

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 13.

### Beton- und Eisenbeton-Arbeiten über und unter Tage auf der Kohlengrube „Alma“.

Vortrag von W. Meurer, Baumeister der Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G. in Gelsenkirchen, gehalten auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1912.



Die mannigfaltigen Anlagen des neuen Schachtes „Alma“ der Gelsenkirchener Bergwerks-Aktien-Gesellschaft sind über wie auch unter Tage durchweg in Eisenbeton ausgeführt.

Zunächst seien die Ausführungen über Tage erörtert, an erster Stelle die Gründungsarbeiten. Die Bodenuntersuchungen ergaben, daß die tragfähige Letteschicht ungleich tief lag, schwankend zwischen 8,7 und 10,5 m unter Schienenoberkante der Bahnhofsgleise derart, daß für die schwerbelasteten Teile der Anlage nur eine Pfahlgründung in Frage kommen konnte. Unter Anwendung von Wasserdruck und Spüllanze gelang es in wenigen Tagen, für jede einzelne Pfahlgruppe die Höhenlage der Letteschicht zu ermitteln und daraufhin die genauen Pfahllängen und den gesamten Rammplan festzulegen. Es kamen 2 Pfahlquerschnitte zur Anwendung, nämlich solche von 1230 qcm mit 40–50 t und solche von 1600 qcm Fläche mit 55–65 t Tragfähigkeit. Durch eine richtige Gruppierung der Pfähle konnten mit diesen beiden Querschnitten die zwischen 150 und 350 t schwankenden Einzellasten der Aufbauten aufgenommen werden; jede Gruppe enthielt mindestens 3 Pfähle. (Abb. 1–5 auf folgender Seite zeigen den Gründungsplan der Kohlenwäsche nebst Kohlensilo und die Einzelheiten der Fundamente).

Die äußeren Pfähle wurden mit einer Neigung von 1 : 10 mittels einer Menck & Hambroek-Dampftramme von 4 t Bärgewicht eingerammt. Schwierigkeiten traten beim Rammern nicht auf, sodaß z. B. für die Wäsche und Kohlenaufbereitung bereits 3 Wochen nach Rammbeginn die Montagearbeiten in Angriff genommen werden konnten. Die Pfähle einer jeden Gruppe sind oben durch ein Betonbankett miteinander verbunden und sämtliche Pfahlgruppen unter sich durch Zugbankette zur Aufnahme der Pfeilerlasten. Letztere Bankette geben für sämtliche Pfahlgruppen den zur Erhöhung der Standfestigkeit des ganzen Gebäudes nötigen Horizontal-Verband. Nur bei den Fundamenten der Maschinen (Fördermaschine und Umformer)

sind die Pfähle unter sich durch eine Eisenbetonplatte verbunden, um die Stöße und Erschütterungen des Betriebes ohne Schaden in die Pfähle überzuführen. (Abb. 6 und 7, Seite 99).

Unabhängig von diesen schwer belasteten Punkten der Anlage sind die Umfassungsmauern des Maschinenhauses auf durchlaufende Streifenfundamente in Eisenbeton gegründet. Zu dieser Streifen-Grün-

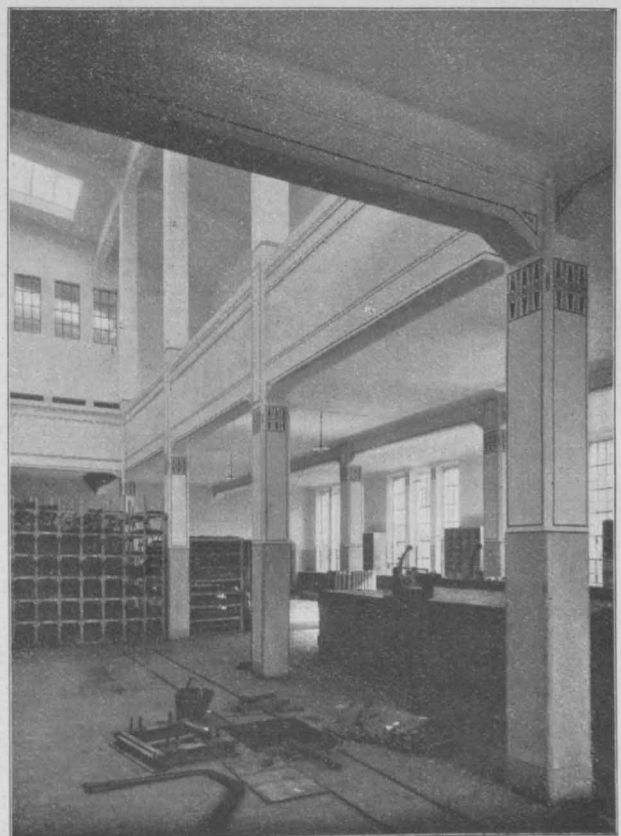


Abbildung 11. Blick in die Lampen-Ausgabe.

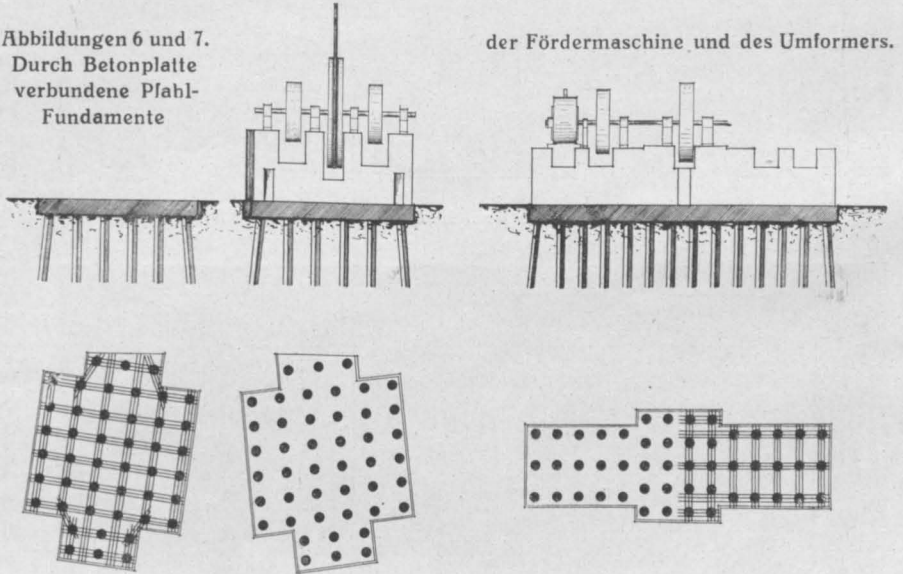


Innenansicht das Maschinenhaus dargestellt, ausgeführt als Rahmenbau mit 2 Gelenken, bei 20 m Stützweite, 17 m Scheitelhöhe und 4,8 m Rahmen-Entfernung. Die Ausmauerung der Fache zwischen den Rahmen-Stielen erfolgte in Ziegelsteinen, ihre Stärke ist den jeweiligen architektonischen Anforderungen angepaßt. Im Inneren zeigen der Sockelplattenbekleidungen, die Wandflächen zum Teil Vorsatzbeton, während die Pfeiler vorlagen mit Calzit verputzt und werksteinmäßig bearbeitet sind, wodurch der Charakter von natürlichem Tuffstein vollständig erreicht ist.

Ganz entsprechend ist die Ausbildung des Waschkauen- und Magazin-Gebäudes ausgeführt, bei welchem außerdem die Streifenfundamente noch durch Querstreifen mit einander verbunden sind. Die inneren Wandflächen haben durchweg in zweckentsprechender Höhe, da die Reinigung nach jedem Schichtwechsel mittels Wasser-schlauches erfolgt, Plattenbelag erhalten. Neuartig ist die Anordnung der Kleideraufzüge, die nicht, wie sonst wagrecht, sondern parallel der schrägen Dachfläche angeordnet sind (Abbildung 10). Durch diese Ausnutzung des eigentlichen Dachraumes ist eine nennenswerte Ersparnis an Gebäudehöhe erzielt worden; gleichzeitig ist die Uebersicht im Inneren, die Belichtung und Belüftung eine bessere geworden, endlich trocknen die Kleider schneller aus, da sie bei ihrer verschiede-

Von der Lampenausgabe führt ein gedeckter Verbindungsgang zum Hauptförderschacht AlmaV (vergl. Abbildung 12). Er ist ganz in Eisenbeton ausgeführt. Die größte Stützenentfernung beträgt 15 m, die Gangbreite 5 i. L., die Höhe im Scheitel 3,25 m. Bei 90 m Gesamtlänge ist dem Einfluß der Temperatur durch Anordnung von Ausdehnungsfugen Rechnung getragen. An den Enden des Verbindungsganges sind zwei turmartige Aufbauten ausgeführt, in denen Aufzüge eingebaut sind. Der dem Schacht zunächst gelegene Aufzug dient der Beförderung von Grubenholz, der andere zur Beförderung von Baumaterialien und Gezähe. Beide Aufzüge sind durch ein auf dem Gangboden gelagertes Doppelgleis miteinander

Abbildungen 6 und 7.  
Durch Betonplatte  
verbundene Pfahl-  
Fundamente



der Fördermaschine und des Umformers.

Abbild. 12.  
Blick  
auf die  
Gesamt-  
Anlage.  
Im Vorder-  
grund  
der Ver-  
bindungs-  
Gang zum  
Haupt-  
Förder-  
Schacht.



nen großen Höhenlage dem Luftzug besseren Zutritt und Durchgang gestatten.

Unter einem Dach mit der Waschkau, von ihr mit Rücksicht auf Brandgefahr nur durch eine massive Zwischenmauer getrennt, liegen das Magazin-Gebäude und die Lampen-Aus- und -Abgabe mit den zugehörigen Nebenräumen (Abbildung 11 zeigt einen Blick in letztere). Das Magazin ist unterkellert, um einen Lagerraum für Oele, Fette, Putzwolle usw. zu schaffen. Erschien auch mit Rücksicht auf die gewählte Bauweise in Eisenbeton die Gefahr der Weiterverbreitung des Feuers bei Brandausbruch wenig wahrscheinlich, so sind doch in der Waschkau und im Magazin Feuerlöscheinrichtungen in hinreichender Anzahl angebracht, um ein entstehendes Feuer auf alle Fälle auf seinen Herd beschränken zu können.

verbunden. Der Schacht selbst von 6 m Durchm. i. L. steht bereits bis zur 7. Sohle in Betrieb und ist durchweg in Eisenbeton 30—32 cm stark mit doppelter Ringarmierung, die unter sich wieder durch Quereisen verbunden sind, ausgekleidet. Mit Rücksicht auf die bei Verwerfungen und einseitig ungleichmäßigen Gebirgsdrücken der Höhe nach auftretenden Scher- und Biegungsspannungen sind außerdem noch 5 Vertikaleisen von 20 mm Durchm. für 1 lfdm Umfang eingelegt. Von der 7. bis zur 8. Sohle (das sind rd. 130 m) ist die Auskleidung augenblicklich in der Ausführung begriffen; über diese Ausführung selbst ist bereits in den „Mitteilungen“ der „Deutschen Bauzeitung“ 1910 No. 8, 9 und 10 das Nähere angegeben.

Sobald der Schacht vollständig abgeteuft ist, sind 3 Füllörter vorhanden. Die zwei unteren sind für die

Personenförderung viergeschossig ausgeführt, sodaß sich gleichzeitig alle 4 Abteilungen des Förderkorbes Zeitersparnis beim Schichtwechsel wird von den Bergleuten selbst als eine besondere Wohltat empfunden.



Abbildung 8. Äußere Ansicht des Maschinenhauses.

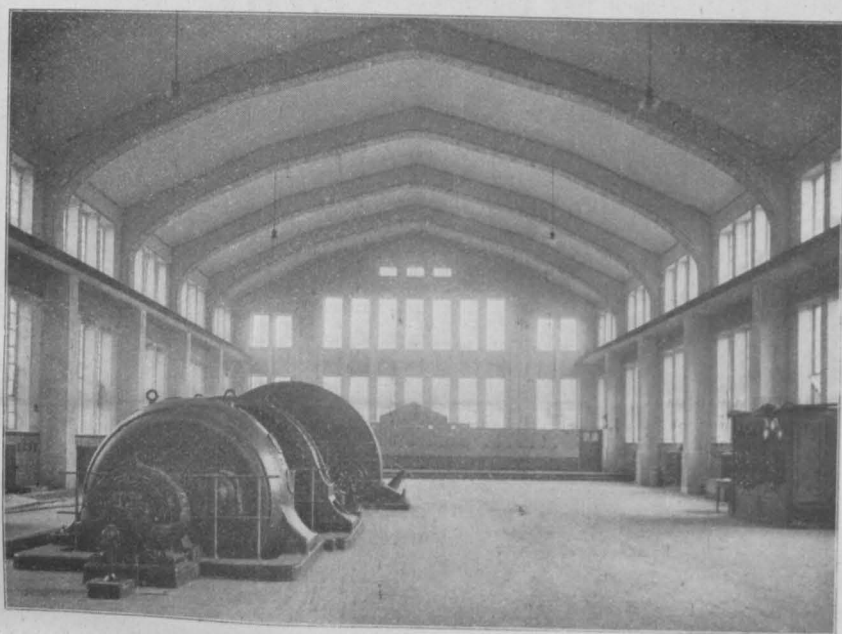


Abbildung 9. Blick in das Maschinenhaus. (Binder, Zweigelenkrahmen.)

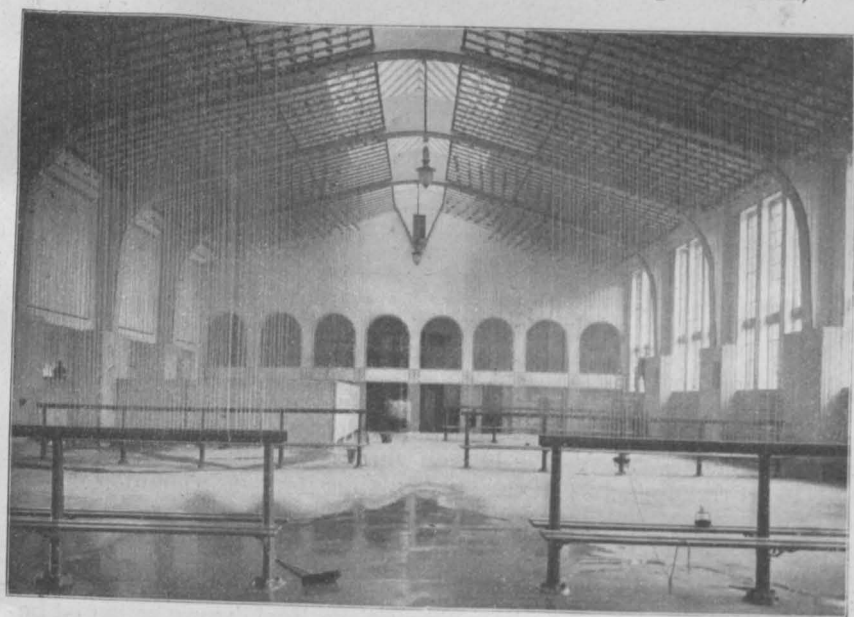


Abbildung 10. Blick in das Waschkauen-Gebäude mit Kleider-Aufzügen.

An die Füllörter anschließend sind Richtstrecken und Querschläge in einer Länge von mehreren Kilometern ganz in Eisenbeton zur Ausführung gekommen. Die Maschinenkammer für Wasserhaltung liegt auf der 7. Sohle und hat 12,5 m Länge, 13,3 m Breite bei 5 m Höhe. An sie anschließend ist ein Aufbruchschacht für die Rohrleitungen von 2 m Durchm. und 30 m Länge ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt. Sowohl im Schachtmantel selbst als auch an den Verbindungsstellen zwischen Schacht und Füllort sind ebenso wie in den Richt- und Querstrecken durchgehende Fugen angeordnet, um dem Setzen und Schieben des Gebirges Rechnung zu tragen.

Welchen Schwierigkeiten die Auskleidung der Füllörter und Querschläge in Eisenbeton oft begegnet, ist aus einigen Anlagen auf Zeche „Bonifacius“ zu ersehen, über welche bereits in No. 3 Jahrg. 1911 der „Mitteilungen“ berichtet worden ist. Die dort dargestellte Füllortanlage auf der 5. Sohle des Schachtes I hat sich bis jetzt ausgezeichnet bewährt und ist wegen ihrer großen Abmessungen besonders bemerkenswert. Findet sich doch unmittelbar am Schacht anschließend ein Lichtprofil von 6 m Weite und 10 m Höhe. Daß die Gebirgsverhältnisse sehr ungünstig waren, daß Störungen und Verwerfungen die Ausführung außerordentlich erschwerten, das geht schon aus der beträchtlichen Stärke der Eisenbeton-Auskleidung von 1 m hervor. In Abbildung 14 und 15 ist noch ein Bild der Ausführung und des fertigen Füllortes wiedergegeben.

Ganz außergewöhnliche Schwierigkeiten schließlich bot die Ausführung eines Füllortes auf der 4. Sohle des Schachtes Rheinelbe I bei einer Teufe von 365 m, bei dem das völlig zerdrückte und schiebende Gebirge jeder Auskleidung in Eisen und Beton spottete. Der Füllort ist stückweise derart ausgebaut, daß die dem Querprofil entsprechend gebogenen Eisenbahnschienen, welche zunächst dem provisorischen Ausbau dienten, in etwa 70 cm Entfernung angeordnet wurden und nach Fortnahme der Verzugsbleche in rd. 30 cm Stärke mit Beton ausgestampft wurden; endlich wurde das ganze Profil noch mit starken, dicht aneinanderliegenden Kopfhölzern ausgekleidet. Es ist klar, daß diese Art der Auskleidung nicht gerade billig ist, aber da es sich um die Hauptzubringerstelle handelte, an der täglich etwa 4000 Kohlenwagen zusammenströmen, mußte die Kostenfrage hinter der Sicherheit, den Betrieb ungestört aufrecht erhalten zu können, zurücktreten.

nach einer Seite hin leeren und von der anderen Seite her gleichzeitig wieder füllen. Die dadurch erzielte Zum Schluß sei der ausführenden Firmen gedacht, welche die Eisenbetonarbeiten oft unter den größten

Schwierigkeiten zur vollsten Zufriedenheit der Verwaltung ausgeführt haben. Es sind dies die Firmen: Ed. Züblin & Cie. in Straßburg für die Pfahlgründungen auf Schacht Alma V, das Spezialgeschäft für Beton- und Monierbau Franz Schlüter in Dortmund für alle übrigen Arbeiten über und unter Tage auf derselben Schachtanlage, die Lolat-Eisenbeton-A.-G. in Düsseldorf für die gesamten Arbeiten auf Zeche Bonifacius. —

### Versuche mit Säulen und deren Berechnung.

Vortrag, gehalten von Professor Dr.-Ing. E. Mörsch in Neustadt a. d. Haardt auf der XV. Haupt-Versammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1912.

**D**ie Ableitung einer zutreffenden Formel für die Tragfähigkeit der Säulen aus den Versuchs-Ergebnissen begegnet erheblichen Schwierigkeiten, da die Einflüsse der Betonfestigkeit, der Längs- und Querarmierung zu berücksichtigen sind. Die Schwierigkeit ist um so größer, als die gebräuchlichen Arten der Querarmierung nicht gleichwertig sind, und da außerdem störende Einflüsse sich bei der Versuchsdurchführung zeigen.

Die bekannte Formel  $P = F_b \cdot \sigma_b + F_e \cdot \sigma_e$  ist nicht aus der Bruchlast der Säulen abgeleitet, sondern bezieht sich auf die zulässigen Pressungen des Betons und des Eisens, welche gleichen Verkürzungen beider Stoffe entsprechen sollen.

In den Leitsätzen und den preußischen Bestimmungen ist das Verhältnis der Elastizitätsmoduln  $n = 15$  als konstant vorausgesetzt, sodaß  $P = \sigma_b (F_b + 15 F_e)$  als Formel für die Tragfähigkeit erhalten wird. Hierin ist eine Vermehrung der Tragfähigkeit durch die Bügel nicht vorgesehen.

Dagegen bestimmt ein Erlaß des preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 18. September 1909 für die spiralarmierten Säulen Folgendes: Die zulässige Belastung  $P$  der Säule bestimmt sich aus  $P = \sigma_b \cdot F_i$ , worin  $\sigma_b$  die sonst zulässige Druckspannung des Betons in Stützen bedeutet und der ideelle Säulenquerschnitt  $F_i = F_b + 15 F_e + 30 F_s'$  zu setzen ist. Hierin bedeutet:  $F_b$  den gesamten Betonquerschnitt,  $F_e$  den Querschnitt der Längsstangen,  $F_s'$  den Querschnitt einer gedachten Längsarmierung, deren Gewicht dem der Umschnürung auf dieselbe Länge gleichkommt.  $F_i$  darf nicht größer als  $2 F_b$  genommen werden.

In ähnlicher Weise sind die Formeln für die mit Bügeln und mit Spiralen armierten Säulen in den österreichischen und schweizerischen Vorschriften auseinander gehalten. Auch diese berücksichtigen den Einfluß gewöhnlicher Bügel nicht, sondern begnügen sich mit Bedingungen über den größten Abstand derselben, um die Mitwirkung der Längsseisen auf Druck zu sichern.

Im Gegensatz hierzu wird im französischen Ministerialerlaß die Druckbeanspruchung des Betons bei Säulen von der Anordnung der Querarmierung abhängig gemacht, und zwar erfolgt die Berechnung der Säulen

nach der Formel:  $P = \sigma_b \left( 1 + m \frac{V'}{V} \right) (F_b + n \cdot F_e)$ .

Es darf also die gewöhnliche Druckspannung des Betons noch mit dem Faktor  $1 + m \frac{V'}{V}$  multipliziert werden. Hierbei bedeutet  $V'$  das Volumen der Querarmierungen,  $V$  das Betonvolumen auf die gleiche Länge,  $m$  ist eine mit der Anordnung der Querarmierung veränderliche Zahl. Für  $n$  ist ein Wert zwischen 8 und 15 zu wählen, je nach dem Verhältnis der Stärke der Längsstangen und des Bügelabstandes zur kleinsten Querschnitts-Abmessung der Säule.

An der Hand der vorzuführenden Versuchsergebnisse sollen die gebräuchlichen Formeln für Säulen geprüft und die Gültigkeit einer neuen von mir aufgestellten Formel für spiralarmierte Säulen gezeigt werden:

1. Säulenversuche der Eisenbeton-Kommission der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie. Durchgeführt i. J. 1905 an der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart.\*)

Die Versuche erstreckten sich auf Betonprismen von 25/25 cm Querschnitt und 1 m Höhe. Ein Teil der Prismen

\*) C. von Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern 1905, Mitteilung über Forschungsarbeiten, Heft 29.

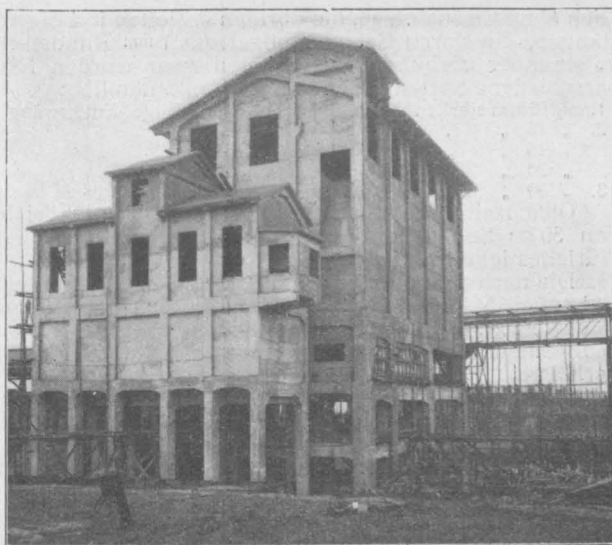


Abbildung 13. Kohlensilo.

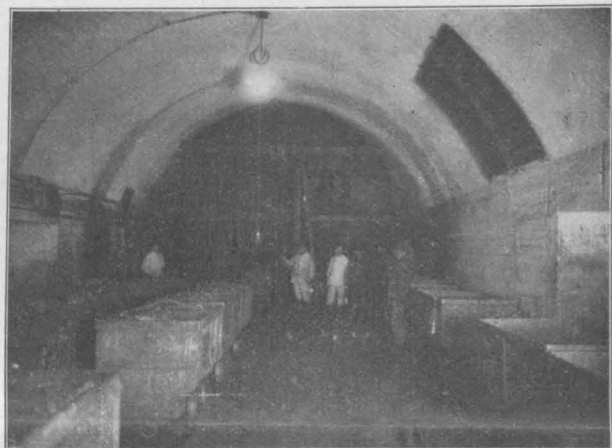


Abbildung 14. Im Ausbau begriffener Füllort.



Abbildung 15. Fertiger Füllort.

Beton- und Eisenbetonarbeiten über und unter Tage auf der Kohlengrube „Alma“.

blieb ohne Eiseneinlage, die übrigen erhielten je 4 Eisenstangen, die durch Schleifenbügel aus 7 mm Rundeisen miteinander verbunden waren, und zwar wurden fünf verschiedene Sorten Prismen hergestellt, nämlich:

1. mit 15 mm starken Eisenstäben und 25 cm Bügel-Entfernung
2. " 15 " " " " 12,5 " "
- " 15 " " " " 6,25 " "
- " 20 " " " " 25 " "
3. " 30 " " " " 25 " "

Gleichzeitig wurde die Druckfestigkeit an Würfeln von 30 cm Seitenlänge ermittelt. Das Verhältnis der Würfelfestigkeit zur Prismenfestigkeit betrug 1:0,88.

Die nach der Formel der Leitsätze zulässigen Säulenlasten bei 15, 20 und 30 mm starken Längseisen verhalten sich wie 168:187:241, während die beobachteten Druckfestigkeiten bei 25 cm Bügelentfernung sich wie 168:170:190 verhalten.

Man sieht aus diesen Zahlen, daß infolge Vermehrung der Längsarmierung die Bruchfestigkeit sich bei diesen Versuchskörpern nicht in dem Maße vergrößerte, als es nach der Formel  $P = F_b \cdot \sigma_b + n \cdot F_e \cdot \sigma_e$  zu erwarten gewesen wäre.

Ein ähnliches Bild erhält man, wenn man die Zunahme der Tragkraft der armierten Prismen gegenüber den nicht armierten den Längseisen zuschreibt, da die 25 cm von einander entfernt liegenden Bügel die Eigenfestigkeit des Betons kaum vermehrten:

Körper	Bruchlast	Zunahme gegenüber dem nicht armierten Prisma	Beanspruchung der Längseisen vor dem Bruch
Prisma ohne Eisen . . .	86 380 kg	—	—
Prisma mit 15 mm Eisen und 25 cm Bügelabstand	104 030 „	17 200 kg	$\frac{17\,200}{7,07} = 2430 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$
Prisma mit 20 mm Eisen und 25 cm Bügelabstand	105 170 „	18 340 „	$\frac{18\,340}{12,57} = 1460 \text{ „}$
Prisma mit 30 mm Eisen und 25 cm Bügelabstand	116 900 „	30 070 „	$\frac{30\,070}{28,27} = 1060 \text{ „}$

Die 15 mm starken Längseisen konnten also bis nahe zur Quetschgrenze ausgenutzt werden, während die stärkeren Stangen weit weniger beansprucht wurden. Da die Knicksicherheit der letzteren sogar noch höher ist, so bleibt als einzige Erklärung, daß die Art der Kopfbildung der Säulen zu einem vorzeitigen Bruch am Ende geführt hat.

In der Tat zeigten die Versuchskörper mehrfach deutlich das Absprennen des Betons an den oberen Enden der Längsstangen.

Der zwischen den Enden der Längseisen und den Endflächen der Probekörper vorhandene Beton, welcher den Druck auf die Eisen übertragen muß, erleidet unmittelbar über den Eisen starke Pressungen, und man kann sich vorstellen, daß die die Fortsetzung der Eisen bildenden Betonprismen infolge des starken Druckes eine sprengende Wirkung auf den umgebenden Beton ausüben.

In dem Bericht der französischen Kommission\*) ist auf Seite 478-480 die Veränderlichkeit des Wertes  $n$  vom Durchmesser der Längseisen und vom Bügelabstand an Hand der von Bach'schen Säulenversuche abgeleitet. Nachdem wir aber die soeben beschriebene Ursache für den vorzeitigen Bruch der stark armierten Prismen gefunden haben, müssen wir die in den französischen Vorschriften für den Koeffizienten  $n$  gegebenen veränderlichen Zahlenwerte als zweifelhaft bezeichnen.

Dagegen läßt sich der Wert  $m$  in dem Faktor  $(1 + m \frac{V'}{V})$ , mit welchem analog den französischen Vorschriften die Eigenfestigkeit des Betons mit Rücksicht auf die Querschnittsarmierung multipliziert werden darf, aus den Ergebnissen der mit 15 mm starken Längseisen bewehrten Prismen berechnen.

Als Formel für die Tragfähigkeit der Säulen legen wir die von der französischen abweichende Formel

$$P = k_b \left(1 + m \frac{V'}{V}\right) \cdot F_b + \sigma_s \cdot F_e$$

zugrunde, in welcher  $k_b$  die Eigenfestigkeit des Betons bedeutet. Wir machen weiter die Voraussetzung, daß die Längseisen jener Prismen bis zur Streckgrenze  $\sigma_s = 2400 \text{ kg/qcm}$  beansprucht waren. Es ist dann  $\sigma_s \cdot F_e = 2400 \cdot 7,07 = 16970 \text{ kg}$  und  $k_b \cdot F_b = 86830 \text{ kg}$ , also gleich

\*) Commission du ciment armé. Expériences, rapports et propositions, relatives à l'emploi du béton armé. Paris 1907.

der Tragfähigkeit des nichtarmierten Prismas. Damit erhält man die in nachstehender Tabelle enthaltenen Zahlen:

Probekörper	Bruchlast P	$k_b \cdot F_b \cdot m \frac{V'}{V} = P - \sigma_s \cdot F_e - k_b \cdot F_b$	$\frac{V'}{V}$	m
Prisma ohne Eisen . . .	86 830 kg	—	—	—
Prisma mit 15 mm Eisen und 25 cm Bügelabstand	104 030 „	230 kg	0,00401	(0,77)
desgl. mit 12,5 cm Bügelabstand . . . . .	109 430 „	5630 „	0,00802	8,1
desgl. mit 6,25 cm Bügelabstand . . . . .	126 870 „	23070 „	0,01604	16,6

Ich erwähne weiter

2. Versuche der Firma Wayss & Freytag A.-G. mit spiralarmierten Eisenbetonpfeilern\*) vom Jahre 1905.

Infolge von theoretischen Erwägungen, deren Richtigkeit durch Versuche hinreichend bestätigt wurde, kann Considère zu dem Ergebnis, daß die in Form von Spiralen eingelegte Eisenmenge eine 2,4 mal größere Vermehrung der Tragfähigkeit bewirkt, als wenn die gleiche Eisenmenge in Form von Längsstäben angewendet wird.

Die Firma Wayss & Freytag, welche das Ausführungsrecht für Deutschland erworben, hielt es indessen für angezeigt, Versuche mit Körpern durchführen zu lassen, deren Herstellung auf der Baustelle ohne besondere Sorgfalt erfolgen sollte. Die Probekörper zeigten infolgedessen etwas ungleiche Ganghöhen und teilweise exzentrische Lagen der Spiralen. Während bei den Considère'schen Versuchen die Ganghöhe der Spiralen etwa  $\frac{1}{7}$  des Seitendurchmessers war, waren bei den neuen Versuchskörpern teilweise viel größere Ganghöhen angewendet worden.

Mit Rücksicht auf die nicht genügend sorgfältige Herstellung der Probekörper verzichten wir hier darauf, die Ergebnisse rechnerisch weiter zu verfolgen, zumal die Versuche der französischen Kommission und unsere neuesten Versuche ein reichhaltiges Material bieten. Es sei nur Folgendes hervorgehoben:

Bei schwacher Spiralarmierung war die Tragfähigkeit erschöpft, als sich die ersten Risse bildeten. Die Spirale war also nicht imstande, dem kleineren Kernquerschnitt eine höhere Bruchlast zu geben, als sie vorher der ganze Querschnitt besessen hatte. Insbesondere zeigen die Körper mit großer Ganghöhe der Spirale von etwa 0,5 Kerndurchm., daß auch bei starkem Eisen keine richtige Umschnürung erzielt wird, d. h. es wird dabei kein Betonkern mit erhöhter Tragkraft gebildet, vielmehr bilden sich ähnliche geneigte und durchgehende Bruchflächen wie bei den nicht armierten oder mit weit entfernten Bügeln armierten Prismen. Auch bei der Ganghöhe von 80 mm oder etwa  $\frac{1}{3}$  Kerndurchmesser ist der Unterschied zwischen der Höchstlast und der Last beim Beginn der Ribbildung unbedeutend. Die mit engen und nicht zu schwachen Spiralen armierten Körper zeigten die Risse zuerst in der äußeren Betonumhüllung, welche schließlich abfiel, lange ehe die Bruchlast erreicht wurde.

Verlängert man die nach den gemessenen Zusammendrückungen aufgetragenen Deformationskurven einiger Prismen bis zum Eintritt der ersten Risse bzw. bis zum Bruch, so ergeben sich solche Verkürzungen (über 1,5 mm auf 1 m), daß die Beanspruchungen der Längseisen dabei die Streckgrenze erreicht haben müssen. Höher als bis zu dieser Grenze kann aber das Eisen der Längsstangen nicht beansprucht werden.

### 3. Die Säulenversuche der französischen Kommission

erstreckten sich auf Säulen mit Bügeln und mit Spiralen. Die mit Bügel armierten Säulen haben indessen wenig brauchbare Ergebnisse geliefert, was teils in der Armierungsweise, teils in der Versuchsanordnung begründet ist.

Als Bügel wurden nämlich dünne Flacheisen verwendet, die an beiden Enden mit runden Löchern versehen waren, durch welche die Längseisen mit einem gewissen Spielraum hindurchgesteckt wurden. Es war daher der Schutz der Längsstangen gegen Ausknicken nicht sicher gewährleistet. Die angewendeten Bügelabstände waren zudem so groß, daß man davon keine Erhöhung der Betonfestigkeit erwarten kann.

\*) D. R. P. No. 149944 vom 10. Mai 1902, Armand Considère in Paris. Patentanspruch: „Verfahren zur Herstellung von Betonkörpern, wie Säulen und dergl., welche hohe achsiale Druckfestigkeit besitzen sollen, dadurch gekennzeichnet, daß außerhalb des Kernes des vollen Betonkörpers konachsial zu demselben eine Metallspirale mit nahe aneinander liegenden Windungen gelegt ist“.

Die erste Versuchsreihe bestand aus liegend gestampften Säulen von 5 m Länge, 40/40 cm Querschnitt; die durchlochenden Flacheisenbügel waren 50 cm von einander entfernt; ihr Abstand von den Endflächen war 25 cm. Merkwürdigerweise wurde bei dieser Reihe die 5–8 mm starke Betonschicht über den Enden der Längseisen vor dem Versuch herausgenommen, damit sich der Druck nicht unmittelbar auf die Eisen übertrage. Die Kraftübertragung auf die Eisen konnte also nur durch den Beton mit Hilfe des Gleitwiderstandes erfolgen und der sich verkürzende Beton mußte in der Nähe der Enden sich notwendig an den wenig beanspruchten Eisen verschieben. Infolgedessen traten an den Enden frühzeitig Risse ein und die Bruchfestigkeit zeigte sich von der Längsarmierung, die zwischen 40% und 0,28% schwankte, unabhängig; sie betrug bei allen Körpern etwa 250 kg/qcm. Der Bruch erfolgte durch Abscheren nach schrägen Flächen. Die bis nahe zum Bruch fortgesetzten Messungen der Verkürzungen lassen darauf schließen, daß das Eisen lange nicht bis zur Streckgrenze beansprucht war.

Die zweite Reihe umfaßte zwei 5 m lange Säulen von 25/25 cm Querschnitt mit Längseisen von 28 bzw. 10 mm Durchm. ebenfalls liegend gestampft. Die Anordnung der Bügel war wie bei der ersten Reihe. Bei der stark armierten Säule wurde der Beton an den Enden der Längseisen wieder herausgenommen. Das Ergebnis war, daß bei der stark armierten Säule wegen der ungünstigen Kraftübertragung eine geringere Bruchfestigkeit sich ergab, als bei der schwach armierten.

