der Bauweise.

Versuch als allgemeine Schlußfolgerung, daß sowohl die im Eisen, als die im Beton auftretenden Spannungen nicht die errechneten Spannungen erreichen.

Die Messungen in der Platte zwischen zwei Nebenunterzügen ergaben, daß man berechtigt ist, die Mitwirkung in der Platte bei der Berechnung der Druckspannung im Beton mitheranzuziehen.

Die Beobachtung der Rißbildung zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Beobachtungen aus Laboratoriumsversuchen. Ferner ist vor dem Auftreten der Risse auch an den geringen Eisen- spannungen die volle Mitwirkung des Betons auf Zug nachgewiesen worden. Beim Entlasten zeigte sich ein vollständiges Schließen der Risse, im Gegensatz zu den infolge der großen Querkräfte hervorgerufenen Risse, wie dies auch beim nächsten Versuch bestätigt wird. Während in den Nebenunterzügen keine schiefen Risse an den Auflagern zu beobachten waren, sind an den

b) Die Versuche an dem Turner-Carter-Gebäude in Brooklyn.

Dieser Bau ist ein achtstöckiges Eisenbetongebäude, welches einen Flächenraum von 80 × 60 m bedeckt. Die Deckenkonstruktion, welche ähnlich ist, wie bei dem vorgenannten Gebäude, ist im Prinzip in Fig. 2 a dargestellt. Die Spannweite der Träger betrug hier 6 bis 6,5 m. Die Abmessungen der Hauptträger sind 25 × 61 cm, die Unterzüge 20 × 35,5 cm. Die Nebenunterzüge unter den Säulen hatten die Abmessungen wie die letzteren. Die Stützen waren 76 cm im Quadrat. Die Anordnung der Eiseneinlagen ist auch in Fig. 2 a ersichtlich. Die Berechnung der Unterzüge erfolgte, wie dies in Amerika meist üblich ist, für ein Moment von $\frac{Q l^2}{12}$ in der Mitte bei einer Nutzlast von 730 kg/qm. Doch wurde die Kontinuität durch entsprechende Armierung über den Stützen berücksichtigt. Die Eiseneinlagen in

den Unterzügen betragen 25×25 mm. (Verwendet wurden quadratische Eisen mit einer Streckgrenze von 3500 kg/qcm.)

Die Belastung der 50 Tage alten Decke erfolgte mit Hilfe von unten offenen Kisten von $1,3 \times 1,3 \times 2,4$ m, welche mit feuchtem Sand gefüllt waren. Die Anordnung dieser Lastgruppe ist in Fig. 2b ersichtlich und war derart, daß eine gleichmäßig verteilte Belastung der Haupt- und Nebenunterzüge erwartet werden konnte, an welchen die Hauptmessungen vorgenommen wurden. Im ganzen wurden drei Felder voll belastet und zu beiden Seiten die angrenzenden drei Felder nur zur Hälfte.

Beabsichtigt war bei diesen Versuchen die Ermittlung der größten Druckspannungen im Beton in der Mitte und an den Auflagern und die Untersuchung, wie weit die Mitwirkung der Platte herangezogen werden darf. Die Belastungsstufen betragen 480 kg/qm und die Ablesungen erfolgten nach jeder Belastungsstufe und zu Beginn einer neuen Entlastung, zwischen welchen ein Unterschied von 12 Stunden war. Ferner wurden die Ablesungen unter der vollen Belastung sofort nach Aufbringen der Belastung und nach 48 Stunden vorgenommen. Die Ergebnisse sind in Zusammenstellung II ersichtlich.

Stützen befinden, etwa $\frac{1}{3}$ größer sind, als bei den anderen Nebenunterzügen, was auf die verschiedene Durchbiegung der Hauptunterzüge zurückzuführen sein wird. In Fig. 2c sind diejenigen Messungen dargestellt, welche Aufschluß über die Verteilung der Spannungen in der Platte geben

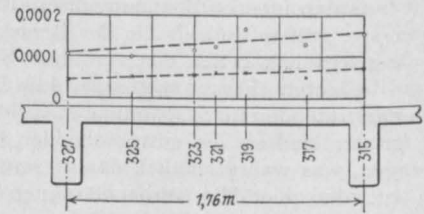


Fig. 2 c.

Darstellung der gemessenen Verkürzungen in der Platte.

(bei Belastungen von 976 und 1467 kg/qm). Auch hier zeigt sich, daß in den Nebenunterzügen verschiedene Spannungen herrschen, je nachdem sie die Auflager oder die Mitte der Hauptunterzüge verbinden. Andererseits aber ergibt sich deutlich eine vollkommene Mitwirkung der Platte zwischen beiden Nebenunterzügen. Hierbei ist die Plattenbreite, zwischen den Achsen der Unterzüge gerechnet, $6\frac{1}{2}$ mal so stark wie die Platte.

Zusammenstellung II.

		Eisen- einlagen Spannung kg/qcm	hierzu: $\frac{1}{\alpha}$	Beton- spannung kg/cm	hierzu: $\frac{1}{\alpha}$
Hauptträger.					
Am Auflager	Entwurf	2,180	1/12	84,0	1/12
	Versuch	—	—	63,0	1/16,7
In der Mitte	Entwurf	879	1/12	21,0	1/12
	Versuch	562	1/20	—	—
Nebenträger.					
Am Auflager	Entwurf	1,512	1/12	91,4	1/12
	Versuch	562	1/33,3	77,3	1/14,3
In der Mitte	Entwurf	1,301	1/12	26,7	1/12
	Versuch	773	1/20	24,6	1/13
Nebenträger über Stützen.					
Am Auflager	Entwurf	1,378	1/12	84,0	1/30
	Versuch	—	—	66,7	1/15,6
In der Mitte	Entwurf	1,195	1/12	24,6	1/12
	Versuch	703	1/20	15,8	1/18,5

Die Ergebnisse sind ziemlich übereinstimmend mit den bei den vorgenannten Versuchen. Im besonderen aber zeigen sie, daß die Spannungen in den Nebenunterzügen, welche sich über den

c) Die Versuche an dem Power-Gebäude in Minneapolis.

Dieser Bau ist ein vierstöckiges Warenhaus, mit einer Säulenreihe in der Mitte des Gebäudes.

Die Konstruktion ist die bereits im Jahre 1911 in der Zeitschrift besprochene trägerlose Decke, welche nur aus kreuzweise armierten Platten besteht, mit Drahteiseneinlagen mit sehr hoher Streckgrenze. Hier wurden die Versuche über dem Erdgeschloß ausgeführt, drei Monate nach der Herstellung. Die Belastung erfolgte in Belastungsstufen von 250 kg/qm bis zu der doppelten Nutzlast von 2400 kg/qm über 4 Felder (1, 2, 3, 4), wie dies in Fig. 3 ersichtlich ist. Die Versuche dauerten 9 Tage. Die Ablesungen an den Meßstellen, die in Fig. 3 ersichtlich sind, erfolgten bei

der unbelasteten und bei der belasteten Decke bis zu der einfachen Nutzlast von etwa 1200kg/qm. Nachdem diese Belastung erreicht war, wurden Feld 1 und 4 entlastet, und die Belastung auf Feld 2 und 3 bis zur doppelten Nutzlast gesteigert.

Schließlich wurde die Belastung von Feld 3 entfernt und zuletzt die Belastung von Feld 2 und jedesmal wurden Ablesungen vorgenommen. Die Spannungen, die aus den Messungen abgeleitet wurden, sind aus Zusammenstellung III ersichtlich.

Zusammenstellung III
über die aus den Messungen abgeleiteten Spannungen in kg/cm².

Ort der Messung	Meß- stelle	Eigen- gewicht	Nutz- last	Total	Nutz- last	Total
a) Eisenspannungen für eine Nutzlast von 976 kg/m ²				1952 kg/m ²		
Über der Stütze }	202	140,6	984	1125	1336	1477
	204	175,8	1230	1406	1617	1793
	Mittel*)	157,2	1108	1261	1477	1635
	201	105,5	211	316	492	598
	205	70,3	211	281	703	773
	Mittel**)	87,9	211	299	598	686
An der Unterfläche der Platte }	102	70,3	492	562	633	703
	112	105,5	808	914	949	1055
	Mittel*)	87,9	650	738	791	879
An der Unterfläche der Platte }	101	35,15	70	106	281	316
	104	35,15	527	562	844	879
	122	70,3	281	352	668	738
	Mittel**)	52,73	404	457	756	806
Desgleichen in der Plattenmitte }	103	35,15	105	141	562	598
	109	70,31	175,8	246	457	527
	Mittel	52,73	141	193	510	562
b) Betonspannungen:						
Unterseite der Platte an der Stütze }	308	7,031	52,73	59,72	74,0	81,0
	315	7,031	17,58	24,61	31,64	38,67
Oberseite der Platte }	406	7,031	21,09	28,12	24,61	31,64
	412	7,031	28,12	35,15	35,15	42,19
	Mittel	7,031	24,61	31,64	29,9	36,92
Feldmitte }	408	10,55	28,12	38,67	42,19	52,72
	304	3,515	10,55	14,06	17,58	21,09
Unterseite der Platte an der Außenmauer }	304	7,031	17,58	24,61	28,12	35,15
	Mittel	5,273	14,06	19,33	22,75	28,12

*) Nach der größeren Spannweite.
**) Nach der kleineren Spannweite.

Bei diesen Versuchen zeigt sich eine kontinuierliche Wirkung, ferner auch, daß die berechneten Spannungen viel höher sind, als die aus Messungen direkt ermittelten.

keine Schlüsse ziehen lassen, weil die Messungen zum Teil einer Verbesserung bedürfen, und weil andererseits auch hier erst einige Erfahrungen gesammelt werden mußten, so sind doch schon einige Ergebnisse, welche uns zeigen, wie weit unsere bisherigen Berechnungsmethoden zutreffen. Wir dürfen nicht vergessen, daß wir bei den Eisenbetonkonstruktionen durch die Voraussetzungen immer nur mehr oder minder genaue Näherungsberechnungen bekommen. Wenn auch unser Bestreben dahin gerichtet sein muß, unsere Berechnungen so genau wie möglich den tatsächlichen Verhältnissen anzupassen, so müssen wir doch so lange, als dies nicht möglich ist, uns mit den bisherigen Berechnungsmethoden zufrieden

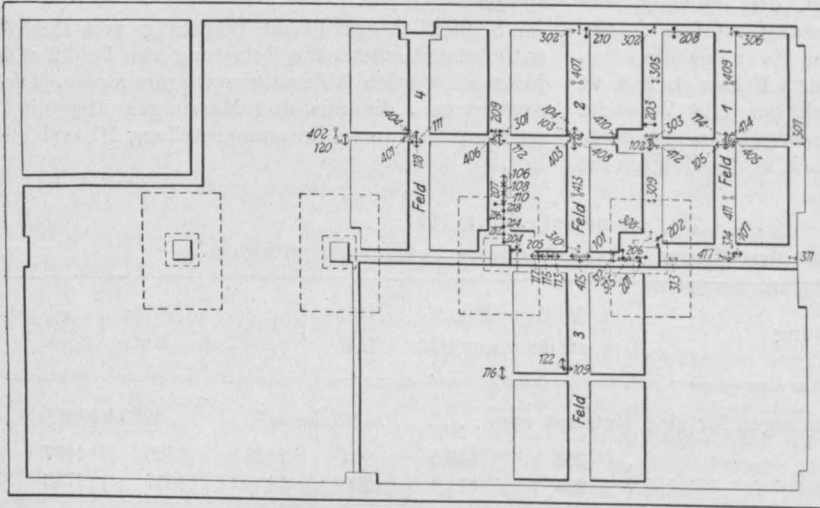


Fig. 3.

Lage der Meßstellen beim Power-Gebäude.

Diese außerordentlich lehrreichen Versuche werden in größerem Maßstabe fortgeführt werden, und wir können es nur mit besonderer Genugung hervorheben, daß von den amerikanischen Fachkollegen derartige Untersuchungen in Angriff genommen worden sind. Wenn sich auch zurzeit

geben, und diese bedeuten, wie ja auch aus den amerikanischen Versuchen hervorgeht, eine größere Sicherheit. Bei diesen zeigt sich einwandfrei, daß die wirklich auftretenden Spannungen im Beton und im Eisen viel kleiner sind, als die berechneten.

DER EINFLUSS METALLHALTIGER ZUSCHLAGSTOFFE AUF BETON.

Die Zeitschrift „Engineering Record“ berichtet über einen interessanten Fall, welcher



Zerstörung von Beton bei Verwendung metallhaltiger Zuschlagstoffe.

neuerdings zeigt, wie vorsichtig man bei der Wahl der Zuschlagstoffe zum Beton sein muß. Bei-

stehende Figur zeigt die Aufnahme eines Betonfundamentes im Alter von 3 Jahren. Es handelt sich um einen Beton einer Mischung von 1 Teil Zement, 3 Tln. scharfen Sand und 6 Tln. Steinschlag, welcher aus den Bergwerken bezogen wurde und einen Zusatz von 0,2 bis 0,4% Kupfer hatte. Seit einiger Zeit wurden an den Fundamentmauern des Gebäudes Risse bemerkt, und eine eingehende Untersuchung ergab, daß sich in dem Beton durch die Einwirkung der Feuchtigkeit auf den Steinschlag Sulfide bildeten. Eine weitere Untersuchung des Zuschlagmaterials ergab einen Gehalt vom Mittel von 0,3 bis 0,6%, Kupfer 0,2 bis 0,4%, Eisen 15 bis 18% und Schwefel 0,5 bis 0,75%.

Bei der Auswechslung der am meisten zerstörten Stellen wurden andere Zuschlagstoffe gewählt und der Erfolg war, daß das äußere Aussehen des Betons nunmehr einwandfrei ist.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Application du béton fretté à la fonte. Über die Empergerschen Versuche und Vorschläge über die Bewehrung gußeiserner Säulen mit umschnürtem Beton wird eingehend und mit großer Wärme berichtet. „Die Umschnürung verleiht dem Gußeisen eine Biegsamkeit, wie die des Flußeisens; es handelt sich also um eine wirkliche Rehabilitierung des Gußeisens.“ *Le Ciment* 1912. Nr. 2.

Die Knutson-Bleche, ihre statischen Verhältnisse und ihre Anwendbarkeit im Bauwesen. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Verfasser bespricht die neuen Feinblechformen nach dem Patente des Zivilingenieurs Knutson. Ihre Form ist abgeleitet vom Wellblech, und es findet als Doppelblech und als Tripelblech zweckmäßig mit Betonausstampfung für Decken Verwendung. *Deutsche Bauztg.* 1912. Nr. 39.

2. Prüfung und Untersuchung.

Sur la constitution et la formation du ciment Portland. Über die Zusammensetzung des Portlandzementes. Veröffentlicht von E. Leduc, auf Grund ausgedehnter Versuche. *Bulletin de la Société d'Encouragement pour l'industrie nationale*, Nov. 1911. Wiedergabe (ausz.). *Le Ciment* 1912. Nr. 1.

The testing of cements by Le Chateliers method. Von G. Feret. Auszug aus einem Vortrag vor belgischen und französischen Mitgliedern des Internationalen Verbands für Materialprüfung über die Le Chatelier-Probe. Vorschläge zur Beseitigung der dieser Prüfungsmethode noch anhaftenden Mängel. *Concr. a. Constr. Engg.* Bd. VII, Nr. 4.

Variations linéaires du ciment et du béton. Versuche über das Schwinden und Quellen des Betons (von Goldbeck in den Vereinigten Staaten, von Schüle in Zürich und von der Ecole des ponts et chaussées) werden mitgeteilt und miteinander verglichen. Die Angaben über das Schwinden stimmen sehr gut überein, die über das Quellen garnicht, ebensowenig die für die Formänderung des bewehrten Betons. *Le Ciment armé* 1912. Nr. 1.

Kontrollbalken oder Probewürfel? In dem heftigen Streit über dieses Thema schlägt Dipl.-Ing. Schick die Prüfung von Kontrollbalken und Probewürfel vor. *Tonindustrie-Ztg.* 1912 Nr. 47.

Hierzu ein gleicher Aufsatz von Dr.-Ing. A. Martens, Direktor der Versuchsanstalt Groß Lichterfelde. *Tonindustrie-Ztg.* Nr. 53.

Effets de hautes températures sur le béton de ciment Portland. Versuche von Ch. L. Norton in Boston über das Verhalten des Betons gegenüber der Wärme und den hohen Temperaturen (Dehnung, spezifische Wärme usw.) werden besprochen und in ihren Ergebnissen mitgeteilt. *Le Ciment* 1912. Nr. 3.

La régression de la résistance à l'extension du béton. Erörterungen im Verein der Zivilingenieure in New-York über die Frage, ob ein Rückgang der Zugfestigkeit zwischen 7 und 28 Tagen ein wirklicher Beweis für einen mangelhaften Zement sei. J. M. O'Hara bestreitet das; er führt als Beispiel Zemente an, die zwischen dem 10. und dem 20. Tage einen Rückgang aufwiesen, am 28. aber wieder auf der früheren Zugfestigkeit angelangt waren und deshalb nicht zurückgewiesen wurden. *Le Ciment* 1912. Nr. 1.

Influence de la vapeur à haute pression sur la résistance à l'écrasement des mortiers et bétons de ciment. Versuche von Rud. J. Wig über den Einfluß hochgespannten Dampfes auf die Druckfestigkeit des Betons und Mörtels. Wig gibt folgende Schlußfolgerungen: Dampf bis zu 5,6 at Spannung beschleunigt das Erhärten des Mörtels und Betons aus Portlandzement. — Die Druckfestigkeit wächst mit dem Dampfdruck und mit der Dauer der Einwirkung. — Man kann in 2 Tagen eine (manchmal um 100%) höhere Druckfestigkeit erreichen, als sie der nicht mit Dampf behandelte Beton nach 6 Monaten aufweist. — Wenn die Einwirkung des Dampfes hinreichend gewesen ist, so wächst die Druckfestigkeit auch weiterhin. — Die Baustoffe müssen angefangen haben, abzubinden, ehe sie mit Dampf behandelt werden. — Ein mittlerer Feuchtigkeitsgehalt ist am zweckmäßigsten. *Le Ciment* 1912. Nr. 3.

Versuche mit Stampfbeton verschiedener Zusammensetzung. Vortrag auf der 15. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins von Prof. M. Gary, Groß Lichterfelde. Mitteilungen über die wichtigsten Ergebnisse der im Materialprüfungsamt vorgenommenen außerordentlich umfangreichen Versuche. Abb. Hinweis auf den im Buchhandel erscheinenden ausführlichen Bericht von Geheimrat Rudeloff und dem Verfasser. *Beton und Eisen* 1912 1. Ergänzungsheft.

Die Einwirkung von Säuren auf Beton. Von Reg.-Baumeister Erwin Neumann (Char-

lottenburg). Verfasser zeigt an der Hand vieler Beispiele der Literatur, wie bei vorhandenem Schwefelwasserstoff durch die entstehende Schwefelsäure weitgehende Zerstörungen an Betonmauerwerk entstanden sind, und gibt Mittel an, wie diese Bauwerke hiergegen, ebenso wie gegen die schädliche Kohlensäure geschützt werden können. *Tonindustrie-Ztg.* 1912. Nr. 42.

Entgegnung von Dr. A. Moge. *Tonindustrie-Ztg.* 1912. Nr. 50.

Einfluß des elektrischen Stromes auf Eisenbeton. Vortrag auf der 15. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins von Prof. O. Berndt, Geh. Baurat, Darmstadt. Auszugsweiser Bericht über die in der Materialprüfungs-Anstalt der Technischen Hochschule in Darmstadt im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton angestellten Versuche, die sich erstreckten 1. auf die Ermittlung der Wirkung des elektrischen Stromes auf Eisenbeton und auf die Feststellung der hierbei etwa auftretenden Änderung der Haftfestigkeit des Eisens im Beton und 2. auf die Wirkungsweise des Blitzes auf Eisenbetonbauten. Versuchsanordnung. Ergebnisse. *Beton u. Eisen*, 1912 1. Ergänzungsheft.

Les altérations du mortier de ciment dans l'eau de mer. Auszug aus dem Buche von Dr. S. Kasai (Onoda, Japan) über den Einfluß von Traßzusatz auf den Portlandzement im Meerwasser. *Le Ciment* 1912, Nr. 2.

Altérations chimiques dans l'eau de mer des mortiers de ciment additionnés de pouzzolane. Desgl. wie vor; über den Zementmörtel mit Zusatz von Puzzolanerde. *Le Ciment* 1912, Nr. 3.

Additions de silice soluble et d'argile dans le ciment. Desgl. wie vor; über Beimischungen von Kieselsäure und Tonerde im Zement. *Le Ciment* 1912, Nr. 4.

3. Wirtschaftliches.

Rapports consulaires américains sur l'application du ciment Portland à la construction. Amerikanische Konsularberichte über die Verwendung des Zementes im Bauwesen. Beachtenswerte Bemerkungen über die einzelnen Länder. *Le Ciment* 1912. Nr. 4 und 5.

Portlandzement am Schwarzen und Asowschen Meere. Die Lage der Zementindustrie in Rußland und insbesondere am Schwarzen und Asowschen Meere wird besprochen. *Tonindustrie-Ztg.* 1912, Nr. 56.

L'industrie du ciment aux Etats-Unis. Der Verbrauch an Portlandzement in den Vereinigten Staaten von Nordamerika beträgt etwas mehr als die Hälfte des in der ganzen Welt hergestellten. — Bemerkungen und Zahlenangaben, auch über die übrigen Länder. — Etat de l'industrie du ciment en Allemagne. Fort-

gesetzte Steigerung des Verbrauchs in Deutschland, Schwierigkeit des Absatzes im Auslande. — Importations et exportations des ciments et chaux en 1910. Zahlen des französischen Marktes. — La crise du ciment fin 1911. *Le Ciment* 1912. Nr. 1, 3.

II. Theorie.

Zur Berechnung der Deckenkonstruktionen. Von Ing. R. Maillart in Zürich. Verfasser regt in seinem Aufsatz eine Aussprache über die Belastungsannahmen von Deckenkonstruktionen an und schlägt selbst die Berechnung mit Einzellasten vor. *Schweiz. Bztg.* 1912. Nr. 22.

Dalles nervurées sollicitées par une charge concentrée. Es werden verschiedene Äußerungen zusammengestellt über die Frage wie sich eine Einzellast (Rad usw.) auf mehrere Träger verteilt. An einem Beispiele zeigen sich deutlich die Unterschiede der einzelnen (vorgescribenen oder sonst empfohlenen) Berechnungsweisen; Bezuggenommen ist auf Aufsätze von Caquot, ing. des ponts et chaussées im *Ciment armé* 1911 Nr. 12, von Gatherer, Wien, im *Beton und Eisen* 1911 Nr. 13, von Dr. Genel, ebenda 1910 Nr. 7 und von Chr. Vlachos, ebenda 1908 Nr. 14. Neue Vorschläge werden nicht gemacht. *Le ciment armé* 1912. Nr. 1. Vgl. zum vorstehenden Gegenstande auch: *Arm. Beton* 1912, Nr. 3.

Einfluß der Formänderung auf die Kräfte im statisch bestimmten Fachwerk. Von Gr. Bauinspektor Gaber in Heidelberg. *Zeitschr. f. Arch. u. Ing.* 1912. Nr. 2.

Zur Theorie statisch unbestimmter Hauptsysteme. Von Dr. K. Eisenmann (Berlin). Verfasser zeigt im theoretischen Teil des Aufsatzes, wie man die Berechnung eines $(m+n)$ -fach statisch unbestimmten Systems auf n -fach, also auch auf ein einfach-statisch unbestimmtes System zurückführen kann, und gibt im zweiten Teil als Zahlenbeispiel die Untersuchung eines vollwandigen Zweigelenkbogens mit Auslegern. *Zeitschr. f. Arch. u. Ing.* 1912. Nr. 1. Mit Entgegnungen: Von Dr.-Ing. Pirlet (Aachen) u. Dr. K. Eisenmann in Nr. 3 ders. Zeitschr.

Der an beiden Enden eingespannte Balken. Von Ing. W. Vieser, Pola. Ableitung einfacher Ausdrücke zur Berechnung von Einspannungsmomenten für Einzel- oder gleichmäßig verteilte Lasten. *Beton und Eisen* 1912. Heft 8.

Das Stützliniengewölbe mit lotrechter Überlast. Von A. Hofmann, Oberbauinspektor in München. *Zeitschr. f. Arch. u. Ing.* 1912. Nr. 1.

Gleichungen über die Formänderung vollwandiger Bögen. Eingehende theoretische Untersuchungen von Joh. Duwe, Ingenieur (Königsberg). *Zeitschr. f. Arch. u. Ing.* 1912. Nr. 2.