Eine dritte Reihe bestand aus 1 m langen Prismen von 20/20 cm Querschnitt mit vier Rundeisen von 18 mm Durchm. und Flacheisenbügeln von 33 cm Abstand, wovon die äußersten je 16 cm von den Stirnflächen entfernt waren. Die Prismen wurden stehend gestampft und die Längseisen endigten bündig mit den Endflächen der Prismen. Bei der Hälfte der Prismen wurde der Beton so naß gemacht, daß er ohne Stampfen in die Formen eingegossen werden konnte, bei den anderen wurde er plastisch verwendet und eingestampft.

Rechnet man den Unterschied zwischen den gleichartigen armierten und nicht armierten Prismen auf die Längseisen, so ergeben sich Spannungen in der Nähe der Streckgrenze nur bei den gestampften Prismen. Die Festigkeit des gegossenen Betons reichte offenbar nicht aus, um das Eisen bis zur Streckgrenze beanspruchen zu lassen.

Nach den dem Bericht beigegebenen Abbildungen trat der Bruch nicht an den Enden, sondern im mittleren Teile ein, was jedenfalls der direkten Druckeintragung in die bündigen Eisenenden zu verdanken war. Die gemessenen Verkürzungen lassen bei den gestampften Prismen darauf schließen, daß die Streckgrenze vor dem Bruche sicher erreicht wurde.

Bei einer weiteren Reihe stehend gestampfter 2 und 4 m langer Säulen von 18,2 cm Seitenlänge und 8 Längseisen waren die letzteren an den Enden noch 8 mm mit Beton überdeckt. Rechnet man hier den Zuwachs der Druckfestigkeit bei den armierten Prismen auf die Längsarmierung, was bei den großen Bügelabständen zulässig erscheint, so erhält man Eisenbeanspruchungen von 1924 bzw. 1448 kg/qcm und es scheint, daß der Bruch, der am Kopfe erfolgte, zu früh eingetreten ist. Hierzu kommen zwei Ursachen in Betracht:

1. die sprengende Wirkung der sehr stark gedrückten Betonzylinder, welche die Fortsetzung der Längsstäbe bildeten, und

2. die geringere Betonbeschaffenheit am oberen zuletzt eingestampften Ende.

Diese Art des Bruches gab Veranlassung, bei den nicht armierten Vergleichsprismen die Druckfestigkeit des Betons in verschiedener Höhe zu ermitteln. Aus den 4 m langen Prismen wurden Druckkörper vom unteren Ende und 1 m unter dem oberen Ende herausgearbeitet und damit folgende Festigkeiten erzielt:

Druckfestigkeit am oberen Ende der 4 m langen Prismen . . . . .	198,1 kg/qcm
Druckfestigkeit 1 m unterhalb der 4 m langen Prismen . . . . .	254,0 "
Druckfestigkeit am unteren Ende der 4 m langen Prismen . . . . .	294,0 "

Diese Erscheinung ist leicht dadurch zu erklären,

### Literatur.

Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. Heft 19. Prüfung von Balken zu Kontrollversuchen. Ausgeführt in der Mat.-Prüf.-Anstalt d. kgl. Techn. Hochschule zu Stuttgart i. d. J. 1911 u. 1912. Bericht erstattet von Dr.-Ing. C. Bach, Baudir. u. Prof., Vorst. d. Ing.-Laboratoriums u. d. Mat.-Prüf.-Anstalt u. O. Graf, Ing. a. genannter

daß der untere Beton besser gestampft wird, da die oberen Stampfstöße auch noch auf ihn wirken, sodann erhärtet er unter der Last des darüber liegenden Betons, welcher zudem im plastischen Zustand infolge des in die Höhe steigenden Wassers viel nasser und daher weniger fest wird.

Zahlreicher waren die Säulen mit spiralförmiger Umschnürung. Die geringen Ganghöhen verhinderten Bruchpyramiden und geneigte Bruchflächen, vielmehr sprang die außerhalb der Spiralwicklung gelegene Umhüllung vor Erreichung der Höchstlast ab, sodaß für den Bruch nur noch die Widerstandsfähigkeit des umschnürten Kerns mit dessen Längsarmierung maßgebend war. Die Zusammendrückung bei Erreichung der Höchstlast betrug 8–10 mm auf das Meter, sodaß die Längseisen zweifellos bis zur Quetschgrenze beansprucht waren. In der nachfolgenden Tabelle sind die meisten dieser Versuchsergebnisse zusammengestellt und zwar sind in der vorletzten Spalte die nach der Considère'schen Formel

$$P = 1,5 \cdot F_k \cdot k_b + 2400 (F_e + 2,4 F_e')$$

berechneten Werte der Bruchlasten eingetragen, während die letzte Spalte die Werte des Koeffizienten  $m$  enthält, wenn man die Formel

$$P = F_e \cdot 2400 + F_k \left( 1 + m \frac{V'}{V} \right) \cdot k_b$$

zu Grunde legt. Die Beanspruchung der Längsstangen von 2400 kg/qcm entspricht der Quetschgrenze, und für  $k_b$  sind die Festigkeiten der nicht armierten Prismen der einzelnen Gruppen eingesetzt worden. Das Verhältnis  $\frac{V'}{V}$

bezieht sich bei spiralarmierten Säulen auf den umschnürten Kern, der im Augenblick des Bruches allein in Betracht kommt. Es ist dann  $\frac{F_e'}{F_k}$ .

Versuche der französischen Kommission mit umschnürten Säulen.

Querschnitt	$F_k$	$F_e$	$F_e'$	Spirale		Bruchspannung.			$m$
				Stärke $d$	Gangh. $s$	nicht arm. Beton $k_b$	beobachtet	ber. nach Considère	
	qcm	qcm	qcm	mm	cm	kg qcm	kg qcm	kg qcm	
20/20 cm quadrat. gegossener Beton, trocken aufbewahrt . . . . .	266	3,82	8,09	6	2	91	384	345	93
desgl., naß aufbewahrt . . . . .	266	3,82	8,09	6	2	97	409	355	94
20/20 cm quadratisch gestampfter Beton, trocken aufbewahrt . . . . .	266	3,82	8,09	6	2	150	499	433	68
desgl., naß aufbewahrt . . . . .	266	3,82	8,09	6	2	166	477	458	55
Achteck 20 cm Dm., 2 mlg.	266	4,71	11,7	6	1,4	242	618	658	31
Achteck 20 cm Dm., 2,3 mlg.	266	3,82	8,6	6	1,9	242	550	582	35
Achteck 20 cm Dm., 2,6 mlg.	266	3,01	6,8	6	2,4	242	480	537	34
Achteck 20 cm Dm., 4 mlg.	266	3,01	3,6	6	4,5	198	382	401	58
Achteck 20 cm Dm., 4 mlg.	266	3,01	3,87	5	3	198	358	408	46
Achteck 20 cm Dm., 2 mlg.	266	4,71	11,7	6	1,4	184	571	572	42
Achteck 20 cm Dm., 2,3 mlg.	266	3,82	8,6	6	1,9	184	512	497	49
Achteck 20 cm Dm., 2,6 mlg.	266	3,01	6,8	6	2,4	184	422	450	45
Achteck 20 cm Dm., 4 mlg.	266	3,01	3,6	6	4,5	147	333	326	79
Achteck 20 cm Dm., 4 mlg.	266	3,01	3,87	5	3	147	341	332	78

Aus den letzten Spalten der Tabelle ist zu ersehen, daß die beobachtete Bruchlast teils größer, teils etwas kleiner war, als die nach Considère berechneten. Der Wert  $m$  zeigt große Schwankungen und ist um so größer, je geringer die Betonqualität ist, d. h. die Spirale erhöht die Festigkeit des umschnürten Kernes verhältnismäßig mehr bei geringerem Beton, als bei solchem von höherer Eigenfestigkeit.

Trotz der großen Länge der Säulen ist ein Einfluß der Knickung nicht zu erkennen. Einige der Prismen knickten nach Erreichung der Höchstlast aus, ohne sich viel von den anderen zu unterscheiden. Die Enden der Säulen konnten sich beim Versuch nicht drehen, sodaß die freie Knicklänge auf die halbe Säulenlänge beschränkt war. — (Schluß folgt.)

Anstalt. Berlin 1912. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Pr. geb. 2,40 M.

Die in den letzten Jahren auch in Deutschland auftretende Bestrebung, anstelle der Würfelprobe bei Eisenbetonbauten die Balkenprobe zu setzen, d. h. die Güte des Betons nach der aus Biegungsversuchen mit Balken berechneten Druckfestigkeit zu beurteilen, hat

Veranlassung zu der in Heft 19 der Veröffentlichungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ besprochenen Versuche gegeben. Die Versuche umfassen 2 Reihen A (Vorversuche) und B.

Die Balken der Versuchsreihe A hatten sämtlich 150 mm Breite und 80, 100 bzw. 150 mm Höhe. Bei allen Körpern war die Bewehrung so stark bemessen, daß die Zerstörung des Balkens durch Zerdrücken der oberen Betonschichten entstehen mußte. Sie bestand aus je 5 Eisen von 14 mm Durchm., von denen drei gerade durchgeführt, zwei aufgebogen wurden. Die Eisen waren an den Enden hakenförmig umgebogen, bei einigen Balken umfaßten die Haken der geraden Eisen noch einen Splint. Um bei den niedrigen Balken die gleiche Höhenlage der Eisen möglichst zu sichern, wurden diese durchweg unmittelbar auf den Boden der Holzform aufgelagert. Zu jedem der 19 Balken der Versuchsreihe A wurden aus dem gleichen Beton auch ein Würfel von 30 cm Kantenlänge hergestellt. Die Balken besaßen meist 2,7 m Länge und waren in 2 m Abstand gestützt. Sie wurden teils durch eine Einzellast in der Mitte, teils durch 2 symmetrisch zur Mitte in 500 mm Abstand angeordnete gleich große Lasten bis zum Bruch beansprucht. 3 Balken besaßen bei 100 mm Höhe und Belastung in der Mitte rund 2 m Stützweite.

Der Beton der Balken bestand aus 1 Raumteil Portland-Zement zu 2 Rt. Rheinsand (0–7 mm Durchm.) und 3 Rt. Rheinkies (7–20 mm Durchm.) mit 9,2% Wasserzusatz (vom Gewicht der trockenen Materialien). Der Wasserzusatz liegt zwischen den bei früheren Versuchen angewendeten Wasserzusätzen  $\alpha$  u.  $\beta$ , die bei Eisenbeton nicht unter- bzw. überschritten werden dürfen. Die Würfel-festigkeit des Betons betrug i. M. 209 kg/qcm. Die beobachteten Abweichungen vom Mittel schwankten zwischen den Grenzen  $-7,2\%$  und  $+12,4\%$  (die Schwankungen beim Zement selbst betragen bei der Druckprobe bis 21%).

Die Balken wurden in Tannenholzformen nach den Normen für vergleichende Druckversuche mit Stampfbeton liegend hergestellt, nach 7 Tagen auf feuchtem Sand gelagert und nach 28 Tagen geprüft. Die Belastung wurde dabei auf die Balken durch quergelegte Rundisen, unter die eine 3 mm dicke Papplage gebracht wurde, übertragen. Eine örtliche Schädigung des Betons trat bei dieser Art der Lastübertragung nicht ein, der Bruch erfolgte bei der Einzellast unmittelbar rechts und links neben der Laststelle durch Zerdrücken des Betons, bei 2 Lastangriffen, zwischen beiden.

Die nach den preuß. Bestimmungen für die Höchstlast berechnete Druckspannung  $\sigma_b$  zeigt eine Abnahme mit wachsender Balkenhöhe, die für die 150 mm hohen Balken im Vergleich zu den 80 mm hohen 10% betrug. Es ist dabei das Eigengewicht der Balken berücksichtigt. Es macht sich hierbei auch der Einfluß der Querschnittsgröße geltend wie bei den Würfelproben, die im kleineren Würfel die höhere Festigkeit zeigen. Wenn die Balkenprobe also als Versuchsprobe eingeführt werden soll, so muß auch hier hinsichtlich der Querschnittsgröße eine Einigung erzielt werden. Im Vergleich zu den Würfel-festigkeiten  $k$  ergab sich ein Verhältnis  $\sigma_b : k$  von 1,7; 1,68; 1,56 für die 80, 100, 150 mm hohen Balken. Das war nach früheren Versuchen zu erwarten und erklärt sich daraus, daß bei der Berechnung Proportionalität zwischen Dehnung und Spannung angenommen wird, während tatsächlich die Dehnungen beim Beton rascher wachsen als die Spannungen.

Bezüglich des Einflusses der Anordnung der Belastung wurde festgestellt, daß sich das Verhältnis  $\sigma_b : k$  bei Balken mit 2 Lasten um 6–9% kleiner ergab als bei einer einzigen Last. Der Bericht erklärt das damit, daß bei 2 Lasten der Bruch an der schwächsten Stelle der 500 mm langen Strecke gleichen Moments zwischen den beiden Lastpunkten erfolgen kann. Die verschiedene Auflagerentfernung ergab dagegen, wie zu erwarten war, keinen ausgeprägten Einfluß hinsichtlich des Verhältnisses  $\sigma_b : k$ . Bezüglich der in die geraden Haken eingelegten Splinte ergab sich ein geringes Mehr an Festigkeit.

Nach dem Ergebnis dieser Versuche wurde beschlossen, die Reihe B nur mit Balken von 100 mm Höhe, 2000 mm Stützweite und einer einzigen Last in der Mitte durchzuführen, deren Armierung der früher angegebenen entsprach. Geprüft sind 75 Balken und ebenso viele Würfel in 3 verschiedenen Mischungs-Verhältnissen: mager 1 Z. : 3 Rheinsand : 4 Rheinkies, normal 1 : 2 : 3 und fett 1 : 1,5 : 2 mit je 3 verschiedenen Wasserzusätzen von 8,6 ( $\alpha$ ), 9,8 ( $\beta$ ) und 10,7% ( $\gamma$ ). Der mit letzterem hohen Wasserzusatz bereitete Beton kann als Gußbeton bezeichnet werden. Herstellung wie bei den Versuchen A, Lagerung teils feucht, teils trocken an der Luft. Prüfung nach 28 Tagen.

Bei allen Balken erfolgte der Bruch durch Zerstörung

des Betons in der Druckzone, während die Zugspannung der Eisen-Einlagen unter der Streckgrenze blieb. Ein ausgeprägter Einfluß des Mischungsverhältnisses auf das Verhältnis  $\sigma_b : k$  ergab sich nicht, für die Mischungen 1 : 3 : 4 und 1 : 2 : 3 war das Verhältnis fast das gleiche, für 1 : 1,5 : 2 nur etwa 8% i. M. kleiner. Dagegen wirkte die trockene Lagerung bei allen 3 Mischungen auf das Verhältnis  $\sigma_b : k$  etwas vergrößernd ein. Der höhere Wasserzusatz ergab, wie noch aus früheren Versuchen bekannt, kleinere Werte für  $\sigma_b$  und  $k$ .

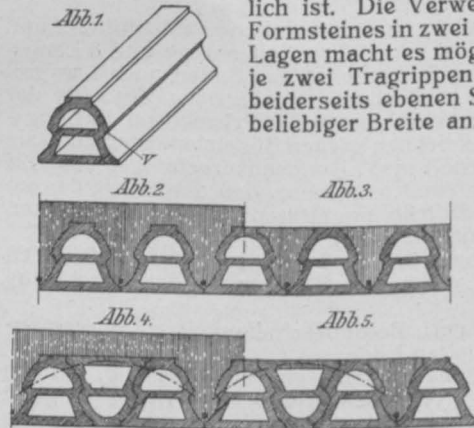
Wichtig ist ferner die Frage bezüglich der Schwankungen der ermittelten Einzelwerte gegenüber den Mittelwerten. Für  $\sigma_b$  sind die größten Schwankungen zu  $+7,9$  und  $-8,5\%$ , für  $k$  zu  $+6,5$  und  $-5,4\%$  ermittelt.

Die Schwankungen der beiden Versuchswerte zeigen also keine wesentlich von einander abweichenden Grenzen. Für das Verhältnis  $\sigma_b : k$  ergaben sich Abweichungen bis  $+8,7$  bzw.  $-5,4\%$ . Im ganzen ergaben sich für das Verhältnis der Biegungsdruckfestigkeit  $\sigma_b$  zur Würfel-festigkeit  $k$  im Mittel 1,70 bei feuchter, 1,81 bei trockener Lagerung für den untersuchten Versuchsbalken. —

### Vermischtes.

**Vorlesungen über Eisenbeton an der technischen Hochschule zu Aachen.** Zu Beginn dieses Semesters hat sich Hr. Dr. Ing. Karl Mautner, Ob.-Ingenieur bei der Firma Carl Brandt in Düsseldorf, aus dessen Feder wir bereits eine ganze Reihe von Aufsätzen in unseren Mitteilungen veröffentlicht haben, als Privatdozent für das Lehrgebiet des Eisenbetonbaues habilitiert auf Grund seines Werkes „Beitrag zur Theorie der im Eisenbetonbau gebräuchlichen Form der Rippenkuppel“, das wir in No. 8 als eine wertvolle Neuerscheinung bereits besprochen haben. Im Laufe dieses Semesters wird Hr. Dr. Mautner, der im übrigen in seiner bisherigen Stellung verbleiben wird, über „Eisenbeton-Konstruktionen im Hochbau“ lesen. —

**Formstein zur Herstellung von Decken.** D. R. P. 240007 für Johannes Wörner in Cannstatt. Dieser Formstein eignet sich nicht nur für die Bildung reiner Steindecken, sondern kann vorteilhaft auch für den Bau solcher Decken verwendet werden, die aus armierten Betonrippen und Formsteinen bestehen. Er besitzt, wie Abbildung 1 zeigt, trapezartigen Querschnitt von solcher Form, daß die Steine in abwechselnd aufrechter und umgekehrter Lage eine beiderseits ebene, zusammenhängende Steindecke und in gleicher Lage eine nur unten ebene, oben mit Furchen versehene Decke ergeben (Abbildungen 2 und 3), in deren Furchen sich zur Erzielung der Tragrippen Eisenstäbe und Beton einbringen lassen, ohne daß eine geschlossene Verschalung erforderlich ist. Die Verwendbarkeit des Formsteines in zwei verschiedenen Lagen macht es möglich, zwischen je zwei Tragrippen Streifen von beiderseits ebenen Steindecken in beliebiger Breite anzuordnen (Ab-



Abbildungen 4 und 5) und dadurch den Abstand der aus armiertem Beton bestehenden Tragrippen in geeigneter Weise zu regeln, so daß eine volle Ausnutzung der Tragkraft der Betonrippen bei Decken für verschiedene Spannweite und Belastung möglich ist.

Bei den dargestellten Ausführungsbeispielen weisen die Seitenwände der Steine in der Mitte Knickungen auf, die schulterartige Vorsprünge  $v$  ergeben. Durch diese werden nach dem Zusammenbau der Steine in abwechselnd aufrechter und umgestürzter Lage die Gewähr-Drucklinien bestimmt, die nach Abbildung 4 und 5 etwa nach den durch unterbrochene Linien angedeuteten Kurven verlaufen. Jedoch läßt die trapezartige Grundform der Steine auch andere Umrißlinien der Seitenwänden oder der parallelen Steinwänden zu. — G.

Inhalt: Beton- und Eisenbeton-Arbeiten über und unter Tage auf der Kohlengrube „Alma“. — Versuche mit Säulen und deren Berechnung. — Literatur. — Vermischtes. —

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



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\* \* \* \* \*

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

IX. JAHRGANG 1912.

No. 14.

### Versuche mit Säulen und deren Berechnung.

Vortrag, gehalten von Professor Dr.-Ing. E. Mörsch in Neustadt a. d. Haardt auf der XV. Haupt-Versammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1912. (Schluß.)

#### 4. Versuche des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ mit Eisenbetonsäulen.

Die durch Professor Rudeloff im Jahre 1910 veröffentlichten Versuche wurden im Material-Prüfungsamt Groß-Lichterfelde ausgeführt und sollten Aufschluß über die zweckmäßigste Form der Querbewehrungen in Eisenbetonsäulen geben. Sie sind daher nur als Vorversuche eines weiteren Programmes zu betrachten.

Wir übergehen die Reihe 1 mit 13 verschiedenen Arten der Querarmierung. Die Gründe des negativen Ergebnisses sind in Heft 5 des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ selbst angegeben.\*)

Die vom Eisenbeton-Ausschuß beschlossenen Ergänzungsvorversuche erstreckten sich nur auf sechs verschiedene Armierungen nach den Abbildungen 1–6. Die Querschnittsabmessungen waren die gleichen wie bei der ersten Reihe, dagegen betrug die Länge nur 0,9 m und der Bügelabstand war von 20 cm auf 15 cm herabgesetzt. Die spiralarmierte Säule wurde nach dem Vorschlag der Firma Wayss & Freytag A.-G. mit einer Ganghöhe von 3,5 cm ausgeführt. Denselben Abstand erhielten dann auch die ringförmigen Bügel. Die Längsstangen bestanden bei den Säulen a bis d aus vier Rundeisen von 16 mm Durchm., während die ring- und spiralarmierten Säulen je acht Rundeisen von 11 mm Durchm. erhielten.

Die nebenstehende Tabelle enthält die Bruchlasten der Säulen. Zieht man davon die vom nichtarmierten Beton und den Längsstangen getragene Last ab, so ergibt sich die von der Querarmierung bewirkte Vermehrung der Eigenfestigkeit des Betons. Die Streckgrenze der 16 mm starken Längsseisen wurde zu  $\sigma_s = 2640$ , diejenige der 11 mm starken zu  $\sigma_s = 2990$  kg/qcm ermittelt, sodaß bei den quadratischen Säulen von der Längsarmierung äußersten Falles  $8,04 \cdot 2640 = 21326$  kg, bei den achteckigen Säulen desgl.  $7,60 \cdot 2990 = 22724$  kg aufgenommen wurden.

Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse ist bei  $F'_e$  die ganze Länge der abgewickelten Bügel berücksichtigt, da für die Anwendung natürlich das ganze Bügelgewicht einschließlich der Haken in Betracht kommt. Ferner ist bei den Säulen e und f nur der Kernquerschnitt in Betracht gezogen, denn vor der Erreichung der Bruchlast war die äußere Betonhülle wenigstens bei den spiralarmierten Säulen bereits abgefallen.

Der Unterschied der Lasten zwischen dem Auftreten der ersten Risse und dem Bruch betrug bei der Spiralarmierung nur etwa 17 t, was davon herrührt, daß die Spi-

#### Vorversuche des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“.

Säule	$F_b$	$F'_e$	Querarmierung		Belastung			Auf die Querarmierung entfallend. Lastteil	Koeffizient m der Formel $P = F'_e \cdot \sigma_s + F_b (1 + m \frac{V}{V'})$
			Form	$F'_e'$	bei den ersten Rissen	beim Bruch	t		
0	900	ohne	Armierung	—	155,41	155,41	—	—	
a	900	8,04	Umfangsbügel, Dm. 7 mm in Schleifenform	6,77	193,54	196,80	20,06	17,1	
b	900	8,04	Einfacher Umschließungsbügel	2,90	170,18	176,64	0	0	
c	900	8,04	2 Diagonalbügel in S-Form	2,52	185,52	186,97	10,23	21,1	
d	900	8,04	Einfacher Umschließungsbügel und 2 Diagonalbügel	5,42	168,03	178,27	1,53	1,6	
e	590	7,60	Spirale, 6 mm Dm., Ganghöhe 3,5 cm	6,94	191,56	208,62	84,02	70,0	
f	590	7,60	Kreisförmige Bügel, 6 mm Dm., Abstand 3,5 cm	8,03	196,43	199,99	75,39	54,3	

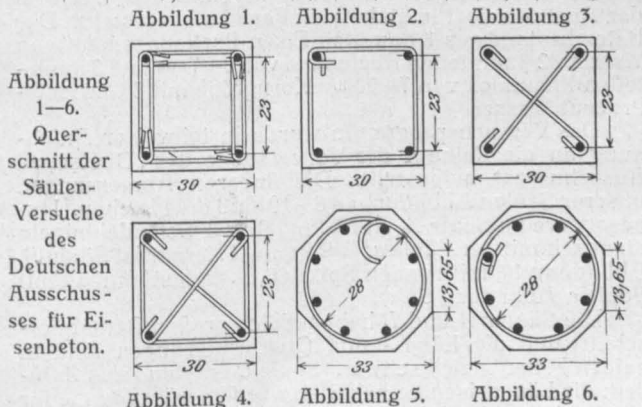


Abbildung 1. Säule a. 4 Umfangsbügel in Schleifenform.  
 Abbildung 2. Säule b. Einfacher Umschließungsbügel.  
 Abbildung 3. Säule c. Diagonalbügel.  
 Abbildung 4. Säule d. Einf. Umschließ- und 2 Diagonalbügel.  
 Abbildung 5. Säule e. Spirale von 6 mm Dm., Ganghöhe 3,5 cm.  
 Abbildung 6. Säule f. Kreisförm. Bügel, 6 mm Dm., Abst. 3,5 cm.

\*) Anmerkung der Redaktion. Vergl. auch „Mitteilungen“ 1911, Seite 33 und 41.

ralarmierung verhältnismäßig schwach war, die Festigkeit des umschnürten Kernes also nicht sehr weit über die Festigkeit des ganzen Querschnittes hinausging. Außerdem war für die Spiralen und Ringe ein Eisen von sehr hoher Streckgrenze verwendet (Streckgrenze 6210, Bruchgrenze 6400 kg/qcm).

Aus der Tabelle geht deutlich der große Wert einer engen Querbewehrung in Vergleich zu Bügeln in größeren Abständen hervor. Bemerkenswert ist insbesondere der Anfall an Festigkeit, wenn die für sich allein gut wirkenden Diagonalbügel noch mit dem Umschließungsbügel verbunden werden. Es scheint, daß die Anhäufung von Bügeln in einem Querschnitt das dichte Stampfen des Betons erschwert hat und daß aus diesem Grunde geringere Festigkeiten erzielt wurden. Die Längenänderungen wurden bei diesen Probekörpern eingehend gemessen.

In Abbildung 7 sind die Verkürzungen unter der steigenden Last für einige der Probekörper aufgetragen. Die beiden untersten Kurven beziehen sich auf nicht armierte Betonprismen und sind aus Leibbrand, Gewölbte Brücken 1897 und C. v. Bach, Druckversuche mit Eisenbetonkörpern Versuche A, 1905 entnommen. Die Darstellung zeigt deutlich, daß die Zusammendrückung beim Bruch so groß war, daß das Eisen die Streckgrenze erreicht hatte. Dabei ist zu beachten, daß die Verkürzungen beim Bruch sehr wahrscheinlich noch größer waren, als es nach dem mutmaßlichen Verlauf angenommen ist.

Da alle Säulen an den Enden gebrochen sind, so sind noch weitere Versuche an Säulen mit verstärkten Köpfen vorgesehen. —

### 5. Neue Versuche der Firma Wayss & Freytag A. G. mit umschnürten Eisenbetonsäulen.

Nachdem durch eine Entscheidung des k. Patent-Amtes die spiralförmige Umschnürung von Pfeilern quadratischen, rechteckigen und polygonalen Querschnittes mit gleichartiger Grundriform der Umwicklung als unter das D. R. P. 149944 fallend bezeichnet worden war, entschloß sich die Patentinhaberin\*) im Jahre 1910 die an kleineren Probekörpern in ihrem Laboratorium gefundenen günstigen Wirkungen der viereckigen Umwicklung durch einwandfreie Versuche an der Materialprüfungs-Anstalt Stuttgart prüfen zu lassen.

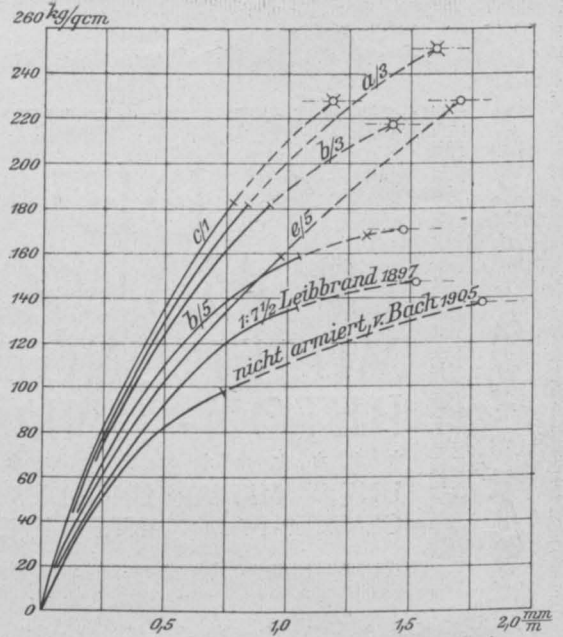


Abbildung 7. Linien der Zusammendrückung armerter und nicht armerter Betonprismen. — Gemessener Verlauf. — — — Mutmaßliche Verlängerung bis zum Eintritt der ersten Risse x, bzw. des Bruches o.

eisen solches von 7 mm Stärke mit der doppelten Ganghöhe verwendet wurde, sodaß der Eisenaufwand im ganzen nicht geändert ist. Säule E hat gegenüber D doppelt so starke Querarmierung, indem bei gleicher Ganghöhe 10 mm starke Spiraleisen eingelegt sind. Säule F stellt den Grenzfall dar, bei welchem nach der vom preußischen Ministerium erlassenen Berechnungsweise die Wirkung der Spirale noch voll berücksichtigt werden darf, d. h. wo  $F_i = 2 F_b$  ist. Säule G zeigt zwei viereckige

### Neue Säulenversuche der Firma Wayss & Freytag A.-G.

Säule	$F_b$ bzw. $F_k$	$F_e$	Querarmierung		$F'_e$	Belastung		Lastanteil			Koeffizient m	Bemerkungen
			Form			bei den ersten Rissen	beim Bruch Höchst- wert	vom Beton	von den Längs- eisen	von der Quer- armie- rung		
A: Abb. 9	qcm 900 $F_k$	qcm 8,04	4 Bügel Durchm. 7 mm, Abst. 15 cm		qcm 6,73	t 172,8	t 177,4	t 167,8	? ?	? ?	0	
B. Abb. 10	615	7,60	Spirale " 6 mm, s = 3,8 cm		6,5	192,6	207,7	114,7	22,7	70,3	57	Spirale gerissen
C. Abb. 11	615	8,04	Spirale " 5 mm, s = 3,1 cm		6,4	163,9	173,0	92,6	21,3	59,1	62	
D. Abb. 12	615	8,04	Spirale " 7 mm, s = 6,3 cm		6,1	155,1	165,8	92,6	21,3	51,9	56	
E. Abb. 13	615	8,04	Spirale " 10 mm, s = 6,1 cm		12,8	158,9	172,8	92,6	21,3	58,9	31	
F. Abb. 14	615	12,57	Spirale " 10 mm, s = 3,6 cm		21,8	163,1	188,0	92,6	33,0	62,4	19	
G. Abb. 15	615	7,60	2 Spiralen " 5 mm, s = 5,5 cm		6,2	152,5	170,3	92,6	22,7	55,0	59	
H. Abb. 16	615	7,60	2 Spiralen " 7 mm, s = 5,5 cm		12,4	156,7	177,4	92,6	22,7	62,1	33	
I. Abb. 17	615	12,32	2 Spiralen " 7 mm, s = 2,9 cm		22,2	163,1	241,2	92,6	32,5	116,1	35	
K. Abb. 18	615	7,60	Spirale " 8 mm, s = 3,4 cm		12,9	177,4	218,9	92,6	22,7	103,6	53	
L. Abb. 19	615	12,32	Spirale " 10 mm, s = 2,9 cm		24,0	180,0	328,4	92,6	32,5	203,3	56	

Die Probekörper wurden in sorgfältigster Weise in der Anstalt selbst in stehenden Formen hergestellt. Der Beton bestand aus 1 Raumteil Eisen-Portlandzement von Wetzlar, 2 Raumteilen Rheinsand von 0—7 mm und 3 Raumteilen Rheinkies von 7—20 mm Korngröße mit 8 Gewichts-Prozent Wasser.

Das Versuchsprogramm wurde in teilweiser Anlehnung an die Reihe II der Vorversuche des „Deutschen Ausschusses“ aufgestellt. Die äußeren Abmessungen unserer Säulen Abbildungen 8—19 sind die gleichen. Insbesondere ist Säule A, Abbildung 9, mit Schleifenbügeln identisch mit der Säule a, Abbildung 1; ferner ist Säule B, Abbildung 10, mit runden Spiralen, übereinstimmend mit Säule e, Abbildung 5.

Die Säulen A und B haben gleich großen Betonquerschnitt und die Längs- und Querarmierungen sind in beiden Fällen gleich schwer. Säule C entstand aus A, indem die Längseisen beibehalten wurden, während die für die Schleifenbügel bei A angewendete Eisenmenge in eine viereckige Spirale aus 5 mm starken Eisen mit 3,1 cm Ganghöhe umgewandelt wurde. Säule D unterscheidet sich wieder von C dadurch, daß statt 5 mm starkem Spiral-

Spiralen und 8 Längseisen. Der Eisenaufwand ist derselbe, wie bei den Körpern A, C und D. Säule H unterscheidet sich von G durch die doppelt so starke Querarmierung, indem die 5 mm starken Spiraleisen durch 7 mm starke ersetzt sind. Säule I stellt wieder den Grenzfall nach der ministeriellen Berechnungsweise beim Vorhandensein von zwei viereckigen Spiralen dar. Säule K zeigt ein achteckiges Prisma mit runder Spirale, die etwa die doppelte Eisenmenge aufweist wie bei der Säule B. Säule L endlich stellt den Grenzfall nach

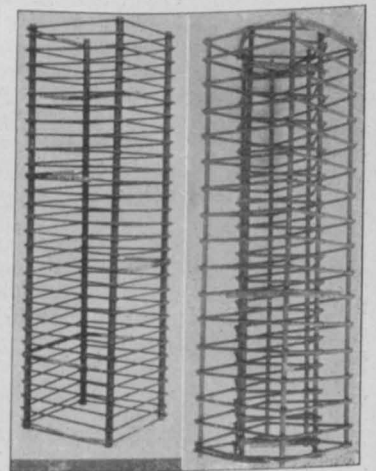


Abb. 20 a. Eisengerippe der Säule C.  
Abb. 20 b. Desgleichen der Säule H.

\*) Die Firma Wayss & Freytag A. G. in Neustadt a. Hdt.

der ministeriellen Berechnungsweise bei achteckigem Querschnitt und runder Spirale dar.

Wie aus den Abbildungen 20a und 20b ersichtlich ist, wurden die Spiraleisen an den Stößen durch Uebergreifungen mit autogener Verschweißung mit einander verbunden.

Infolge der Lagerung änderte sich die Festigkeit des Zementes etwas. Die gleichzeitig mit jeder Säulen-Reihe hergestellten Würfel ergaben vom 2. bis 12. Mai im Mittel 265 kg/qcm Festigkeit, von da ab nur noch 212 kg/qcm.

Nachdem nun die drei vom 2. bis 12. Mai hergestellten nichtarmierten Prismen im Mittel 188 kg/qcm Druckfestigkeit zeigten, ergibt sich hierfür ein Verhältnis zur gleichzeitigen Würfel Festigkeit mit 265 kg/qcm wie 0,71 : 1. Für die später hergestellten Eisenbeton-Säulen kann dann zu Vergleichszwecken die Festigkeit des nichtarmierten Prismas aus der Würfel Festigkeit von 212 kg/qcm durch Multiplikation mit dem Faktor 0,71 berechnet werden. Man erhält dann hierfür 150,5 kg/qcm Prismenfestigkeit.

Die den Längseisen entsprechenden Lastanteile sind mit den gleichen Werten für die Streckgrenze berechnet wie bei den Vorversuchen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“. Der dann von der gemessenen Bruchlast noch übrig bleibende Betrag muß dem Einfluß der Querarmierung zugewiesen werden.

Zu den Versuchs-Ergebnissen sei noch Folgendes bemerkt (Vergl. auch die Tabelle S. 106):

Die Risse in der äußeren Betonumhüllung der Spiralen treten ein, wenn der Beton eine solche Beanspruchung auf 1 qcm erreicht hat, welche der Prismenfestigkeit des nichtarmierten Betons entspricht. Die Gesamtlast ist dann etwa um den Lastanteil der Längseisen größer, weil die Spiralen erst später zur richtigen Wirkung kommen.