Zur Standsicherheitsuntersuchung schiefer gewölbter Brücken. Von Oberbauinspektor A. Hofmann, München. Zeitschr. f. Arch. u. Ing. 1912. Nr. 2.

Statisch bestimmter Bogenträger mit ein oder mehreren Öffnungen. Von Dipl.-Ing. Chr. Vlachos in Karlsruhe. Die Abhandlung befaßt sich mit der zeichnerischen Ermittlung von Einflußlinien für die statisch bestimmten Bogenträger auf zwei oder mehreren Stützen. Das Verfahren beruht auf dem Satz der Gegenseitigkeit der Formänderungen. Die Einflußlinien werden in einfacher Weise mittels der Winkeländerungen an den Gelenkpunkten als Biegungslinien gezeichnet. Zum Schluß wird noch ein zeichnerisches Verfahren zur Ermittlung der äußeren Kräfte eines durch lotrechte Lasten beanspruchten, durchgehenden Bogenträgers erläutert. Zeitschr. f. Arch. u. Ing. 1912. Nr. 3.

Berechnung von Rahmenkonstruktionen mit mehreren Mittelstützen. Von Dr.-Ing. H. Pilgrim in Stuttgart. Verfasser behandelt den Einfluß der Mittelstützen auf die Berechnung der Horizontalkräfte. Zeitschr. f. Arch. u. Ing. 1912. Nr. 3.

Analytische Berechnung des Zweigelenkrahmens mit aufgelagerten Kragarmen. Von Dr.-Ing. Paul Müller, Obercassel bei Bonn. Untersuchung eines Zweigelenkrahmens mit Kragarmen mit Hilfe von Einflußlinien unter Einführung eines statisch unbestimmten Hauptsystems. Beispiel. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft 8.

Die Theorie des Knickens. Von Regierungsbauführer Lindner in Berlin. Das Gültigkeitsgebiet und der Maßstab für die Genauigkeit der Formeln von Euler und Tetmajer wird untersucht. Zeitschr. f. Arch. u. Ing. 1912. Nr. 3.

Reinforced concrete columns. Von Prof. W. E. Lilly, Dublin. Ableitung einer geeigneten Formel aus der Rankine-Gordonschen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Eisenbetonsäulen für die Mehrzahl der in der Praxis vorkommenden Fälle. Concr. a. Constr. Engg.-Bd. VII. Nr. 4.

Bewehrung doppelt bewehrter Platten und Balken. Von Prof. E. Suenson, Kopenhagen. Für die als bekannt vorausgesetzte Konstruktionshöhe der Platte oder des Plattenbalkens und unter Annahme von $\frac{3}{4}\%$ Bewehrung an der Unterseite wird das zugehörige Moment ermittelt, und aus der Differenz des verlangten und vorhandenen Momentes die erforderliche Größe der Druckbewehrung ermittelt. Beispiele. Beton und Eisen 1912. Heft 9.

Die wirtschaftliche Höhe einer Futtermauer. Eingehende theoretische Untersuchungen vom Gr. Bauinspektor Gaber in Heidelberg. Zeitschrift f. Arch. u. Ing. 1912. Nr. 1.

Die Kleinstwerte für Balken, Unterzüge und Geländer. Von Geh. Baurat Wilcke in Zoppot. Verfasser stellt für Balken und Unterzüge, welche in rechtwinkliger Lage einen Raum überspannen, die Mindestwerte bezüglich Stoffmengen und besonders der Kosten fest, indem er für verschiedene Träger — I-Eisen, Winkeleisen und Holzbalken — die Beziehungen zwischen Widerstandsmoment (Größe dritten Grades) und Querschnitt (Größe zweiten Grades) untersucht. Den theoretischen Untersuchungen sind einige Beispiele zur Bestimmung der Kleinstwerte angeschlossen. Zeitschr. f. Arch. u. Ing. 1912. Nr. 2.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Wasser zur Probelastung. Von Dipl.-Ing. E. Schick. Es wird auf die Vorteile dieser Belastungsart, die in Amerika verwendet wird, hingewiesen. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 53.

Prüfmaschine von 3000 t Druckkraft für Eisenkonstruktionsteile. Beschreibung dieser Maschine, die auf dem Gelände des Kgl. Materialprüfungsamtes Groß-Lichterfelde aufgestellt wird. Mit Abb. Zeitschr. V. D. I. 1912. Nr. 12.

Efforts de cisaillement ou de glissement du béton sur lui-même. Die Beanspruchungen auf Scheren und Gleiten im Beton, nach dem Buche: Der Eisenbeton von Mörsch Le Ciment armé 1912. Nr. 4.

Versuche Bachs mit Eisenbetonbalken. Besprochen von Hofrat Prof. Dr. Max Ritter von Thullie. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 50.

Nouvelles expériences du comité allemand du ciment armé. Die in den Heften Nr. 9 und 10 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton niedergelegten Versuche und Ergebnisse über die Form der Haken und über die günstigste Art der Eisenaufbiegung werden nach dem Bericht von Prof. M. Foerster im Arm. Beton kurz wiedergegeben und besprochen. Der Berichterstatter vermißt allgemeine Schlüsse aus den Ergebnissen und gibt der Meinung Ausdruck, daß die bloße Wiedergabe der Versuche und ihrer Ergebnisse den Praktiker weniger interessieren dürfte. Er faßt seine Schlußfolgerungen dahin zusammen, daß eine günstige Eckenform, die Anordnung von Bügeln und von vielen dünnen an Stelle von wenigen starken Trageisen wohl die Bruchsicherheit erhöht, nicht aber das Entstehen der ersten Risse hinausschiebt. Er bezeichnet diese Beobachtung als das Gegenteil von dem, was man als Ergebnis hätte wünschen können. Sehr zutreffend ist die Bemerkung, daß auch diese Versuche gezeigt haben, daß man das Auftreten der ersten Risse (wie das noch immer fälschlicherweise geschieht) durchaus nicht als Maßstab für die Güte und Tragfähigkeit der Bauweise ansehen darf, sondern daß dafür allein die

Bruchsicherheit maßgebend ist. Le Ciment armé 1912. Nr. 3.

Torsions-Bruchversuche mit Körpern von rechteckigem Querschnitt, die anschaulich die Mitte der langen Seite des Querschnittes als Ausgangspunkt des Bruches erkennen lassen. Von C. Bach. Zeitschrift V. D. I. 1912. Nr. 11.

N. E. G.-Träger. Bericht der Prüfungsergebnisse eines Eisenbetonträgers zur Überdeckung von Fenstern, Türen u. dergl. als Ersatz der bisherigen I-Eisenträger. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 47.

IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbeton.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Avantages des usines construites en ciment armé. Nach The Canadian Engineer werden die wirtschaftlichen Vorteile der Eisenbetonbauweise, vor allem für industrielle Bauten, zusammengestellt und ausführlich erläutert und begründet. Es sind der Reihe nach besprochen: Die Feuersicherheit, Wasserdichtigkeit, die fugenlose Bauweise, die dem Ungeziefer keine Unterschlupfe bietet und hygienisch vorteilhaft ist, die gute Beleuchtung, die große Tragfähigkeit gegenüber ruhenden Lasten und gegenüber Stößen und Schwingungen, der Fortfall der Unterhaltung und die fast unbegrenzte Lebensdauer, die Anpassungsfähigkeit der Form, die Schnelligkeit der Ausführung, die wirtschaftliche Heizung, die geringen Kosten der Herstellung und der Feuerversicherung. Auch auf die Vorwürfe, die der Eisenbetonbauweise im allgemeinen gemacht werden, geht der Aufsatz ein. Zum Schluß seien die als Durchschnittswerte mitgeteilten Einheitskosten wiedergegeben. Le Ciment armé 1912. Nr. 2.

Baupolizei und Einsturzunfälle. Von Prof. Siegmund Müller, Charlottenburg. Bemerkenswerter Vortrag in der Jahressitzung der Vereinigung der höheren Baupolizeibeamten 1912. Nach allgemeinen Angaben über die Zahl der Einsturzunfälle bespricht der Vortragende die Ursachen, die er in Fehlern des Entwurfs und in Fehlern der Ausführung sieht und an zahlreichen Beispielen näher erläutert. Der Besprechung der Unfälle folgen eingehende Erörterungen über das Baupolizeiwesen. Die Lehren, die sich aus dem Gesamtbild der Einsturzunfälle für die Beurteilung der baupolizeilichen Tätigkeit ergeben, kommen in Form einer Anzahl Leitsätze zum Ausdruck. Beton und Eisen 1912. 1. Ergänzungsheft.

De l'emploi des bétons et mortiers. Es wird darüber geklagt, daß dem Unternehmer in vielen Fällen ganz unnötig fette Mischungen vorgeschrieben werden, daß die Verwendung von Steinschlag zum Beton verboten ist, daß auch z. B. für den Pflasterunterbau oft eine unnötige Stärke verlangt wird, und daß endlich über den Grad der Reinheit des Sandes noch recht unterschiedliche Ansichten bestehen. Nach Engineering vom 15. 3. 1912. Le Ciment 1912. Nr. 4.

La „Gunnite“. Ausführliche Beschreibung der so genannten Maschine (Mörtelschleuder) zum Herstellen eines Bewurfes von Zementmörtel auf beliebigen Flächen. Dieser wird unter einem Druck von 3 at mit einer Geschwindigkeit von 100 m/sec gegen die zu bedeckenden Flächen gespritzt. Der Putz weist außerordentliche Dichtigkeit auf, die sich auch in seiner Festigkeit äußert im Vergleich zum Handputz. Im Einschnitt von Culebra (Panamakanal) hat man den roten Ton mittels der Mörtelspritzen mit einer Zementmörtelschicht von 25—50 mm Dicke bedeckt, um einen Zerfall und Rutschungen zu vermeiden. Mit Abb. Le Ciment armé 1912. Nr. 4.

The cement gun. Von William A. Gordon. Beschreibung einer fahrbaren Maschine zum Putzen großer Flächen unter Verwendung von Druckluft.

	Stockwerke	Abmessungen m	Auflast kg/qm	Kosten für 1 cbm umbauter Raum	
				Francs	Francs
1. Maschinenhalle	4	36 × 15	800	14,80	16,60
2. „ (mit Sheddach)	1	66 × 30	—	16,60	18,50
3. Wagenfabrik	2	68 × 17	1600	16,60	18,50
4. Baumwollspinnerei	2	166 × 39	400	13,00	13,80
5. Weberei (Sheddach)	1	103 × 70	700	11,80	13,00
6. Kraftstation	—	27 × 19	—	21,20	22,20
7. Warenlager	4	54 × 16	800	12,00	13,00
8. „	12	76 × 80	800	16,60	19,40
9. „	2	67 × 18	1500 à 5000	14,80	16,60

ohne Gründung

mit Gründung

Beispiele über ihre erfolgreiche Verwendung. Mit Abb. s. auch L. März 1912. I, 1. S. 122. Concr. a. Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 5.

Floor and column forms for a typical all reinforced concrete building. Von H. C. Johnson. Interessante Ausführungen des Verfassers über eine zweckmäßige und wirtschaftliche Ausbildung der Rüstung und Schalung für Eisenbetondecken und -stützen sowie über den Aufbau und Wiederabbruch selbst und über die vielen Fehler, die hierbei seitens vieler Unternehmer mit der Absicht zu sparen gemacht werden. Mit Abb. s. auch L. Mai 1912. V, 1. S. 202. — Concr. and Constr. Engg. 1912. Bd. VII. Nr. 5.

Betonwalzen für Rasen- und Moorkulturen. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 44.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Ausführung des eingespannten oder kontinuierlichen Eisenbetonträgers mit wechselndem Druckgurt nach dem System Eichholz. Von Ing. Schellnegger, Graz. Eisenbetonbalken mit Z-förmigem Querschnitt als Ersatz der Plattenbalkenform mit wechselnder Verstärkung der oberen oder unteren Rippe zur Schaffung eines genügend großen Druckgurt bei Vorhandensein positiver und negativer Momente. Mitteilungen über die Ausführung, über Probelastungen sowie über die Vorteile der neuen Form. Mit zahlr. Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft 7.

Straußpfahlgründungen in der Schweiz. Von Kersten. Verfasser beschreibt an Hand zahlreicher Abbildungen eine große Zahl von Gründungen auf Straußpfählen für Gebäude, Brücken und Drehscheiben, darunter nachträgliche Unterfangungsarbeiten mit Straußpfahlgründungen. Schweiz. Bztg. 1912. Nr. 20.

La nouvelle cathédrale de Saint-Louis. Kurze Beschreibung und Abb. der neuen Kathedrale in St. Louis, die schon in L. März 1912, S. 126 erwähnt worden ist. Le Ciment armé 1912. Nr. 1.

Le nouveau théâtre de Francfort. Beschreibung mit Abbildungen nach Beton u. Eisen. Le Ciment armé 1912. Nr. 2.

Reinforced concrete building for Messrs R. Clay & Sons, Ltd., Brunswick St., London, S. E. Von Albert Lakeman. Großes Geschäftshaus, durchaus aus Eisenbeton bestehend; die Bewehrung erfolgte nach dem „Kahn“-System. Angaben und Abb. über die Durchbildung und Ausführung der Säulen, Decken, Wände, Treppen usw. Concr. and Constr. Engg. Bd. VII. Nr. 5.

Reinforced concrete in the construction of the railway station, Canton, China. Kurze Mitteilungen über die Verwendung von Eisenbeton bei Errichtung eines Stationsgebäudes der Eisenbahn in Kanton, China. Mit Abb. Concr. and Constr. Engg. Bd. VII. Nr. 4.

Bau eines Fabrikgebäudes durch Zusammenstellen von Wänden. An Abb. wird das Herstellen und Aufrichten solcher Wände aus Eisenbeton gezeigt. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 56.

Zement-Gartenhäuser. Herstellung von Gartenhäusern aus Zementplatten. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 59.

Silos-monstres en ciment armé. Kurze Beschreibung einer ganz ungeheueren Speicheranlage für Getreide, die aus 4 Einheiten besteht, deren jede 290 Millionen Hektoliter Inhalt hat. Im Jahre 1911 ist ein erster Teil ausgeführt worden, der 100 Millionen Hektoliter umfaßt. Die Anlage gehört der Canadian Stewart Co. Ltd. Der bis jetzt ausgeführte Teil umfaßt eine Gruppe von 75 zylindrischen Silos von 3,60 m innerem Durchmesser und 24 m Höhe, die in fünf Reihen zu je 15 Stück angeordnet sind, und eine zweite Gruppe von 70 zylindrischen Silos, von 7 m innerem Durchmesser und 29 m Höhe, in zehn Reihen zu je 7 Stück. Überall sind auch die Zwischenräume zwischen den Silos zur Aufnahme von Getreide eingerichtet. Gründung und Bauweise sind kurz beschrieben. Mit Abb. Le Ciment armé 1912. Nr. 3.

Recent retaining wall practice in the City of Pittsburgh. Von Chas. M. Reppert. Beschreibung einer größeren Anzahl ausgeführter Winkelstützmauern aus Eisenbeton in Pittsburg mit Abb. und mit Angabe der üblichen Berechnungsweise. Concr. and Constr. Engg. Bd. VII. Nr. 4.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Causerie sur les ponts. Allgemeine Betrachtungen über die Brücken, vom ästhetischen, öffentlich-rechtlichen und geschichtlichen Standpunkte aus, über die Mitarbeit des Architekten usw. Vortrag von P. Waterhouse am 12. Februar im Londoner Architektenverein, veröffentlicht in The Architect's & Builder's Journal, wiedergegeben in Le Ciment armé 1912. Nr. 3 und 4.

Vom Bau der beiden neuen Rheinbrücken in Köln. In der eingehenden Beschreibung dieser eisernen Brücken finden sich neben vielen architektonischen Einzelheiten auch sehr interessante Angaben über die Pfeilergründungen. Mit vielen Abb. Deutsche Bauzeitung 1912. Nr. 42, 43 und 45.

Neubau der Dove-Brücke in Charlottenburg. Von Stadtbaumeister Zangemeister. Eingehende Beschreibung einer Betonbogenbrücke von 24 m Spannweite. In vielen Abb. werden Einzelheiten der architektonischen Ausbildungen, aber auch der Herstellung, z. B. der Kämpfergelenkquader, gezeigt. Deutsche Bauzeitung 1912. Nr. 22 und 25.

Eisenbetonbrücke über die Muota in Hinter-Ibach. Von Kantonsingenieur H. Gubel-

mann, Schwyz. Beschreibung einer Eisenbetonbogenbrücke von 36 m Stützweite, deren Zugbänder an armierten Säulen aufgehängt sind und deren Fahrbahn zwischen den Zugbändern eingeschlossen ist. Die beiden Bogenrippen, die bei 50 cm Breite, im Scheitel 60 cm und im Kämpfer 90 cm Stärke haben, besitzen eine besonders reichliche Armierung, die noch mit einer 10 mm starken Spiralarmierung umschlossen ist. Viele Abb. Schweiz. Bztg. 1912. Nr. 22.

Talübergang bei Erbach (Westerwald). Von Rgbmstr. Koester, Altona. Gewölbte Talbrücke im Zuge der eingleisigen Bahn Marienberg—Erbach (W.). Die Hauptabmessungen des Bauwerkes sind: Gesamtlänge zwischen den Außenkanten der Flügelmauern rund 292 m, Höhe im mittleren Teil rund 31 m, nutzbare Breite zwischen den Geländern 4,5 m und Gewölbbebreite 4 m. Die Öffnungsweiten sind 2×18 , 4×31 , 3×18 und 2×15 m. Die Gewölbe haben durchweg Halbkreisform, die Gewölbezwickel sind durch halbkreisförmig überwölbte Queröffnungen durchbrochen. Im Scheitel und in den Kämpfern sind die Gewölbe durch Einlagen unterbrochen, die bei den Gewölben von 31 m Spannweite aus Walzbleiplatten von 6 mm Stärke und 800 mm Breite, bei den anderen Gewölben aus Dachpappe bestehen. Zur Betonbereitung wurden aus in der Nähe der Baustelle gelegenen Basaltbrüchen Basaltsand, Splitt und Schotter verwendet. Die Mischungsverhältnisse des Betons waren: für die Fundamente und Pfeiler 1 Zement : 3 Basaltsand : 3 Splitt : 6 Schotter, für die Gewölbe 1:2:2:5 und für die Aufbauten 1:2:3:5. Zur Bildung der Ansichtsflächen wurde gegen die Schalung eine Schicht feinkörnigen Betons mit erhöhtem Zementzusatz besonders dicht gestampft. Die Ausführung erfolgte in möglichst einfacher Weise, ohne besonderes durchgehendes Förder- und Arbeitsgerüst.

Die Lehrgerüste erforderten 0,85 cbm Holz auf 1 cbm Gewölbebeton. Die Kosten des fertigen Bauwerkes einschließlich der wasserdichten Abdeckung betragen 321 000 M, das sind für 1 m Brückenlänge 1100 M, für 1 cbm Mauerwerksmasse 27,9 M und für 1 qm sichtbare Ansichtsfläche nur 49,2 M. Die Brücke fügt sich recht gut in das Landschaftsbild ein. Mit zahlreichen Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft 7 und 8.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Les ouvrages maritimes du port de Rosyth. Kurze Beschreibung der Hafentbauten in Rosyth am Firth of Forth, insbesondere umfangreicher Gründungen mit Hilfe von Brunnen aus Eisen und Beton. Mit Abb. Le Ciment 1912. Nr. 2.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Schachtausbau und Versteinerungsverfahren. Eingehende Beschreibung der Abdichtung von Schächten mit Hilfe des Zement-einspritzverfahrens. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 50.

Tunnelbauten in Beton und Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. H. W. K. Ziesemer. Verfasser weist besonders auf die Verwendung von Eisenbetonrahmen wegen ihrer großen Stoffausnutzung hin und gibt ausführliche Rechnungsbeispiele. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 53.

Eisenbetonrinnen für Kläranlagen. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 47.

Eisenbetonumschnürte Steinzeugröhren. Von H. Schmidt, Stadtbaumeister, Charlottenburg. Sehr eingehende Untersuchung und Beschreibung dieser Ausführungsart. Mit Abb. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 27, 34, 35, 52 und 55.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Bearbeitet von Dr. techn. Hugo Fuchs (Berlin).

Selbstkostenberechnung.

Eine Rundfrage.

Der Kreis der Firmen, die Beton- und Eisenbetonbauten ausführen, hat in den letzten Jahren eine große Erweiterung erfahren. Die dadurch erhöhte Konkurrenz hat der Ausbreitung des Eisenbetons zweifellos genützt, sie hat aber die Rentabilität der alten Unternehmungen herabgemindert, weil die neuen Firmen teils aus mangelnder Erfahrung, teils in der Absicht, sich einzuführen, Preise erstellen, die entweder nur wenig die Selbstkosten übersteigen und manchmal sogar unter diesen liegen. Diese Tatsache, die eine Regelung na-

mentlich des staatlichen Submissionswesens als dringlich erscheinen läßt, hat uns veranlaßt, uns an eine Reihe namhafter Firmen mit nachstehendem Schreiben zu wenden:

„Es gehört zu den regelmäßigen Erscheinungen einer jeden öffentlichen oder privaten Submission, daß zwischen dem Höchst- und Mindestangebot eine so große Spannung besteht, daß die Kalkulation eines Teiles der Unternehmer unmöglich richtig sein kann.

Dieser Übelstand ist geeignet, das Vertrauen der Bauherren in die Solidität der Unternehmer zu erschüttern, und es liegt

darum im allgemeinen Interesse, diese Erscheinungen aufzuklären und diesen Übelständen Einhalt zu gebieten.

Auf dem Gebiet des Maschinenbaues waren die gleichen Mißstände zu verzeichnen, und es ist ein Verdienst des Vereins deutscher Maschinenbauanstalten, der Fachzeitschriften und einiger Veröffentlichungen, daß eine Wendung zum Bessern einzutreten scheint.

Wir haben es uns zur Aufgabe gemacht, in dem neugegründeten wirtschaftlichen Teile unserer Zeitschrift die Interessenten nachdrücklich auf diese Frage aufmerksam zu machen und wollen den gleichen Weg einschlagen, der sich auf dem Gebiet des Maschinenbaues als gangbar erwiesen hat: nämlich die Prinzipien klarlegen, nach welchen die bedeutendsten Eisenbetonunternehmungen ihre Selbstkosten ermitteln.

Im Sinne dieser Ausführung bitten wir um möglichst ausführliche Beantwortung nachfolgender Fragen:

1. Nach welchen Grundsätzen berechnet Ihre Firma die Selbstkosten bei der Preisstellung für Eisenbeton?
2. Durch welche Mittel könnte den oben gekennzeichneten Mißständen abgeholfen werden?*

Einige Firmen haben unserer Einladung entsprochen und unsere Anfragen beantwortet, indem sie die Grundlinien der von ihnen ausgearbeiteten Selbstkostenberechnungen mitteilen.

Die Bauunternehmung Gebr. Rank, München schreibt:

„Wir besitzen Ihr Geehrtes vom 24. cr., dessen Inhalt unser volles Interesse findet. Auch wir haben es seit jeher als einen bedauerlichen Mißstand empfunden, daß es eine große Reihe von Betonbauunternehmern gibt, welche zweifellos nicht verstehen, in der richtigen Weise ihre Kalkulationen aufzustellen. Es liegt auf der Hand, daß hierdurch die soliden und nach kaufmännischen Prinzipien arbeitenden Firmen leiden, und erscheint es uns außerordentlich dankenswert, wenn Sie sich der Aufgabe unterziehen wollen, in dieser Richtung eine Aufklärung und Besserung anzustreben. In der Annahme, daß Ihnen damit gedient ist, teilen wir Ihnen ergebenst mit, daß unsere Kalkulationen auf streng kaufmännischer Basis aufgebaut werden. Unbedingt notwendig ist es, daß jeder Auftrag sowohl vor- als auch nachkalkuliert wird. Gerade die Nachkalkulation kann unseres Erachtens nicht peinlich genug durchgeführt werden, denn nur aus ihr kann man genaue Unterlagen für weitere Vorkalkulationen erhalten und nur die Nachkalkulation gibt uns

das Mittel, Fehler zu vermeiden und richtige Kostenanschläge abzugeben. Die Art der Kalkulation an sich ist eine sehr einfache und in jedem kaufmännischen Betrieb bekannte. Jeder Preis setzt sich zusammen aus Lohn + Material + Betriebsunkostenzuschlag. Hierzu ist noch ein allgemeiner Verwaltungsspesensatz und der Gewinn zu rechnen. Ein besonderes Augenmerk ist stets auf eine peinlich genaue, spezifizierte, buchmäßige Nachweisung der Betriebs- und Handlungsunkosten zu richten. Je einzelner die Unkosten verbucht werden, sowohl in den Hauptbüchern als in der Nachkalkulation, desto klarer wird das Bild der Selbstkosten und um so weniger ist es möglich, sich bei Vorkalkulationen zu irren.