Hinsichtlich der berechneten Werte  $m$  sei bemerkt, daß die drei runden Spiralen sehr befriedigend mit einander überein stimmen, indem  $m$  zwischen 53 und 57 schwankt. Bei den viereckigen Spiralen zeigen sich größere Unterschiede. Der niederste Wert 19 schaltet wohl deshalb aus, weil bei den scharfen Biegungen der 10 mm-Stäbe zu viereckigen Spiralen das Material leicht spröde wird und daher an den Ecken springt. Aus diesem Grunde lieferten die viereckigen Spiralen aus 5 mm dicken Drähten die besten Ergebnisse.

Die Berechtigung, bei den umschnürten Säulen die Bruchlast nur unter Berücksichtigung des Kernes zu berechnen, ergibt sich aus den Abbildungen 21 bis 32, denn es ist deutlich zu erkennen, daß dieser allein noch für die Tragfähigkeit in Betracht kommt. Je stärker das Verhältnis der Querarmierung zum Kern ist, ein um so größerer Abstand ist zwischen der Last beim Auftreten der ersten Risse und der Bruchlast (vergl. Säule I, K und L). Bei nur geringer Spiralbewehrung kann die Tragfähigkeit des umschnürten Kernes unter Umständen nicht sehr viel die Last beim Auftreten der ersten Risse übertreffen.

Aus der nebenstehenden Tabelle, S. 106, ist deutlich die vorzügliche Wirkung einer starken Spiralarmerung zu erkennen. Die in dem Rudeloff'schen Bericht über die geringfügige Wirkung der Spiralarmerung gemachten Bemerkungen wären hiernach einzuschränken.

Die Behauptung, daß auch bei spiralarmernten Säulen der Bruch durch Pyramidenbildung eingeleitet werde, wird durch folgende Untersuchungen widerlegt.

Die meisten Säulen sind im Alter von etwa 90 Tagen und 1 Jahr nochmals belastet worden und zeigten dabei eine beträchtliche Steigerung der Höchstlast. Ferner wurden nach dieser zweiten Prüfung die Spiralen im mittleren Teil und teilweise auch bis zu den geschweißten Wicklungen an den Enden abgenommen. Die verbleibenden Kerne von 90 cm Höhe wurden sodann einer dritten Belastung unterworfen und lieferten Druckfestigkeiten, die meist höher waren, als diejenigen der nicht armierten 45 Tage alten Prismen.

Die beobachteten Zahlen sind die in der Tabelle auf Seite 109 mitgeteilten.

Bei Säule 34 war beim ersten Versuch die Belastung nach Ueberschreiten der Höchstlast solange fortgesetzt worden, bis die gesamte Verkürzung des Körpers 2,5 cm betragen hat; trotz dieser ganz außerordentlichen Deformation fand nach 1 Jahr noch eine Laststeigerung statt und der losgewickelte Kern war noch intakt, sodaß er noch 48 t trug, entsprechend einer Festigkeit von 80 kg/qcm.

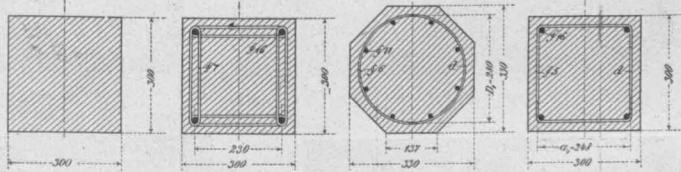
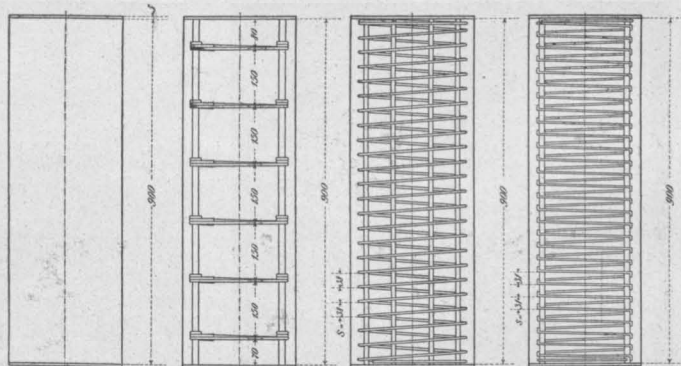


Abbildung 8. Nicht armiertes Prisma.    Abbildung 9. Säule A. Bügel in Schleifenform.    Abbildung 10. Säule B. Runde Spirale.    Abbildung 11. Säule C. Viereckige Spirale.

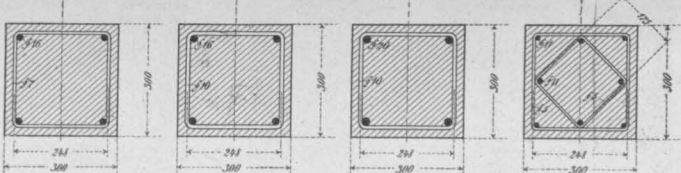
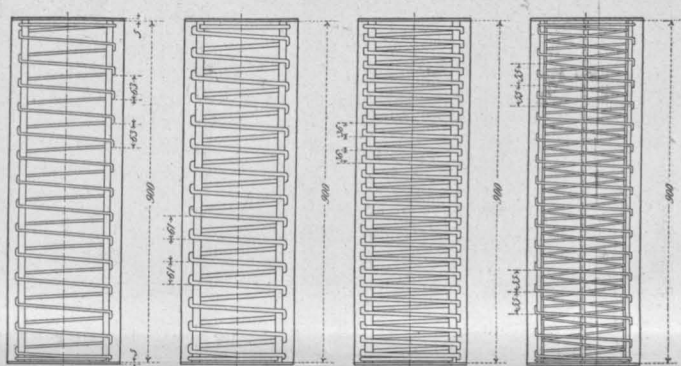


Abbildung 12. Säule D. Viereckige Spirale.    Abbildung 13. Säule E. Viereckige Spirale.    Abbildung 14. Säule F. Viereckige Spirale.    Abbildung 15. Säule G. 2 viereckige Spiralen.

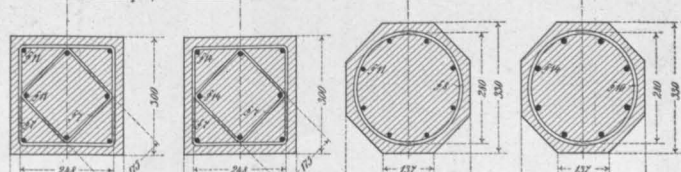
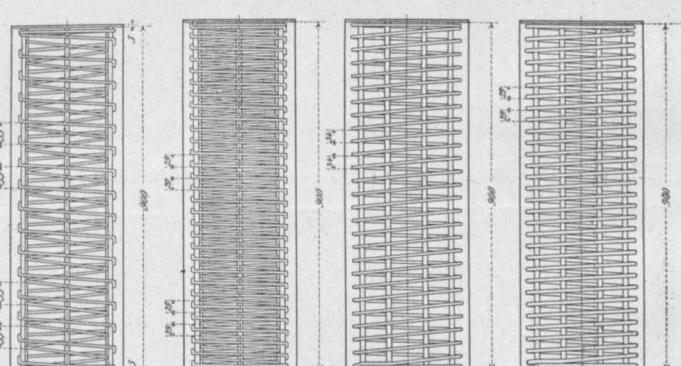


Abbildung 16. Säule H. 2 viereckige Spiralen.    Abbildung 17. Säule I. 2 viereckige Spiralen.    Abbildung 18. Säule K. Runde Spirale.    Abbildung 19. Säule L. Runde Spirale.

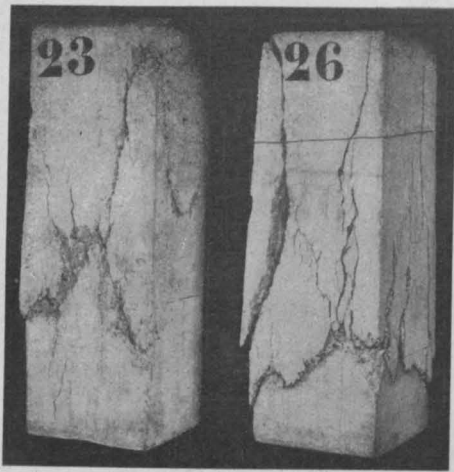


Abbildung 21.

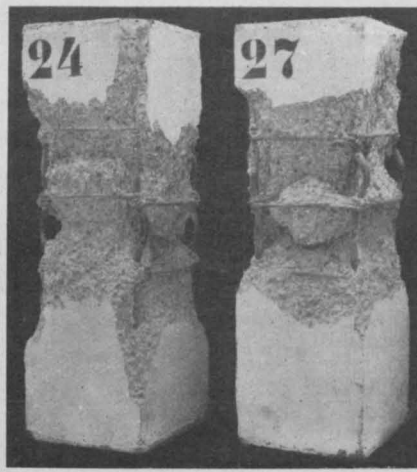


Abbildung 22.

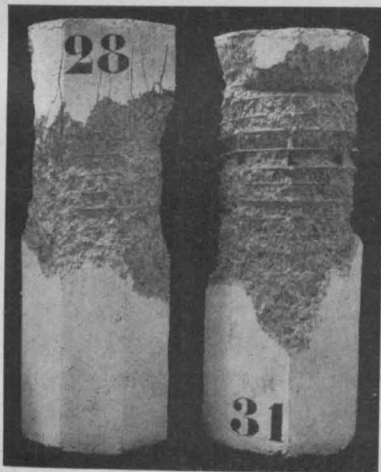


Abbildung 23.

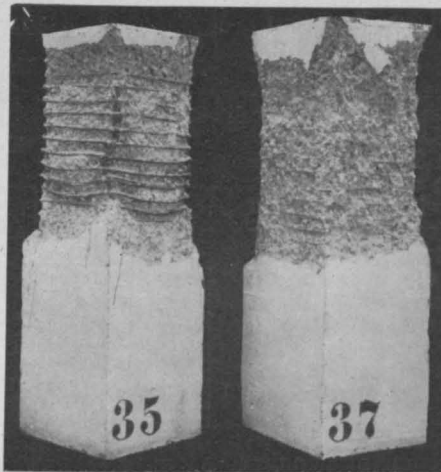


Abbildung 24.

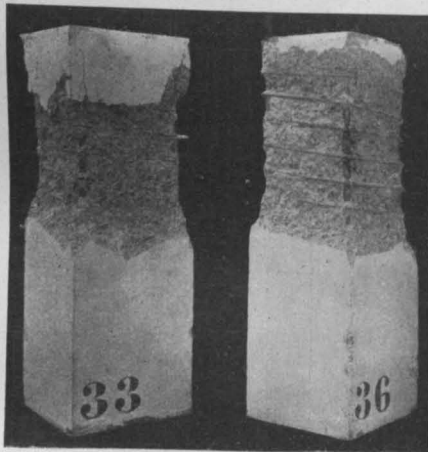


Abbildung 25 (oben), Abbildung 27 (unten)

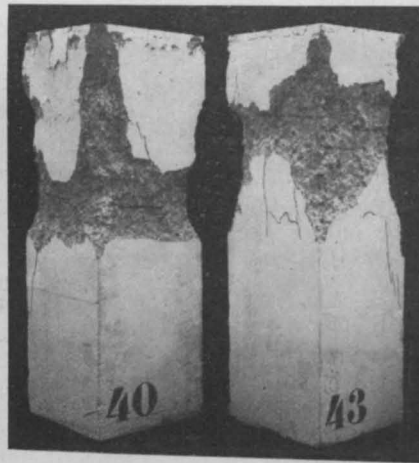
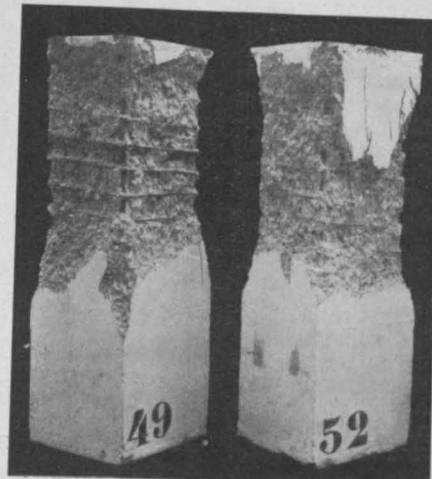
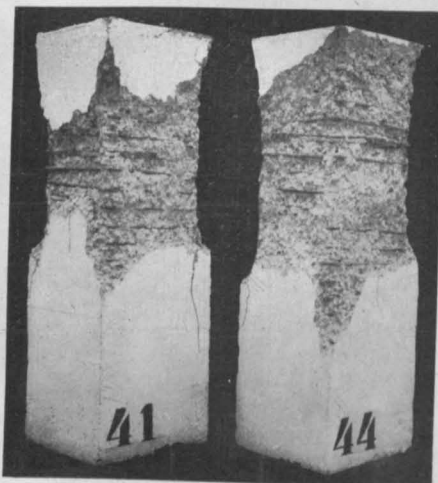


Abbildung 26 (oben), Abbildung 28 (unten).



Bei der stark armierten Säule *L* kommt die wunderbare Wirkung der Spiralen noch mehr zum Ausdruck. Obgleich beim ersten Versuch im Alter von 45 Tagen die Belastung solange fortgesetzt worden war, bis die Zusammendrückung von Säule 48 2 cm und von Säule 51 2,3 cm bei einer Gesamtlänge von 90 cm betragen hatte, fand nach 1 Jahr noch eine bedeutende Laststeigerung des umschnürten Kernes und eine ähnliche Zunahme der Festigkeit des losgewickelten Kernes gegenüber den Zahlen bei einem Alter von 45 Tagen statt.

Auch bei den mit viereckigen Spiralen armierten Säulen wächst die Laststeigerung und die Festigkeit des losgewickelten Kernes mit dem Prozentgehalt an Spiraleisen. Zur Beurteilung der einzelnen Ergebnisse ist zu bemerken, daß bei der ersten Prüfung im Jahre 1910 nach Ueberschreiten der Höchstlast die Zusammendrückung fortgesetzt wurde bis bei Körper 33, 36 und 38 die Last  $P$  gesunken war auf 116,3 t, 90,6 t und 121,5 t.

Die Deformation der Säule 36 war somit bei der ersten Prüfung eine weitergehende als bei den beiden anderen Säulen und aus diesem Grunde ist die Festigkeit des Kernes bei ihr geringer. Die starke Spirale der Säule *F* führte ebenso gut wie bei runder Form zu einer bedeutenden Laststeigerung und Festigkeit des losgewickelten Kernes.

Die Säulen *Hund I* enthielten zwei viereckige Spiralen. Deshalb wurde nach Wegnahme der äußeren Spirale und Wiederbelastung nur der Beton zwischen äußerer und innerer Umschnürung zerstört, während die innere Spirale mit dem von ihr eingeschlossenen Kern stehen blieb. Die hier erstmals von einer Material-Prüfungsanstalt auf

Erläuterung zu den Abbildungen 21—28.

(Von den 3 geprüften Körpern derselben Form sind hier der Raumersparnis wegen immer nur 2 dargestellt.)

Abbildung 21. Brucherscheinung bei nicht armierten Betonprismen.

Abbildung 22. Bruch bei den Säulen A (Abb. 9). Pyramidenbildung. Bruchlast 177,4 t.

Abbildung 23. Säulen B (Abb. 10) nach Erreichung der Höchstlast von 207,7 t. Bei No. 31 ist die Spirale an der mit einem Pfeil bezeichneten Stelle zerrissen.

Abbildung 24. Säulen C (Abb. 11) nach Erreichung der Höchstlast von 173 t.

Abbildung 25. Säulen D (Abb. 12) nach Erreichung der Höchstlast von 165,8 t.

Abbildung 26. Säulen E (Abb. 13) nach Erreichung der Höchstlast von 172,8 t.

Abbildung 27. Säulen F (Abb. 14) nach Erreichung der Höchstlast von 188 t. (Grenzfall nach den preuß. Bestimmungen  $F_i = 2F_b$ .) Bei dieser Säule sind die Spiralen an den Ecken mehrfach gerissen.

Abbildung 28. Säulen G (Abb. 15) nach Erreichung der Höchstlast von 170,3 t.

### Säulen mit runden Spiralen.

Säule No.	Abb.	Höchstbelastung im Alter von				Festigkeit des losgewickelten Kernes			Festigkeit des Betonprismas nach 45 Tagen	
		45 Tagen		95—98 Tagen		rd. 1 Jahr		t		kg/qcm
		t	kg/qcm	t	kg/qcm	t	kg/qcm			
25 } B	10	224,1	—	—	256,7	417	102,2	166	188	
28		207,7	—	—	255,4	430	94,4	159	188	
34 } K	18	225,4	—	—	281,7	471	48,0	80	150	
42		205,2	286,7	479	—	—	95,7	161	150	
45 } L	19	318,0	407,0	674	—	—	127,9	219	150	
48		325,5	—	—	431,6	716	135,6	225	150	
51		341,8	—	—	429,1	707	122,1	201	150	

### Säulen mit viereckigen Spiralen.

Säule No.	Abb.	Höchstbelastung im Alter von			Festigkeit des losgewickelten Kernes			Festigkeit des Betonprismas nach 45 Tagen
		45 Tagen		rd. 1 Jahr	t		kg/qcm	
		t	kg/qcm	t	t	kg/qcm		
33 } D	12	153,4	173,6	307	72,5	128	150	
36		170,4	120,2	212	49,2	87	150	
38		173,6	169,8	300	77,7	137	150	
41 } F	14	185,0	—	—	124,0	219	150	
44		193,2	271,7	492	125,3	227	150	
50 } H	16	178,7	262,9	462	154,6	272	—	
57		246,6	349,3	617	172,4	305	—	
58 } I	17	234,1	345,5	607	173,6	305	—	

unseren Antrag festgestellten Zahlenwerte und die beigegebenen photographischen Aufnahmen beweisen zweifellos, daß der umschnürte Kern (hinreichend starke Spiralarmierung vorausgesetzt) nach Abspringen der äußeren Betonschale und nach Erreichung der Höchstzahl seinen Zusammenhang bewahrt, daß er nicht von Rissen durchzogen oder zerbröckelt ist, sondern daß er mit fortschreitendem Alter weiter erhärtet. Die beobachteten Festigkeiten der losgewickelten Kerne insbesondere zeigen, daß es sich nach Auftreten der Risse in der äußeren Betonumhüllung nicht wie bei den mit Bügeln bewehrten Säulen um Bruchstücke handelt, welche durch die Eisen am Auseinanderfallen gehindert werden, wobei teilweise noch eine Laststeigerung beobachtet wird, sondern daß es sich um innerlich intakte Betonkörper handelt. Wäre die Bildung von Bruchpyramiden die Ursache der ersten Risse und weiterhin des Bruches, so müßten die Kerne nach Entfernen der Spirale entweder zerfallen oder bei dem geringsten Druck sofort zerstört werden.

Dieses überraschende Verhalten des spiralum-schnürten Betons findet bekanntlich eine Erklärung in der Druckplastizität der Gesteine bei der Gebirgsbildung. Hierüber hat Hr. Kleinlogel in seinem Vortrag im Jahre 1909\*) berichtet; ich

\*) Anmerkung der Redaktion. Vergl. auch „Mitteilungen“ Jahrg. 1909, S. 47.

#### Erläuterung zu den Abbildungen 29—36.

Abbildung 29. Säule H (Abb. 16) nach Erreichung der Höchstlast von 177,4 t.

Abbildung 30. Säule I (Abb. 17) nach Erreichung der Höchstlast von 241,2 t (Grenzfall nach den preuß. Best.  $F_i = 2 F_b$ ).

Abbildung 31. Säule K (Abb. 18) nach Erreichung der Höchstlast von 218,9 t.

Abbildung 32. Säule L (Abb. 19) nach Erreichung der Höchstlast von 328,4 t (Grenzfall nach d. preuß. Best.)

Abbildung 33. Säule B No. 28 (Abb. 10). Bruch des losgewickelten Kernes.

Abbildung 34a und b. Säule L No. 51 (Abb. 19). Kern nach Abnehmen der Spirale und nach erfolgtem Bruch.

Abbildung 35. Säule F No. 44 (Abb. 14). Bruch des losgewickelten Kernes.

Abbildung 36a und b. Säule I No. 57 (Abb. 17). Kern nach Abnehmen der äußeren Spirale und nach erfolgtem Bruch, wobei die innere Spirale mit dem entspr. Kern stehen bleibt.

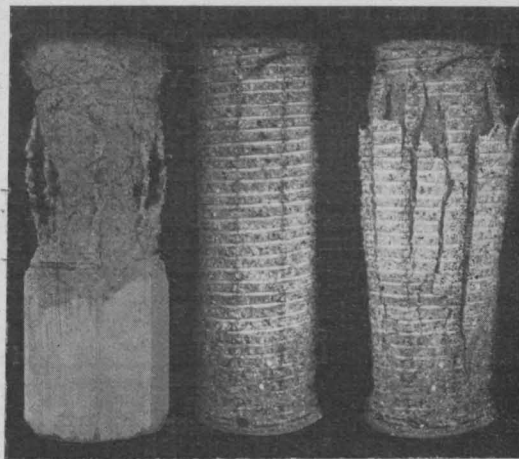


Abbildung 33.

Abbildung 34a und b.



Abbildung 35.

Abbildung 36a und b.

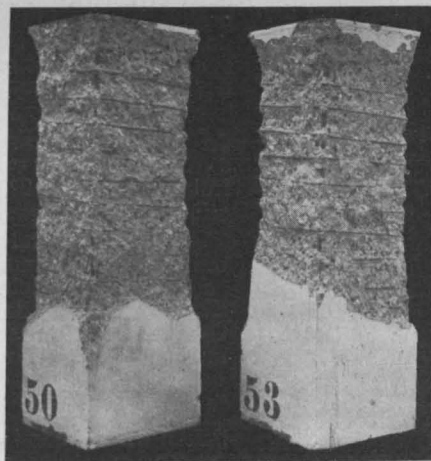
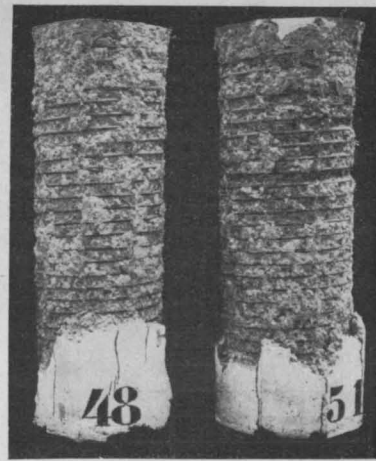
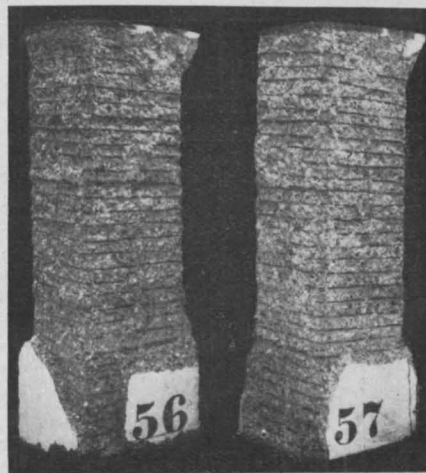
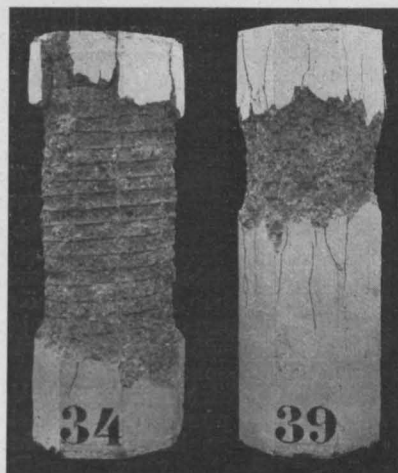


Abbildung 29 (oben), Abbildung 31 (unten).



Abbildg. 32 (oben), Abbildg. 30 (unten).



brauche also nicht mehr weiter darauf einzugehen und will mich nur darauf beschränken, die Schlußfolgerungen aus den Säulenversuchen zusammenzufassen.

Auf Grund der angeführten Versuchsergebnisse können folgende Schlüsse gezogen werden:

1. Die Berechnung der Eisenbetonsäulen geschieht zweckmäßig für das Bruchstadium, bei welchem die Längseisen bis zur Quetschgrenze ausgenutzt sind. Die Eisenspannung bleibt nach Erreichung der Quetschgrenze auf dieser Spannungsstufe stehen, bis bei weiter zunehmender Last der Bruch des Betons erfolgt. Bei den umschnürten Säulen ist zur Ermittlung der Tragfähigkeit vom umschnürten Kern auszugehen, da dieser im Bruchstadium vom Betonquerschnitt noch übrig ist.

In der praktischen Anwendung begegnet die Druckeintragung in die Längseisen nicht den Schwierigkeiten wie beim Versuch, weil die Säulen unten einen verbreiterten Fuß erhalten und oben die Kräfte auf die ganze Höhe der anschließenden Träger eingeleitet werden.

2. Die gebräuchlichen Bügel, wie Schleifenbügel, Umschließungsbügel, Diagonalbügel in den gebräuchlichen Abständen, geben wohl den Längsstangen einen entsprechenden Schutz gegen Ausknicken, erhöhen aber die Eigenfestigkeit des Betons nur in verschwindendem Maße. Die Ursache liegt einerseits in den zu großen Abständen, andererseits in dem mangelhaften und unsicheren Schluß der Umschließung, der durch Umhaken um die Längsstangen gebildet wird.

3. Für die Berechnung der Bruchlast erscheint die Formel:

$$P = F_e \cdot \sigma_s + F_k \left( 1 + m \frac{F'_e}{F_k} \right) k_b$$

am geeignetsten. Hierin bedeutet:  $F_e$  den Querschnitt der Längseisen;  $F'_e$  den Querschnitt gedachter Längseisen, deren Volumen demjenigen der Querschnitt auf dieselbe Säulenhöhe gleich ist;  $\sigma_s$  die Quetschgrenze der Längseisen, etwa 2400–2800 kg/qcm;  $F_k$  den umschnürten Betonkern, bei Bügeln ist dafür der ganze Betonquerschnitt  $F_b$  zu setzen;  $k_b$  die Druckfestigkeit des nichtarmierten Betons.

Schreibt man die Formel in der Form

$$P = F_e \cdot \sigma_s + F_k \cdot k_b + m \cdot F'_e \cdot k_b,$$

so gibt sie rechts die drei Teile an, aus denen sich die Bruchlast zusammen setzt, nämlich den Widerstand der Längseisen, die Eigenfestigkeit des Kernbetons und den Einfluß der Querbewehrung.

Vernachlässigt man bei Bügelarmierung das letzte Glied und setzt  $\sigma_s = 2700$ ,  $k_b = 180$  kg/qcm, so erhält man  $P = 2700 \cdot F_e + 180 \cdot F_b = 180 (F_b + 15 F_e)$ .

Wählt man 5fache Sicherheit, so ergibt sich aus dieser Bruchlast die zulässige Säulenlast zu  $P_{zul} = 36 (F_b + 15 F_e)$  in nahezu vollständiger Uebereinstimmung mit der Formel der deutschen Leitsätze. Der Koeffizient  $n = 15$  stimmt also sehr gut mit dem Bruchzustand überein.

Der Koeffizient  $m$  für Spiralarmierung zeigt sich schwankend und namentlich mit der Eigenfestigkeit des Betons veränderlich. Je geringer diese ist, um so größer wird  $m$ .

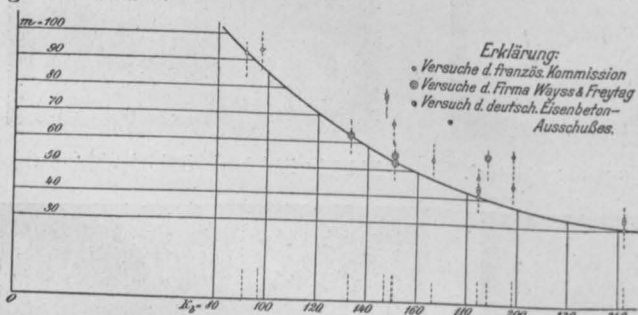


Abb. 37. Beziehung zwischen  $m$  und Druckfestigkeit  $k_b$  des Betons.

In Abbildung 37 sind die Werte von  $m$  aus den verschiedenen Versuchen als Ordinaten zu den betreffenden Betonfestigkeiten als Abszissen aufgetragen. Zieht man durch die untersten Punkte eine Kurve, so gibt diese bei den verschiedenen Betonfestigkeiten solche Werte von  $m$  an, auf die man sich mit Sicherheit verlassen können. Demnach ist bei einer

Betonfestigkeit $k_b$ von 120 kg/qcm	mindestens	$m = 71$	und	$m \cdot k_b = 8520$
" $k_b$ "	140	"	$m = 59$	" $m \cdot k_b = 8260$
" $k_b$ "	160	"	$m = 50$	" $m \cdot k_b = 8000$
" $k_b$ "	180	"	$m = 43$	" $m \cdot k_b = 7740$
" $k_b$ "	200	"	$m = 38$	" $m \cdot k_b = 7600$
" $k_b$ "	220	"	$m = 34$	" $m \cdot k_b = 7480$

Diese Zahlen beziehen sich zunächst auf runde Spiralen und können durch weitere Versuche unter Umständen noch kleine Änderungen erfahren.

Wie aus der Tabelle hervorgeht, ist es zwar möglich, bei viereckigen Spiralen einen gleichen Wirkungsgrad zu erzielen (bei Verwendung von 5mm starken Spiraleisen und geringen Ganghöhen), indessen erscheint es angezeigt, hier  $m$  nur = 33 zu wählen.

4. Damit die Wirkung der Spiralen voll zum Ausdruck kommt, ist es nötig, die folgenden Regeln beim Entwerfen zu beachten:

a) Die Gesamteisenmenge der spiralumchnürten Konstruktionen (Längseisen + Spiralen) soll nicht unter 1,5% und nicht über 8% des Kernquerschnittes betragen. Nur konzentrisch angeordnete oder ineinander greifende Spiralen dürfen letzteres Maß überschreiten.

b) Die Längseisenmenge  $F_e$  sollen zu der Spiraleisenmenge  $F'_e$  in einem Verhältnis von 1:1 bis 1:3 stehen.

c) Das Verhältnis der Ganghöhe  $s$  zum Kerndurchmesser (mittleren Wickeldurchmesser)  $D_1$ , also  $s : D_1$ , soll bei einer Spiraleisenmenge bis 2% des Kernquerschnittes etwa  $1/7 - 1/8$ , bei höherer Spiralarmierung  $1/8 - 1/10$  sein.

5. Hinsichtlich des zu wählenden Sicherheitsgrades halten wir 5fache Sicherheit für völlig ausreichend, wobei zu beachten ist, daß die Bruchlast nur für den Kernquerschnitt berechnet ist und  $k_b$  die Prismenfestigkeit des Betons bedeutet, die nur etwa 0,75–0,8 der Würfel- festigkeit beträgt.

Damit eine genügende Sicherheit gegen das Auftreten von Rissen in der Betonumhüllung außerhalb der Spiralen vorhanden ist, erscheint es genügend, wenn  $\frac{P}{F_b} \leq 1/2 k_b$  ist.

Der zweckmäßige Abstand der Bügel.

Die Bügel zeigen nach den vorliegenden Versuchen einen sehr schwankenden Wirkungsgrad und der Wert  $m$  sinkt bei verschiedenen Probekörpern auf Null herab, so daß es angezeigt erscheint, bei Verwendung von Bügeln  $m = 0$  zu setzen. Erst bei sehr geringem Bügelabstand, der sich der Ganghöhe einer wirksamen Spiralumchnürung nähert, wird ein Wert von  $m = 10 - 15$  zutreffend sein.

Man hat mehrfach versucht, den Bügelabstand nach der Euler'schen Knickformel zu bestimmen. Die hier- nach erhaltenen Bügelabstände sind so groß, daß sie praktisch unausführbar sind, außerdem beabsichtigt man doch mit Hilfe der Bügel und Längseisen den Beton am seitlichen Ausweichen zu hindern. Rechnet man z. B. nach den „Leitsätzen“ mit 5facher Sicherheit

$$P = 35 (F_b + 15 F_e),$$

dann wäre die Beanspruchung der Längseisen beim Bruch  $5 \cdot 35 \cdot 15 = 2625$  kg/qcm, und man würde hierfür nach der Euler-Formel  $l = 22,5 d$  erhalten. Die ministeriellen Bestimmungen rechnen sogar mit 30  $d$ .

Dieser Abstand übertrifft die gebräuchlichen Maße weit. Die Berechnung nach der Euler-Formel ist aber auch nicht mehr richtig, da die Beanspruchung der Längseisen im Moment des Ausknickens die Proportionalitätsgrenze schon überschritten hat; es ist nämlich  $l : i < 110$ , und deshalb ist die Tetmajer'sche Knickformel

$\sigma_k = 3200 - 12 \frac{l}{i}$  maßgebend; da  $\sigma_k = 2625$  sein soll, erhalten wir hieraus  $l = 12 d$ .

Mit diesem Maß kommt man auf die in der soliden Praxis seither angewendeten Abstände. Die Tetmajer'sche Knickformel zeigt ferner, daß die geringen Ganghöhen der Spiralumchnürung gestatten, die Längseisen über 2600–3000 kg/qcm zu beanspruchen, ehe ein Ausknicken erfolgt.

Die vorgeführten Untersuchungen zeigen, daß man eine Erhöhung der Betonfestigkeit nur bei ganz geringem Bügelabstand, der sich der Ganghöhe der wirksamen Spiralumchnürung nähert, erwarten darf. Bei Bügelabständen von 15–20 cm kann sich daher kaum ein Unterschied zwischen verschiedenen Bügelarten ergeben.

Ich bin der Ueberzeugung, daß, wenn die Umschließungsbügel sehr eng gelegt werden und der Schluß durch Schweißung in unnachgiebiger Weise gemacht ist, eine beträchtliche Erhöhung der Festigkeit des Betons eintreten wird. Die bis jetzt vorliegenden Versuche zeigen gewiß noch manche Lücke, aber die Versuche des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ mit Säulen befinden sich auch noch im Vorstadium. Die dargelegten Gesichtspunkte dienen vielleicht dazu, dem Programm für die Säulenversuche eine solche Richtung zu geben, daß praktisch verwertbare Ergebnisse in Bälde zu erwarten sind. —

## Schachtbau- und Versteinerungsverfahren.

Vortrag gehalten von Dipl.-Ing. F. Baumstark, Ob.-Ing. der Firma Franz Schlüter in Dortmund, auf der XV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1912.

Bei der Auskleidung von Schächten und Strecken im Bergbau spielt neben der Frage der Tragfähigkeit die Wasserdichtigkeit dieser Auskleidungen eine fast ebenso wichtige Rolle. Bei den ersten größeren Arbeiten auf diesem Gebiete, den Schächten „Rheinlbe VI“ und „Alma V“ der Gelsenkirchener Bergwerks A. - G. hatte man, gestützt auf die diesbezüglichen guten Erfahrungen beim Talsperrenbau, die Dichtigkeit der Eisenbeton-Auskleidungen durch einen Zusatz von Traß zu erreichen gesucht und auch erreicht.

das Ablaufrohr, eine gußeiserne Düse *a*, eingeführt. Die Dichtung erfolgte mittels fettem Ton. Um diesen möglichst dicht stampfen zu können, wurde über dem ersten Holzkasten ein zweiter angebracht, dessen Wände sich in einem Abstand von 15 cm von dem ersten befanden. Der Zwischenraum zwischen den beiden Kästen wurde dann fest mit Ton ausgestampft. Bei dem innigen Anschluß dieses Tonringes an den Gebirgsstoß waren die Wasserzuflüsse gezwungen, ihren Ablauf durch die Düsen zu nehmen, ohne mit dem einzubringenden Beton in Berührung zu kommen. Nach einer Erhärtungsdauer von ungefähr vier Wochen wurden diese Rohre mittels eines Flansches abgeschlossen, sodaß dann der Betonmantel den ganzen Wasserdruck auszuhalten hatte. In den ersten Tagen nach Abschluß der Rohre erwies sich der Schachtring als wasserdicht, später aber drang das Wasser derartig durch den Beton, daß unbedingt Abhilfe geschaffen werden mußte. Dies geschah durch Einspritzen dünnflüssiger Zementmilch in die wasserführenden Klüfte und zwischen Schachtwand und Gebirgsstoß.

Zu diesem Zweck wurden von den Ablaufrohren die Flansche abgeschraubt und dafür eine Rohrleitung von 50 mm Durchm. mittels Spiralschlauch und Dreivegehahn abgeschlossen (Abbildung 1 a). Diese Leitung reichte bis über Tage und endete in einen größeren Trichter mit feinmaschigem Sieb. Ihre Länge betrug rd. 350 m. Die Einführung des Metallschlau- ches hatte den Vorteil, daß man mehr Bewegungsfreiheit besaß und an mehreren Stellen arbeiten konnte, ohne jedesmal die Leitung umbauen zu müssen. Beim Eingießen von Zementmilch war Hahn 3 zunächst offen, um die noch in der Rohrleitung befindliche Luft ablassen zu können.

Das Ausfließen der Zementmilch aus diesem Hahn zeigte an, daß die Zementmilch das Kreuzstück erreicht hatte. Darauf wurde Hahn 3 geschlossen und Hahn 1 geöffnet. Die Zementmilch lief dann durch den Spiralschlauch und das Wasserablaufrohr und verstopfte infolge des hohen Druckes von 35 Atm. zunächst den Quellaufstrom und die Gebirgsspalten, dann aber auch die kleinsten und feinsten Hohlräume zwischen Beton und Gebirgsstoß und sogar auch die im Beton selbst befindlichen Poren. Während des Einspritzens bemerkte man, wie das Wasser in Form eines feinen Sprühregens durch den Betonmantel hindurch in den Schacht spritzte, bis sich der Beton vollständig zugesetzt hatte. Als ein langsames Nachsinken der Zementmilch bemerkt wurde und durch Öffnen des Hahnes 2 festgestellt werden konnte, daß die Zementmilch aus dem Druckrohr herausfloß, wurde mit dem Einspritzen aufgehört. Nachdem die Betonwand nun vollständig gedichtet war, suchten sich die Quellen einen Ausweg oben am Anschluß des Betonmantels an das alte Ziegelmauerwerk und durch die Fugen des letzteren.

Um hier ein Austreten des Wassers unmöglich zu machen, wurde die Zementinspritzung, die beim Betonmantel einen so guten Erfolg gezeigt hat, auch hier angewandt. Zunächst wurden in das Mauerwerk Löcher gebohrt und in diese Ablaufrohre einzementiert (Abbildg. 1 b). An die Ablaufrohre wurde wieder die Rohrleitung angeschraubt und Zementmilch hinter das Mauerwerk gepreßt, bis sie durch die Fugen des Mauerwerkes heraustrat. Bei dem Mauerwerk war die Abdichtung infolge der vielen Fugen viel schwieriger herzustellen; es mußte sogar vielfach zu einer umfangreichen Pikotage geschritten werden.

Als daher infolge dieses günstigeren Verhaltens der Betonauskleidung gegenüber Ziegelmauerwerk die Gewerkschaft Minister Achenbach dazu überging, auch den restlichen Teil des Schachtes in Beton auszukleiden, beschloß die Firma Franz Schlüter die Wasserablaufrohre, deren Verwendbarkeit zur Schachtdichtung jetzt praktisch erprobt war, von vornherein einzubauen, um unter vollständiger Verzichtleistung auf die dichtende Wirkung eines reichlichen Zement- und Traßzusatzes die Dichtung später mittels Zementinspritzung mit sicherem Erfolg vornehmen zu können. Leider zeigte sich hierbei aber eine neue Schwierigkeit, insofern als ein sicherer Abschluß namentlich wasserreicher Quellen durch die vorher beschriebenen Ablaufrohre sich nicht immer erzielen

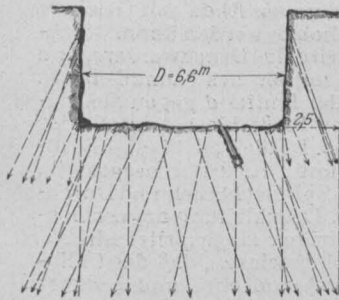


Abbildung 3.  
Anbohren der Schachtsohle.

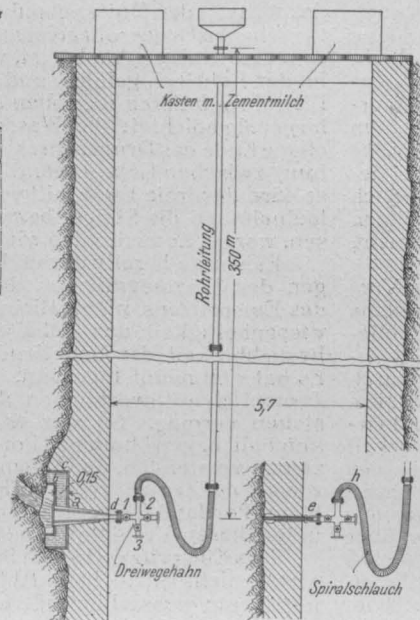


Abbildung 1 a und b.  
Quellenabdichtung.

Abbildung 4. Besondere Ausbildung des Einspritz-Rohres.

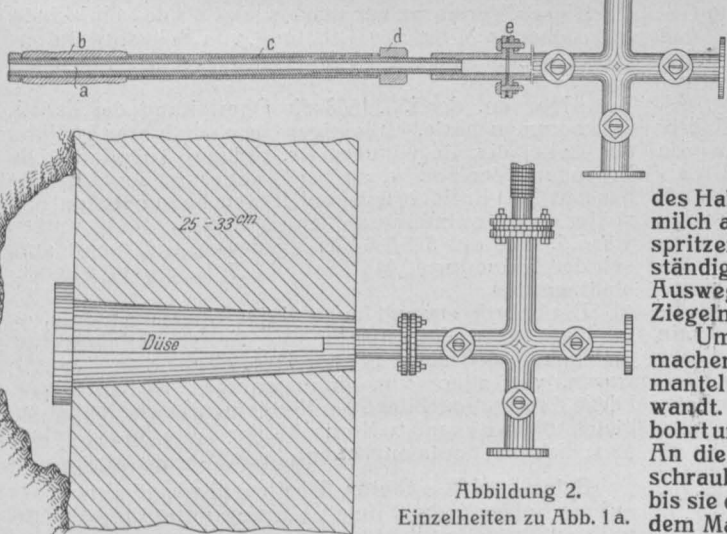


Abbildung 2.  
Einzelheiten zu Abb. 1 a.

Es lag daher nahe, dasselbe Verfahren anzuwenden, als es sich um die Auskleidung eines Schachtes für die Gewerkschaft „Minister Achenbach“ handelte. Zwar war hier mit einem größeren Wasserzufluß in der Minute zu rechnen, sonst aber lagen die Gebirgsverhältnisse ganz ähnlich wie bei den vorerwähnten Schächten.

Auch das Anfahren zweier Quellen im gestörten Gebirge, die bis zu 300 l Wasser in der Minute lieferten, hinderte die Betonierungsarbeiten nicht wesentlich, da sie mit Wasserablaufrohren aufgefangen und in das Schacht-Innere geleitet werden konnten.

Die Dichtung dieser Ablaufrohre wurde auf folgende Weise nach Abbildung 1 vorgenommen: Ein kleiner Holzkasten wurde an dem Gebirgsstoß am Auslauf der Wasserkluft angebracht. Durch diesen Holzkasten wurde dann

ließ. Hier machte nun die ausführende Firma Franz Schlüter, um dieser Schwierigkeit Herr zu werden, eine Anleihe bei der Wissenschaft des eigentlichen Schachtabteufens. Die Anregung hierzu verdankte sie einem Vortrag des Hrn. Bergwerksdir. Bruchhausen in Dortmund über das Schachtabteufen nach dem Versteinungsverfahren. Dieses Verfahren zerfällt in zwei Abschnitte. Der erste Teil ist das Aufsuchen der wasserführenden Klüfte, der zweite besteht im Schließen derselben mit Beton. Das Aufsuchen geschieht dadurch, daß von der Schachtsohle aus bei einem Schachtdurchmesser von etwa 6–6,5 m etwa 25 Bohrlöcher von etwa 25 mm Durchmesser 8–15 m tief gebohrt werden (Abb. 3) und zwar 4–5 Löcher in der Mitte der Schachtsohle, die übrigen 0,5–1 m vom Umfang des Schachtes entfernt. Die Bohrlöcher am Umfang sind nicht zentrisch zur Schachtseite, sondern tangential angeordnet, damit sämtliche Klüfte, welchen Verlauf dieselben auch haben mögen, getroffen werden. Trifft man nun eine wasserführende Kluft, so führt man in das Bohrloch ein Standrohr ein, das mittels Magnesia-Zement einzementiert wird, der in einer gesättigten Lösung von Chlor-Magnesium angerührt wird. Neuerdings verwendet man anstelle des Magnesia-Zementes zum Einzementieren der Standrohre auch Thuringia-Zement, da derselbe im Gegensatz zu Magnesia-Zement vollständig unempfindlich gegen salzhaltige Grubenwässer ist. Durch Einspritzen von Thuringia-Zement, einem Eisen-Portland-Zement, wird dann die Kluft gedichtet.

Wie ersichtlich, ist es durch Anwendung dieses Vorbohrverfahrens möglich, schon während des Abteufens einen großen Teil der wasserführenden Klüfte abzuschließen und dadurch den Wasserzufluß in den Schacht während des Betonierens wesentlich zu verringern. Durch die Notwendigkeit des Einzementierens der Standrohre ist man aber immerhin von der Zuverlässigkeit und Gewissenhaftigkeit der Arbeiter und der Verwendbarkeit des Zementes abhängig, da nicht jeder Zement für das Einspritzverfahren zu gebrauchen ist. Bei der Wichtigkeit und Bedeutung des wasserdichten Anschlusses des Standrohres für das Gelingen der ganzen Arbeit lag aber der ausführenden Firma sehr viel daran, einen Verschuß zu finden, der unter allen Umständen ein sicheres Funktionieren gewährleisten würde. Auch hier wies ein bereits im Bergbau zu ganz anderen Zwecken angewandtes Verfahren den Weg.

Dieses Verfahren hatte Hr. Bergwerks-Dir. Trippe in Dorstfeld zum Stoßtränken und zur hydraulischen Kohlen Sprengung an solchen Stellen, wo die Anwendung von Sprengstoffen wegen der damit verbundenen Gefahr von Kohlenstaub-Explosionen ausgeschlossen ist, ausgebildet.

Das Stoßtränken — zuerst angewendet von dem Geheimen Oberbergrat Meißner — besteht darin, daß Wasser unter großem Druck in Kohlenflöze eingeführt

### Vermischtes.

50 jähriges Bestehen der Portland-Zement-Fabrik „Stern“ in Stettin-Finkenwalde. Am 17. Juli 1862 wurde in Finkenwalde bei Stettin der Grundstein zu dem Unternehmen der Portland-Zement-Fabrik „Stern“, Toepffer, Grawitz & Co. gelegt, sodaß am 17. Juli d. J. das Unternehmen, das sich inzwischen zu einer mit allen modernen Einrichtungen ausgestatteten Fabrik mit bedeutender Produktion ausgewachsen hat, auf ein 50 jähriges Bestehen zurück blicken und diesen Gedenktag festlich begehen konnte. Gustav Adolph Toepffer und sein Schwager Heinrich Grawitz sind die Begründer dieser zu den ältesten Anlagen ihrer Art in Deutschland gehörigen Fabrik, Theodor Haslinger war der erste technische Leiter derselben. Seine Kenntnis von der Herstellung des Portland-Zementes verdankte er seinem Onkel Louis François Gustave Haslinger, einem Mitglied der Berliner-französischen Kolonie, der sich bereits seit Anfang der 50er Jahre mit dem Problem der Erzeugung von Portland-Zement befaßt und dasselbe gelöst hatte, ohne jedoch zu einer Verwertung in größerem Stil zu gelangen. Vortreffliche Rohmaterialien, Ton und Kalk, die dicht neben einander unmittelbar bei der Fabrik anstehen, begünstigten die Herstellung des „Stern“-Zementes, dessen besondere Güte in dem höheren Preis zum Ausdruck kommt, den er auf dem Berliner Baumarkt gegenüber anderen Zementen bis heute behaupten konnte.

Die Fabrik erzeugte i. J. 1864 im Ganzen 36344 Faß zu 170 kg. Sie hat seitdem erhebliche Wandlungen durchgemacht, statt des alten Verfahrens mit Schacht- und Etagenöfen sowie Dünnschlammerei den Drehofenbetrieb mit Dickschlammerei eingeführt, und wird seit 1909 als G. m. b. H. betrieben, während sie als offene Handelsgesellschaft begründet wurde. Der Gesellschaft gehört noch heute der Sohn des einen Begründers Kommerz.-Rat A. E.

und hierdurch die Kohle gelockert wird. Bedingung ist aber ein vollständig dichter Anschluß des Rohres an das Bohrloch. Diesen Verschuß bewirkt Trippe durch den nach ihm benannten Apparat, der einen vollständig dichten Anschluß des Standrohres an das Bohrloch auf rein mechanischem Wege ermöglicht. Die Anwendung dieses Apparates auf das Zement einspritzverfahren lag daher nahe; ihre Ausbildung für den Sonderzweck auf „Minister Achenbach“ ist in Abbildung 4 dargestellt.

Das Einspritzrohr besteht aus einem am Ende mit einem Bund versehenen Druckrohr a, über das sich ein weiteres Dichtungsrohr b schiebt, das bei geringem Wasserdruck aus bestem Gummi, bei mittleren Drücken zur Hälfte aus Gummi und zur Hälfte aus Blei, bei großen Wasserdrücken ganz aus Blei hergestellt ist. Vor diesem Dichtungsrohr b befindet sich ein weiteres Metallrohr c, das mittels der Mutter d auf dem am Ende mit Gewinde versehenen Druckrohr a verschoben werden kann. Nachdem eine Kluft angebohrt ist, wird das Druckwasserrohr a in das Bohrloch geführt und mittels des Gummi- bzw. Bleirohres b durch Anziehen der Mutter d gegen das Gebirge abgedichtet; das Wasser fließt hierbei durch das offene Ende des Druckrohres ab. Ist die vollständige Dichtung zwischen Gebirgswand und Druckrohr hergestellt, so wird das freie Ende mittels Spiralschlauch und Durchlaufhahn an die Steige- bzw. Druckleitung angeschlossen, worauf Zementmilch wie früher eingespritzt wird.

Es wurde bereits darauf hingewiesen, daß das Gelingen des Einzementierens der Standrohre und nachher des Einspritzens nicht allein von der Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit der Arbeiter, sondern auch von der Brauchbarkeit des betreffenden Zementes abhängig ist. Es hat sich nämlich gezeigt, daß im Schacht nicht jeder Zement den Einwirkungen der Grubenwässer zu widerstehen vermag. So war es auf „Minister Achenbach“ unmöglich, gewöhnlichen Portland-Zement zum Einspritzen zu verwenden, da in dem stark salzhaltigen Grubenwasser der Zement nicht erhärtete, während dagegen der Eisen-Portland-Zement der Zementfabrik Thuringia selbst unter diesen Verhältnissen sich sehr gut bewährte.

Das Einspritzverfahren in seiner weiteren Ausbildung wurde nicht allein beim Abteufen von Schächten angewandt, um wasserführende Klüfte im Voraus zu dichten und so von vornherein den Wasserzudrang im Schacht zu verringern, sondern auch bei fertigbetonierten Schächten, die sich nachträglich als wasserdurchlässig erwiesen. Um derartige Schächte zu dichten, wurde an der Stelle des größten Wasserzutrittes mit Gesteinsbohrern ein Loch gebohrt, der Meißner-Trippe Apparat eingebaut und Zementmilch hinter und in die Wand eingespritzt.

Dieses Verfahren hat sich bis jetzt als das einfachste und sicherste Mittel zur Dichtung von Schachtwandungen erwiesen. —

Toepffer an, der i. J. 1883 die Oberleitung der Fabrik übernommen hatte. Alleiniger Geschäftsführer ist jetzt der Enkel des Begründers Dr. Hellmut Toepffer. Die Erzeugung der Fabrik, die bei Erweiterung ihres Betriebes seit 1903 Kreidebrüche auf Rügen hinzunehmen und später neue Gewinnungsstellen auf Wollin eröffnen mußte, war i. J. 1911 auf 515296 Faß gestiegen. Insgesamt sind seit der Gründung 10 Mill. Faß bis 27. Januar 1912 hergestellt worden.

Die Fabrik erzeugt auch einige Spezialzemente, so „weißen Stern-Zement“ für die Kunststeinfabrikation und befaßt sich auch mit der Herstellung von Zementwaren, vor allem von dünnwandigen Zementröhren. Diese Fabrikation bildet für die Zementfabrik selbst zugleich die wirksamste Kontrolle der Güte ihres Materials, die noch heute anerkannt dasteht. —

Beton- und Eisenbeton-Arbeiten über und unter Tage auf der Kohlengrube „Alma“. In dem unter obigem Titel in No. 13 veröffentlichten Aufsatz stimmen an einigen Stellen leider die Abbildungen nicht zu dem Text. Abbildung 11 auf S. 97 stellt nicht das Innere der Lampen-Ausgabe, sondern des Magazines dar, und Abb. 8 S. 100 gibt nicht die Außenansicht des Maschinenhauses, sondern des Magazin- und Waschkauen-Gebäudes wieder, das einen ähnlichen Charakter zeigt. Daß der Drucker die Unterschriften der Abb. 14 und 15 vertauscht hat, was nur in einem Teil der Auflage noch richtig gestellt werden konnte, ist dem aufmerksamen Leser wohl nicht entgangen. —

Inhalt: Versuche mit Säulen und deren Berechnung. (Schluß.) — Schachtbau- und Versteinungsverfahren. — Vermischtes. —

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



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 15.

### Eisenbeton-Konstruktionen der neuen evang. Friedenskirche zu Offenbach a. M.

Von Jean Wörrlein, Ingenieur der Firma W. Ermold, Beton- u. Eisenbeton-Baugeschäft in Offenbach a. M.



tetige Zunahme der Bevölkerung Offenbachs und die an und für sich geringe Zahl der dortigen Kirchen forderten den Bau von 2 neuen Gotteshäusern. Für die Angehörigen der ev. Gemeinde wurde besonders der Mangel einer Kirche im westlichen Stadtteil sehr empfunden. Es wurde daher zunächst an

die Ausführung der Kirche des Westens gedacht, die greifbarere Form annahm, als der an der Ecke der Geleits- und Tulpenhof-Straße gelegene Bauplatz von dem Kirchenvorstand erworben wurde. Hrn. Prof. Pützer in Darmstadt wurde dann die Aufgabe gestellt, einen Bau zu schaffen, der neben dem Gotteshaus und Pfarrhaus auch sonstige für Gemeindef Zwecke bestimmte Räumlichkeiten aufzunehmen hat. Er schuf einen Gruppenbau von vornehmer Einfachheit, der sich glücklich seiner Umgebung anpaßt. Ein Bild des Äußeren des Kirchenbaues zeigt Abbildung 1. Hier soll jedoch nur auf die Anordnung der in diesem Kirchenbau vorkommenden Eisenbeton-Konstruktionen etwas näher eingegangen werden.

Nach einer öffentlichen Ausschreibung wurde die Eisenbetonfirma W. Ermold in Offenbach a. M. als Mindestfordernde mit der Ausführung der Eisenbeton-Konstruktionen betraut. Der Ausschreibung lagen Entwürfe und Berechnungen der Konstruktion zugrunde, die von Hrn. Stadtbrt. Steinberger in Darmstadt aufgestellt waren. Die Abbildungen 2—4 geben das Bauwerk in Längs- und Querschnitten, die Abbildungen 5—8 in Grundrissen wieder. Die Fundamente sowie die Kellermauern sind bis Oberkante Kellergeschoß in Stampfbeton ausgeführt. Die Decke des Kellergeschoßes in Kirche und Pfarrhaus ist eine ebene Platte, welche über die aus dem Grundriß, Abbildung 5, ersichtlichen Balken durchläuft. Für die Balken im Kirchenraum, welche über drei Stützen durchlaufen, wurden die Maximalmomente graphisch ermittelt und es sind die beiden Außenfelder entsprechend dem erzeugten negativen Momente armiert. Die Erdgeschoßdecke bietet als Plattenbalkendecke nichts bemerkenswertes. Als Nutzlast sind 400 kg/qm angenommen.

Abweichend von den üblichen Konstruktionen ist die Ueberdeckung des Konfirmanden-Saales im I. Obergeschoß, welcher beim Gottesdienst mit dem Kirchenraum vereinigt wird. Dies wird durch Herunterlassen der Fenster in den Eisenbetonbalken, der, wie aus Abb. 10, S. 117, ersichtlich, gespalten ist und daher ein Verschwinden der Fenster gestattet, ermöglicht. Die gewölbeartige Decke dient gleichzeitig als Fußboden der Kirchenempore. Wie die Abbildung zeigt, ist die Anordnung einer Segmentbogen-Kappe außerordentlich gut gewählt, weil dadurch eine größere Höhe des Kirchen- bzw. Konfirmandenraumes unter Ausnutzung der Steigung der Empore erreicht wurde.

Da es sich um eine eigenartige Ausführung der flachen Segment-Tonne zwischen konsolartig verstärkten wagrechten Deckenvorsprüngen handelt, dürfte die Art der Berechnung interessieren:

Die Spannweite des Bogens erreicht 4,3 m, während der Stich 0,45 m beträgt. Als ständige Last wurden einschl. Bodenbelag 300 kg/qm und als veränder-



Abbildung 1. Gesamt-Ansicht der Friedens-Kirche.  
Architekt: Professor Fr. Pützer in Darmstadt.

liche Last durch Nutzlast 400 kg/qm angenommen. Daher ergaben sich

für 1 lfdm an Eigengewicht  $G = 4,3 \cdot 1 \cdot 300 = 1300$  kg  
für 1 lfdm an Nutzlast  $P = 4,3 \cdot 1 \cdot 400 = 1720$  kg

Der Horizontalschub bei Vollbelastung ist:

$$H \cdot f = \frac{G + P}{2} \cdot \frac{l}{4} = \frac{1300 + 1720}{2} \cdot \frac{4,3}{4}$$

$$H = \frac{1650}{0,45} = 3700 \text{ kg.}$$

Das größte Biegemoment im Gewölbe liegt für den Bogen mit Gelenken, bei  $\frac{l}{4}$  wenn halbseitige Belastung durch Nutzlast stattfindet. Das Maximalmoment aus Nutzlast ist also:

$$M_{\max} = \frac{p \cdot l^2}{64} = \frac{400 \cdot 4,3^2}{64} \cdot 100 = 11500 \text{ cmkg.}$$

Der Horizontalschub aus Eigengewicht

$$H_g = \frac{g \cdot l}{2 \cdot 4} = \frac{300 \cdot 2,15 \cdot 1,08}{0,45} = 1600 \text{ kg.}$$

Der Horizontalschub aus Nutzlast

$$H_p = \frac{p \cdot l}{2 \cdot 4} = \frac{400 \cdot 2,15 \cdot 1,08}{0,45} = 2100 \text{ kg;}$$

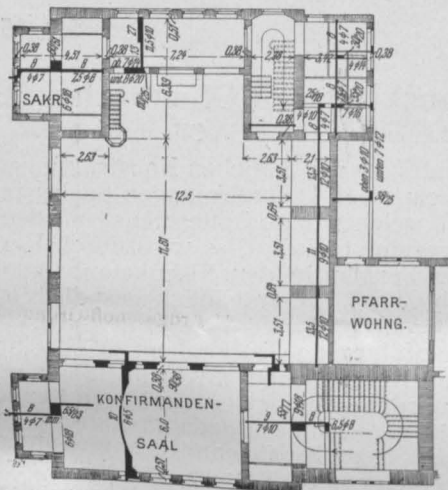


Abbildung 7. Emporen-Grundriß.

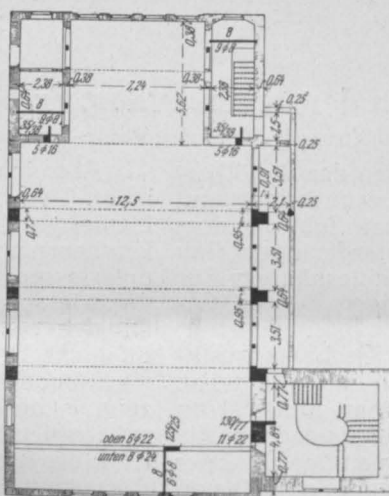


Abbildung 8. Aufsicht auf die Wölbrinnen.

bei halbseitiger Belastung durch Nutzlast ist:

$$H_{p1} = H_g + \frac{1}{2} H_p = 1600 + \frac{2100}{2} = 2650 \text{ kg;}$$

dieses  $H_{p1}$  wirkt als Normalkraft im Querschnitt bei  $\frac{l}{4}$ , die Exzentrizität ist also:  $e = \frac{M}{H_{p1}} = \frac{11500}{2650} = 5 \text{ cm.}$

Nach dem Spannungsdiagramm sind die Spannungen im Gewölbe  $S_1 = +12 \text{ kg}$ ,  $S_2 = -5 \text{ kg}$ .

Der Querschnitt ist 10 cm hoch und der Eisenquerschnitt wird gebildet von 6 Rundeisen von 5 mm Durchm.; es wurden alle 30 cm Längsverteilungseisen angeordnet.

Die Armierung des Gewölbes und die Konstruktion der Konsolen nebst Balken und Säulen ist aus Abbildung 9, Seite 117 zu ersehen.

Die Segmentkappe wird von den konsolartigen 90 cm breiten auskragenden Decken-Verstärkungen über der Umfassungsmauer bzw. des Eisenbeton-Balkens gestützt. Die konsolartigen Auskragungen werden belastet: von der Einzellast aus dem Gewölbe mit:

$$P_1 = \frac{G + P}{2} = \frac{1300 + 1720}{2} = 1510 \text{ kg für 1 lfdm;}$$

durch Eigengewicht des Betons und Nutzlast bei 90 cm Auskragung mit:

$$P_2 = 0,9 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 2400 + 0,9 \cdot 1 \cdot 400 = 900 \text{ kg.}$$

Das Maximalmoment ist also:

$$M_{\max} = P_1 \cdot l_1 + \frac{P_2 \cdot l_1}{2} = 179500 \text{ cmkg,}$$

$$h - a = 0,39 \sqrt{\frac{1795}{1}} = 17 \text{ cm; ausgeführt 28 cm.}$$

Der erforderliche Eisenquerschnitt:

$$f_e = 0,29 \sqrt{1795 \cdot 100} = 12,8 \text{ cm;}$$

gewählt 9 Eisen von 14 mm Durchm. Die Konsol-Eisen sind gehörig durch Bügel und durch 4 Eisen von 10 mm Durchm., welche als Längsverteilungseisen eingelegt sind, mit den Gewölbe-Eisen verbunden.

Der Horizontalschub  $H = 3700$  kg für 1 lfdm. aus der Segmenttone wird durch die Konsolplatte aufgenommen. Dieser Schub hat ein Moment unter Berücksichtigung von halber Einspannung:

$$M = \frac{H \cdot l}{10} = \frac{3700 \cdot 9,6}{10} \cdot 100 = 355200 \text{ cmkg.}$$

Notwendig wäre als eine Höhe

$$h = 0,49 \sqrt{\frac{355200}{28}} + 6 = 0,62 \text{ m,}$$

vorhanden ist  $0,9 + 0,25 = 1,15$  m; also genügt der große Querschnitt des wagrechten, an den Enden in Mauerwerk eingespannten Konsolbalkens zur Aufnahme des Horizontalschubes.

Die Abmessungen der Konsole und der Brüstung gegen den Kirchenraum werden ähnlich gefunden. Der Eisenbetonbalken zur Aufnahme der beiden Konsol-

Platten ist als durchlaufend berechnet und er ergibt infolge des architektonisch notwendigen Betonquerschnittes geringe Eisenabmessungen.

Der Balken gibt seine Last auf die Eisenbeton-Pfeiler zwischen dem Kirchen- und Konfirmanden-Raum ab, und zwar wirken bei einer Pfeiler-Entfernung von 2,5 m

1. aus dem Gewölbe im Abstand von 0,9 m;  $P_1 = 3750$  kg
2. Konsol im Konfirmandensaal im Abstand 0,45 m;  $P_2 = 1100 \cdot 25 = 2750$  „
3. Konsole im Kirchenraum ohne Nutzlast, jedoch einschließlich Belastung im Abstand  $\frac{0,5}{2} = 0,25$  m;  $P_3 = 400$  „

4. Last durch die Brüstung 0,5 m Abstand;  $P_4 = 2,5 \cdot 216 = 540$  „
5. Auflagerdruck vom Unterzug zwischen den Stützen;  $P_5 = 1120$  „

Es sind also die Momente aus diesen Kräften

$$M_1 = \frac{P_1 \cdot l_1 + P_2 \cdot l_2}{2} = \frac{3750 \cdot 1,1 + 2750 \cdot 0,65}{2} = 5914 \text{ mkg}$$

$$M_2 = \frac{P_3 \cdot l_3 + P_4 \cdot l_4}{2} = \frac{400 \cdot 0,45 + 540 \cdot 0,7}{2} = 558 \text{ mkg.}$$

Es bleibt also ein Ueberschuß-Moment von  $M = M_1 - M_2 = 5385$  mkg bei einseitiger Vollbelastung.

Die resultierende Kraft ist

$$P = P_1 + P_2 - P_3 - P_4 = 5560 \text{ kg und hat ihren Angriffspunkt bei } l = \frac{M}{P} = 0,9 \text{ m.}$$

Es werden also die Pfeiler exzentrisch belastet. Der Querschnitt des Pfeilers ist 80/38 cm. Zur Bestimmung der Nulllinie soll die Formel (hinreichend genau)  $x^3 - x^2 \cdot 3c - x \cdot \frac{6 \cdot n \cdot f_e}{b} (c-d) = \frac{6 \cdot d \cdot n \cdot f_e}{b} (d-c)$

angewendet werden.

Es ist  $c = -0,7$  m;  $d = 0,38$  m und  $f_e = 12$  qcm, und bei einer Annahme von  $x = 13$  cm folgt aus obiger Formel  $2197 + 169 \cdot 210 + 13 \cdot 13,5 \cdot 108 = 513 \cdot 108 = 55404$ .

Beide Seiten der Formel sind fast gleich (Differenz 1291); es liegt also die Nulllinie annähernd 13 cm von der Pfeilerkante entfernt.

Die Spannungen sind nun

$$S_b = \frac{P}{2x \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{n(d-x) \cdot f_e}{x}} = \frac{5560}{1040 - 348} = \text{rd. } 10 \text{ kg/qcm}$$

$$S_o = S_b \cdot \frac{d-x}{x} \cdot n = 10 \cdot \frac{25}{13} \cdot 15 = \text{rd. } 300 \text{ kg/qcm.}$$

Die Spannungen sind also sehr gering. Zu bemerken wäre, daß behufs späterer Anbringung der Holzvertäfelung in der Beton-Brüstung Latten mit einbetoniert werden. Die Segment-Bogenkappe stößt gegen den Kirchenvorbau an einen doppelt armierten Balken vom Querschnitt 75/51 cm. Derselbe hat das Mauerwerk, einen Teil des Hauptdaches und den Auflager-

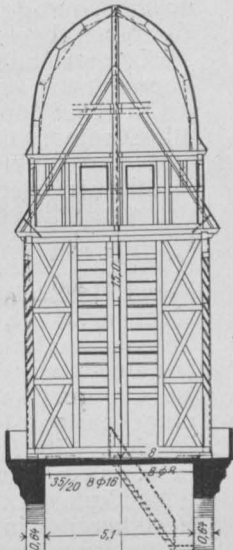
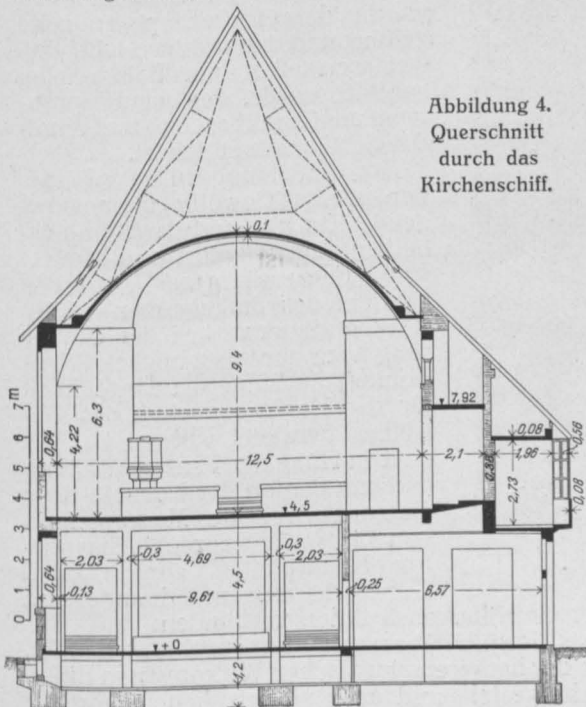


Abbildung 3. Längsschnitt durch den Turm nebst Vorhalle.

Abbildung 4. Querschnitt durch das Kirchenschiff.



10. August 1912.

druck des 12,7 m weit gespannten Balken über der Empore aufzunehmen.

Der Kirchenraum, welcher ähnlich wie bei der Markuskirche in Frankfurt a. M. im I. Obergeschoß liegt, ist eine einschiffige Anlage. Die Ueberdeckung des Kirchenschiffes ist in der Hauptsache durch ein Tonnengewölbe von 3 m Stich und 6,5 m Halbmesser

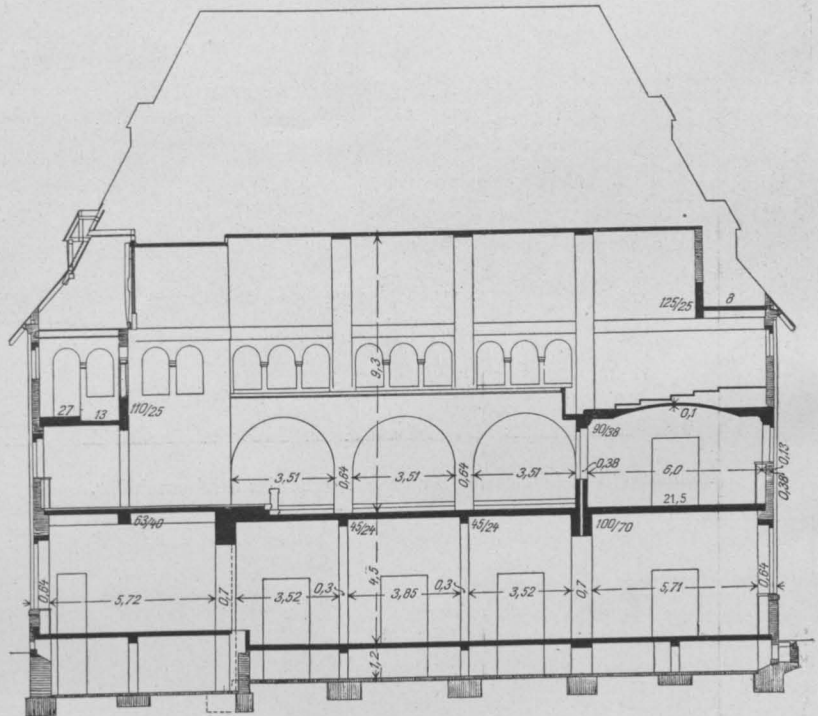


Abbildung 2. Längsschnitt in der Achse des Kirchenschiffes.

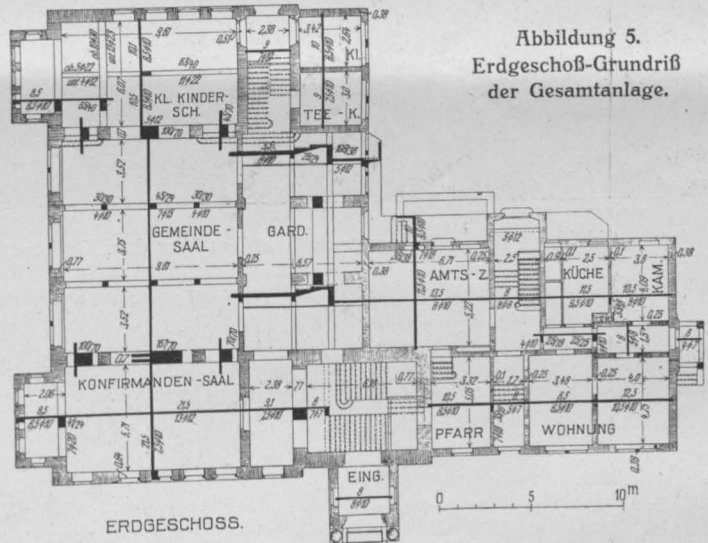


Abbildung 5. Erdgeschoß-Grundriß der Gesamtanlage.