Ein Hauptfehler dürfte unseres Erachtens bei einer großen Reihe von Unternehmern darin liegen, daß dieselben nur einen Teil der Unkosten decken. In der Kalkulation muß aber ein Zuschlag für die im Geschäftsbetrieb entstehenden Unkosten aller Art enthalten sein, wozu auch die Amortisation für Maschinen, Werkzeuge und Geräte gehört. Besonders wichtig ist es auch, die Lohnaufschreibungen in der peinlichsten und ausführlichsten Weise vorzunehmen, da auch in der Ansetzung der Löhne wohl sehr häufig die Quelle der Fehler zu suchen sein dürfte.“

In ähnlicher Weise äußert sich, das Hauptgewicht auf eine Nachkalkulation legend, die Gesellschaft für Zement-Steinfabrikation Hüsler & Cie. in Oberkassel:

„Im Besitz Ihres Geehrten vom 24. d. Mts. wollen wir Ihnen gern mitteilen, in welcher Weise wir unsere Kalkulationen aufstellen, wengleich wir kaum glauben, daß auf diesem Wege eine Abhilfe für das unsinnige Unterbieten bei Submissionen gefunden werden kann. Wir und jedenfalls alle größeren und soliden Firmen kalkulieren sämtliche Bauwerke rückwärts, um zu sehen, wie wir mit Kalkulationssätzen bei den verschiedenen Bauten und in den verschiedenen Situationen ausgekommen sind. Dadurch werden, abgesehen von den rein rechnerischen, als Materialwerte zu ermittelnden Werten Erfahrungswerte für Arbeitslöhne u. dgl. gewonnen. Diese dienen dann bei späteren Kalkulationen wieder zur Errechnung zutreffender Preise. Außerdem werden die für Bauten anwachsenden Gesamtgeschäftsunkosten ermittelt und im Verhältnis zu den einzelnen Arbeiten bei den Kalkulationen berücksichtigt. Selbstverständlich ist bei jedem Bauwerk irgendeine Besonderheit noch zu beachten, und es würde zu weit führen, auf alle Einzelheiten einzugehen.

Diejenigen Firmen, welche so sinnlos unterbieten, können unmöglich mit Erfahrungswerten oder errechneten Werten arbeiten; sie werden entweder die Preise schätzen oder raten, oder, wie dies vielfach vorkommt, nach vorausgegangenen Submissionen über Bauten ähnlicher Art die billigsten Preise ersehen und dann womöglich diese noch unterbieten. Selbstverständlich kann dann von einem Unterbieten nur dann die Rede sein, wenn es dem betreffenden Unternehmer möglich ist, durch unlautere Machenschaften zunächst den ihm

„Auf Ihre geschätzte Anfrage vom 24. d. Mts. erwidern wir Ihnen, daß wir unsere Bautenkalkulation auf Formularen vornehmen, von denen eins in der Anlage mitfolgt. Zur Kontrolle der Richtigkeit dieser Kalkulation führen wir Betriebsbücher, die genau dieselben Konten aufweisen, wie diese Kalkulationsformulare und sind wir damit in der Lage, jedes Geschäft für sich, soweit wie dies überhaupt möglich sein dürfte, nachzukontrollieren, ob die Kalkulation der Ausführung entsprochen hat. Die sich hieraus ergebenden Erfahrungs-

Kostenanschlag.

über: _____ für Herrn _____ am Neubau belegen: _____

Pos.	Anzahl	Gegenstand	Beton cbm.	Kies				Zement				Sand				Profileisen							
				cbm.	Einzelp.		Gesamtp.		cbm.	Einzelp.		Gesamtp.		cbm.	Einzelp.		Gesamtp.		100 kg.	Einzelp.		Gesamtp.	
					⊗	⊕	⊗	⊕		⊗	⊕	⊗	⊕		⊗	⊕	⊗	⊕		⊗	⊕	⊗	⊕

Kalkulationsformular der Firma Sachs & Pohlmann A.-G. (linke Hälfte).

Massenberechnung:

Akte No. _____ Zeichnungen R. No. _____
 Anl. No. _____

Renditeisen				Holzverschnitt				Arbeitslohn				Linsen		Diverses				Selbstkosten				Unkosten u. Verdienst				Forderung				Pos.
100 kg.		Einzelp.		Gesamtp.		qm		Einzelp.		Gesamtp.		Einzelp.		Gesamtp.		Anzahl		Einzelp.		Gesamtp.		Einzelp.		Gesamtp.		Einzelp.		Gesamtp.		
⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕	⊗	⊕			

Kalkulationsformular der Firma Sachs & Pohlmann A.-G. (rechte Hälfte).

sicheren Verlust zu vermeiden und dann eventuell noch für einen Verdienst zu sorgen.

Zu Ihrer Frage 2, durch welche Mittel den gekennzeichneten Mißständen abgeholfen werden könne, können wir Ihnen nur den Wunsch äußern, daß es Brauch werden möge, daß alle Behörden, nicht bloß die Staats-, sondern auch die Kommunalbehörden, alle diejenigen Angebote ausscheiden, welche einen gewissen Prozentsatz unter dem selbst aufgestellten Voranschlag liegen. Damit würde auch gleichzeitig den Behörden die Pflicht erwachsen, selbst einmal einen richtigen Voranschlag aufzustellen, was ja meistens aus Bequemlichkeit oder Unkenntnis der Baubeamten nicht geschieht.“

Bemerkenswert ist auch die Antwort der Firma Sachs & Pohlmann, A.-G. für Betonbau, die wir nachstehend anführen:

sätze werden für neue Kalkulationen wieder benutzt.“

Bei den Maschinenfabriken hat sich bei der Nachprüfung der Kalkulationen gezeigt, daß regelmäßig die Material- und Arbeitslöhne, diejenigen Teile einer Selbstkostenrechnung, die einer Nachkalkulation zugänglich waren, mit großer Schärfe erfaßt werden konnten. Wenn sich ein Fehler in der Kalkulation herausstellte, so lag dieser darin, daß die Generalunkosten nicht in richtiger Weise bei der Kalkulation berücksichtigt wurden, indem nämlich ein fixer Prozentsatz, etwa 100 oder 150% auf die Arbeitslöhne und Materialkosten aufgeschlagen wurde. Diese Frage sowohl, als die Frage der Abschreibungen auf Werkzeuge und Betriebsmaschinen, die ist es, die auch im Bauwesen noch ausführlicher Erörterung bedarf. Zu der Besprechung dieser Fragen seien alle Fachkollegen eingeladen.

Die Enquete über das österreichische Zementkartell.

Am 3. Juli fand auf Einladung des k. k. Handelsministeriums eine Kartellenquete statt, welche sich ausschließlich auf das gegenwärtig bestehende österreichische Zementkartell bezog, zu welchem der österreichische Betonverein eingeladen und hierbei durch seinen Präsidenten Herrn Ing. Viktor Brausewetter, seinen Vizepräsidenten Herrn Rudolf Ehrenfreund und seinen Direktor Herrn Karl Bittner vertreten war. Dieser Beratung war der vom Zementkartell vorgelegte Kartellvertrag zugrunde gelegt, so daß auf vollkommen klarer Basis verhandelt werden konnte.

Die Vertreter des Kartells besprachen die Ursachen, welche zum Abschlusse dieses Kartells geführt hatten und welche darin gipfelten, daß die Leistungsfähigkeit der österreichischen Fabriken schon gegenwärtig etwa 50% höher ist, als der gegenwärtige österreichische Konsum. Aus diesem Grunde wurde eine Einigung der Zementfabriken notwendig, um eine entsprechende Verzinsung der bedeutenden in dieser Industrie angelegten Kapitalien zu ermöglichen. Hiernach kamen die Konsumenten zu Wort und betonten allseitig, daß die Geschäftsführung des Kartells und die sich daraus ergebende Preis- und Konditionsstellung den Konsumenten keinen Grund zur Klage biete, da auch die Preisstellung den Verhältnissen vollkommen entsprechend sei. Die Konsumenten befürchteten wohl mit Recht, daß bei weiterer Herabdrückung der Preise nicht mehr der einwandfreien Qualität des Zementes entsprochen werden würde, wobei sämtliche Konsumenten erklärten, daß die Erzeugung ganz einwandfreien Zementes ihnen so wertvoll sei, daß dieselbe stets als Hauptsache in dieser Frage behandelt werden müsse und daß das Bemühen des Kartells auch in dieser Richtung volle Anerkennung verdiene.

Geklagt wurde von den Konsumenten hauptsächlich darüber, daß in jedem Herbst, also in der schärfsten Bausaison, die Zementfabriken infolge Waggonmangels sonst nicht notwendige längere Lieferfristen beanspruchen und daß die Behebung dieses letzteren Klagepunktes mit allen Mitteln in Zukunft angestrebt werden müsse.

Wien, 11. Juni 1912.

Ing. Viktor Brausewetter.

GESCHÄFTSBERICHTE.

Diß & Co. in Düsseldorf.

Der Geschäftsbericht dieser Firma ist ein trauriges, aber treffliches Beispiel für die Berechtigung unserer Rundfrage über die Selbstkostenberechnung. Die Gesellschaft wurde 1899 mit einem Aktienkapital von einer Million

Mark gegründet, das schon 1900 auf zwei Millionen erhöht wurde. Die ersten zwei Jahre zahlte die Gesellschaft je 15% Dividende, im Jahre 1901 fiel sie auf 10%, die zwei folgenden Jahre blieben dividendenlos, und im Jahre 1904 wurde zum letzten Male eine Dividende von 2% gezahlt, während gegenwärtig die Firma vor dem Zusammenbruch steht, da nahezu das ganze Aktienkapital im Laufe des letzten Jahres verloren ging.

Der Abschluß für 1910 wies noch einen Betriebsgewinn von 427 921 M. auf, der sich nach Abzug der Generalunkosten von 155 258 M. sowie der Abgänge und Abschreibungen noch auf 153 693 M. belief, ein Betrag, um den sich der damals bestehende Verlustsaldo auf 205 509 M. ermäßigte. Der Abschluß für 1911 ergibt dagegen einen Betriebsverlust von 585 724 M., der sich durch Generalunkosten in Höhe von 336 129 M., Abgänge und Abschreibungen im Betrage von 495 239 M. sowie durch Rückstellungen für schwebende Prozesse einschließlich des Verlustvortrages aus dem Vorjahre auf insgesamt 1 927 602 M. erhöht. Der Verlust beträgt nach Aufzehrung des Rücklagekontos von 330 000 M. noch 1 597 602 M. Aus der Bilanz ergibt sich, daß die Kreditoren von 2 745 469 M. im Vorjahre auf 3 578 269 M. angewachsen sind, während die Debitoren nur mit 2 467 729 M. aufgeführt werden gegen 3 263 856 M. im Vorjahre.

Im Geschäftsbericht führt die Verwaltung an, daß infolge der gesteigerten Konkurrenz im Baugewerbe Aufträge nur zu wesentlich schlechteren Preisen und Zahlungsbedingungen zu erhalten waren, so daß für bei einigen Bauten aufgetretene Schwierigkeiten keine Risikoreserve vorhanden gewesen sei.

In der Generalversammlung erklärte die Verwaltung, daß u. a. bei dem Bau des Medizinischen Warenhauses in Berlin, an einem Auftrage für die Siemens-Schuckertwerke, für zwei große Hüttenwerke und an der Wiener Filiale mehrere Hunderttausend Mark verloren worden seien.

DER EISENBETON IM AUSLANDE.

Wir werden an dieser Stelle von Zeit zu Zeit aus den Berichten deutscher und ausländischer Konsulate jene Stellen veröffentlichen, die für die Eisenbeton- und Betonindustrie von Interesse und Bedeutung sind.

Berichte amerikanischer Konsulate.

Neuseeland. Die Verbreitung des Betonbaus nimmt ständig zu, weil sich der Beton bei Erdbeben sehr gut bewährt hat und die Versicherungsprämien wesentlich geringer sind als bei Holzbauten. Die Prämien betragen 4,36 M pro 1000 M bei Holz- und nur 1,66 M bei Betonbauten.

In der Landwirtschaft findet der Beton namentlich Anwendung für den Bau von Silos und Kornlagerhäusern. Im Eisenbahn-, Brücken- und Hafenaufbau wird er ebenfalls in steigendem Maße verwendet; braucht doch allein der Hafen von Auckland jetzt 6000 t.