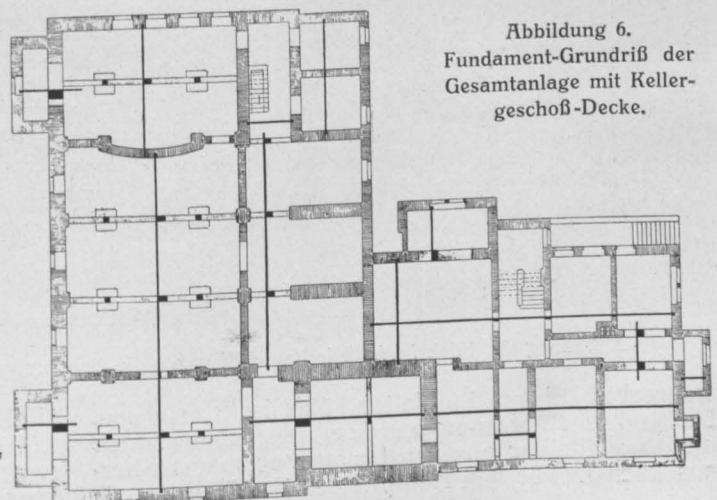


Abbildung 6. Fundament-Grundriß der Gesamtanlage mit Kellergeschoß-Decke.

in Eisenbeton und zwar in Bimsbeton erfolgt. Die lichte Weite des Kirchenraumes ist 12,5 m, während das Gewölbe nur 11 m Spannweite hat. Es blieben also beiderseits 75 cm breite Streifen übrig, die durch

dadurch ein festes Auflager geschaffen, indem Längs-Unterzüge am Auflager entlang angeordnet werden konnten. Die Armierung des Gewölbes wurde, wie aus der Abbildung 10 ersichtlich, gehörig mit dem Balken verbunden. Die Unterzüge, die ihren Auflagerdruck auf die betonierten Auskragungen für die gurtbogenartige Verstärkung des Gewölbes abgeben, sind gegen den Horizontalschub, welchen die Tonne ausübt, auch seitlich armiert.

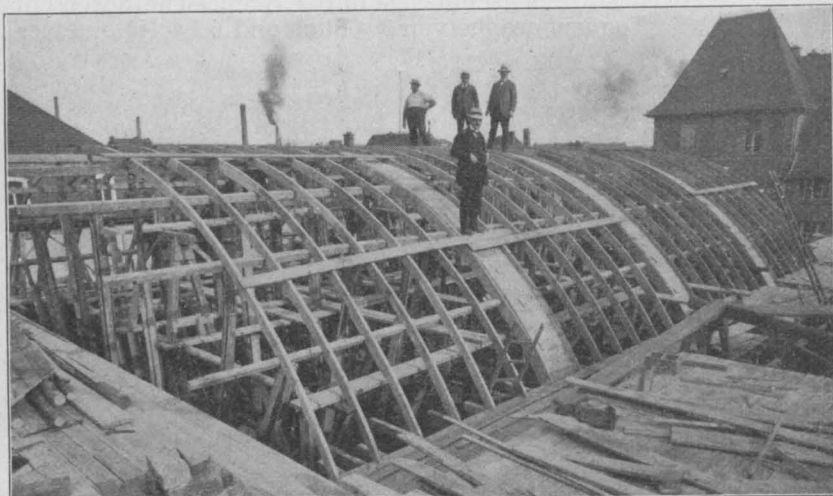


Abbildung 11. Lehrgerüst für die Gewölbe des Kirchenschiffes.

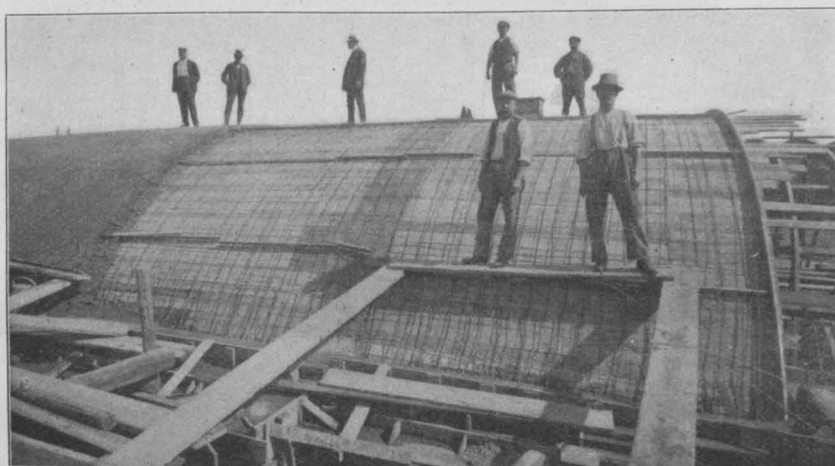


Abbildung 12. Ausführung des Gewölbes über dem Kirchenschiff.

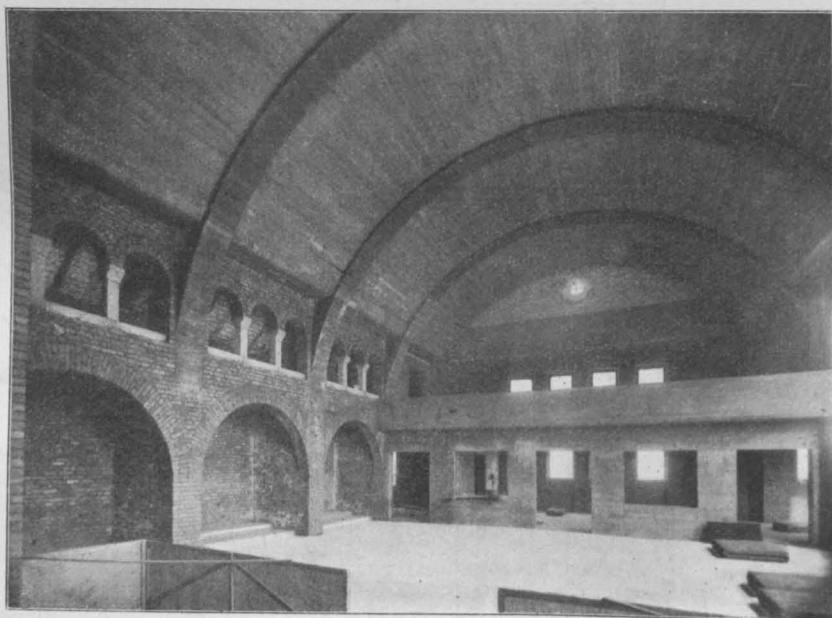


Abbildung 13. Blick in das Kirchenschiff gegen die Orgelempore.

wagrechte Eisenbetonplatten überdeckt wurden. Durch diese Anordnung wurde erzielt, daß die Tonne nicht unmittelbar aus den Umfassungsmauern heraus wächst. Für den Kämpfer des Gewölbes wurde

mit der Gewölbekonstruktion verbunden.

Das Gewölbe über dem Kirchenschiff selbst ist, wegen der besseren akustischen Wirkungen in Bimsbeton hergestellt und auch als wirkliches Gewölbe

Um einen günstigen Verlauf der Mittelkraft aus dem Gewölbeschub und dem senkrechten Dachstuhl und Mauerlasten zu erzielen, wurden absichtlich die Gewölbekämpfer und ebenso die Auflager des eisernen Dachstuhles um 70 cm bzw. 30 cm gegen das Innere des Kirchenraumes, also hinter die Innenkante der 65 cm starken Umfassungsmauer, zurück verlegt. Es ist dadurch gewissermaßen ein umgekehrter Strebepfeiler erzielt worden. Die Anordnung ermöglicht, daß auf der Seite des beweglichen Auflagers der Dachstuhl die Resultierende in Höhe des Kirchenfußbodens, gerade noch im Querschnitt der Außenmauern bleibt. Die Untersuchung ergibt, daß die zulässige Druckbeanspruchung nicht überschritten wurde und daß die Resultierende noch innerhalb des Querschnittes der Mauer bleibt.

Ungünstig ist die Beanspruchung des ebenfalls auskragenden Pfeilers an der Seitenempore; es wirkt auf ihn wegen der festen Auflagerung des Dachstuhles außer dem Gewölbeschub noch der schräge Winddruck aus der Dachfläche. Die statische Untersuchung zeigte, daß die Resultierende 12 cm aus dem Pfeilerquerschnitt heraus fällt. Der Pfeiler ist jedoch genügend groß, um dem Schub von dem Kirchenschiff zu widerstehen. Gegen den nach Innen gerichteten Schub ist er jedoch nicht hinreichend sicher, so daß also der Betonpfeiler armiert werden mußte. Die Eiseneinlagen wurden dann in die Emporendecke geführt und dadurch erreicht, daß gewissermaßen ein Balkenhebel gebildet wurde, der dem Kippmoment aus Gewölbeschub und Winddruck Widerstand leistet.

Aus Abbildung 10 ist zu ersehen, wie das Gewölbe, die auskragende Konsole und der Kämpferbalken dimensioniert und armiert sind. Ferner ist gezeigt, wie das Gewicht des aufgehenden 0,65 m starken Mauerwerkes der Umfassung auch zur tatsächlichen Wirksamkeit im Sinne der Gegenkraft für den Horizontalschub des Gewölbes gebracht worden ist. Es sind in Höhe der Fensterbrüstung und am Beginn der Konsole über die ganze Breite des Mauerpfeilers von 2,15 m zwei wagrechte Eisenbeton-Ankerplatten eingeschoben und durch Eisen untereinander und



sich, wie z. B. in Groß-Berlin, in den Straßenkanälen chemische Vorgänge abspielen, welche Stampfbeton und Zementfugen-Verstrich der gemauerten Kanäle zerstören, wo man deshalb Betonröhren nicht anwenden kann und Mauerwerk soweit als möglich vermeiden muß.

Wo die Schädigungen auf der Einleitung von Abwässern beruhen, welche Säuren, Salze, Laugen enthalten oder hohe Temperatur haben, wird man leicht Abhilfe schaffen können, indem man den gewerblichen Betrieben, aus denen solches Abwasser meist herrührt, auferlegt, geeignete Anlagen zur Neutralisierung oder Abkühlung des Wassers einzuschalten. Die Mehrzahl der beobachteten Zerstörungen an Kanalisationsbauwerken hat aber Ursachen, die nur schwer zu erkennen und noch schwieriger zu beseitigen sind. Solche Ursachen sind:

1. Bildung freier Schwefelsäure durch Oxydation des fein verteilten Schwefels, den gewisse Abwasserbakterien ausscheiden und der in feuchter Luft vom Sauerstoff unmittelbar in Schwefelsäure übergeführt wird, bezw. des Schwefelwasserstoffes des Abwassers in flachen Kanalsystemen mit geringer Lüftung.

2. Einwirkung von Grundwasser, das schwefelkieshaltigen oder noch in Zersetzung begriffenen Moorboden durchströmt hat und sich dabei mit schwefelsauren Salzen oder gar mit freier Schwefelsäure beladen hat, die es beim Durchgang durch die porösen Kanalwandungen, indem es selbst verdunstet, in den obersten Schichten der Innenseite aufspeichert.

3. Bei gemauerten Kanälen Gips- und Kalkgehalt der Mauerziegel oder des Zementmörtels, der gleichfalls vom Grundwasser an die Innenseite der Kanalwandung geschwemmt wird und hier unter Volumvergrößerung ausgeschieden wird.

Gegen mechanische und chemische Angriffe des Abwassers bietet das mit einer guten Salzglasur versehene Tonrohr vollständige Widerstandsfähigkeit. Auch die zu 2. genannten Wirkungen des Grundwassers können bei dem Eisenbetonumschnürten Tonrohr nicht eintreten, da es nicht an die Innenseite der Leitung und in Berührung mit der Luft kommen kann, die in ihm gelösten gefährlichen Stoffe also nicht nach Konzentration und Oxydation die Innenseiten zerstören können.

Um die größeren Tonröhren tragfähig genug zu machen, umstampt man sie hier bisher in der Baugrube mit Beton und ließ auf die umstampten Tonröhren von 60 cm Durchmesser gleich die gemauerten Kanäle von 1 m Höhe, zuletzt wegen der beschwerlichen Reinigung letzterer sogar die 1,1 m hohen Kanäle folgen, auch wenn die abzuführenden Wassermengen diesen Querschnitt nicht erforderten. Gleichwohl sind natürlich die gemauerten Kanäle des Fugenmörtels wegen nur in beschränktem Maße gegen die obengenannten schädlichen Einflüsse widerstandsfähig.

Bei der neuen Bauart werden die Tonröhren entweder in den Steinzeugwerken oder zur Ersparung von Fracht am Verwendungsort mit einem dünnen Mantel von Eisenbeton umstampt.<sup>1)</sup> Die festgestellte außerordentliche Verstärkung des Tonrohres wird dadurch erreicht, daß es mit dem Eisenbeton so fest verbunden wird, daß beide durchaus als ein einziger Körper bis zum Bruch wirken. Um das zu ermöglichen, muß aber die Glasur von der Außenseite des Rohres, von der sie sich beim Brennen nicht fernhalten läßt, zum Teil beseitigt werden. Das geschieht am einfachsten durch das Sandstrahlgebläse. Dieses Verfahren ist besonders vorteilhaft, weil es ermöglicht, jedes gewöhnliche Rohr zur Umschnürung vorzubereiten.

Für die Umschnürung wird das so von der Außen-Glasur befreite Tonrohr mit der Muffe nach unten auf eine feste Unterlage, am besten einen Beton-Estrich, gestellt. Sodann wird eine zweiteilige eiserne Form konzentrisch um das Rohr gestellt und zusammen geschraubt. Die Betonmischung besteht aus 1 Teil Zement und 3 Teilen bestem Betonkies, dessen größte Steinchen höchstens 10 mm Durchmesser haben. Der Wasserzusatz wird so groß genommen, daß sich der Beton gerade noch durch Stampfen verdichten läßt, also „recht plastisch“. Die Eisen-Armierung der Rohre, einfache 7–10 mm dicke Ringe aus Rundeseisen, wird konzentrisch zum Tonrohr in den Beton gelegt, sodaß es für die Biegungsspannungen keine schwächsten oder stärksten Stellen in dem Mantel gibt. Die mit Bindendraht zusammen gebundenen Enden der ringförmig zusammen gebogenen Rundeseisen übergreifen sich etwa 20 cm und sind 1,5 cm hakenförmig aufgebogen. Auf 1 m langes Rohr kommen 6–8 Ringe, demge-

maß wird auch der Beton in 7–9 Schichten eingebracht und gestampt. Die erste Schicht ist nur 2 cm dick, damit der erste Ring möglichst nahe an die Muffe heranrückt. Die übrigen Schichten sind 10–12 cm dick. Besondere Sorgfalt ist darauf zu legen, daß jede Schicht überall die gleiche Dicke hat, und daß sie, bevor der Eisenring auf sie gelegt wird, genau eben abgeglichen ist. Selbstverständlich muß jede Schicht, nachdem sie gestampt ist, mit einer spitzen Stange aufgeraut werden. Der letzte, etwa 2 cm vom oberen Rand der Ummantelung zu verlegende Ring wird mit Beton bedeckt, der fast so plastisch wie Mörtel ist. Das Rohr wird im Winter nach 6 Stunden und im Sommer nach 2 Stunden aus der Form genommen und nach vollständiger Erhärtung und Austrocknung mit einem heißen Preolit-Anstrich versehen. Die angestellten Belastungsversuche ergaben, daß eine Erhärtung, je nach der Jahreszeit, von 3–6 Wochen genügt, um den ummantelten Röhren eine Tragfähigkeit von etwa 7000 kg Scheitel-Belastung zu geben.

Die Tonröhren haben nach ihrer Ummantelung bei Lichtweiten von 55–80 cm ein Gewicht von 340–550 kg bei einer Länge von 1 m, sind also kaum so schwer wie Betonröhren gleicher Lichtweiten.

Die Verlegung erfolgt folgendermaßen: Nachdem das Rohr gut unterstopft ist, wird gegen die Stoßfuge zwischen ihm und dem vorletzten Rohr von innen ein federnder, mit Ton bestrichener Blechstreifen gelegt. Hierauf wird die Stoßfuge von außen durch einen mit weichem Ton bestrichenen Gurt geschlossen und vom höchsten Punkt aus mit Ausgußmasse vergossen.

Die von der städtischen Tiefbau-Verwaltung angestellten Prüfungen erstreckten sich einerseits auf die Frage, ob es wirtschaftlich ist, die in der Baugrube umstampten Tonröhren und die auf die 60 cm weiten Rohre folgenden gemauerten Kanäle von 1,1 m Höhe durch große umschnürte Tonrohre bis 80 cm mit den erforderlichen Abflußleistungen zu ersetzen. Andererseits wurden eingehende Belastungsversuche angestellt, um festzustellen, ob die neue Bauweise in technischer Hinsicht Vorteile bietet.

#### a. Wirtschaftlichkeit der neuen Bauart.

Für die wirtschaftliche Untersuchung wurden die Kosten der bisherigen Bauweise genau aus den Bauberichten festgestellt. Das Endergebnis ist in Tabelle I zusammengestellt.<sup>2)</sup> Die Kosten der Umman-

Tabelle I. Zusammenstellung der Kosten der alten Bauart für 1 m fertige Leitung.

	Tonrohr ohne Beton	In der Baugrube mit Beton umstampte Tonrohre					Gemauerte Kanäle			
		0,51	0,55	0,60	0,65	0,70	0,90	1,00	1,10	1,20 m
Lichtweite . . . . .						0,60	1,00	1,10	1,20 m	M.
A. Material . . . . .	18,57	30,23	33,98	38,21	42,99	31,93	31,29	33,17	35,19	
B. Anfuhr des Materiales v. Lagerplatz zur Baustelle . . . . .	0,42	1,93	1,83	1,87	1,79	3,06	3,91	4,11	4,38	
C. Verlegung . . . . .	2,69	13,00	14,21	15,45	17,07	23,81	28,55	31,72	33,74	
D. Erdarbeiten . . . . .	5,23	7,80	7,80	8,16	8,16	7,08	7,98	7,98	8,46	
E. Bauleitung . . . . .	26,91	52,96	57,82	63,69	70,01	65,88	71,73	76,98	81,77	
Kosten für 1 m fertige Leitung ohne Lagerplatzzuschlag . . . . .	29,60	58,26	63,60	70,06	77,01	72,47	78,60	84,68	89,95	
F. Reinigung mit 4% kapitalisiert . . . . .	5,75	6,50	7,25	8,50	9,75	18,75	18,75	18,75	18,75	
G. Unterhaltung desgl. . . . .	—	—	—	—	—	8,75	8,75	8,75	8,75	
Gesamt-Kosten . . . . .	35,35	64,76	70,85	78,56	86,76	99,97	106,40	112,18	117,45	

telung konnten aus den bei der Herstellung der Versuchsröhren tatsächlich verwendeten Materialien und Tagelöhnen genau festgestellt werden. (Vergl. Tabelle II.)

Die Kosten für die Verlegung und Anfuhr der umschnürten Röhren wurden aus den beim Einbau von 51 cm Tonröhren entstehenden Kosten ermittelt. Nämlich, da die Verlegung genau ebenso erfolgt, brauchten nur die ersteren Kosten im Verhältnis des größeren Gewichtes der umschnürten Röhren erhöht zu werden. Es wurden also den Vergleichsrechnungen für die alte und die neue Bauweise die gleichen Arbeitslöhne, Materialpreise und Zuschläge für Bauleitung usw. zugrunde gelegt. Zu den Löhnen ist ein Zuschlag als Vergütung an den Unternehmer von 9,5% derselben gemacht. Bei den Erdarbei-

<sup>1)</sup> Anmerkung der Redaktion. Wie wir erfahren, liefern die Ton- und Steinzeugwerke Charlottenburg-Münsterberg umschnürte, oder zur Umschnürung vorbereitete Steinzeugröhren und erteilen Lizenzen für Anwendung der neuen Bauweise.

<sup>2)</sup> Die genauen Einzelberechnungen sind im „Gesundheits-Ingenieur“ Jahrgang 1912, No. 5 mitgeteilt.

ten sind diejenigen Baugrubentiefen zugrunde gelegt, die erforderlich sind, wenn die ummantelten Röhren mit ihren Scheiteln ebenso hoch liegen, wie die einbetonierten Röhren und die Kanäle, und wenn der neben der Muffe vorhandene lichte Arbeitsraum der Baugrube ebenso groß ist, wie bei der Baugrube für das 51 cm weite Tonrohr. Wasserhaltung ist hierbei noch nicht vorausgesetzt. In der Wirtschaftlichkeits-Berechnung sind außer

sammengestellt sind, zeigen, daß die Anwendung der neuen Skala (von 51–80 cm Durchmesser Tonrohre, darüber hinaus gemauerte Kanäle, beginnend mit 1 m Höhe) gegen die alte Skala (von 50–70 cm Durchmesser in der Baugrube umstämpfte Tonrohre, darauf folgend gemauerte Kanäle von 1,1 m l. Höhe) an reinen Baukosten 7,4 % Ersparnisse und unter Berücksichtigung der Reinigung und Unterhaltung 11,3 % Ersparnisse ergibt.

Tabelle II. Kosten der Ummantelung von Steinzeugrohren mit 4 cm starkem Eisenbeton.

	55	60	65	70	75	80 cm
1 Lichtweite des Tonrohres . . . . .	55	60	65	70	75	80 cm
2 2 Wandstärken . . . . .	8	9	9	9	10	10 "
3 1 Stärke des Eisenbetons . . . . .	4	4	4	4	4	4 "
4 Mittlerer Durchm. $d$ des Mantels . . . . .	67	78	78	83	89	94 cm
5 Umfang $d \cdot \pi$ . . . . .	210	229	245	260	280	295 "
6 Masse des gestampften Beton $d \cdot \pi \cdot 0,04$	84	92	98	104	112	118 l
7 Gewicht des Eisenbetons G. $s = 2,25$ $G = d \cdot \pi \cdot 0,04 \cdot 0,9 \cdot 2,25$ . . . . .	170	185	198	212	227	239 kg
8 Gewicht des Tonrohres . . . . .	170	200	230	275	310	340 "
9 Gewicht des umschnürten Rohres . . . . .	340	385	428	487	537	549 "
10 Zahl der Eisenringe . . . . .	6	7	8	8	8	8 Stück
11 Stärke des Rundeisens . . . . .	7	7	7	8	9	10 mm
12 Gesamtquerschnitt des Eisens . . . . .	2,7	2,7	3,1	4,2	5,1	6,3 qcm
13 Gesamtgewicht des Eisens $s = 7,8$ . . . . .	0,027 \cdot (210+20)	0,027 \cdot (229+20)	0,031 \cdot (245+20)	0,042 \cdot (260+20)	0,051 \cdot (280+20)	0,063 \cdot (295+20)
	= 4,8	= 5,3	= 6,4	= 9,2	= 12,0	= 15,5 kg
14 Arbeitslohn für einen Ring 10 Pf. . . . .	0,60	0,70	0,80	0,80	0,80	0,80 M.
15 Eisen 20 Pf.kg . . . . .	0,96	1,06	1,28	1,84	2,40	3,10 "
16 Lose Masse des Betons = gestampfte + 25% . . . . .	105	115	123	130	140	143 l
17 Zement 120 l = 4,50 M. . . . .	26 = 0,98	29 = 1,09	31 = 1,16	33 = 1,24	35 = 1,31	37 = 1,39 M.
18 Kies 1000 l = 4,0 M. . . . .	79 = 0,32	86 = 0,34	92 = 0,37	97 = 0,39	105 = 0,42	106 = 0,43 "
19 Ein- und Ausformen, Transport usw.	0,42	0,46	0,49	0,52	0,56	0,59 M.
20 Betonieren 45 Pf./Std. = 1 J.l . . . . .	0,84	0,92	0,98	1,04	1,12	1,18 "
21 Material (Zement, Eisen, Kies, Löhne) .	4,12	4,57	5,08	6,13	6,61	7,49 M.
22 Allgem. Unkosten 25% d. Pos. 21 . . . . .	1,03	1,16	1,27	1,53	1,65	1,87 "
23 Bruchrisiko für d. Tonrohr 1% . . . . .	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40 "
	5,35	5,97	6,63	7,98	8,62	9,76 M.
24 Gewinn des Unternehmers für das Um- manteln 25% . . . . .	1,34	1,49	1,66	1,99	2,12	2,44 "
	6,69	7,37	8,29	9,97	10,77	12,20 M.
25 Kosten des Abblasens der Glasur für 1 m	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25 "

Tabelle III. Zusammenstellung der Kosten der neuen Bauart für 1 m.

	55	60	65	70	75	80 cm
1 Material (Ummanteltes Tonrohr, Dichtungsmaterial)	33,37	38,89	43,96	51,49	56,46	62,59 M.
2 Abfuhr vom Werkplatz bis zur Baustelle . . . . .	0,63	0,70	0,77	0,86	0,94	0,98 "
3 Verlegung (Löhne einschl. 9,5% Unternehmer-Gewinn)	5,24	5,92	6,56	7,56	8,15	8,78 "
4 Erdarbeiten . . . . .	6,03	6,03	6,49	6,49	6,20	6,20 "
	45,27	51,54	57,78	66,20	71,75	78,55 M.
5 Bauleitung 10% . . . . .	4,54	5,15	5,78	6,62	7,18	7,86 "
6 1 m fertige Leitung . . . . .	49,80	56,69	63,56	72,82	78,93	86,41 M.
7 Reinigung mit 4% kapitalisiert . . . . .	6,50	7,25	8,50	9,75	11,00	12,25 "
	56,30	63,94	72,06	82,57	89,93	98,66 M.

Tabelle IV. Vergleichung der Kosten der alten und der neuen Bauart.  
A. Baukosten einschließlich der kapitalisierten Reinigung und Unterhaltung.

Pos.	Alte Bauart	In der Baugrube mit Beton umstämpfte Baurohre				Gemauerter Kanal		
		0,55	0,60	0,65	0,70	1,10	1,10	1,10 m
1	Lichtweite . . . . .	0,55	0,60	0,65	0,70	1,10	1,10	1,10 m
2	Leistung bei $1/100$ Gefälle . . . . .	442	548	669	805	1423	1423	1423 Sek./l
3	Gesamtkosten einschl. kapitalisierter Reini- gung und Unterhaltung . . . . .	64,76	70,85	78,56	86,76	112,18	112,18	112,18 M.
	Neue Bauart							
4	Lichtweite . . . . .	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85 m
5	Leistung bei $1/100$ Gefälle . . . . .	442	548	669	805	957	1124	1405 Sek./l
6	Herstellungskosten einschl. kapitalisierter Reinigung und Unterhaltung . . . . .	56,30	63,94	72,06	82,57	89,93	98,66	107,00 M.
7	Ersparnis für die Stadt . . . . .	8,46	6,91	6,47	4,19	22,25	13,52	5,18 M.
	Ersparnis in % der Kosten der alten Bauart	13,1	9,8	8,2	4,8	19,8	12,0	4,8%
		Mittel 11,3%						

B. Reine Baukosten.

	55	60	65	70	75	80 cm
1 Alte Bauart . . . . .	58,26	63,60	70,06	77,01	84,68	84,68 M.
2 Neue Bauart . . . . .	49,80	56,69	63,56	72,82	78,93	86,41 M.
	8,46	6,91	6,50	4,19	5,75	— 1,73 M.
Ersparnis für die Stadt . . . . .	14,5	10,9	9,3	5,4	6,8	— 2,4%
	Mittel 7,4%					

den Baukosten auch die Reinigungs- und Unterhaltungskosten der Leitungen für die alte und neue Bauart mit in Rechnung gestellt. Dabei sind die Reinigungskosten proportional dem inneren Rohrfumfang aus dem im letzten Verwaltungsbericht der Stadt Charlottenburg für mittlere Leitungen von 39 cm Durchmesser zu 22 Pfg. angegebenen Satz ermittelt. So ergaben sich die in Tabelle III zusammengestellten Kosten.

Die Vergleichs-Rechnungen, die in Tabelle IV zu-

Es war dabei vorausgesetzt, daß die Umschnürung der Tonröhren von den Steinzeugröhrenwerken oder von einem Betonbaugeschäft am Verwendungsort ausgeführt wird und dabei 25% Reingewinn übrig sind. Die Umschnürung kann aber auch von der Bauverwaltung in Regie, etwa als passende Winterarbeit, ausgeführt werden. In diesem Falle erhöht sich der wirtschaftliche Vorteil der neuen Bauweise gegen die alte auf rd. 10 bzw. 14%.

Ein 85 cm weites Tonrohr mit 1403 l/Sek. Durchfluß bei

$\frac{1}{100}$  Gefälle ist nahezu ebenso leistungsfähig, wie ein 80 · 120 cm weiter eiförmiger, gemauerter Kanal. Es liegt nahe, aus den eingangs dargelegten Gründen auch noch diesen durch das 85 cm weite umschnürte Tonrohr zu ersetzen. Indessen sind wegen der bisher geringen Nachfrage nach 85 cm weiten Tonröhren die Steinzeugwerke zurzeit noch nicht so auf deren Herstellung eingerichtet, als daß sie solche zu Preisen abgäben, welche die Umschnürung auch bei dieser Lichtweite unter allen Umständen wirtschaftlich sein lassen. Wenn also nicht besondere Bedürfnisse, sondern normale Verhältnisse vorliegen (guter Baugrund, reichlich bemessene Bauzeit usw.), so scheint zurzeit die Grenze der Wirtschaftlichkeit bei der Umschnürung der 80 cm weiten Rohre zu liegen. Nicht unmittelbar in Geld läßt sich der Nutzen aus-

### Vermischtes.

**Böschungsbekleidung aus Betonbalken und zwischen ihnen liegenden Betonplatten.** D. R. P. 245080 für Gesellschaft für Ufer- und Küstenschutz „System de Muralt“ m. b. H. in Berlin. Zum Schutz von Deichen, Dämmen, Kanalufern und dergl. ist bereits die Anordnung von Böschungsbekleidungen aus Betonbalken und zwischen ihnen liegenden Betonplatten in Vorschlag gebracht worden, die etwa in Niedrigwasserhöhe mit einer durchgehenden Längsschwelle abschließen. Vorliegende Erfindung verfolgt im Anschluß an diese bekannten Einrichtungen den Zweck, solche Böschungsbekleidungen ohne kostspielige Unterwasserbauten als Unterwasserschutz fortzusetzen. Abbildungen 1 und 2 zeigen eine Ausführungsform der Erfindung in Grund- und Aufriß, während Abbildungen 3 und 4 die Verlängerungsplatten im Quer-

drücken, der sich aus der Verkürzung der Verkehrländerung ergibt. Bei der alten Bauart betragen die Löhne gelernter Handwerker (Maurer, Rohrleger, Muffenmacher, Polier) auf der Baustelle bei gemauerten Kanälen von 1 m Höhe 26,07 M., bei dem Einbau gleich leistungsfähiger fertiger ummantelter Tonrohre von 0,8 m Durchmesser dagegen 8,02 M. Der Bau schreitet bei der neuen Bauart also auch entsprechend schneller vorwärts, als bei der alten Bauart.

Die Ergebnisse werden sich noch weiter zugunsten der neuen Bauart verändern, wenn die Ummantelung der Tonrohre nicht, wie für die vorliegende Kostenermittlung, an einzelnen Rohren und von wenig geübten Arbeitern, sondern fabrikmäßig und mit vollkommeneren Einrichtungen bewirkt werden wird. — (Schluß folgt.)

ten *A* getragen werden. Ein Abgleiten der Deckplatten *B* verhindern die schrägen Ansätze *F*<sup>1</sup>. Die Platten *B* sind, wie die Abbildungen erkennen lassen, schmaler als die Platten *A* geformt, weil sie im wesentlichen nur der Fugen-Abdeckung dienen; jedoch darf das Gewicht dieser Zwischenplatten *B* wegen der Wellenangriffe nicht zu gering genommen werden. Mit Rücksicht darauf, daß bei besonders tiefem Wasserstand Unterspülungen vorkommen können, sind die Platten *A* als Kragträger zu berechnen. Wie ersichtlich, können sich bei dieser Ausbildung der bekannten Böschungsbekleidung als Unterwasserschutz die Platten des letzteren frei ausdehnen. — G.

**Vorrichtung zum Befestigen des Schuhs von Eisenbetonpfählen.** D. R. P. 246151 für Beton- und Eisenbetonbau „Union“ G. m. b. H. in Hannover. Eine wichtige Aufgabe bei der Anbringung von Pfahlschuhen für Eisenbetonpfähle besteht bekanntlich darin, den Schuh dauerhaft und sicher mit den Längseisen des Pfahles zu verbinden, da von der Befestigung des Schuhs die Güte des ganzen Pfahles zum großen Teil abhängt. Für diesen Zweck hat die Verwendung eines Klemmkörpers zum Anpressen der Rundeisenstäbe an die Innenwandungen des ausgesparten Pfahlschuhes den Nachteil, daß wegen der oft ungleichen Stärke der einzelnen Rundeisenstäbe ein gleichmäßiges Festklemmen sämtlicher Stäbe nicht erfolgt. Die Stäbe geringer Stärke werden stets mehr oder weniger locker bleiben. Gemäß vorliegender Erfindung wird dieser Nachteil dadurch beseitigt, daß die Befestigung durch Eingießen der Einlageeisen in eine unterschrittene Aussparung des Pfahlschuhes erfolgt, wobei der Klemmkörper nur als Hilfsmittel zum vorübergehenden Halten der Einlageeisen in der eingußfertigen Stellung dient. Abb. 1 stellt einen Längsschnitt der neuen Befestigung und Abb. 2 einen Querschnitt nach A—B in Abb. 1 dar.

Wie hieraus ersichtlich, ist der Schuh *a* mit einer unterschrittenen Aussparung *f* versehen, deren Rand durch den Wulst *b* gebildet wird. Um diesen Wulst greifen die Bewehrungseisen *c* mit ihren umgebogenen Enden *d* herum. Um die Haken *d* zum dichten Anliegen zu bringen, wird ein konisches Rohr *e* zwischen die Haken geschoben und hierauf durch die Oeffnung des Rohres *e* in den Hohlraum *f* ein Weißmetall oder eine andere später erhärtende Masse eingegossen. Diese Masse überdeckt auch die Haken *d*, die hierdurch in ihrer Lage gesichert sind. Es entsteht so eine untrennbare Verbindung zwischen den Stäben und dem Schuh. Das Rohr *e* kann sitzen bleiben oder auch entfernt werden. Die einzugießende Masse kann in solcher Menge verwendet werden, daß sie außer dem Hohlraum *f* auch den Pfahlschuh selbst teilweise oder ganz ausfüllt. Endlich kann statt einer einzigen Aussparung *f* auch eine Reihe konzentrisch angeordneter unterschrittener Zweigkanäle angewendet werden. — G.

Inhalt: Eisenbeton-Konstruktionen der neuen evang. Friedenskirche zu Offenbach a. M. — Eisenbetonumschnürte Steinzeugröhren großer Lichtweiten als Ersatz für Kanäle aus Stampfbeton oder Mauerwerk. — Vermischtes. —

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

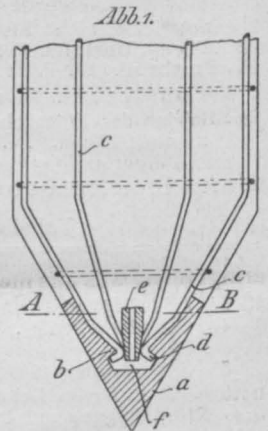
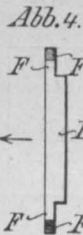
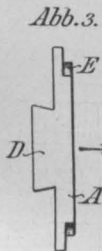
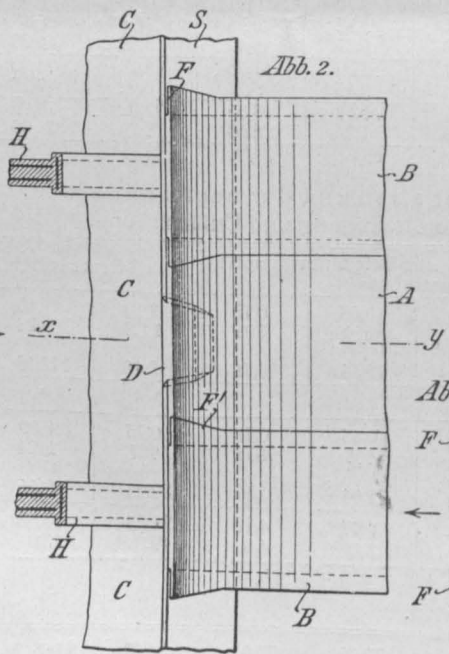
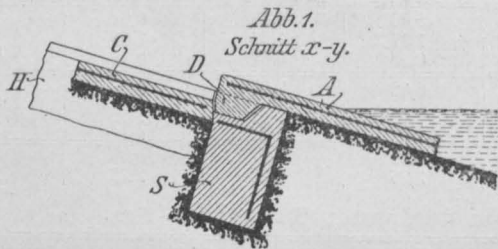
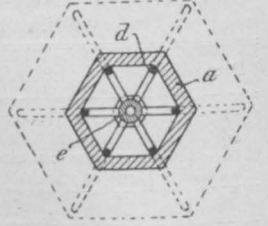


Abb. 2. Schnitt A-B.



schnitt veranschaulichen. Wie ersichtlich, sind zwischen den T-förmigen Betonbalken *H* die Betonbalken *C* eingeschlossen und stoßen gegen die durchgehende Abschlußschwelle *S*. Während des Stampfens dieser Schwelle werden in mittlerem Abstand zwischen je zwei T-förmigen Balken *H* Holzformen eingesetzt, die die Form der abgeschrägten Ansätze *D* an der Unterseite der Verlängerungsplatten *A* haben. Diese Platten *A* werden dann mit den Ansätzen *D* in die Aussparungen der Längsschwelle *S* eingehängt. Die Platten *A* haben oben seitliche Längsaussparungen *E* (Abbildung 3) zur Aufnahme von entsprechenden seitlichen Vorsprüngen *F* (Abbildung 4) der Deckplatten *B*, die nach dem Einhängen der Platten *A* zur Fugenabdeckung von oben eingelegt und von den Plat-




  
**DEUTSCHE**
  
**BAUZEITUNG**
  
 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT,
   
 BETON- UND EISENBETONBAU
   
 \* \* \* \* \*
   
 UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
   
 CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 16.

**Die Wandelhalle auf der Insel Borkum.**

I. Allgemeine Anlage und architektonische Ausgestaltung.

Von Dipl.-Ing. Camillo Friederich, Arch. B. D. A. in Köln (früher in Fa. Ziesel & Friederich).

Hierzu die Abbildungen Seit 124 und 125.



Am Strande des Nordseebades Borkum beabsichtigte die Gemeinde eine Wandelhalle zu errichten und forderte im Herbst 1910 einige Architekten zu einem Wettbewerb auf, aus dem die Architekten Ziesel & Friederich in

Köln siegreich hervorgingen. Es wurde ihnen die weitere Bearbeitung der Pläne und die Oberleitung bei der Ausführung übertragen.

Die Anlage, die in Abbildung 1 im Gesamt-Grundrißplan, in Abbildung 2 im Schnitt und in den Abbildungen 3—7 in einer Reihe von Aufnahmen darge-



Abbildung 3. Wandelhalle in Borkum. Blick gegen die Freitreppe. Architekten: Ziesel & Friederich in Köln.

stellt ist, umfaßt eine bequeme, geräumige Promenade in unmittelbarer Nähe des Strandes und in Höhe der Strandmauer, die umfangreich genug ist, um einen ungestörten Verkehr während des Strandkonzertes zu ermöglichen, und außerdem einen überdachten Raum, die eigentliche Wandelhalle, die auch bei weniger freundlichem Wetter einen geschützten Aufenthalt bietet.

Das gewaltige Bauwerk ist dem früher offen liegenden Dünenabhang vorgebaut. Die neue Promenade mit Wandelhalle liegt um etwa 4,6 m tiefer als das Gelände der Kaiser-Straße, die bis dahin schon eine unvergleichlich schöne Meeres-Straße bildete und nunmehr durch die Ueberdachung der Halle eine wesentliche Verbreiterung erfahren hat.

Der mittlere, zunächst hergestellte Teil der Wandelhalle, dessen Längenausdehnung rd. 170 m beträgt, ist nach der Seeseite zu architektonisch reich gegliedert und wurde durch die Fa. Paul Kossel & Cie. in Bremen in Eisenbeton ausgeführt.

Das Innere der Halle ist in schlichten, einfachen Formen gehalten. (Abbildungen 6 und 7.) Die Decken sind in große, wirkungsvolle Kassettenfelder, deren Höhe sich durch die Betonunterzüge ergab, eingeteilt. Fußboden und Wände erhielten einen farbigen Fliesenbelag. Im Uebrigen sind die Wandflächen in Terranova verputzt. Breite Schiebefenster gewähren von der Halle aus einen freien Ausblick auf das Meer.

Für den architektonischen Aufbau war angesichts des Meeres und des Strandes eine einfache, großzügige Formgebung bedingt. Auf ornamentalen Schmuck wurde verzichtet und eine monumentale Wirkung lediglich durch die aus dem Grundriß sich ergebende Gliederung der Fronten erzielt.

Da der Höhenunterschied der Kaiser-Straße zwischen den beiden Treppenanlagen an der Strand-Straße und Prinz Heinrich-Straße etwa 1 m beträgt, und die Höhenlage der Straße nicht geändert werden durfte, war die Lösung des oberen Abschlusses der

Abbildung 2.  
Querschnitt durch die Strandhalle und Promenade.

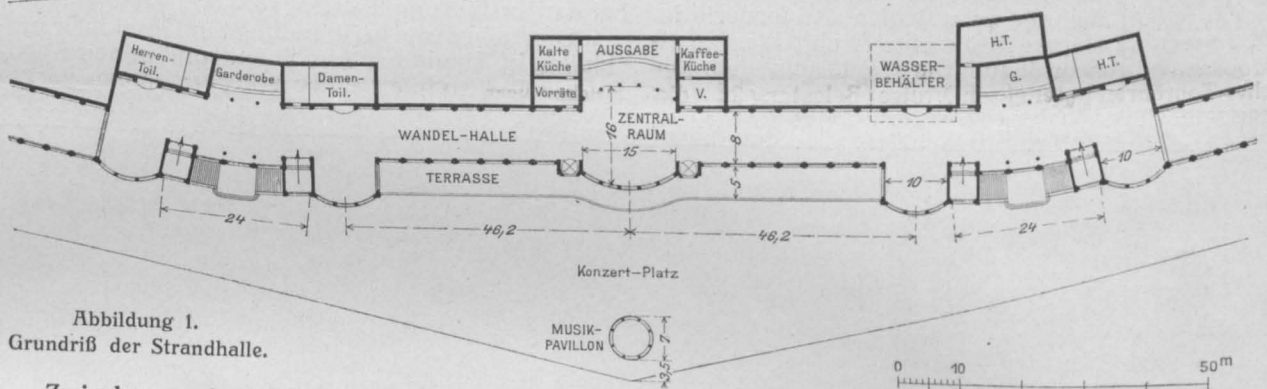
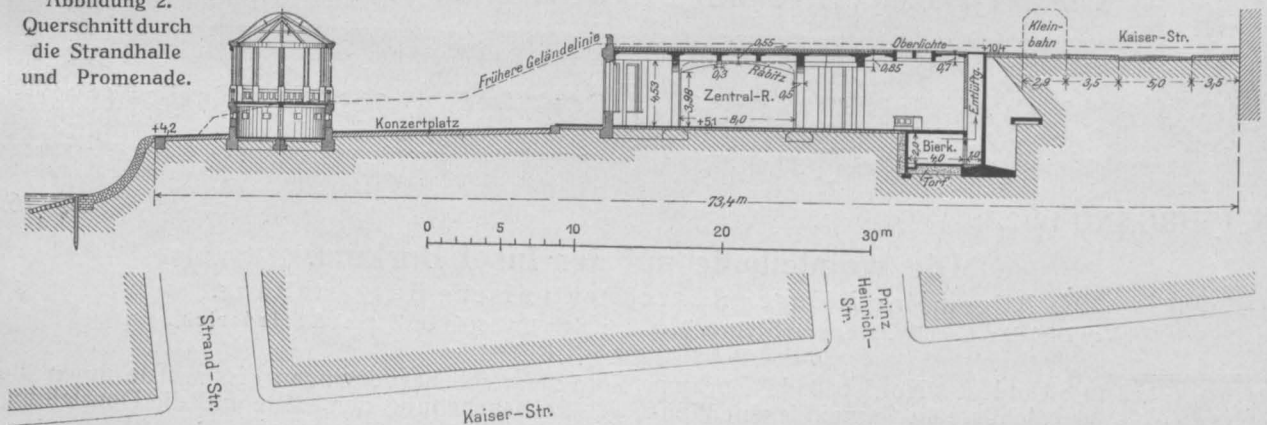


Abbildung 1.  
Grundriß der Strandhalle.

Zwischen zwei seitlichen, mächtigen Treppenanlagen, die von der Kaiser-Straße zum Strande hinunter führen, liegt die 8 m tiefe Wandelhalle, die sich an vier Stellen zu großen Hallen erweitert, und ein 250 qm großer elliptischer Zentralraum mit anschließenden Büfets, Küchen und Vorratsräumen, sodaß hier unmittelbar in der Nähe des Strandes Erfrischungen eingenommen werden können. An der Rückseite der Halle, unter den Treppen, sind auf das modernste ausgestattete Garderoben- und Toiletten-Räume angeordnet.

Halle schwierig, weil die Fenster und der Architrav durchgehend die gleiche Höhe beibehalten mußten. Durch eine verschiedene Ausbildung der Brüstungen wurde dieser Höhenunterschied so vermittelt, daß er bei der großen Längenausdehnung nicht ins Auge fällt. Die Wandelhalle wurde innerhalb vier Monaten erbaut und fertiggestellt. Die Bausumme für Wandelhalle und Promenade betrug rd. 400 000 M. Es ist damit eine Strandanlage geschaffen worden, wie sie kein anderes deutsches Seebad aufweisen kann. —

(Schluß folgt.)

## Eisenbetonumschnürte Steinzeugröhren großer Lichtweiten als Ersatz für Kanäle aus Stampfbeton oder Mauerwerk.

Von Stadtbaumeister Hugo Schmidt in Charlottenburg. (Schluß.)

### B. Die technische Prüfung.

Für die technische Prüfung der umschnürten Tonröhren waren folgende Gesichtspunkte maßgebend: 1. Die umschnürten großen Röhren von mehr als 51 cm Lichtweite sollen für 1 qm ihrer Horizontalprojektion mindestens eine ebenso große gleichmäßig verteilte Last tragen können, wie die am wenigsten tragfähigen, aber erfahrungsgemäß noch gerade ausreichenden 51 cm weiten Tonröhren. Es war also festzustellen: die gleichmäßig verteilte Bruchlast für 51 cm Röhren und die gleichmäßig verteilte Bruchlast für umschnürte 60 und 70 cm Röhren.

2. Die für diese Feststellung anzuwendende Versuchsanordnung mußte den ungünstigsten Verhältnissen entsprechen, denen das Rohr in der Baugrube unterworfen ist, also wenn dasselbe nicht von der Last der Ueber-schüttung und des Verkehres zum Teil entlastet wird durch die gewölbartige Wirkung, die eine hohe Ueber-schüttung bei genügender Reibung an den Baugruben-Wänden herbeiführt.

Bei der Versuchseinrichtung war diese entlastende Wirkung nicht vorhanden, denn die vollständige Ueber-tragung der aus Eisenbarren bestehenden gleichmäßigen Auflast wurde dadurch gewährleistet, daß die Ueber-

schüttung des Rohres nur 20 cm betrug und daß die Belastungskörper, 10 kg schwere Eisenbarren von Ziegelsteinformat (Abbildung 1a), in einzelnen Stapeln aufgebracht wurden, die von einander vollständig getrennt standen.

Die Belastungseinrichtung für gleichmäßige Last ist in Abbildung 1a u. b dargestellt und ohne weiteres verständlich. Das Rohr stieß einfach gegen die Stirnwände, konnte also zwanglos seine Form ändern. Die Messung der Formänderungen erstreckte sich auf die Feststellung der Verkleinerung des senkrechten Durchmessers am Muffen- und am Spitz-Ende und der Vergrößerung des wagrechten Durchmessers in der Rohrmitte und hatte den Zweck, festzustellen, ob die elastischen Eigenschaften, also auch die Festigkeitseigenschaften der Rohre, unter einander gleich waren.

Die für die Versuche benutzten Tonröhren waren aus den Vorräten des städtischen Lagerplatzes beliebig ausgewählt, stellen also einen Durchschnitt dar.

Die Belastungen wurden so aufgebracht, daß die Durchbiegung des Rohres an der Muffe und an der Spitze jeweils möglichst gleich waren. Denn auch in der fertigen Leitung haben Spitze und Muffe eines Rohres bei gleichmäßiger Belastung (und diese kann man bei den üblichen Ueberdeckungen von 1,4–2 m voraussetzen) gleiche Durchbiegungen, indem die schwächere Spitze immer mit der stärkeren Muffe des benachbarten Rohres durch die Ausgußmasse fest verbunden ist. Um also an dem Einzelrohr an beiden Enden gleiche Durchbiegungen zu erzielen, war das Muffen-Ende entsprechend stärker zu belasten, und zwar trug dieses immer im Durchschnitt 1000–1500 kg mehr als das Spitzende.

Die gleichmäßig verteilte Bruchlast  $p$  war aus drei 51 cm weiten Röhren zu 10,3, 12 und 12,1 t/qm, also im Mittel zu 11,5 t/qm gefunden worden. Die Tragfähigkeiten der von städtischen Lagerplatzarbeitern mit Eisenbeton-Mantel umstapften Röhren von 60 und 70 cm Durchmesser unter gleichmäßiger Belastung  $p$  war größer. Denn sie waren unter der größten Last, die in der oben beschriebenen Vorrichtung auf das Rohr aufgebracht werden konnte (25 000 kg), 18 t/qm, nicht erschöpft worden. Wie groß sie war, mußte also auf anderem Wege gefunden werden.

Feststellen ließ sich aber mit den vorhandenen 2500 Stück 10 kg - Gewichten und den in den Abbildungen 1 und 2 dargestellten Vorrichtungen: Die Tragfähigkeit gewöhnlicher Tonröhren unter gleichförmiger Belastung  $2pr$ , die Tragfähigkeit gewöhnlicher Tonröhren unter Scheitellast  $P = 2pr$ , die Tragfähigkeit umschnürter Tonröhren unter Scheitellast  $P'$ .

Zwischen den Belastungen und den Beanspruchungen des Tonrohres bestehen folgende Beziehungen (Abbildung 3a und b):

gleichförmige Last  $2pr = P$  Scheitellast  $P$

$$M_0 = + \frac{2pr^2}{8} = + \frac{Pr}{8} \quad \text{Scheitelmoment } M_0 = + 0,318 Pr$$

$$M_1 = - \frac{2pr^2}{8} = - \frac{Pr}{8} \quad \text{Kämpfermoment } M_1 = - 0,182 Pr$$

Die Scheitelmomente infolge  $p$  und  $P$  verhalten sich also wie  $\frac{pr^2}{8} : 0,318 Pr = 1 : 2,544$ . Die Diagramme für die Beanspruchung im Scheitel und in der Sohle haben die Formen der Abbildungen 4a und b.

Da in beiden Fällen im Scheitel keine Normalkräfte auftreten, so sind die Spannungen proportional den Momenten. Es verhalten sich also die Zugspannungen  $S_p : S_p$ , welche für die Tragfähigkeit des gefährlichen Querschnittes maßgebend sind, wie 1 : 2,544, d. h. die gleichmäßig verteilte Last kann 2,544 mal so groß sein als die im Scheitel ruhende Einzellast.

Nun ist hierbei vorausgesetzt worden, daß die gleichförmige Last nur senkrecht auf das Rohr wirkt, daß also keine Widerstände zu seiten der Kämpfer wirken, wie sie bei guter Hinterstämpfung der Rohre in der Baugrube tatsächlich auftreten. Seitliche Widerstände rufen im gefährlichen Querschnitt Achsialdruckkräfte hervor. Diese vergrößern zwar hier die Druckspannungen, das ist aber belanglos, weil die Druckfestigkeit des Tonscherben 1000 bis 1700 kg beträgt, also auch beim Hinzukommen der Achsialkräfte bei weitem nicht erschöpft wird. Dagegen werden die Zugspannungen durch das Hinzukommen der Normalkräfte vermindert, und das ist bei der verhältnismäßig geringen Zugfestigkeit des Tonscherben von 70 bis 100 kg außerordentlich günstig für die Tragfähigkeit des gefährlichen Querschnittes. In der beschriebenen Versuchsanordnung entsprachen die Verhältnisse ungefähr dem Fall, wo das Rohr in einer im gewachsenen Boden ausgehobenen Baugrube verlegt wird. Die Reibung der Hinterfüllung an dem benachbarten Erdreich wurde durch

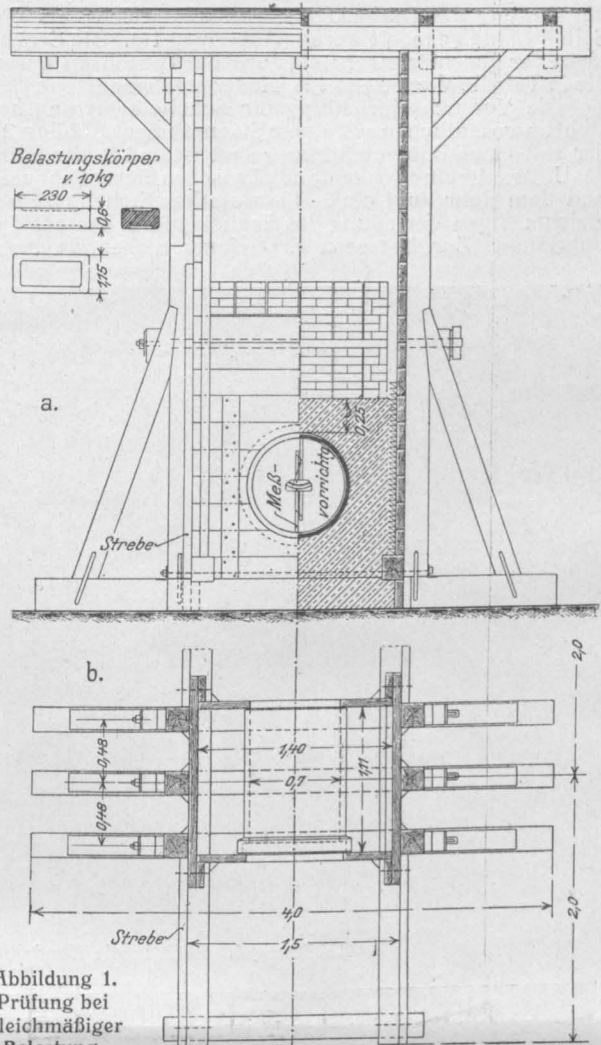


Abbildung 1. Prüfung bei gleichmäßiger Belastung.

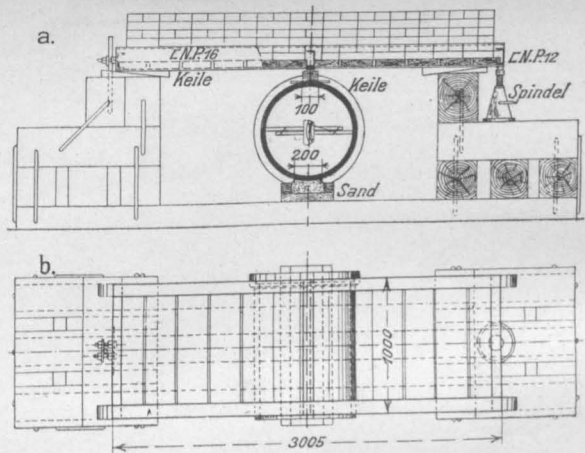


Abbildung 2. Prüfung bei Scheitellast. Abb. 3 (rechts). Schema für gleichmäßige bzw. Scheitellastung.

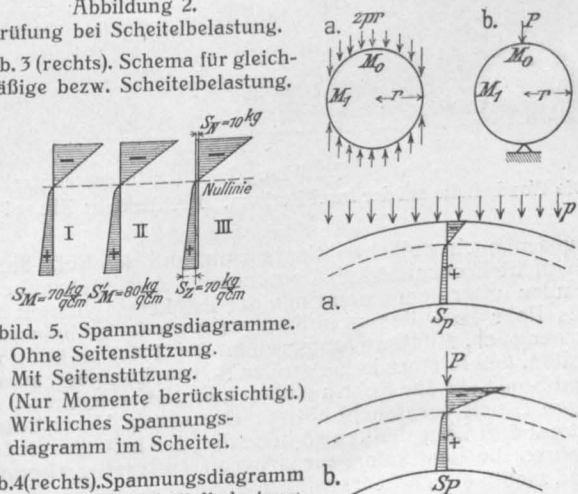


Abbildung 5. Spannungsdiagramme. I. Ohne Seitenstützung. II. Mit Seitenstützung. (Nur Momente berücksichtigt.) III. Wirkliches Spannungsdiagramm im Scheitel.

Abbildung 4 (rechts). Spannungsdiagramm für gleichm. und Scheitellastung.

die Wirkung der Dreieckleisten ersetzt, welche auf die Seitenwände genagelt waren (Abbildung 1a). Die Ergebnisse der gleichförmigen Belastung der Tonröhren waren die in Tabelle V auf Seite 126 wiedergegebenen.

Die Versuchseinrichtung für Scheitelbelastung besteht im wesentlichen aus einem Eisenrahmen (Abbildg. 2), der mit einer Bohlentafel ausgelegt ist und in der Mitte der Unterseite eine Schneide hat. Zwischen dieser Schneide und dem Rohr liegt ein 6 · 10 cm starkes Eichenholz zur gleichmäßigen Verteilung des Schneidendruckes auf die Rohrlänge. Zur besseren Erreichung dieses Zweckes

Die vorbeschriebene Versuchseinrichtung hat außer dem Vorzug der Billigkeit auch den, daß während des Versuches die Belastung über dem Spitz-Ende und dem Muffen-Ende je nach dem Verlauf der Durchbiegungen so geändert werden kann, daß beide Durchbiegungen gleich ausfallen, oder, was angenehmer daselbst ist, daß die Zugspannungen an beiden Enden nahezu gleich werden. Ebenso wie bei dem Versuch mit gleichförmiger Belastung wurden die Formänderungen des senkrechten Durchmessers der Muffe und der Spitze und die des wagrechten Durchmessers an der Rohrmitte gemessen. Die Ergebnisse sind in den Tabellen VI und VII, S. 126, zusammengestellt.

Das Verhältnis der gleichmäßigen Belastung zu der Scheitelbelastung ergibt sich hiernach in folgender Weise:

Tabelle VIII.

Lichtweite mm	$\frac{p}{P}$
51	11,5
	4,2 = 2,8
60	9,4
	3,25 = 2,9
70	10,5
	3,54 = 3,15

Bei der gleichmäßigen Belastung der beschriebenen Vorrichtung war also die Tragfähigkeit für 51, 60 und 70 cm weite Tonrohre im Mittel 2,95 mal so groß als unter Scheitelbelastung, und um das  $\frac{2,95}{2,54}$  fache

höher als die Tragfähigkeit der seitlich gestützten Tonrohre. Das Mehr an Tragfähigkeit von 0,4 P ist auf die Wirkung, der, wenn auch nur unvollkommenen Stützung der Kämpfer durch die Hinterstämpfung zurückzuführen. Diese Wirkung scheint verhältnismäßig gering zu sein. Es muß aber beachtet werden, daß schon bei einem seitlichen Ausweichen der Kämpfer um je 0,3 mm aus der ursprünglichen Kreisform der Bruch eintritt, daß also, weil auch die beste Hinterstämpfung sich um 0,3 mm zusammendrückt, ihre stützende Wirkung nicht größer sein kann. Erst nach größeren Bewegungen als 0,3 mm, wie sie bei größeren gemauerten Kanälen während des Setzens des Gewölbes eintreten, kommt die Hinterstämpfung zur Geltung. Dieses deckt sich mit der Erfahrung, daß größere Tonrohre auch durch sorgfältigste Hinterstämpfung mit Sandboden nicht tragfähig zu machen sind, sondern nur durch Umstämpfung mit Beton.

Die Wandstärken der Tonröhren wachsen aus praktischen Gründen der Herstellung weniger schnell als die Durchmesser. Rohre kleineren Durchmessers sind also tragfähiger als größere. Mehr oder minder sorgfältige Unterstämpfung hat auf ihre Tragfähigkeit keinen so großen Einfluß als auf diejenige größerer Rohre. Das Verhältnis der gleichen Zugspannungen erzeugenden Scheitellast und gleichförmigen Last nähert sich bei ihnen also dem Wert  $\frac{1}{2,544}$ , welcher sich auf den Fall bezieht, in dem keinerlei Stützung der Kämpfer vorhanden ist. Die Versuchsergebnisse scheinen dies zu bestätigen, denn das Verhältnis  $p : P$  wurde gefunden für



Abbildung 6. Blick in die Wandelhalle.



Abbildung 7. Blick in den Zentralbau.

Die Wandelhalle auf der Insel Borkum. Architekten: Ziesel & Friederich in Köln a. Rh.

wurden noch zwischen dieses Holz und das Rohr dicht an dicht Eichenholzkeile geschoben. Zwei Schraubwinden unter dem einen Ende der Tafel ermöglichten es, das Rohr zu entlasten und langsam wieder zu belasten, ferner auch, die Bewegungsfreiheit der Tafel so klein zu halten, daß letztere keine großen Schwankungen machen und Stöße auf das Rohr ausüben konnten, welche vorzeitigen Bruch verursacht hätten. Die ganze Vorrichtung ist auf drei Längsbalken so befestigt, daß beim Bruch des Rohres die Last sofort zur sicheren Auflagerung kommt und nicht seitlich überschieben kann.

51 cm Lichtweite zu 1/2,8,  
 60 " " " 1/2,9,  
 70 " " " 1/3,15.

Es bleibt noch zu untersuchen, ob auch bei dem Hinzutreten der Normalkräfte infolge Seitenstützung die Spannungen als proportional den senkrecht wirkenden Lasten angesehen werden dürfen.

Zeigte das Diagramm I (Abb. 5, S. 123) der Spannungen im Scheitel infolge der Momente allein (d. h. ohne Seitenstützung) beim Bruch die größte Zugspannung  $S_M = S_z = 70 \text{ kg/qcm}$ , so würde die Zugspannung des seitlich gestützten Rohres aus den Momenten allein entsprechend der um  $2,9/2,54$  größeren Last beim Bruch betragen

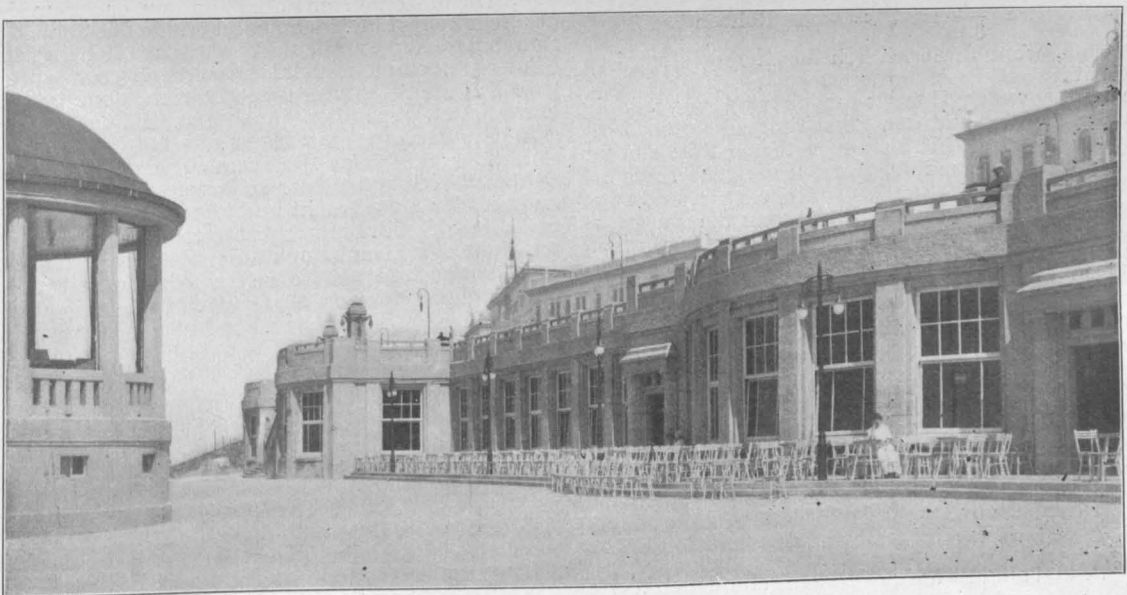
$1/20$  der Druckfestigkeit beträgt. Hieraus läßt sich nur ein angenähertes Bild der Spannungsverteilung konstruieren.

Im Diagramm I ist die größte Zugspannung  $S_M$  infolge der Momente aus  $2pr = S_z = 70 \text{ kg/qcm}$ . Dann ist das Diagramm II der Spannungen infolge der Momente aus  $2pr \frac{2,9}{2,54}$  proportional dem Diagramm I und seine größte

Zugspannung  $S'_M = S_M \cdot \frac{2,9}{2,54} = 80 \text{ kg/qcm}$ . Das Diagramm III der Scheitelspannungen für  $2pr \cdot \frac{2,9}{2,54}$  mit Seitenstützung



Abbildung 4 und 5. Ansichten des Äußeren von der unteren Promenade.



Die Wandelhalle auf der Insel Borkum. Architekten: Ziesel & Friederich in Köln a. Rh.

haben  $S'_M = S_M \frac{2,9}{2,54} = 80 \text{ kg/qcm}$  (Diagramm II). Tatsächlich war aber nur eine Zugspannung gleich der Zugfestigkeit  $S_z = 70 \text{ kg}$  vorhanden. Die diesen Wert übersteigende Zugspannung  $\frac{S_M \cdot 0,36}{2,54} = 10 \text{ kg/qcm}$  muß also durch eine ebenso große Druckspannung  $S_N$  infolge der Normalkräfte aufgehoben worden sein.

Vom Diagramm der wirklichen Scheitelspannungen ist nichts weiter bekannt, als daß die Zugspannung aus den Momenten  $S'_M = 80 \text{ kg}$  und die Druckspannung der Normalkräfte  $S_N = 10 \text{ kg}$  war; ferner daß die Nulllinie nahe der oberen Faser liegt, weil die Zugfestigkeit  $S_z$  nur etwa

erhält man, wenn man auf das Diagramm II das Rechteck der Druckspannungen der bei Seitenstützung auftretenden Normalkräfte  $S_M \cdot \frac{0,36}{2,54} = 10 \text{ kg/qcm}$  legt. Obwohl

dieses Diagramm III nur ein ungefähres Bild der Spannungs-Verteilung ist, sieht man doch, daß man keinen erheblichen Fehler macht, wenn man Diagramm III als proportional Diagramm I, d. h. wenn man die Scheitelspannungen auch nach dem Hinzutreten der Normalkräfte als proportional den senkrechten Lasten ansieht.

Man kann also auch die Beziehung zwischen den Scheitelspannungen unter senkrechter gleichförmiger Last  $2pr$  und unter Scheitellast  $P = 2pr$

Tabelle V.  
Gleichmäßige Belastung der Tonröhren.

Lichtweite cm	Bruchlast $p$			Mittel t/qm	Formänderung			
	im ganzen t	belastete Fläche qm	Last für 1 qm t		lotrechte Zusammendrückung			wagr. Erweiterung
					Muffe mm	Spitze mm	Mitte mm	Mitte mm
51	13,4	1,1 · 1,6 = 1,27	10,6	11,5	0,50	0,49	0,50	0,50
51	15,6	1,1 · 1,22 = 1,32	11,8		0,55	0,53	0,54	0,65
51	15,8	1,1 · 1,22 = 1,32	12,0		0,60	0,60	0,60	0,72
60	12,4	1,1 · 1,26 = 1,38	9,0	9,4	0,62	0,62	0,62	0,61
60	13,4	1,1 · 1,26 = 1,38	9,7		0,65	0,67	0,66	0,62
70	13,0	1,1 · 1,26 = 1,38	9,4	10,5	0,56	0,55	0,56	0,60
70	15,4	1,1 · 1,31 = 1,44	11,7		0,64	0,64	0,64	0,86

Tabelle VI. Scheitelbelastung der Tonröhren.

Lichtweite cm	Bruchlast $P$ t	Formänderungen			
		lotrechte Zusammendrückung			wagrechte Erweiterung
		Muffe mm	Spitze mm	Mitte mm	Mitte mm
51	4,20	0,60	0,60	0,60	0,72
60	3,25	0,65	0,65	0,65	0,64
70	3,34	0,60	0,64	0,60	0,60

Tabelle VII.  
Scheitelbelastung der umschnürten Tonröhren.

Licht- weite cm	Bruchlast $P'$		Formänderungen			
	im einzelnen t	Mittel t	lotrechte Zusammendrückung			wagrechte Erweiterung
			Muffe mm	Spitze mm	Mitte mm	Mitte mm
60	10,0	10,35	0,57	0,53	0,55	0,53
60	10,7		0,58	0,60	0,59	0,52
70	10,0	9,2	0,50	0,63	0,57	0,58
70	9,0		0,44	0,40	0,42	0,40
70	8,5		0,55	0,59	0,57	0,49

$$S_p : S_P = \frac{1}{2,8} \text{ für 51 cm weite Röhren,}$$

$$= \frac{1}{2,9} \text{ für 60 cm weite Röhren,}$$

$$= \frac{1}{3,15} \text{ für 70 cm weite Röhren}$$

gelten lassen, wenn diese seitlich durch eingestampften Sand gestützt sind.

Die vorstehenden Ueberlegungen sind unabhängig von der Wandstärke und den Elastizitätsmodulen. Man kann sie deshalb auch für die umschnürten Rohre unter Scheitellast und gleichmäßiger Last anwenden. Auch bei diesen tritt zuerst der Bruch des Tonrohres ein, und zwar im Scheitel und in der Sohle, d. h., wenn die Zugspannungen hier die Zugfestigkeit (rd. 70 kg/qcm) überschreiten. Da ferner auch der verhältnismäßig geringen Zugfestigkeit des Tonrohres die mehrmals so hohe Druckfestigkeit der Eisenbetonzone gegenüber steht, so haben auch die Spannungsdiagramme eine ähnliche Form wie beim Tonrohr. Sie sind nur höher. Bei gleicher Zugspannungsgrenze ist auch für die umschnürten Rohre das Verhältnis der Tragkraft zwischen Scheitellast und gleichförmig verteilter Last 1:2,544 und bei Stützung der Kämpfer durch Hinterstämpfung mit Sand 1:2,8 bis 1:3,15. Deshalb gilt das Gesetz  $2 p r : P = 2 p' r : P$ , worin  $p$  und  $p'$  die gleichförmige Bruchlast und  $P$  und  $P'$  die Scheitelbruchlasten für das gewöhnliche bzw. das umschnürte Rohr bedeuten, und es ist die Tragfähigkeit der umschnürten Rohre

$p' = \frac{p \cdot P'}{P}$ . Setzt man die durch Versuch gefundenen Werte  $p, P$  und  $P'$  ein, so ergibt sich, daß das umschnürte Tonrohr von 60 cm Lichtweite  $p' = \frac{9,4 \cdot 10,35}{3,25} = 30 \text{ t/qm}$  und das von 70 cm Lichtweite  $p' = \frac{10,5 \cdot 9,2}{3,34} = 29 \text{ t/qm}$  gleichförmig verteilte Last tragen kann.

Da das 51 cm Tonrohr  $14,5 \text{ t/qm}$  trägt, ist bei der hier gewählten Stärke und Armierung des Eisenbetons die Tragfähigkeit der 60 cm weiten Röhren  $30/11,5 = 2,5$  mal und die der 70 cm weiten Röhren  $\frac{29}{11,5} = 2,5$  mal so groß als die der gewöhnlichen 51 cm weiten Tonröhren.

Die Frage, ob sich die eisenbetonumschnürten Tonröhren mit einander ohne Anwendung von Teerstrick gut

und zuverlässig verbinden lassen, ist durch folgende Versuche geklärt worden: Zur Verfügung standen nur je drei 60 und 70 cm weite umschnürte Tonrohre, welche vorher bereits der Scheitelbelastung unterworfen worden waren und hierbei Längsrisse im Tonrohr, z. T. auch äußere Risse im Betonmantel erhalten hatten. Je drei 60 und 70 cm Rohre wurden auf einer Sandbettung so zusammengesoben, daß die Spitze des einen in der Muffe des nächsten steckte. Hierauf wurde der in der Muffe entstandene Hohlraum vom höchsten Punkte aus, wie eingangs beschrieben, mit gewöhnlicher Ausgußmasse vollgegossen. Die drei mit einander verbundenen Rohre wurden dann als Träger von 3 m Länge an den Enden auf zwei Stützen gelagert und in der Mitte belastet. An den 60 cm-Röhren gab eine der Stoßfugen nach bei  $3,4 \text{ t}$  und an den 70 cm-Röhren bei  $3,6 \text{ t}$  Einzelbelastung in der Mitte. Diese entspricht einer gleichmäßig verteilten Last von  $2,4 \text{ t}$  für 1 m Rohrlänge oder von  $3,2 \text{ t/qm}$  Horizontalprojektion ohne Berücksichtigung des Eigengewichtes der Röhren.