Die Zementindustrie beginnt in Neuseeland einen großen Aufschwung zu nehmen. Es gibt gegenwärtig 20 Fabriken mit 300 Angestellten. Außer der heimischen Produktion wurden im Jahre 1910 131 615 Faß englischen Zements eingeführt. Ein Zoll von 2 M schützt die heimische Industrie, von dem nur England ausgenommen ist. Da gleichzeitig die englischen Fabriken noch eine Surtaxe von gleicher Höhe genießen, so besitzen sie einen Vorsprung, der den Import der anderen Länder außerordentlich erschwert.

Chile. Auch hier hat der Zementverbrauch in den letzten Jahren außerordentlich zugenommen. Im Jahre 1906 belief sich die Einfuhr auf 50 000 t, an der Deutschland mit 56%, England mit 26% und Amerika mit 3% be-

teiligt waren. Im Jahre 1910 hatte Deutschland prozentuell seine Einfuhr noch weiter vergrößert (60%), während England auf 20% zurückgegangen ist. Der Bedarf betrug 80 000 t, von dem 12% die amerikanischen Zemente deckten. Im Jahre 1908 wurde in Chile mit einem Aktienkapital von 3 Millionen Mark eine Zementfabrik errichtet, die in Calera, 54 km von Valparaiso, auf der Linie Valparaiso—Santiago liegt. Im Jahre 1909 betrug die Produktion dieser Fabrik 81 571 Faß, und sie stieg im Jahre 1910 auf 141 696 Faß.

MARKTBERICHTE.

Die Lage der Zementfabriken.

Bis vor kurzem konnte die deutsche Zementindustrie mit der Entwicklung des Geschäftsgangs und der Preisbewegung durchaus zufrieden sein. Die mittel- und ost-deutschen Fabriken hatten sich bekanntlich im Herbst 1911 mit den zwei in Betracht kommenden Berliner Werken zur Bildung der Berliner Zementzentrale geeinigt und nach längerer Zwischenpause wieder Preise erzielt, die eine befriedigende Rentabilität versprachen.

Das kürzlich bekannt gewordene Thyssensche Projekt hat den ganzen Interessentenkreis der Zementindustrie in neue Unsicherheit versetzt. Bis zur Stunde steht noch nicht fest, ob der Fiskus den Antrag Thyssens, ihm die angeforderten 150 000 cbm Kalksteine aus den Rüdersdorfer Kalkbrüchen zu günstigeren Bedingungen als den Berliner Fabriken zu liefern, ablehnt und dadurch den alten Werken eine kaum erträgliche Konkurrenz erspart. Jedenfalls aber wird der Konsum die etwa 900 000 Faß, die Thyssen voraussichtlich an den Markt bringen würde, selbst bei einer weniger flauen Lage des Baumarktes nicht aufnehmen können. Neue Preisreduzierungen müßten die Folge sein und würden, da die großen Werke gegenwärtig teilweise nur etwa 40% ihrer Leistungsfähigkeit ausnutzen können, die Berliner Zementzentrale auf eine schwere Probe stellen. In den Kreisen des rheinisch-westfälischen Zementsyndikats, dessen Auflösung zu Ablauf dieses Jahres mit ziemlicher Gewißheit zu erwarten ist, sind die Versuche einer neuen Kartellierung bisher an den übermäßigen Quotenforderungen gescheitert. Zudem ist es nicht gelungen, die Werke von Vorausverkäufen für das nächste Jahr abzuhalten. Die schwieriger gewordene Lage des Zementmarktes spiegelt sich aufs deutlichste in dem Sinken des Kursniveaus der Zementaktien in den letzten Monaten.

In ebenso stetiger wie ruhiger Preispolitik hatte die Berliner Zementzentrale die Großhandelspreise gesteigert, ohne doch über eine Grenze hinauszugehen, die wie im Jahre 1908 neue Konkurrenz sozusagen aus dem Boden stampfen mußte. Die Preise für Zement stellten sich in der ersten Hälfte des Monats Mai 1907 bis 1912 nach den Berliner Marktnotierungen pro Normalfaß zu 170 kg auf Mark:

1907	1908	1909	1910	1911	1912
6,25	6,50	5,75	4,00	5,00	5,70—6,00.

Daß der sichere Geschäftsgang seit dem letzten Herbst auf die Geschäftsergebnisse der bestehenden Zementfabriken den besten Einfluß ausübte, ergibt sich aus den im laufenden Jahr veröffentlichten Bilanzen. Von den bis Ende April veröffentlichten Geschäftsberichten von Aktienunternehmungen der Zementfabrikation lassen 45 einen Vergleich mit dem Vorjahre zu. Das gesamte Nominalkapital dieser Betriebe erhöhte sich von 105,13 auf 106,38 Millionen Mark. Aus dem erzielten Reingewinn kamen am Ende des vorletzten Geschäftsjahres 5,28 Millionen Mark Dividende zur Verteilung, diesmal 7,21 Millionen Mark. Die Gewinnbeteiligung der Aktionäre stieg mithin von 5,0% auf 6,8% des jeweiligen Aktienkapitals. Die Ausfuhr von Zement ist von Januar bis April 1911 zur entsprechenden Zeit des laufenden Jahres stärker gestiegen als je in zwei

Vergleichsperioden der vergangenen Jahre. In den ersten vier Monaten der Jahre 1909 bis 1912 entwickelte sich der Export von Zement in Millionen Doppelzentner, wie folgt:

1909	1910	1911	1912
1,51	1,87	2,15	2,67.

Der Wert des ausgeführten Zements wuchs in den Vergleichsmonaten der Jahre 1909 bis 1912 von 4,92 Millionen Mark auf 8,60 Millionen Mark.

Die Lage des Baugewerbes.

Wie im Frühjahr 1911 setzt auch diesmal die Bau-tätigkeit in verschiedenen Teilen Deutschlands noch recht zögernd ein. Vor allem macht sich in verschiedenen größeren Städten am Arbeitsmarkte der Bauarbeiter und der ungelerten Arbeiter ein auffallendes Mißverhältnis zwischen Angebot und Nachfrage bemerkbar. Verschärft wird die Situation noch dadurch, daß infolge der teilweise recht geringen Arbeitsgelegenheit in der Landwirtschaft das Angebot am Markte der ungelerten Arbeiter noch durch bedeutenden Zugang vom platten Lande verstärkt wird. Die Ursachen der Mattigkeit im Baugewerbe sind recht verschiedener Natur. Es ist schon mehrfach darauf hingewiesen worden, daß durch die ungewöhnlich lange Dauer der Bausaison im Vorjahre ein erheblicher Teil der diesjährigen Arbeitsgelegenheit vorweggenommen ist. Ferner wirkt die noch immer ziemlich bedeutende Anspannung des Geldmarktes, insbesondere aber die große Schwierigkeit der Beschaffung von Hypotheken und Baugeldern hemmend auf die Baulust ein. Schließlich mag auch die für die Verbraucher nicht gerade günstige Lage des Baumaterialienmarktes etwas zur Abschwächung der Baukonjunktur beigetragen haben. Gerade in den letzten Monaten sind die Preise für Ziegel, Zement, Gips usw. ziemlich stark in die Höhe gegangen. Ein Teil der Konsumenten und Händler hatte sich zwar noch zu den früheren niedrigen Preisen eingedeckt, doch haben die Bestände mit Beginn der diesjährigen Saison rasch abgenommen, so daß die Nachfrage am Baumaterialienmarkte ziemlich rege war. Die Preise für die wichtigsten Baumaterialien stellten sich in der zweiten Hälfte des Monats April 1907 bis 1912 nach den Berliner Marktnotierungen auf Mark:

	Hintermauerungssteine	Rathenower Dachsteine	Zement für
	pro Tausend	pro Tausend	170 kg
1907 . . .	22—23,50	32—35	6,25*
1908 . . .	19,50—21,50	31—35	6,50
1909 . . .	23—25	32—36	5,75
1910 . . .	23,50—24,00	30—33	5,00
1911 . . .	18,50—20,50	30—33	4,00
1912 . . .	21,25—22,00	33—42	5,70—6,00

Besonders ungünstig lauten die Nachrichten vom Berliner Arbeitsmarkt. Während im Tiefbau rege Tätigkeit herrscht, leidet der Geschäftsgang im Hochbau unter den ungünstigen Verhältnissen am Berliner Hypotheken- und Grundstücksmarkt. In Rheinland-Westfalen war von März auf April 1912 teilweise ein erheblicher Rückgang zu beobachten, der in der Entwicklung des Verhältnisses von Angebot und Nachfrage am Arbeitsmarkte der Bauarbeiter deutlich zum Ausdruck kam. So stieg der Andrang in Bonn von 56,90 im März, auf 323,53 im April 1912. In Köln kamen auf 100 offene Stellen durchschnittlich 134,03 Arbeitsuchende gegen 96,70 im Vormonat. In Duisburg ist der Andrang von 91,60 auf 146,00 gestiegen. Für Elberfeld ergibt sich eine Zunahme von 132,50 auf 137,84. Eine bemerkenswerte Belebung der Bautätigkeit macht sich in Crefeld bemerkbar. In Süddeutschland war die Konjunktur im Baugewerbe zum Teil recht unbefriedigend. So war in München, FÜRth, Ludwigshafen a. Rh. usw. die Nachfrage nach Maurern und anderen Bauarbeitern äußerst gering. In

Augsburg und Nürnberg war der Geschäftsgang befriedigend. In Stuttgart ist der Andrang von 136,65 im März auf 115,28 im April zurückgegangen. In den kleineren württembergischen Orten blieb das Angebot von Arbeitskräften fast durchweg hinter der Zahl der offenen Stellen zurück. Von den norddeutschen Städten weist Kiel mit 158,23 noch immer eine relativ hohe Andrangsziffer auf. In Hannover und Magdeburg war die Bautätigkeit bisher ziemlich rege.

Die Lage am Stabeisenmarkt.

In den letzten Wochen zeigte sich verschiedentlich bei den Angeboten von Händlerfirmen ein Preisrückgang für Stabeisen. Die Werke selbst suchen gegenwärtig die Preise zu festigen, da sie die mit Hilfe ihrer Neuanlagen demnächst bis aufs höchste gesteigerte Produktion wenigstens noch eine Zeitlang ausnutzen wollen. Infolgedessen blieben die Notierungen an der letzten Düsseldorfer Börse die gleichen wie seit April. Die Notiz für Flußstabeisen steht auf 117,50 bis 122,50 M, für Schweißstabeisen auf 140 bis 143 M pro Tonne. Im Vergleich des Monats Juni der letzten fünf Jahre verlief die Preisbewegung für Stabeisen pro Tonne in Mark, wie folgt:

	Flußstabeisen:	Schweißstabeisen:
1907:	142,50	163,75
1908:	106,20	130,75
1909:	101,75	123,75
1910:	110—112	130,00
1911:	99—105	130—133
1912:	117,50—122,50	140—143

Der Export von schmiedbarem Eisen in Stäben ging in den ersten vier Monaten des laufenden Jahres über die Ausfuhr des Vorjahres um 537 215 dz hinaus. Von der Steigerung entfielen auf Träger 354 353 dz, auf Formeisen, nicht geformtes Stabeisen sowie Stabeisen zum Umschmelzen 182 862 dz. In den Monaten Januar bis April der Jahre 1907 bis 1912 stellte sich die Ausfuhr von schmiedbarem Eisen in Stäben in Doppelzentnern, wie folgt:

	Ausfuhr:	Differenz:
1907:	2 570 622	+ 236 478
1908:	2 807 100	- 83 517
1909:	2 723 583	+ 681 055
1910:	3 404 638	+ 143 026
1911:	3 547 664	+ 537 215
1912:	4 084 879	

Es ergibt sich aus dieser Entwicklung, daß das Exportgeschäft für die Stabeisenfabrikation Jahr für Jahr von größerer Wichtigkeit geworden ist. Für den Gesamtabsatz von Stabeisen geben die Ziffern des Stahlwerksverbandes einen Anhalt. Der Verband teilte mit, daß die ihm zugehörenden Werke im Monat April an Stabeisen außer Trägern 3 543 810 dz versandt haben gegen 2 884 610 dz im Parallelmonat des Vorjahres. Das Plus des Absatzes in allen Monaten ds. Js. steigt damit auf 2 766 600 dz. Seit 1909 ist der Stabeisenverbrauch ganz rapid gestiegen. Von 8 846 260 dz im Januar bis April des genannten Jahres stieg der Versand auf 1 123 432 dz, weiter auf 1 144 389 dz, um endlich in der Berichtszeit 1 381 049 dz zu erreichen.