Zum Verlauf der Belastungen ist noch zu bemerken:

1. Der Bruch des Tonrohres trat bei gleichen Deformationen der Muffe und der Spitze sowohl bei umschnürten wie gewöhnlichen Tonröhren, und sowohl bei Scheitelbelastung als auch gleichförmiger Belastung immer zuerst an der Muffe ein, und zwar weil sie einen höheren Querschnitt hat und bei gleichen Deformationen größere Biegemomente aufgenommen haben muß. Der Bruch trat ein, wenn die Längenunterschiede zwischen den lotrechten und wagrechten Durchmessern an der Muffe größer als  $1,2 \text{ mm}$  wurden. War der Unterschied der beiden Durchmesser der Muffe im Augenblick des Bruches wesentlich kleiner als  $1,2 \text{ mm}$ , so war das Rohr spröde und hatte deshalb weniger Tragfähigkeit.

Bei gleicher Verteilung der Scheitellast auf Muffe und Spitze, wie es sonst allgemein bei Rohrprüfungen üblich ist, aber den wirklichen Verhältnissen nicht entspricht, ist die Tragfähigkeit der Röhren weit geringer als bei der Verteilung, bei welcher die Formänderungen an beiden Rohrenden gleich sind. Denn während die Muffe nicht voll ausgenutzt wird, ist die schwächere Spitze bald überlastet.

2. Der Bruch trat bei gewöhnlichen Tonröhren immer zuerst im Scheitel und in der Sohle ein, bei den umschnürten überhaupt nur hier. Dieses steht im Einklang mit der Rechnung, nach welcher bei Scheitelbelastung das Moment im Scheitel und in der Sohle doppelt so groß ist als an den Kämpfern.

3. Die umschnürten Rohre konnten, nachdem sie unter der Scheitellast nur im Scheitel und in der Sohle des Tonrohres gerissen waren, und augenscheinlich ihre eisernen Einlagen noch nicht überanstrengt gewesen waren, längere Zeit die Belastung weiter tragen, ohne daß die Deformationen wesentlich zunahmen. Bei darauf folgender Entlastung zwang das Eisen das teilweise gebrochene Rohr so weit in seine alte Form zurück, daß Scheitel und Sohlenriß sich fast wieder schlossen. Danach wurde die Last wieder aufgebracht und konnte noch um 1 bis  $1,5 \text{ t}$  über die vorige Bruchlast gesteigert werden, ehe die Tragfähigkeit des Eisenbetons erschöpft war. Bei den 60 cm weiten umschnürten Rohren wurde die Belastung über  $10,5 \text{ t}$  gesteigert, bis auch an den Außenseiten der Kämpfer ein Riß im Beton auftrat.

Das Ergebnis der technischen Prüfung des neuen Verfahrens ist Folgendes:

1. Die Tonröhren lassen sich durch einen dünnen Eisenbetonmantel über jedes praktische Bedürfnis hinaus verstärken. Das 51 cm weite Tonrohr trägt  $11,5 \text{ t/qm}$  gleichförmige Belastung. Die umschnürten Tonröhren tragen bei 60 cm Lichtweite 2,6, bei 70 cm Lichtweite 2,5 mal soviel als das 51 cm weite gewöhnliche Rohr.

2. Die Feststellung des Verhältnisses der Wirkung gleichförmiger Last zu derjenigen einer Einzellast für die Rohrweiten 50, 60, 70 cm ermöglicht es, die zwar den wirklichen Verhältnissen entsprechende, aber schwierige Prüfung unter gleichförmiger Last durch die beschriebene einfache und zuverlässige Scheitelbelastung zu ersetzen.

Das Ergebnis der nach der technischen und wirtschaftlichen Seite angestellten Untersuchungen kann man in folgenden Sätzen zusammenfassen:

1. Gegenüber den Beton- und Eisenbetonröhren haben die umschnürten Tonröhren den Vorzug vollständiger Widerstandsfähigkeit gegen chemische und mechanische Angriffe sowie weit größere Tragfähigkeit bei gleichem Gewicht.

2. Auch gegenüber den gemauerten Kanälen bieten sie größere Widerstandsfähigkeit gegen chemische und mechanische Angriffe, dazu Ersparnisse an Unterhaltungs- und Reinigungskosten, die, kapitalisiert, rund 3% der Baukosten betragen.

Die zu 1. und 2. genannten Eigenschaften machen die umschnürten Tonröhren besonders geeignet für Bergbau-Gegenden, wo wegen der Industrie - Abwässer gewöhnlicher Eisenbeton ausgeschlossen ist.

3. Gegenüber den gemauerten Kanälen und den in der Baugrube mit Beton umstampften Tonröhren gewähren sie bei mindestens gleicher Tragfähigkeit:

a) Unabhängigkeit der Verlegungsarbeiten vom Frost-

### Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 18. Die Beziehung zwischen Formänderung und Biegemoment bei Eisenbeton-Balken. Abgeleitet aus den bis Ende 1911 durchgeführten Versuchen. Bericht erstattet von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Berlin 1912. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Pr. 1,2 M. —

Bei allen statisch bestimmten Eisenbeton-Konstruktionen gelten die bekannten Regeln der Statik, dagegen ist bei den statisch unbestimmten Konstruktionen die Frage, ob auf sie die Elastizitätstheorie anwendbar ist, die Proportionalität zwischen Biegemoment und Formänderungs-Winkel voraussetzt, nicht ohne weiteres zu beantworten. Für nach der Stützlinie geformte Gewölbe, die in der Hauptsache von Normal-Kräften und nur in geringem Grade von biegenden Momenten beansprucht werden, ist die Frage nach den Purkersdorfer Gewölbeversuchen (Monier-Gewölbe) und den Untersuchungen Spitzer's bzw. Dipl.-Ing. Max Ritter's zu bejahen, dagegen liegen noch keine maßgebenden Untersuchungen vor hinsichtlich derjenigen unbestimmten Konstruktionen, bei denen die Biegemomente für die Formänderung maßgebend sind — Rahmen, durchlaufende und eingespannte Balken. Nach den bekannten Durchbiegungs - Diagrammen muß geschlossen werden, daß die Beziehung zwischen Formänderung und Moment von der Proportionalität ziemlich abweicht. Diese Gründe gaben dem „Deutschen Ausschuß“ Veranlassung, Hrn. Prof. Mörsch mit dem in Heft 18 veröffentlichten Untersuchungen zu betrauen, ehe in weitere Versuche mit statisch unbestimmten Konstruktionen eingetreten wird.

Die Untersuchungen erstreckten sich zunächst auf die Beziehungen zwischen Biegemoment und Formänderungs-Winkel bei verschiedenen Bewehrungsprozenten. Es sind hierzu namentlich die Stuttgarter Versuche herangezogen, bei denen die Messung der Formänderungen innerhalb einer längeren Strecke mit konstantem Biegemoment erfolgt ist. Aus den Versuchen mit rechteckigen Balken sind die Formänderungs-Winkel  $\Delta \alpha$  zwischen zwei benachbarten Querschnitten aus den gemessenen Längenänderungen  $\Delta o$  und  $\Delta u$  des oberen und unteren Randes des Balkens von der Höhe  $d$ , also  $\Delta \alpha = \frac{\Delta o + \Delta u}{d}$ , ermittelt und es sind

dann Kurven aufgetragen, deren Abszissen die mit  $d \cdot 10^5$  multiplizierten Formänderungs-Winkel für  $s = 1 \text{ cm}$ , deren Ordinaten die auf 1 m Breite entfallenden Momente in  $\text{mt}$  bedeuten. Die aufgetragenen Kurven zeigen eine auffallende Ähnlichkeit mit den Durchbiegungs-Diagrammen. Die in Betracht gezogenen Balken haben alle die gleiche Höhe, es läßt sich aber aus den Versuchen auch auf die Formänderungswinkel von Balken anderer Höhe, aber mit den gleichen Bewehrungsprozenten schließen. Die von Mörsch entwickelte Berechnungsweise würde durch weitere Versuche mit rechteckigen Balken verschiedener Höhe, aber gleich bleibendem Prozentgehalt an Eisen nachzuprüfen sein. Für Plattenbalken reichen die bisherigen Versuche überhaupt nicht aus, um die Beziehungen zwischen Moment und Formänderungs-Winkel klarzustellen. Hier sprechen außer der Eisenmenge das Verhältnis der Plattenbreite zur Stegbreite und der Plattendicke zur Gesamthöhe mit. Es sind daher noch eine größere Anzahl von Versuchen erforderlich.

Zur mathematischen Verfolgung der durch die Kurven ausgedrückten Abhängigkeiten des Formänderungs-Winkels vom Biegemoment und Bewehrungsprozent reichen die vorhandenen graphisch dargestellten Ergebnisse auch noch nicht aus, wohl aber gestatten diese nach Mörsch verschiedene und für die praktische Anwendung sehr wichtige Untersuchungen über die Auflager-Reaktionen einfacher statisch unbestimmter Konstruktionen, die sehr häufig vorkommen. Die Betrachtungen werden ausgedehnt auf den an beiden Enden eingespannten Träger und den einerseits eingespannten, andererseits frei aufliegenden Träger. Bei den ersteren wird durch eine graphische Kontrolle unter Benutzung der ermittelten Winkeländerungen  $\Delta \alpha$  festgestellt, daß sich für verschiedene Belastungsstadien ein Einspannungsmoment ergibt, das demjenigen des homo-

wetter, da die Maurer- und Betonarbeiten in der Baugrube fortfallen, b) Schnelleren Baufortschritt und kürzere Verkehrsbehinderung, c) größere Unabhängigkeit der Bauverwaltung von Streiks, d) Ersparnisse an Baukosten von mindestens 7,4 %, die dort, wo Leitungen im Grundwasser zu verlegen sind, und wo die Umschnürung der Tonröhren als Winterarbeit von ständigen Arbeitern vorgenommen wird, sich auf das Doppelte steigern. —

genen Balkens —  $\frac{ql^2}{12}$  fast genau entspricht, d. h. der nach

der Elastizitätstheorie ermittelte Verlauf der Momente stimmt hinreichend genau mit dem auf Grund der tatsächlichen Formänderung des Eisenbetons sich ergebenden überein. Auch bei den einseitig eingespannten, andererseits frei aufliegenden Balken zeigen sich keine beträchtlicheren Abweichungen. Da diese beiden speziell untersuchten Fälle auch noch andere des kontinuierlichen Balkens in sich beziehen, so darf aus diesen Beobachtungen wohl schon der Schluß gezogen werden, „daß im allgemeinen eine von der Proportionalität abweichende Beziehung zwischen Moment und Deformation keine Änderung von praktischer Bedeutung in den nach der Elastizitätstheorie ermittelten Reaktionen zu bewirken vermag“.

Im übrigen sei auf die interessante kleine Schrift selbst verwiesen. —

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 15. Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung. Ausgef. i. d. Material-Prüfungsanstalt der kgl. techn. Hochschule zu Stuttgart i. d. Jahren 1910 und 1911. Bericht erstattet von Dr.-Ing. Prof. C. Bach, Baudir., Vorst. d. Ing.-Laboratoriums u. d. Material-Prüfungsanstalt und O. Graf, Ing. genannter Anstalt. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1912. Pr. 4,60 M. —

Versuche dieser Art sind bereits früher durch die Stuttgarter Material-Prüfungsanstalt für die Firma Wayss & Freytag mit vollen und hohlen Betonzylindern und solchen mit spiralförmiger Bewehrung\*) ausgeführt worden. Es ergaben sich dabei, da die nur auf Drehung, ohne Achsiallast, beanspruchten Körper keine Normalspannungen, sondern nur Schubspannungen erleiden, die an jeder Stelle in achsialer Richtung gleich denjenigen in Richtung des Querschnittes sind, Bruchflächen nach einer unter 45° ansteigenden Schraubenfläche, da der Bruch senkrecht zur Richtung der größten Dehnungen erfolgen muß. Die mit unter 45° ansteigenden Eisenspiralen bewehrten Körper, bei denen die Eisen also in der Richtung der schrägen Zugspannungen liegen, ergaben nicht unwesentlich höhere Bruchmomente. Die neuen Versuche bestätigen die Ergebnisse der früheren hinsichtlich der Bruchform und Wirkung der Armierung, die nur dann von Einfluß ist, wenn sie aus dem Verdrehungsmoment entsprechend verlaufenden Spiralen besteht. Darüber hinaus wurden durch die Versuche aber noch eine Reihe neuer Aufschlüsse gewonnen, namentlich auch über die Größe der Widerstandsfähigkeit, den Einfluß der Körperform, die Verdrehungs-Elastizität usw.

Vorversuche wurden zunächst angestellt mit Prismen quadratischen Querschnittes 300 · 300 mm, 1950 mm Länge und auf 495 · 495 mm verstärkten Köpfen. Die bewehrten Körper hatten in jeder Seitenfläche 3, also im Ganzen 8 Längseisen von 18 mm Durchm. mit Rundhaken an den Enden, durch 19 Bügel von 7 mm Durchm. in 100 mm Abstand zusammen gehalten. Verwendet wurde ein Beton von 1 Rt. Zement : 2 Rt. Rheinsand (0–7 mm Korngröße), 3 Rt. Rheinkies (7–20 mm Korngröße) und 9 Gewichtsprozent (der trockenen Masse) Wasser, also ein plastischer Mörtel. Die Würfelfestigkeit (30 cm Kantenlänge) ergab sich zu 244 kg/qcm. Die Körper wurden in senkrecht stehenden Holzformen gestampft und im Alter von 44–46 Tagen geprüft und zwar in einer liegenden Maschine (so daß also aus Eigengewicht und Meßvorrichtung noch geringe Biegemomente hinzutreten, die aber keinen wesentlichen Einfluß ausüben). Die nicht armierten Körper brachen unter dem Einfluß der Verdrehung plötzlich nach der bekannten unter 45° ansteigenden Linie. Durch die Bewehrung wurde der Bruch nach der Bildung des ersten Risses noch einige Zeit hinaus geschoben. Das Bruchmoment ergab sich um 31 % höher als das Ribbildungsmoment, das Bruchmoment der bewehrten Körper um 53 % höher als der unbewehrten.

Die Hauptversuche zeigten in Querschnitt und Bewehrung z. T. andere Formen. Die unbewehrten Körper

\*) Vergl. Mörsch, der Eisenbetonbau, 4. Aufl. 1912 S. 59 und 78.

besaßen bei gleicher Länge wie früher teils die vorbeschriebene Form, teils rechteckigen Querschnitt von 210 · 420 mm Kantenlänge, teils kreisförmigen von 400 mm Durchm., bezw. ringförmigen von 400 mm äußerem, 250 mm innerem Durchm. Die bewehrten Körper hatten teils quadratischen, teils rechteckigen Querschnitt. Im ersten Falle 4 übereck gestellt, bezw. 8 Längsrundeisen von 18 mm Durchm. ohne Bügel, 8 Längsrundeisen mit unter 45° geneigter Spiralschnürung von 7 mm Durchm. und 4 übereck und in der Längsrichtung im Prisma diagonal gestellte Rundeisen von 18 mm Durchm. Die Stäbe rechteckigen Querschnittes von 420 · 210 mm Kantenlänge wiesen 4 übereck gestellte, bezw. 6 Längsrundeisen ohne Bügel bezw. 6 Längsrundeisen mit Spiralschnürung wie vor auf. Die Zusammensetzung des Betons war dieselbe wie bei den Vorversuchen und es wurden aus demselben Material 30 cm Würfel zur Ermittlung der Druckfestigkeit (i. M. 248 kg/qcm), Prismen mit quadratischem Querschnitt (20 cm) von 80 cm Höhe zur Ermittlung der gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen und Zugkörper (20 cm Kante) zur Ermittlung der Dehnungen desgl. hergestellt. Das Alter der Versuchskörper war wieder 45 Tage. An den Torsionskörpern wurden das Ribbildungsmoment und das Bruchmoment beobachtet, ferner die gesamten bleibenden und federnden Verdrehungen zweier um 70 cm von einander entfernter Querschnitte.

Bei den nicht bewehrten Körpern fallen Ribbildungsmoment und Bruchmoment zusammen. Die Berechnung der Drehungsfestigkeit  $K_d$  (nach Formeln, die streng genommen nur unter der für Beton tatsächlich nicht zutreffenden Voraussetzung gelten, daß der Dehnungskoeffizient konstant bleibt, also Proportionalität zwischen Spannungen und Dehnungen besteht) ergab folgende Zahlen:

der Tabelle ist auch das Verhältnis der Drehungsfestigkeit zur Würfelstärke angegeben.

Das Ribbildungsmoment der bewehrten Körper ergab sich größer als bei den nicht bewehrten, jedoch bei den nur mit Längseisen armierten in nur geringem Maße. Das Verhältnis war hier nur 1,06 bzw. 1,10:1 für 4 bzw. 6 Längseisen, während es auf 2,5:1 bei den Körpern mit Spiralarmerung stieg. Zwischen Ribbildungsmoment und Bruchmoment zeigte sich für die nur mit Längseisen oder mit diagonal in der Längsrichtung verlegten Eisen armierten Körpern fast kein Unterschied, dagegen ist das Bruchmoment der Körper mit Spiralarmerung sehr wesentlich größer, 55% bei quadratischen, 71% bei rechteckigem Querschnitt.

Die gesamten, bleibenden und federnden Verdrehungen unter demselben Moment sind bei den bewehrten Körpern im Durchschnitt etwas kleiner ausgefallen als bei den nicht bewehrten. Dagegen ist die zulässige gesamte Verdrehung bis zur ersten Ribbildung größer als bei den nichtbewehrten. Sie beträgt z. B., wenn die letztere gleich 1 gesetzt wird, für den Stab mit 8 bzw. 6 Längseisen und Spiralen 1,84 bei den quadratischen und 1,50 bei den rechteckigen Körpern.

Die mit zahlreichen Tabellen und Abbildungen ausgestattete Schrift bildet einen neuen wichtigen Beitrag zu unserer Kenntnis der Eigenschaften des Eisenbetons. —

### Vermischtes.

**Verbundrohr.** D. R. P. 239172 für Rudolf Schaar in Nikolassee bei Berlin. Die Erfindung erstreckt sich auf aus verschiedener Schichtung gebildete Eisenbetonröhren, sogen. Verbundröhren, deren Eisenbewehrung zwischen der äußeren und der für diese als Kernform dienenden inneren Schale so angeordnet ist, daß sie dem Verlauf

der Zugspannungen entspricht. Damit die Eisenbewehrung in einfacher Weise richtig eingelagert werden kann, erhält die innere Schale zur Rohrachse parallele Außenrippen, deren Höhe so bemessen ist, daß die hohl liegende Eisenbewehrung die aus dem Verlauf der Zugspannungen sich ergebende richtige Lage im Rohrquerschnitt einnimmt. Durch diese Anordnung wird eine innige Verbindung der Außenschale mit der Eisenbewehrung und der Außenschale mit der Innenschale begünstigt. Je nach Umständen bleibt die fabrikmäßige Anfertigung auf

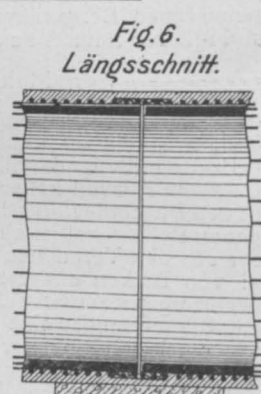
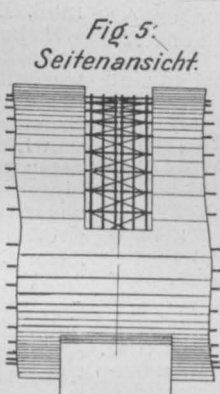
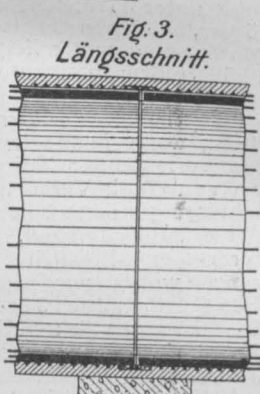
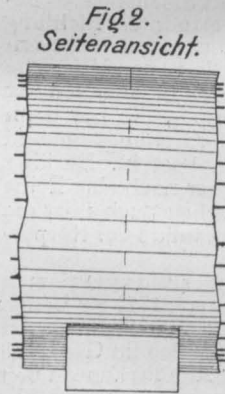
die innere Schale beschränkt oder es werden die Röhren vor dem Verlegen im Ganzen fertig gestellt. Im ersten, in den Abbildgn. 1—3 dargestellten Falle werden die aneinander stoßenden inneren Schalen für sich verlegt und, nachdem die einander berührenden Eisen-Einlagen mit Draht verflochten sind, mit einer fugenlosen Betonschicht, der äußeren Schale, überzogen. Im zweiten, in Abb. 4—6 veranschaulichten Falle werden die äußeren Schalen auf beiden Seiten etwas kürzer gehalten als die inneren und es erfolgt die Stoßdeckung, nachdem die einander berührenden Eisen-Einlagen miteinander verflochten sind, durch Ausfüllung der zwischen den Außenschalen verbliebenen Lücken mit Beton. Die Stoßstellen werden in bekannter Weise durch Sohlbänke unterstützt. — G.

Inhalt: Die Wandelhalle auf der Insel Borkum. — Eisenbetonumschnürte Steinzeugröhren großer Lichtweiten als Ersatz für Kanäle aus Stampfbeton oder Mauerwerk. (Schluß). — Literatur. — Vermischtes. —

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



Verbundrohr.  
D. R. P. 239172.



Querschnittsform	$K_d$	Verhältnis der $K_d$	$K_d:Z$	$K_d:K_w$
quadratisch. Querschnitt	30,4 kg/qcm	1,78	1,63	0,12
rechteckiger Querschnitt	32,5 kg/qcm	1,90	1,75	0,13
kreisförmig. Querschnitt	25,6 kg/qcm	1,50	1,38	0,10
ringförmiger Querschnitt	17,1 kg/qcm	1	0,92	0,07

Wie ausgeführt wird, zeigen die Zahlen der Verdrehungsfestigkeiten also Abweichungen in derselben Richtung, in welcher sie bei i. J. 1888 durchgeführten Verdrehungsversuchen mit Gußeisen ermittelt wurden. Sie werden z. T. darauf zurückgeführt, daß der Dehnungskoeffizient bei Beton mit wachsender Spannung zunimmt wie beim Gußeisen. Das Verhältnis der gemessenen gesamten Verdrehungen unmittelbar vor der Zerstörung des Körpers stimmt angenähert überein mit dem Verhältnis der Drehungsfestigkeiten. Die Zugfestigkeit des Betons ist i. M. zu 18,6 kg/qcm aus den Zugkörpern ermittelt worden. Auch hier gilt bezüglich des Verhältnisses zur Dehnungsfestigkeit ähnliches wie beim Gußeisen. In



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 17.

### Die Wandelhalle auf der Insel Borkum. (Schluß.)

#### II. Die konstruktive Durchbildung in Eisenbeton.

Von Ob.-Ing. Alfons Ritter, Ingenieur der Beton- und Eisenbeton-Unternehmung Paul Kossel & Cie. in Bremen.



anschließend an die Veröffentlichung der allgemeinen Anlage und architektonischen Ausgestaltung dieses Baues in No. 16 der „Mitteilungen“ sei im Folgenden eine Beschreibung der zur Ausführung gelangten Eisenbeton-Konstruktionen der Wandelhalle und damit ein vollkommenes Bild der Eigenart

dieses Bauwerkes gegeben, die sich durch die ausschließliche Verwendung des Betons zur Schaffung der Architektur und der tragenden Konstruktion ergab. Erst in wenigen Fällen ist der Beton in diesem Maßstabe für rein architektonische Bauwerke herangezogen worden, er zeigt aber gerade hier seine vorzügliche Eignung dafür. Seine unbeschränkte Formungsfähigkeit und große Wetterbeständigkeit, sowie die rasche Herstellungsweise ließen ihn in diesem Falle von vornherein als geeignetstes Material erscheinen.

An der Stelle der Wandelhalle lag bisher eine flach gegen die Strandmauer abfallende Düne, die auf etwa 200 m abgetragen werden mußte (siehe Ab-

bild. 2 in No. 16, Schnitt durch den Mittelraum). Es waren etwa 40000 cbm Erde zu bewegen, die auf einer Gerüstbrücke unmittelbar ins Meer geschafft wurde, wo sie die Wellen allmählich einebnete.

In gleichem Maße wie die Erdarbeiten wurden die Schalungs- und Betonarbeiten gefördert, da nur eine sehr kurze Bauzeit zur Verfügung stand. Am 15. März begannen die Erdarbeiten, Anfang April wurden am linken Flügel die Fundamente angelegt, am 1. Juni waren sämtliche Betonarbeiten der Wandelhalle beendet. Die Bearbeitung des Vorsatzbetons, die Installations- und Putzarbeiten und das Verlegen der Zement-Abdeckplatten dauerten bis Mitte Juli.

Die Konstruktion der Halle ist aus den in No. 16 vorausgeschickten Abbildungen 1 und 2, sowie aus den Abbildungen 8—12 zu ersehen, welche den Grundriß der Wandelhalle mit eingetragener Deckenkonstruktion, die Binderausbildung und die Konstruktion der Hinterwand wiedergeben. Die Deckenplatte (Abbild. 8, S. 131) ist eine eingespannte Viktoriadecke mit durchlaufender Stahldraht-Armierung. Die Unterzüge haben meist beträchtliche Abmessungen, da die Stützweiten und die Belastungen groß sind und ferner Rücksicht auf die kräftigen Pfeiler und eine gute



Abbildung 14. Gesamtansicht der im Bau begriffenen Wandelhalle. Aufstellung der Fassaden-Schalung.



Trägheitsmoment des Stabzuges bezogen auf die  $x$ -Achse:

$$T_x = \int_0^l y^2 ds = 2 \cdot \frac{h^3}{3} + l \cdot h^2 = 2 \cdot \frac{5^3}{3} + 8,45 \cdot 5^2 = 294,5 \text{ m}^3$$

$$X_1 = \frac{490\,000}{294,5} = 1660 \text{ kg.}$$

Das Eckmoment

$$M_E = -X_1 \cdot h = 1660 \cdot 5 = -8300 \text{ kgm,}$$

das Größtmoment im Riegel

$$M_1 = M - X_1 h = 17400 - 8300 = 9100 \text{ kgm,}$$

die lotrechten Auflagerdrucke

$$A_1 = B_1 = 1912 \cdot \frac{8,45}{2} = 8225 \text{ kg.}$$

2. Belastungsfall. Belastung des Riegels für 1 m:

Eigengewicht der Deckenkonstruktion = 1942 kg/m

Nutzlast (Menschengedränge)  $400 \cdot 3,26 = 1304 \text{ kg/m}$

$$3246 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot 3246 \cdot 8,45^2 = 28900 \text{ kgm,}$$

$$S_x = \frac{2}{3} \cdot 28900 \cdot 8,45 \cdot 5 = 815000 \text{ kgm}^3,$$

$$X_2 = \frac{815000}{294,5} = 2775 \text{ kg,}$$

$$M_E = 2775 \cdot 5 = -13875 \text{ kgm,}$$

$$M_2 = 28900 - 13875 = 15025 \text{ kgm,}$$

$$A_2 = B_2 = 3246 \cdot \frac{8,45}{2} = 13750 \text{ kg.}$$

3. Belastungsfall. Der wagrechte Erddruck für 1 m ist:

$$E = \frac{1}{2} (h^2 + 2h h_1) g t g^2 \frac{q'}{2},$$

$$h = 5,45 \text{ m, } h_1 = \frac{400}{1800} = 0,22 \text{ m.}$$

$$g = 1800 \text{ kg/m}^3, t g^2 \frac{q'}{2} = 0,25,$$

$$E = \frac{1}{2} (5,45^2 + 2 \cdot 5,45 \cdot 0,22) 1800 \cdot 0,25 = 7250 \text{ kg/m.}$$

Für einen Binder ist:  $E = 3,26 \cdot 7250 = 23800 \text{ kg.}$

Der Angriffspunkt von  $E$  liegt in der Höhe

$$c = \frac{h}{3} \frac{3h_1 + h}{2h_1 + h} = \frac{5,45}{3} \frac{3 \cdot 0,22 + 5,45}{2 \cdot 0,22 + 5,45} = 1,89 \text{ m}$$

vom Gelenk. Der Erddruck im Gelenk ist:

$$e = \frac{2E}{h + h_1} = \frac{2 \cdot 23800}{5,67} = 8400 \text{ kg.}$$

Durch Annahme eines Rollagers an Stelle des rechten Gelenkes wird das System statisch bestimmt. Es sind dann:

$$V = \frac{E \cdot c}{l} = \frac{23800 \cdot 1,89}{8,45} = \pm 5300 \text{ kg und } H = 23800 \text{ kg.}$$

Der rechte, vom Erddruck belastete Stiel wirkt als Kragträger. Der Momentenverlauf ist graphisch ermittelt. Das Belastungsdreieck ist in Einzelkräfte zerlegt,  $e_1$  bis  $e_6$  (Abb. 11). Das rechte Eckmoment beträgt:

$$M_r = E(h - c) = -23800(5 - 1,89) = -74000 \text{ kgm.}$$

Das Moment in der linken Ecke:

$$M_l = M_r + V \cdot l = 74000 + 5300 \cdot 8,45 = -119000 \text{ kgm.}$$

Im linken Stiel ist der Momentenverlauf geradlinig, entsprechend der Gleichung:  $M = -H \cdot y$ .

$$S_x \text{ vom linken Stiel: } \frac{1}{2} \cdot 119000 \cdot 5 \cdot \frac{2}{3} = -993000 \text{ kgm}^3.$$

$$\text{Vom Riegel: } \frac{1}{2} (74000 + 119000) 8,45 \cdot 5 = -4090000 \text{ kgm}^3.$$

$$\text{Vom rechten Stiel (durch Summieren von Teilprodukten)} = -532000 \text{ kgm}^3$$

$$S_x = -5606000 \text{ kgm}^3$$

$$X_E = \frac{5606000}{294,5} = -19050 \text{ kg,}$$

$$M_E = 19050 \cdot 5 = +95250 \text{ kgm;}$$

das Moment in der linken Ecke ist:

$$M_l = -119000 + 95250 = -23750 \text{ kgm,}$$

in der rechten Ecke ist:

$$M_r = -74000 + 95250 = +21250 \text{ kgm.}$$

Im rechten Stiel sind nur positive Momente. Im Riegel gehen die positiven Momente in negative über.

Nachdem so für alle möglichen Belastungsfälle der entsprechende Momentenverlauf ermittelt ist, können die Größtmomente für den Rahmen bestimmt werden. Diese sind: In der linken Ecke:

$$M_{l \max} = -13875 - 23750 = -37626 \text{ kgm,}$$

Im Riegel:  $M_{\max} = +18500 \text{ kgm.}$

In der rechten Ecke:

$$+M_{\max} = +21250 - 8300 = +12950 \text{ kgm,}$$

$$-M_{\max} = -13875 \text{ kgm,}$$

Im rechten Stiel:  $M_{\max} = +20000 \text{ kgm.}$

Nach diesen Momenten und den Normalkräften wurde der Rahmen dimensioniert.

7. September 1912.

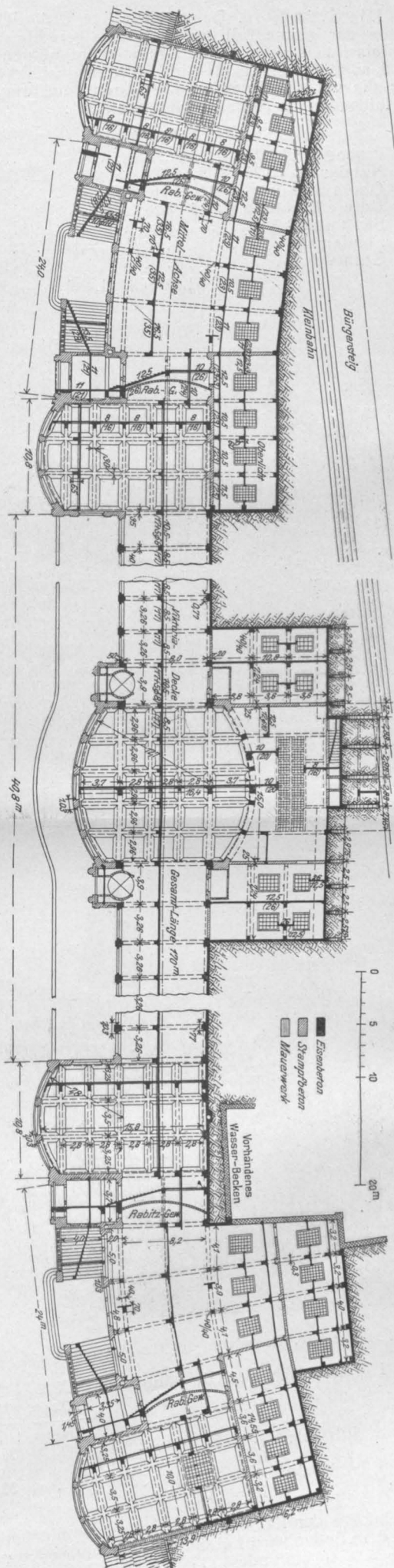


Abbildung 8. Grundriß der Halle mit Eintragung der Decken-Schnitte.

Die Gründung. Da nur einseitiger Erddruck wirkt, ferner der größte Teil des nach links gerichteten Horizontalschubes vom rechten Fundament aufgenommen wird, so mußte dieses als Widerlager ausgebildet werden. Für die verschiedenen ungünstigsten Belastungen sind im folgenden die Auflagerkräfte ermittelt:

Linkes Fundament:

Eigengewicht der Decke . . . . .	8225 kg
Nutzlast $\frac{1}{2} \cdot 3,26 \cdot 8,45 \cdot 400$ . . . . .	5500 "
Obere Brüstung $2 \cdot 0,5 \cdot 3,26 \cdot 2400$ . . . . .	7800 "
Untere Brüstung $1 \cdot 0,5 \cdot 2,26 \cdot 2400$ . . . . .	2715 "
Säule $1450 \cdot 5$ . . . . .	7250 "
Fundament . . . . .	2500 "
Erddruck V . . . . .	5300 "
Lotrechte Last $A_1 = 39\,920$ kg	

men; vorhanden ist  $H_{\max} = 7525$  kg. Das Fundament ist exzentrisch gestellt. Der zulässige Bodendruck ist  $3 \text{ kg/qcm}$ .

Rechtes Fundament:

Eigengewicht der Decke . . . . .	8225 kg
Nutzlast . . . . .	5500 "
Säule $900 \cdot 5$ . . . . .	4500 "
Wandbalken $0,2 \cdot 1 \cdot 2400 \cdot 2,5$ . . . . .	1200 "
Stützmauer $0,225 \cdot 5,5 \cdot 2,5 \cdot 2400$ . . . . .	7450 "
Fundament . . . . .	3000 "
Lotrechte Last $B_1 = 29\,875$ kg	
Horizontalschub: $H_1 = X_2 = 2775$ kg	
Ohne Nutzlast und mit Erddruck:	
$B_2 = 29\,875 - 5500 = 24\,375$ kg	
$H_2 = -19\,050 + 1660 = -17\,390$ kg.	
Die Bodenpressung ist graphisch ermittelt.	

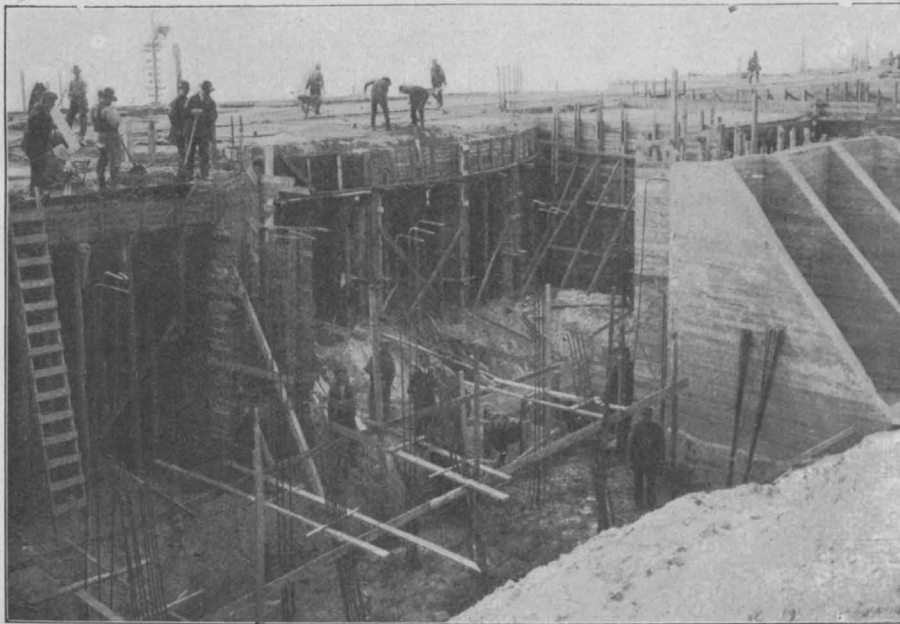


Abbildung 15. Betonieren der Winkel-Stützmauer hinter dem Zentralraum.