ZUSCHRIFTEN AN DIE SCHRIFTFLEITUNG. Über die Berechnung von Steifrahmen mit Querstützung.

Im Hefte 9 des vorigen Jahrganges dieser Zeitschrift erschien eine Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Paul Müller, die sich mit dem obigen Gegenstand befaßt.

Zufälligerweise kam ich erst spät dazu, diesen

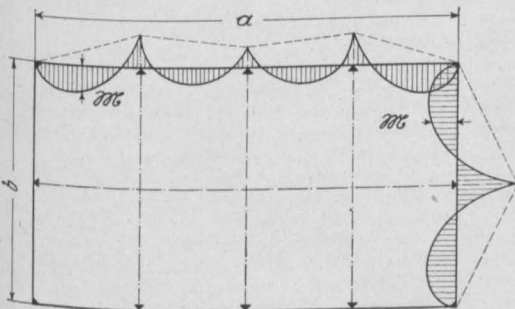


Fig. 1.

Richtig müßte man folgendermaßen vorgehen, wenn man als statisch unbestimmtes Hauptsystem die als kontinuierliche Träger aufgefaßten Seitenwände zugrunde legen wollte.

Man bestimmt die Momente aus dem Hauptfalle unter Annahme einer gleichförmig verteilten Last p auf den Umfang des Rahmens (\mathfrak{M} -Momente

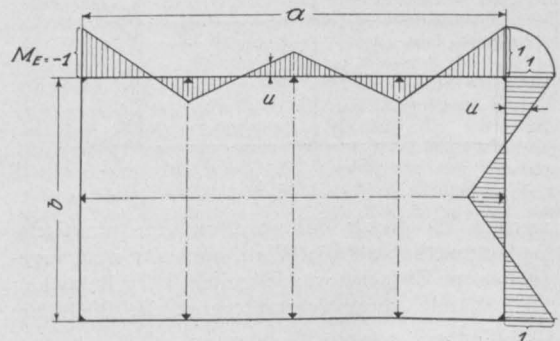


Fig. 2.

Artikel zu studieren und kann daher heute erst darauf aufmerksam machen, daß der Teil B, der sich mit dem quergestützten Rahmen befaßt, unrichtig ist.

Die aufgestellte Beziehung für das Eckmoment

$$M_E = \frac{aF_0 + bF_0}{a + b}$$

entbehrt jeder Begründung.

siehe Fig. 1) sowie jene für den Zustand $M_E = -1$ (u -Momente siehe Fig. 2).

Dann findet man die überzählige Größe nach Maxwell aus

$$M_E = \frac{\int \mathfrak{M} u \, dx}{\int u^2 \, dx}$$

d. h. als Quotient zweier statischer Momente.

Der Zähler ist dabei das statische Moment der in der u-Linie wirkend gedachten M-Momentenwerte auf die Stabachse bezogen; der Nenner das doppelte statische Moment der u-Fläche.

Diese Berechnungsweise wäre, wie man sieht, recht umständlich, um so mehr, als man zur Ermittlung der weiteren Biegemomente auf die Beziehung $M = \mathfrak{M} - M_E u$ zurückgehen müßte.

Man kann aber alle Momente sofort erhalten, wenn man einfach von A über B bis C gehend (siehe Fig. 3) die Dreimomentengleichung

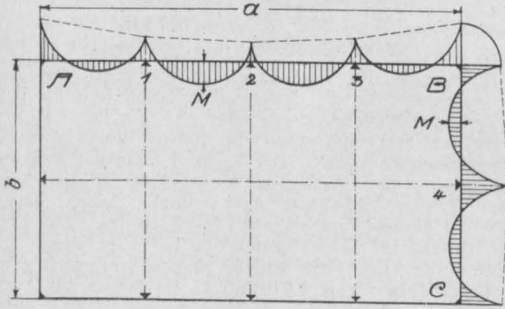


Fig. 3.

so oft anschreibt, als unbekannte Stützmomente vorkommen.

An dem Fall einer in der Wandmitte gestützten Zelle (Fig. 4) soll die Bestimmung durchgeführt

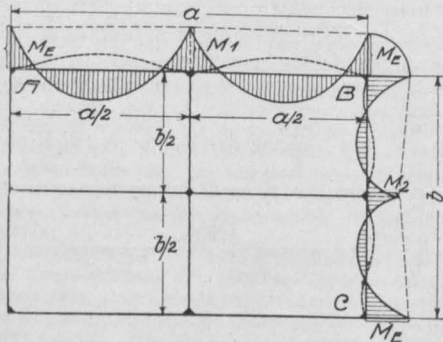


Fig. 4

werden, da dieser Fall insofern eine praktische Bedeutung hat, als die Werte auch für steif angeschlossene Zwischenwände gelten, volle Belastung aller Wände vorausgesetzt (vergl. die Biegelinie in Fig. 4).

Die Clapeyronschen Gleichungen lauten:

$$M_E \frac{a}{2} + 2 M_1 a + M_E \frac{a}{2} = -\frac{1}{16} p a^3,$$

$$M_1 \frac{a}{2} + M_2 \frac{b}{2} + M_E (a+b) = -\frac{1}{32} p (a^3 + b^3),$$

$$M_E \frac{b}{2} + 2 M_2 b + M_E \frac{b}{2} = -\frac{1}{16} p b^3,$$

woraus man findet:

$$M_E = -\frac{p}{48} \cdot \frac{a^3 + b^3}{a + b},$$

$$M_1 = -\frac{1}{32} p a^2 - \frac{1}{2} M_E,$$

$$M_2 = -\frac{1}{32} p b^2 - \frac{1}{2} M_E.$$

Für denselben Fall berechnet Herr Dr. Müller

$$M_E = -\frac{1}{192} \cdot \frac{a^3 + b^3}{a + b},$$

also einen viermal kleineren Wert.

Straßburg i. E., 25. Mai 1912.

Dr. Ing. Karl Arnstein,
Ober-Ingenieur der Firma Ed. Züblin & Cie.

Mit Bezugnahme auf vorstehende Abhandlung erlaube ich mir folgendes zu bemerken:

An Stelle der Gleichung:

$$a M_x = a M_0 - M_E,$$

die ich irrtümlicherweise auch für den quergestützten Rahmen anwandte, muß es bei letzterem

$$a M_x = a M_0 - \alpha M_E$$

heißen, worin $a M_0$ das Moment des Trägers mit Mittelstützung und M_E das Eckmoment bedeutet. Der Koeffizient α ist eine Zahl, die die Veränderlichkeit des Eckmomentes, das der Querstützung wegen nicht mehr wie beim ungestützten Rahmen konstant ist, angibt.

Bei Berücksichtigung dieses Koeffizienten α hätte der von mir eingeschlagene Weg zu den richtigen Werten M_E beim quergestützten Rahmen führen können.

gez. Dr.-Ing. Müller.

Zuschrift von Herrn Dipl.-Ing. Th. Gesteschi (Berlin).

Die druckschriftliche Wiederholung seines auf der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereines gehaltenen Vortrags in Heft 5 benutzt Herr Probst, um in einer ausführlichen Fußnote meine kurze Besprechung, welche in „Beton und Eisen“ Heft VI erschienen war, abfällig zu beurteilen.

Ich hatte über die Tagung des Deutschen Beton-Vereines zu berichten und mußte die Vorgänge aus dem Gedächtnis wiedergeben, weil in dem dunklen Saale natürlich keine Gelegenheit zu Notizen oder gar stenographischen Aufzeichnungen vorhanden war.

Wenn nun Herr Probst etwas richtigstellen will, so kann er sagen, daß ich fehlerhafterweise „Stützen“ an einer Stelle geschrieben habe, wo „Felder“ stehen muß. Im übrigen wurden meine Ausführungen vor der Drucklegung in der üblichen Weise vom Deutschen Beton-Verein durchgesehen, der keine Veranlassung gefunden hatte, mir Änderungen vorzuschreiben.

Mit der wissenschaftlichen Bedeutung der Scheit-Probstschen Untersuchungen konnte ich mich auf etwa 15 Zeilen überhaupt nicht beschäftigen — dies war auch nicht der Zweck des Berichtes —, und die Herren vom Fach werden mir keine Vorwürfe machen, weil sie Gelegenheit haben, den Aufsatz des Herrn Probst in der soeben erschienenen Veröffentlichung zu lesen.

Th. Gesteschi.

Diese Ausführungen des Herrn Gesteschi nehme ich als Aufklärung zur Kenntnis und stelle gern fest, daß die Voraussetzungen, die an die bezeichnete Fußnote geknüpft waren, nicht zutreffen.

E. Probst.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48,
Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37b. 500 324. Eisenschaft zum Schutze gegen Erdfäulnis für Leitungsgestänge und Pfosten aller Art. Gustav Schneider, Gogolin, O. S. 29. 1. 12. Sch. 42 957.
- 37f. 500 621. Betonkamin. Rudolf Beck, Trier, Maximinstr. 1. 30. 12. 11. B. 56 243.
- 37b. 503 904. Betonsäule für Einfriedigungen. Heinrich Lunemann, Werne, Bez. Münster i. W. 19. 3. 12. L. 28 871.
- 37b. 504 109. Armierter Betonbalken. Ernst Max Großmann, Leipzig-Schleußig, Probsteistr. 19. 21. 3. 12. G. 30 010.
- 37b. K. 50 172. Verfahren zur Erzeugung einer Anfangsdruckspannung in der Zugzone von Eisenbetonbalken oder -platten. Dr.-Ing. M. Koenen, Berlin, Bellevuestr. 5. 17. 1. 12.
- 80a. 502 507. An einer Betonmischtrommel die Anordnung eines Zahnrades, dessen Zahnkranz aus Segmenten besteht und auswechselbar ist. Eduard Noering, Charlottenburg, Droysenstr. 3. 8. 3. 12. N. 11 780.
- 37d. 502 770. Eisenbetonpfosten mit Nocken zur Auflagerung der Holzbindestangen. Burkhard B. Schweitzer, München, Paul Heysestr. 27. 28. 2. 12. Sch. 43 457.
- 80a. 502 489. Form zur Herstellung von Betonpfosten. Carl Grähn, Pankow b. Berlin, Nordbahnstr. 17. 6. 3. 12. G. 29 890.
- 80a. 502 490. Form zur Herstellung von verschiedenartigen Betonpfehlern. Carl Grähn, Pankow b. Berlin, Nordbahnstr. 17. 6. 3. 12. G. 29 891.
- 37e. 501 659. Spindelwinde als Träger der Verschalung bei der Herstellung von Eisenbetondecken. Georg Ewald, Rosenheim. 24. 3. 11. E. 15 589.
- 37e. 501 682. Vorrichtung zur Einschaltung bzw. Unterbauung bei Betonbauten. Albin Schmiedel, Crottenburg i. C. 22. 2. 12. Sch. 43 166.
- 37d. 501 872. Eisenbetonpfosten mit Schlitten zum Durchstecken von Flacheisen zur Befestigung der Holzbindestangen. Burkhard B. Schweitzer, München Paul Heysestr. 27. 28. 2. 12. Sch. 43 274.
- 80a. 501 578. Form aus Holz zur Massenherstellung von Betonkörpern, in welche gleichzeitig mehrere Körper auf Maschinen eingestampft bzw. eingerüttelt werden können. Gebr. Friesecke, Berlin. 5. 10. 11. F. 25 523.
- 37a. R. 31 785. Verfahren zur Herstellung von Eisenbeton-Rippenplattendecken mit vorgespannten Zugseilen zwischen Formsteinreihen. Christian Rieckhof, Ritterstr. 59, Formsteinreihen. Christian Rieckhof, Billhörnerdeich 65, Hamburg. 14. 10. 10.
- 37f. 504 326. Eiserne Betonform. Engelbert Maulhardt, Elze, Hann. 29. 2. 12. M. 41 370.
- 84c. L. 30 608. Hohler Rampfahlfuß aus Beton oder Eisenbeton mit schneidenartigem Senkschuh und einer Spülvorrichtung. Emil Lange, Cassel, Rothenditmolderstraße 21. 18. 7. 10.
- 37b. 504 311. Achteckiger Zellenstein für Eisenbetonrippendecken mit beiderseitigen, unteren Aussparungen zwecks Unterschubung der Putzhalterplatte zwischen die Zellensteine gebildete Betonrippe. A. Ackermann, Berlin-Wilmersdorf, Pfalzburgerstr. 24. 27. 12. 10. A. 15 922.
- 37b. 504 402. Deckenhohlstein aus Hartgips. Georg Schick, Kitzingen a. M. 20. 1. 12. Sch. 42 837.
- 37b. 504 403. Wandhohlplatte aus Hartgips. Georg Schick, Kitzingen a. M. 20. 1. 12. Sch. 42 838.

- 37f. 511 840. Bauwerk aus Beton o. dgl. Max Mannesmann, Remscheid-Bliedinghausen. 20. 3. 11. M. 41 290.
- 37b. 511 811. Befestigungsseisen für armierten Beton. Giovanni Antonio Porcheddu, Turin; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. 13. 4. 12. P. 21 285.
- 37b. 511 812. Befestigungsseisen für armierten Beton. Giovanni Antonio Porcheddu, Turin; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. 13. 4. 12. P. 21 428.
- 37b. 511 814. Vorrichtung zum genauen Festlegen von Eiseneinlagen in Eisenbetonkonstruktionen. Carl Einbeck, Halle a. S., Rud. Haymstr. 21. 2. 5. 12. E. 17 345.
- 37b. 511 904. Tragstück für Eisenbeton-Balkendecken. Ed. Braasch, Neumünster. 15. 2. 12. B. 56 913.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens. Herausgegeben vom Verein deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf. 8. Auflage. Düsseldorf 1912, Verlag Stahleisen m. b. H. XII, 404 S. 80. Preis in Leinen geb. 5 M.

Die vorliegende achte Auflage des bekannten und weit verbreiteten Werkes läßt ebenso wie die vorhergehende das ernste und erfolgreiche Bestreben der Herausgeber erkennen, das Buch durch eine gründliche, sämtliche Abschnitte umfassende Umarbeitung wiederum den neuesten Stande des Eisenhüttenwesens anzupassen.

So weist zunächst der erste (technische) Teil, der die Gewinnung und Verarbeitung des Eisens behandelt, zahlreiche Ergänzungen und Verbesserungen auf, wie sie durch die vielen, im Laufe der letzten Jahre eingetretenen Fortschritte der Eisenhüttenkunde bedingt waren. Die bisherigen Abschnitte sind ferner um ein neues Kapitel vermehrt worden, das einen Abriss über die Eigenschaften des technischen Eisens enthält. Der erwähnte Teil des Buches ist zudem durch eine große Anzahl Abbildungen, die geeignet sind, das Verständnis des Textes wesentlich zu unterstützen, bereichert und belebt worden.

Ebenso zeigt der zweite Teil des Werkes, der die wirtschaftliche Bedeutung des Eisengewerbes schildert, eine durchweg veränderte Fassung, die zugleich mit einer erheblichen Vermehrung des Inhaltes verbunden war. Zu erwähnen sind hierbei insbesondere zwei neue Kapitel, von denen das eine die im Erz-, Schrott- und Eisenhandel herrschenden Gebräuche schildert, während das andere über die zur Vertretung der technischen und wirtschaftlichen Interessen der Eisenindustrie berufenen Vereine berichtet. Eine willkommene Ergänzung des wirtschaftlichen Teiles bilden außerdem vier neu aufgenommene Tafelbeilagen, auf denen die Entwicklung der Handelspreise für Kokskohle, Koks, Eisenerze, Roheisen, Rohstahl, Halbzeug und die wichtigsten Eisenerzeugnisse während der Jahre 1888—1911 in sehr übersichtlicher graphischer Darstellung mit beigedruckten Preiszusammenstellungen gezeigt wird.

Schließlich ist noch der wertvolle Anhang des Buches gleichfalls bis auf die letzte Zeit berichtigt und ergänzt worden; er enthält die Adressen der Hochofen-, Stahl- und Walzwerke — mit weitgehender Unterteilung nach den von den betreffenden Werken betriebenen besonderen Fabrikationszweigen — sowie der Gießereien des deutschen Zollgebietes und bietet damit ein Material, wie es an anderer Stelle kaum in gleicher Vollständigkeit zu finden ist.

Infolge aller dieser Erweiterungen umfaßt der gesamte Text des Bandes einschließlich des Anhanges jetzt nahezu 400 Seiten gegen rund 300 Seiten der siebenten Auflage. Bei einem derartigen Umfange, der durch die zunehmende Vielseitigkeit des Inhaltes bedingt wird, vermag das Werk nicht nur den gebildeten Laien, für den

es ursprünglich allein bestimmt war, mit den Grundzügen des Eisenhüttenwesens bekannt zu machen, sondern es wird auch dem Techniker, der nicht selbst Eisenhüttenmann ist, als ein Lehrbuch dienen können, das ihn kaum bei irgend einer Frage aus dem behandelten Fachgebiete im Stiche lassen dürfte. Zu begrüßen ist es daher auch, daß der vorliegenden Ausgabe ein ausführliches alphabetisches Namen- und Sachverzeichnis beigegeben worden ist, das die Benutzung des Buches ohne Zweifel in vielen Fällen erleichtern wird.

Ernst Gerhardt, Baustoffkunde. Ein Handbuch für Studium und Praxis. Mit 193 Abb. Leipzig, Verlag von Otto Spamer. 1912. Preis 10 M.

Wer heute ein erschöpfendes Werk über die Baustoffe der Technik schaffen wollte, müßte einen dickleibigen Folianten liefern und er würde damit nur einem kleinen Kreise einen Dienst erweisen. Gerhardts Buch ist in erster Linie für die Praxis bestimmt, und es muß unbedingt anerkannt werden, daß er die Schranken fast ausnahmslos sehr geschickt gezogen und es verstanden hat, dennoch auch dem wissenschaftlichen Studium — vgl. den Titel — viele Nahrung darzubieten. Die Darstellungsweise des Verfassers erfreut durch ihre sachliche und formelle Klarheit; das Dargebotene zeugt von gewissenhaftem Studium der Materie, so daß das Buch frei sein dürfte von fehlerhaften Angaben, wie sie sich leider infolge sachkundiger Abschriftnahme in manches Buch eingeschlichen haben.

Die Einteilung des Stoffes ist neuartig gewählt und zwar nach den Titeln des Kostenanschlages im Hochbau; das Urteil, ob dies eine zweckmäßige und glückliche Wahl sei, kann dem Geschmack des Einzelnen überlassen werden, um so mehr, als auch der Ingenieur in dem Buche nahezu alles findet, was er braucht; stellenweise freilich muß diese Einteilung bemängelt werden: so ist die Besprechung der Bauhölzer in zwei räumlich weit getrennte Abschnitte zerstückelt, ein Teil findet sich unter Zimmerarbeiten, der andere unter Tischlerarbeiten; ferner ist der Tonschiefer statt unter den natürlichen Bausteinen unter Dachdeckerarbeiten behandelt.

Zu vermissen ist die Herstellung von Stahl auf elektrischem Wege, und unter „Eisen“ fehlt die Röhrenfabrikation, auch die Holzimprägnierung ist etwas knapp behandelt und die Freseniusprobe für Dachschiefer nicht ganz korrekt angegeben. Doch dies sind kleine Beanstandungen, die die Vorzüglichkeit des Werkes nicht merklich beeinflussen können. Dr. Nitzsche.

Eisenbeton-Schaulinien für eine unmittelbare Dimensionierung einfach und ideal bewehrter Tragkonstruktionen (nebst einer Erläuterung), zusammengestellt von Ing. Karl Allitsch, k. k. Professor in Innsbruck. Druckerei- und Verlags- Aktiengesellschaft vorm. R. v. Waldheim, Jos. Eberle & Co. Wien 1912.

Dieses Büchlein befaßt sich mit der Querschnittsbemessung des gleichmäßig belasteten, frei aufliegenden, einfach und ideal bewehrten Eisenbetonbalkens, bzw. Plattenbalkens. Der Verfasser weist nach, daß unter Zugrundelegung eines feststehenden Verhältnisses zwischen Eisenabstand vom Balkenrande, Breite und Stärke des Plattenbalkens, der Nutzhöhe des Balkens andererseits, die Beziehungen zwischen Stützweite, Gesamtlast und Nutzhöhe durch die Gleichung eines allgemeinen hyperbolischen Paraboloids ausgedrückt werden können. Ebene Schnitte durch diese Raumfläche liefern Linienscharen, die für jede Spannweite und für jede Nutzlast das Verhältnis von Nutzhöhe zur Stützweite ohne weiteres zu bestimmen

gestatten. Die geometrischen Eigenschaften dieser Kurven werden vom Verfasser in sinnreicher Weise erforscht. Dem Buche sind sechs graphische Tafeln beigelegt, die für die drei Betonmischungsverhältnisse 1 : 3, 1 : 4 und 1 : 5 eine rasche Querschnittsbemessung von Platten und Plattenbalken nach den österreichischen Eisenbetonvorschriften vom 15. Juni 1911 ermöglichen. Der Gebrauch dieser Tafeln bei Rippenplatten ist nur durch die Annahme, daß die Plattenstärke ein Fünftel der Balkennutzhöhe und die Balkenbreite ein Fünftel ihrer Teilung betragen sollen, beschränkt.

Der Praktiker, der es nicht vorzieht, die zweckmäßigste Querschnittsbemessung mit dem Rechenschieber zu suchen, dürfte jedenfalls in den Schaulinien ein wertvolles Hilfsmittel finden und dem Verfasser für die Gründlichkeit, mit welcher er die Aufgabe behandelt hat, dankbar sein. Dr.-Ing. H. Marcus.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Oberlehrer Ingenieur Bazali, Preisermittlung und Veranschlagen von Hoch-, Tief- und Eisenbetonbauten. Preis brosch. M 5,—, geb. M 6,—. Verlagsbuchhandlung: Otto Streit, Glauchau i. Sa. 1912.

Hans Fleißner. Eisenhochofenschlacken, ihre Eigenschaften und ihre Verwendung. M 3,—. Verlagsbuchhandlung Wilhelm Knapp, Halle a. d. S.

Oskar Kresse. Das Vaterland in Gefahr! Denkschrift über die Nachteile der Elektrisierung der Staatseisenbahnen. M 1,—. Verlag von John Schwerin, A.-G. Berlin O. 27. Holzmarktstr. 4.

Mitteilungen über Versuche des Eisenbetonausschusses des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines. Heft I: Verwendete Baustoffe und deren Prüfung. Von Ing. Karl Nähr, k. k. Bau-Oberkommissär. Versuche mit unbewehrten Betonkörpern. Von August Hanisch, k. k. Oberbaurat, Professor und Vorstand der Versuchsanstalt für Bau- und Maschinen-Material am k. k. technol. Gewerbemuseum in Wien. Versuche mit bewehrten Rechteckbalken. Von Bernhard Kirsch, o. ö. Professor, Vorstand des mechanisch-technischen Laboratoriums an der k. k. technischen Hochschule in Wien. Preis M 6,— Kr. 7,20. Heft II: Versuche mit Plattenbalken. Von Joseph Melan, k. k. Hofrat an der k. k. deutschen technischen Hochschule in Prag. Preis M 3,50 Kr. 4,—. Verlag: Franz Deuticke, Leipzig und Wien 1912.

Professor Dr.-Ing. E. Mörsch. Der Eisenbetonbau. Seine Theorie und Anwendung. Vierte vollständig neu bearbeitete und vermehrte Auflage. Mit 742 Textabbildungen, 3 Anhängen und 4 Tabellen. Mit Versuchen und Bauausführungen der Firma Ways & Freytag A.-G. Neustadt a. d. H. Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart 1912. M 18,—.

C. F. Müller. Adreßbuch der Baubehörden und der staatlichen Baubeamten Deutschlands. Verlag Leipzig-I. Jahrgang 1912. Preis geb. M 6,—.

Heinrich Salzmänn. Sammlung Göschens. Industrielle und gewerbliche Bauten. Band I und II. G. J. Göschensche Verlagsbuchhandlung in Leipzig. Ladenpreis geb. je 80 Pfg.

Baurat Carl Schmid, Technische Studienhefte. Beispiele von Straßenbrücken aus Eisenbeton. Heft 11. Mit 24 Tafeln und 9 Abbildungen im Text. Verlag: Konrad Wittwer, Stuttgart. Preis M 3,—.

Neue Kataloge.

Feuchtigkeit in Bauwerken von A. W. Andernach, Beuel a. Rh.

Moderne Zementarbeiten von A. W. Andernach, Beuel a. Rh.

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.