Abbildung 16. Betonieren des Hauptgesimses und des Geländers nebst Aufbauten.

Horizontalschub aus Belastungsfall 2: $X_2 = + 2775$ kg	
" " " " 3: $X_3 = + 4750$ "	
$H_1 = + 7525$ kg	
Ohne Nutzlast: $A_2 = 39\,290 - 5500$ . . . . .	$= 33\,790$ kg
$H_2 = 1660 + 4750$ . . . . .	$= 6410$ "
Ohne Erddruck: $A_3 = 39\,290 - 5300$ . . . . .	$= 33\,990$ "
$H_3 = X_2$ . . . . .	$= 2775$ "

Infolge der Reibung zwischen der Fundamentfläche und dem Boden wird bei einem Reibungswinkel  $\varphi = 15^\circ$  ( $\text{tg } \varphi = 0,268$ ) zumindest  $33\,790 \cdot 0,268 = 9000$  kg aufgenom-

Die Stützmauer hinter dem Küchenraum und dem Zentralraum ist wieder auf zwei verschiedene Arten ausgebildet. Hinter den Küchen ist sie als Winkelstützmauer von 6 m Höhe mit Wandrippen und Fundamentplatte, die nach vorne auskragt, konstruiert (vergl. Abbildung 2). Die Rippen-Entfernung ist 2,5 m. Im rückwärtigen Teil des Zentral-Raumes befindet sich ein Keller. Die Stützmauer erreicht hier 8,2 m Höhe, sie ist (vergl. Abbildung 12) einem durch das Gewicht und Erschütterung der Eisenbahn vergrößerten Erddrucke ausgesetzt.

Sie ist als Rippen-Winkel-Stützmauer mit 2,87 m Rippen-Entfernung, 3,75 m breiter Fundamentplatte und einer zweiten Platte in 4 m Höhe über der Sohle ausgeführt. Durch die Anordnung dieser zweiten Platte ist die Resultierende aus sämtlichen äußeren Kräften in die Mitte der Fundamentplatte gezwungen worden, sodaß eine geringe gleichmäßige Bodenbeanspruchung

$$\sigma = \frac{185750}{375 \cdot 287} = 1,73 \text{ kg/qcm}$$

und eine große Standsicherheit erzielt wurden. Die Wandplatte selbst ist überall als teilweise eingespannte Platte berechnet.

Zur Bauausführung sei noch bemerkt, daß die Schalungen der Fassade, die ganz in Vorsatzbeton ausgeführt ist (vergl. Abbildung 13), aus neuem, ungehobeltem Holz bestanden, das aber ganz gerade zugeschnitten war, um scharfe Kanten zu erhalten. Vor dem Betonieren erhielt die Schalung einen Weißkalkanstrich, um ein Anhaften des Vorsatzbetons zu

verhindern. Dieser wurde in 5 cm Stärke vorbetoniert, entweder mit Hilfe einfacher Formbretter aus dünnem Schalholz, oder, wenn die Profile sich ständig wiederholten, mittels 50 cm hoher Blechschablonen.

Die Abdeckung der Decken besteht aus doppelter Papplage mit Asphaltfilzunterlage, einer Schicht Magerbeton, auf welcher mit Längs- und Quergefälle Betonplatten (7 cm stark) verlegt sind. Die untere Promenade erhielt 30 cm Sandbetonschüttung und Betonplatten als Abdeckung. Der Musikpavillon ist



nachstehend beschriebenen etwa 50 Versuche bequem in einem Tage bewältigt werden können. Der umständliche Transport größerer Mengen von Versuchskörpern in oft weitentfernte Laboratorien mit seiner Kosspieligkeit und Bruchgefahr entfällt, und mit ihm das passive Verhalten der Befügten und das lähmende Unsicherheitsgefühl, das so oft die wirksame und rationelle Uebertragung der Versuchsergebnisse in die Praxis erschwert.

Die nachstehend zusammengestellten Versuchsergebnisse mögen zugleich zeigen, in welcher einfacher Weise künftig mittels der Reform-Prüfmaschine die Wahl der günstigsten Zuschläge, Zemente und Mischungsverhältnisse vor Beginn einer Bauausführung rationell bestimmt und dadurch bei gleicher Sicherheit bedeutende Ersparnisse gemacht werden können.

Zu jeder der eingangs erwähnten 9 Versuchsreihen wurden 3 Probekörper angefertigt, im ganzen also 27 Balken von 10cm Breite, mithin 4,25% Armierung. Da Zug- und Druckfestigkeit an jedem Balken gemessen wurden, so ergaben sich 54 Proben. Die nachstehende Tabelle I enthält die Versuchsergebnisse.

Tabelle I.

Zuschlag	Mischung	No.	Festigkeit kg/qcm		Druck Zug	Abweichung der Druckfestigkeit vom Mittelwert kg/qcm	Bemerkungen
			Zug	Druck			
A	1:3	1	47	415	8,8	- 5	1)
		2	25	426	17,0	-	
		3	36	424	11,8	+ 4	
	Mittel	42	420	10,0			
A	1:4 1/2	1	35	337	9,6	- 15	2)
		2	39	360	9,3	+ 8	
		3	39	360	9,3	+ 8	
	Mittel	38	352	9,3			
A	1:6	1	31	293	9,5	- 15	3)
		2	39	315	8,1	+ 7	
		3	-	315	-	+ 7	
	Mittel	35	308	8,8			
B	1:3	1	47	411	8,8	- 9	
		2	48	422	8,9	+ 2	
		3	45	426	9,4	+ 6	
	Mittel	47	420	9,0			
B	1:4 1/2	1	29	339	11,7	- 11	
		2	37	343	9,3	- 7	
		3	38	367	9,7	+ 17	
	Mittel	35	350	10,0			
B	1:6	1	26	272	10,4	-	versehentlich vorher für Demonstrationszwecke verbraucht.
		2	-	-	-	-	
		3	-	-	-	-	
	Mittel	26	272	10,3			
C	1:3	1	42	-	-	-	4)
		2	40	414	10,4	+ 4	
		3	42	406	9,6	- 4	
	Mittel	41	410	9,8			
C	1:4 1/2	1	35	317	9,1	- 5	3)
		2	-	325	-	+ 3	
		3	33	323	9,8	+ 1	
	Mittel	34	322	9,5			
C	1:6	1	22	179	8,2	- 1	5)
		2	22	181	8,3	+ 1	
		3	22	-	-	-	
	Mittel	22	180	8,2			

Bemerkungen zu Tabelle I.

1) Bei den Reformbalken erfolgt die Messung von Zug- und Druckfestigkeit an einem und demselben Probekörper. Fällt das Verhältnis beider Festigkeiten stark abnorm aus, so ist die betr. Probe als unsicher nachgewiesen und wird von der Mittelwertbildung ausgeschlossen. Bei der ganzen Versuchsreihe ist das nur im vorliegenden Falle einmal vorgekommen. Wahrscheinlich hatte hier die Zugfestigkeit durch irgend einen Umstand lokal gelitten.

2) Dieser Körper lag im Freien und war unmittelbar vor der Prüfung durch Regen stark durchnäßt worden. Es scheint sich hier die auch anderorts schon gemachte Wahrnehmung zu bestätigen, daß die Festigkeit des durchnäßten Betons etwas geringer ist.

3) Zur Zugprobe beim Transport beschädigt; für die Druckprobe trotzdem brauchbar.

4) Infolge eines Materialfehlers im Eisen durch vorzeitiges Nachgeben des Eisenbandes unbrauchbar geworden (unter hundert von Proben bisher nur einmal vorgekommen).

5) Versehentlich infolge Einstellung eines zu hohen Belastungsfalles zerstört, ohne daß Spannungsmessung erfolgte.

Wie aus vorstehenden Zahlenangaben ersichtlich, ergeben die Versuche eine große Gleichmäßigkeit. Die größte Abweichung vom Mittelwert beträgt 17 kg/qcm = rd. 5%. Charakteristisch ist die Gegenüberstellung mit dem Ergebnis der Untersuchung des zu den vorliegenden Betonproben verwendeten Zementes durch eine bedeutende staatliche Materialprüfungsanstalt mittels Würfelprobe, deren neuestes, nur kurze Zeit zurückliegendes Zeugnis die betr. Zementfabrik uns vorlegte.

Danach beträgt:

Tabelle II.

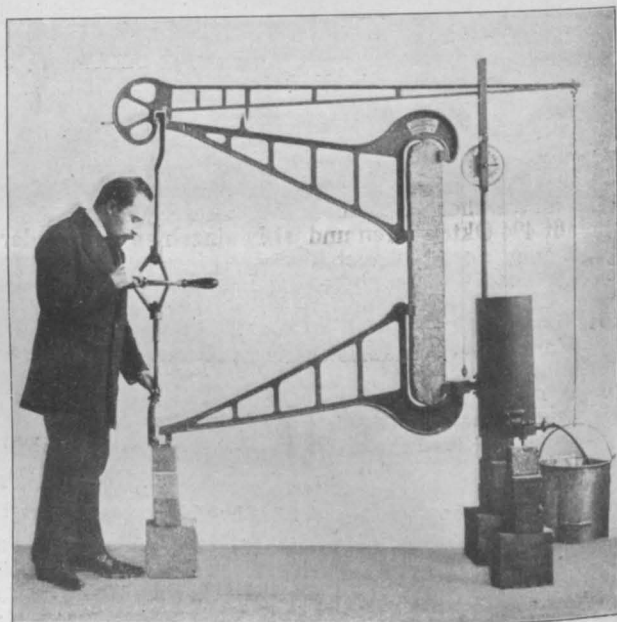
	Materialprüfungsanstalt	Reformprüfmaschine	Bemerkungen
die absolute Festigkeit, Mischung 1:3, Mittel . . .	570 kg/qcm	420 kg/qcm	1)
die größte Abweichung der Einzelergebnisse vom Mittelwert . . . . .	114 kg/qcm	17 kg/qcm	2)
das Mittel aller Abweichungen ohne Rücksicht auf die Vorzeichen . .	38,5 kg/qcm sog. Normen-(Würfel)Probe	6,9 kg/qcm Balkenprobe	3)

Bemerkungen zu vorstehender Tabelle II:

1) Diese Zahlen sind nicht ganz vergleichsfähig, da Zuschlagstoffe und Alter nicht die gleichen waren. Die hohe Zahl der Materialprüfungsanstalt entspricht natürlich den praktischen Verhältnissen nicht, sie müßte eigentlich kleiner sein, weil am Würfel ermittelt.

2) Die Maximalabweichung der Materialprüfungsanstalt war also nicht weniger als  $114:17 = 7$  mal so groß, als diejenige der Reform-Prüfmaschine, obwohl hier Mischung und Herstellung der Proben von Hand, in der Materialprüfungsanstalt aber maschinell erfolgten.

3) Analog war die mittlere Abweichung in der Materialprüfungsanstalt  $38,5:6,9 = 5$  mal so groß, als bei der Reform-Prüfmaschine.



Prüfung mit der „Reform-Prüfmaschine“ von Buchheim & Heister.

In der Folge seien nun noch die wirtschaftlichen Schlüsse mitgeteilt, welche auf der Grundlage des Prüfungsprotokolls möglich sind. Bereits bei Herstellung der Proben war der Materialverbrauch genau gemessen worden, woraus sich dann die Kosten für 1 cbm eingestampften Betons der einzelnen Serien unter Zugrundelegung der betreffenden Materialpreise ergaben (ohne Arbeitslohn). Man erhielt so:

Tabelle III

Serie	Kosten für 1 cbm M.	mittlere Druckfestigkeit	Druckfestigkeit	Mittel	Material
			Kosten		
A 1:3	29,30	420	14,3	13,6	A
A 1:4 1/2	26,00	352	13,5		
A 1:6	23,85	308	12,9		
B 1:3	28,75	420	14,6	14,0	B
B 1:4 1/2	24,40	350	14,3		
B 1:6	21,00	272	13,0		
C 1:3	30,00	410	13,7	11,4	C
C 1:4 1/2	25,90	322	12,4		
C 1:6	22,70	180	8,0		

Hieraus folgt, daß das günstigste Verhältnis von Festigkeit : Kosten, also bei bestimmter Qualität die geringsten Kosten bei Wahl des Zuschlagsmaterials B entstehen. Dieses ist also in erster Linie zu verwenden. Aushilfsweise kann Material A, das sich als annähernd gleichwertig erwiesen hat, in Betracht kommen. Material C (Quetschkies) fällt bedeutend ab und muß ganz ausscheiden, obwohl es vielfach für besonders gut gehalten wird. Zur Erzielung von 300 kg/qcm (ungefährer Mittelwert der bei den verschiedenen Konstruktionsteilen der Stuttgarter Markthalle, als Pfähle, Decken, Stützen, Hallen-Binder usw., in Aussicht genommenen Festigkeiten) benötigt man nach obiger Berechnung einen Kostenaufwand für 1 cbm ohne Arbeitslohn von:

bei Material A = 300 : 13,6 = 22,00 M.,  
 " " B = 300 : 14,0 = 21,40 M.,  
 " " C = 300 : 11,4 = 26,30 M.

Der Unterschied zwischen der billigsten und teuersten Lösung beträgt 4,70 M./cbm, und da es sich im vorliegenden Falle um beiläufig 3000 cbm Eisenbeton handelt, so steht bereits ein Wert von 3000 · 4,7 = rd. 14(0) M. in Frage. Diese Zahlen dürften einen Begriff von der wirtschaftlichen Bedeutung einer sachgemäßen Betonuntersuchung geben, wie sie mit dem bequemen Reformprüfungsverfahren in einfachster Weise durchführbar ist. Bei einer einzigen derartigen Ausführung kann unt. Umst. mehr als das 10fache der ganzen Einrichtungs- und Prüfungskosten des Reformverfahrens auf dem Spiele stehen.

Auch die Hersteller der Zuschlagsmaterialien werden sich derartigen vergleichenden Untersuchungen auf die Dauer nicht verschließen können. Es ist ja nicht ausgeschlossen, daß Veränderungen in der Zusammensetzung und Behandlung der letzteren das Bild wesentlich verschieben können, und es ist klar, daß der Bauunternehmer auch bei größter Sorgfalt nicht alle Möglichkeiten untersuchen kann. Auch für die Zementfabriken ist eine solche Prüfung von großer Bedeutung. Wenn auch vergleichende Zementuntersuchungen dieses Mal nicht vorgenommen wurden\*), so gestattet doch die Bildung der „Material-

Konstanten“ ein gutes Urteil. (Materialkonstante heißt der Quotient aus Festigkeit in kg/qcm, geteilt durch Zementaufwand in kg/cbm, mit anderen Worten „die von je 1 kg Zement erzeugte Druckfestigkeit“. (Vergl. meine erstmalige Erörterung des neuen Begriffes in der Zeitschrift „Armiert Beton“, Heft 6, Jahrg. 1911; Würfelprobe oder Kontrollbalken?) Für das in Betracht kommende Zuschlagsmaterial B ergab sich:

Tabelle IV.

		Zement kg/cbm	Festigkeit kg/qcm	Festigkeit
				Zement
B	für Mischung 1:3	490	420	0,86
	" " 1:4 <sup>1/2</sup>	358	350	0,98
	" " 1:6	271	272	1,00

Es bestätigt sich also wieder der von mir aufgestellte Satz, daß die Festigkeit innerhalb praktischer Grenzen (1:3 liegt schon etwas außerhalb) dem Zementverbrauch unter sonst gleichen Umständen annähernd proportional ist, zugleich aber läßt die für Serie B sich ergebende Materialkonstante einen Schluß auf besondere Güte des verwendeten Zementes zu, da diese sich früher in ähnlichen Verhältnissen um 10% und mehr bei einer Reihe bekannter Zementmarken geringer ergeben hat. Es sei noch bemerkt, daß alle Versuchsmaterialien ganzen Waggonladungen entnommen waren, also auch in dieser Beziehung durchaus den praktischen Verhältnissen entsprachen.

Es darf bei der Umständlichkeit des seitherigen Verfahrens nicht Wunder nehmen, daß Untersuchungen, wie die Eingangs beschriebene, bisher recht selten vorgenommen wurden. Mit Hilfe der Reform-Prüfmaschine lassen sie sich jetzt aber mit Leichtigkeit überall durchführen, helfen Verständnis für den Beton und seine Eigenschaften zu verbreiten, bringen, wie gezeigt, materiellen Nutzen, und verhüten dabei die Verwendung ungeeigneter Betonmaterialien mit all ihren großen Gefahren für die Sicherheit der Bauwerke. —

\*) Solche sind für künftige Fälle ebenfalls in Vorbereitung.

## Literatur.

Das Protokoll der Verhandlungen des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ auf seiner XXXV. Generalversammlung in Berlin vom 29. Februar bis 2. März 1912 ist kürzlich erschienen. Der umfangreiche Bericht umfaßt 494 Oktavseiten und ist in einzelnen der wiedergegebenen Vorträge reich illustriert. Aus dem Inhalt, bezüglich dessen wir auch auf unsere Berichte über die Versammlung in den Nummern 5 und 6 der „Mitteilungen“ 1912 verweisen können, ist namentlich hinzuweisen auf den Bericht der Kommission für Bindezeit und Raumständigkeit, auf die Untersuchungen über den Einfluß des SO<sub>3</sub>-Gehaltes des Portland-Zementes auf seine Festigkeitseigenschaften und sein Verhalten im Meerwasser, auf den vom Verein nunmehr angenommenen Analysengang für die Untersuchung von Portland-Zement, auf die Versuche über das Verhalten von Portland-Zement im Meerwasser. Von den rein wissenschaftlichen Fragen interessieren die über die Konstitution des Portland-Zementes gehaltenen Vorträge, die sich z. T. auf Arbeiten stützen konnten, die im Auftrage des Vereins vom Material-Prüfungsamt Gr.-Lichterfelde ausgeführt wurden. Die übrigen Vorträge, die in dem Protokoll wiedergegeben sind, tragen wirtschaftlichen Charakter oder beziehen sich auf den Betrieb von Zementfabriken. Unter letzteren ist der mit zahlreichen Illustrationen abgedruckte Vortrag über „Moderne Transport-Anlagen in der Ziegel-, Ton- und Zement-Industrie“ auch für den Bauingenieur von Interesse, da diese Einrichtungen sich auch auf ausgedehnten bzw. schwierigen Baustellen zu Material-Transporten mit Erfolg verwenden lassen. —

Veröffentlichungen des „Deutschen Beton-Vereins“. Der „Deutsche Beton-Verein“ gibt, abgesehen von den kürzeren Mitteilungen über im Kreise seiner Mitglieder gesammelte Erfahrungen über bestimmte Anwendungsgebiete des Betons und Eisenbetons, über die wir gelegentlich schon berichten konnten, neuerdings kurze Broschüren heraus, welche die Öffentlichkeit über bestimmte Streitfragen des Beton- und Eisenbetonbaues aufklären, die Kenntnis des größeren Publikums von den Eigenschaften, Vorzügen und Anwendungsmöglichkeiten dieser Baustoffe unterrichten sollen.<sup>1)</sup>

Die erste behandelt die Frage „Eisenbetonbau oder Eisenbau“ (v. J. 1910, Pr. 60 Pf.). Es handelt sich hier um eine Streitschrift, die sich gegen Veröffentlichungen aus dem Kreise der Eisen-Industrie wendet und Ein-

würfe widerlegt, die namentlich gegen die Sicherheit des Eisenbetonbaues erhoben worden sind. Wir haben in dieser Frage beide Seiten in den „Mitteilungen“ mehrmals zu Wort kommen lassen und können auf die früheren Ausführungen, die sich mit dem Inhalt der Broschüre decken, verweisen.

Das zweite Heftchen behandelt die „Feuersicherheit von Beton, Eisenbeton, Eisen und Holz“ (Pr. 1 M.). Die interessanten Untersuchungen gehen zurück auf die bekannten umfangreichen Versuche, die infolge des am 20. April 1891 stattgehabten Brandes eines großen Staatsspeichers im Hamburger Hafen über die Feuersicherheit von Speicherstützen verschiedenen Materiales angestellt worden sind und die geringe Sicherheit der nicht umhüllten Eisenstützen, sowohl in Schmied- wie in Gußeisen, dargetan haben, während gute Ummantelungen, namentlich in Beton, Schutz boten. Holzstützen zeigten sich verhältnismäßig widerstandsfähiger als Eisenstützen für eine längere Zeitdauer. Es werden dann noch eine Anzahl Schadenfeuer in Fabriken usw. mit unverhüllten Eisenkonstruktionen in Wort und Bild erläutert, bei denen die Zerstörung der Eisenkonstruktion auch die der Umfassungsmauern nach sich zog. Bilder von den zerstörten Eisenhallen der Brüsseler Weltausstellung des Jahres 1911 beschließen diesen Teil.

Für das im Ganzen durchaus günstige Verhalten des Betons im Feuer werden Versuche mitgeteilt, die 1908 vom Materialprüfungsamt Gr.-Lichterfelde auf Antrag der kgl. Bergwerksinspektion Rüdersdorf (Mark) ausgeführt worden sind. Hier wurde u. a. Beton und Eisenbeton in Vergleich gestellt mit Granitpfeilern, welch' letztere, wie nach Erfahrung zu erwarten war, dem Feuer nicht widerstanden. Es werden dann auch noch deutsche und außerdeutsche Versuche aus älterer und neuerer Zeit und eine Anzahl von Brandfällen besprochen, welche die Widerstandsfähigkeit des Betons im Feuer, die Möglichkeit, durch ihn den Brandherd zu lokalisieren und die weitere Brauchbarkeit von durch große Schadenfeuer betroffenen Bauten darzutun, nach verhältnismäßig unbedeutenden Ausbesserungsarbeiten an der Oberfläche des Betons.

In einem kleinen Anhang werden die Vorzüge der monolithischen Bauweise in Eisenbeton an dem bekannten Beispiel der infolge nachgiebigen Bodens versackten und schief gestellten und dann wieder gerade gerichteten und in Benutzung genommenen Lagerhäuser in Algier erläutert.

Ebenfalls die Frage der Feuersicherheit behandelt die neueste dieser Broschüren v. J. 1912, welche „die

<sup>1)</sup> Die Broschüren sind im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn in Berlin 1912 erschienen.

Feuersicherheit des Eisenbetons bei den größeren Brandkatastrophen d. J. 1911<sup>2)</sup> behandelt. Besprochen wird hier namentlich der sehr lehrreiche und für die vortrefflichen Eigenschaften des Eisenbetons sprechende Fall des Brandes im Warenhaus Esders in Dresden<sup>2)</sup>, ferner einer Papierfabrik in Arnberg, der Zeiswerke in Jena, eines Oelwerkes in Emmerich. Bei allen diesen Bränden hat sich der Eisenbeton trotz längerer Dauer des Brandes großer Mengen leicht brennbarer Materialien, z. T. trotz Angriffes von beiden Seiten durch die Flammen, bis auf kleinere Beschädigungen an der Oberfläche gut gehalten, das Feuer wurde durch Wände und Decken vollkommen lokalisiert, die Bauten konnten ohne Bedenken weiter benutzt werden. Die Brände haben das Urteil bestätigt, welches das Materialprüfungsamt Groß-Lichterfelde auf Grund seiner Brandversuche für den „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“<sup>3)</sup> gefällt hat, das in folgendem Schlußsatz zusammengefaßt wird: „Im allgemeinen ist nicht anzunehmen, daß ein richtig konstruiertes und gut ausgeführtes Eisenbeton-Gebäude durch ein Schadenfeuer zerstört werden kann. In der Regel werden bei einem örtlichen Brande in einem Betongebäude die dem Brandherd benachbarten Räume ohne Gefahr betreten werden können. Die in solchen Räumen lagernden brennbaren Gegenstände werden in der Regel vom Feuer nicht angegriffen oder geschädigt werden.“ Als ein Beispiel eines Brandes eines Eisenbeton-Gebäudes, bei dem sich größere Schäden ergaben, wird dann der Brand der Opelwerke in Rüsselsheim a. M. v. J. 1911 angeführt. Hier handelte es sich aber einerseits um noch frische, sogar z. T. noch in der Schalung stehende Bauteile, die natürlich durch das im Inneren der Konstruktion verdampfende Wasser zerstört werden mußten, andererseits um nachgewiesenermaßen unsachgemäße Konstruktion, bezw. Zerstörung einer aus Ziegeln gemauerten Stütze, die dann auch in der darauf gelagerten Eisenbetondecke zu Senkungen und Ribbildung führen mußte.

Die letzte der zu besprechenden Broschüren befaßt sich mit dem Thema „Beton- und Eisenbetondecken in landwirtschaftlichen Ställen“ (1912, Pr. 1 M.). Es wird den Beton- und Eisenbetondecken vielfach vorgeworfen, daß sie sich wegen der starken Schwitzwasserbildung nicht zu diesem Zweck eignen. Wenn auch zugegeben werden muß, daß bei den Ziegeldecken infolge des porösen Materials unter sonst gleichen Verhältnissen die Schwitzwasserbildung geringer ist, als bei Massivdecken in Beton, so ist bei sachgemäßer Lüftung, die keinesfalls entbehrt werden kann, und bei Verputzen der Untersicht der Decken mit hydraulischem Kalk-, nicht Zementmörtel, auch bei massiven Beton-Decken die Schwitzwasserbildung soweit herabzudrücken, daß diese auch als Stalldecken verwendbar werden. Das gilt noch mehr von den Decken, die gegen Temperatur-Einfluß von oben besonders isoliert sind, vor allem aber von den Hohldecken in Eisenbeton, die mit untergespannter Decke oder durch Hohlkörper-Konstruktion gebildet werden. Die Broschüre führt die verschiedenen gebräuchlichen und für den vorliegenden Zweck geeigneten Systeme unter Beigabe von Konstruktionszeichnungen im Einzelnen an und kommt zu dem Schluß, daß sich mit ihnen allen Ansprüchen genügende billige Stalldecken herstellen lassen, sodaß der Eisenbeton auch auf diesem Gebiet mit anderen Bauweisen erfolgreich in Wettbewerb treten könne.

Der „Deutsche Beton-Verein“ hat mit diesen Veröffentlichungen aus seinem engeren Arbeitsgebiet einen Weg beschritten, den andere Industriegruppen schon vor ihm gegangen sind. Solange der Boden der Sachlichkeit nicht verlassen wird, können derartige Veröffentlichungen von Praktikern, die der Sache ja schließlich am nächsten stehen, nur mit Freude begrüßt werden.

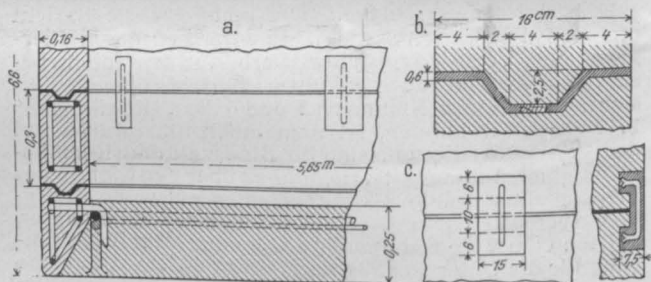
### Vermischtes.

Gärbottiche aus Beton oder Eisenbeton werden nach Erfahrungen, die der „Deutsche Beton-Verein“ aus dem Kreise seiner Mitglieder gesammelt hat, neuerdings statt aus dem teureren Holz, bei sorgfältiger Ausführung und Berücksichtigung der besonderen Bedingungen mit gutem Erfolge auch aus Beton und Eisenbeton hergestellt. Allerdings bedarf der Beton einer inneren Auskleidung, die einerseits den Angriff der sich mit dem Gährungsprozeß bildenden Kohlensäure vom Beton abhält, andererseits verhindert, daß der Zement beim Abbindeprozeß Stoffe abscheidet, die auf die Gärung einwirken und das Bier unbrauchbar machen. Nach anfänglichen Mißerfolgen haben sich brauchbare Verfahren für diese Auskleidung herausgebildet, die allerdings in der Regel geschützt

sind. Die Bottiche müssen folgender Anforderung genügen. Sie müssen gegen inneren Druck und Stöße widerstandsfähig sein, was bei angemessener Ausbildung, namentlich in Eisenbeton ohne Weiteres zu erreichen ist. Der Boden des Behälters muß rau sein, damit die Hefe nicht von dem abziehenden Bier mitgerissen wird. Das Bier soll in solchen Bottichen im allgemeinen nicht höher als 2 m stehen. Die Wände müssen völlig undurchlässig sein und das Bier muß rein bleiben von Abscheidungsstoffen des Zementes. Die Wände sind also besonders zu dichten, die hierbei zu verwendenden Stoffe dürfen aber weder Geschmack noch Geruch besitzen. Oelhaltig darf der Stoff auch nicht sein, da das Bier sonst keinen Schaum behält.

Vielfach wird zu diesem Zweck Paraffin verwendet. Dasselbe erfüllt seine Aufgabe unter der Voraussetzung, daß der Anstrich erst nach völligem Abbinden des Betons aufgebracht wird und daß der Anstrich dauernd auf das Sorgfältigste unterhalten wird. Bei Anstrich auf frischem Beton entstehen leicht Blasen, die dann durch Stöße usw. aufplatzen und den nun frei werdenden Beton den Angriffen der Kohlensäure aussetzen. Die Innenflächen sind daher dauernd gut zu beobachten, sich bildende Blasen mit der Lötlampe nachzudichten. Dadurch ist das Verfahren in den Kreisen der Brauer im allgemeinen wenig beliebt, doch soll es ein besonderes geschütztes Verfahren der Dichtung mit Paraffin geben, das als vorzüglich gerühmt wird. Ebenso sind die Erfahrungen mit anderen Anstrichmaterialien u. a. besonders Ceresit, Durit, Mammutpech und Aquabar wechselnd; auch hier spricht die Sorgfalt der Unterhaltung jedenfalls stark mit. In neuester Zeit hat man Gärbottiche mit Aluminium-Blechen ausgekleidet und damit die besten Erfolge erzielt.

Ueber eine interessante Brunnengründung in Eisenbeton wird im „Engineering“ vom 23. Februar 1912 berichtet. Es handelte sich in diesem Falle um den Bau einer wasserdichten unterirdischen Maschinenkammer, die gleichzeitig als Fundament für ein etwa später auf derselben Stelle zu errichtendes weiteres Bauwerk dienen sollte. Der Untergrund war sehr unsicher. Der Grundwasserstand lag unter normalen Verhältnissen nur 0,45 m unter der Erdgleiche und bei heftigen Regengüssen stieg er sogar bis an die Oberfläche. Unter diesen Verhältnissen wurde Eisenbeton zur Ausführung gewählt. Der Vorteil eines Eisenbetonbehälters besteht darin, daß er wegen



seines geringen Gewichtes eine große Last tragen kann, ohne den Baugrund übermäßig zu beanspruchen. Er kann solche Abmessungen erhalten, daß die Summe aus Eigengewicht und Nutzlast gleich dem Auftrieb ist, daß also die Bodenpressung gleich Null ist.

Im vorliegenden Fall erhielt der Brunnen kreisrunde Form. Der Durchmesser beträgt 5,65 m, die Tiefe 6,60 m. Er wurde aus einzelnen Ringen von 30 cm Höhe und 16 cm Wandstärke aufgebaut. Um ein leichteres Absenken zu ermöglichen, hat der untere Ring (Abb. a) eine Schneide erhalten. Die Einzelheiten der Ausbildung sind aus der Abbildung ersichtlich. Bewehrt sind die Ringe mit vier Rundenisenstäben. Um seitliche Verschiebungen der Ringe zu verhindern, greifen sie mit Nut und Feder derartig in einander ein, daß durch zwischen gelegte Brettstückchen Fugen von 6 mm Weite entstehen, die durch breiartigen Zementmörtel wasserdicht geschlossen werden (Abbildung b). Höhenverschiebungen sind dadurch verhindert worden, daß die Ringe durch Klammern mit einander verankert sind (Abbildung c). Der Aushub im Inneren des Brunnens wurde durch Greifbagger bewirkt. Nachdem der Brunnen bis auf die erforderliche Tiefe von 6,60 m abgesenkt worden war, wurde er unten mit einer netzförmig bewehrten 25 cm starken Eisenbetondecke geschlossen, die mit dem untersten Ringe noch durch Haken verbunden wurde.

S. — S.

Inhalt: Die Wandelhalle auf der Insel Borkum. (Schluß.) — Rationelle Bestimmung der zweckmäßigsten Betonzusammensetzung mittels der „Reform-Prüfmaschine“. — Literatur. — Vermischtes. —

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

<sup>2)</sup> Vergl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1911, Seite 166.  
<sup>3)</sup> Vergl. „Mitteilungen“ Jahrg. 1911, Seite 127.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

IX. JAHRGANG 1912.

NO. 18.

### Der Kämpfersteg über die Rednitz in Fürth i. B.

Entwurf und Ausführung: Gebr. Rank in München. Hierzu die Abbildungen S. 140.



om Stadtbauamt Fürth i. B. war die Erbauung eines Fußgängersteges über die Rednitz in der Nähe der Schießstätte beabsichtigt und das Amt forderte daher in einem beschränkten Ausschreiben im Frühjahr 1911 zur Ausarbeitung und Abgabe eines Entwurfes auf. Dabei sollte das Hauptaugenmerk darauf gerichtet sein, die äußere Gestaltung des Brückchens möglichst dem Landschaftsbilde anzupassen. In welcher Weise diese Aufgabe von der Firma Gebr. Rank in München gelöst wurde, ist aus der Ansicht, Abbildg. 1, und den die Konstruktion darstellenden Abbildgn. 2—5 und 6—8 zu ersehen. Der Entwurf wurde vom Stadtbauamt Fürth zur Ausführung bestimmt und die Arbeiten genannter Bauunternehmung übertragen.

Die Spannweite der gewölbten Brücke beträgt 25 m, die lichte Mindestbreite 2,2 m. Der statischen Berechnung wurden die üblichen Werte zugrunde gelegt, für die Nutzlast durch Menschengedränge durchschnittlich 360 kg/qm, für Winddruck 75 kg/qm; Schneebelastung kam in Wegfall. Die zulässigen Beanspruchungen betragen: für Beton 35 kg/qcm, für das Eisen 1000 kg/qcm.

Da der das ganze Bauwerk charakterisierende Aufbau in der Mitte durch sein Eigengewicht als Einzelast sich sehr beträchtlich bemerkbar machte, wurde, um die durch das Zusammenwirken von Eigengewicht, Nutzlast und Temperatur unverhältnismäßig großen Abmessungen des Bogens herabzumindern, statt eines eingespannten Bogens die Form eines sol-

chen mit zwei Gelenken gewählt. Dabei ergaben sich im Eisenbetonbogen die immer noch beträchtlichen Stärken von 40 cm im Scheitel und 60 cm im Kämpfer. Die Gelenke selbst bestehen aus zwei sich kreuzenden Rundeiseneinlagen, die im Widerlager und Bogen verankert sind. (Vergl. Abbildung 6.) Die Trennungsfuge wurde in der Mitte mit Bleistreifen ausgelegt und seitlich durch Asphaltfilzpappe ausgeglichen.

Das Material bestand aus Donaukies und Basaltgrus, sowie reinem schönen Sand, der vom Stadtbauamt aus den städtischen Sandgruben geliefert wurde.

Da sich der Baugrund als äußerst schlecht und nicht tragfähig erwies, mußte eine künstliche Gründung vorgesehen werden. Es konnten, da der untere Teil der Widerlager ständig in Grundwasser sich befindet, Holzpfähle zur Verwendung kommen. Ihre Länge betrug durchweg 8—8,5 m bei einem Durchmesser von 25—30 cm. (Vergl. Abbildung 2.)

Der Bau begann Ende September, die sämtlichen



Abbildung 1. Ansicht des fertigen Bauwerkes.

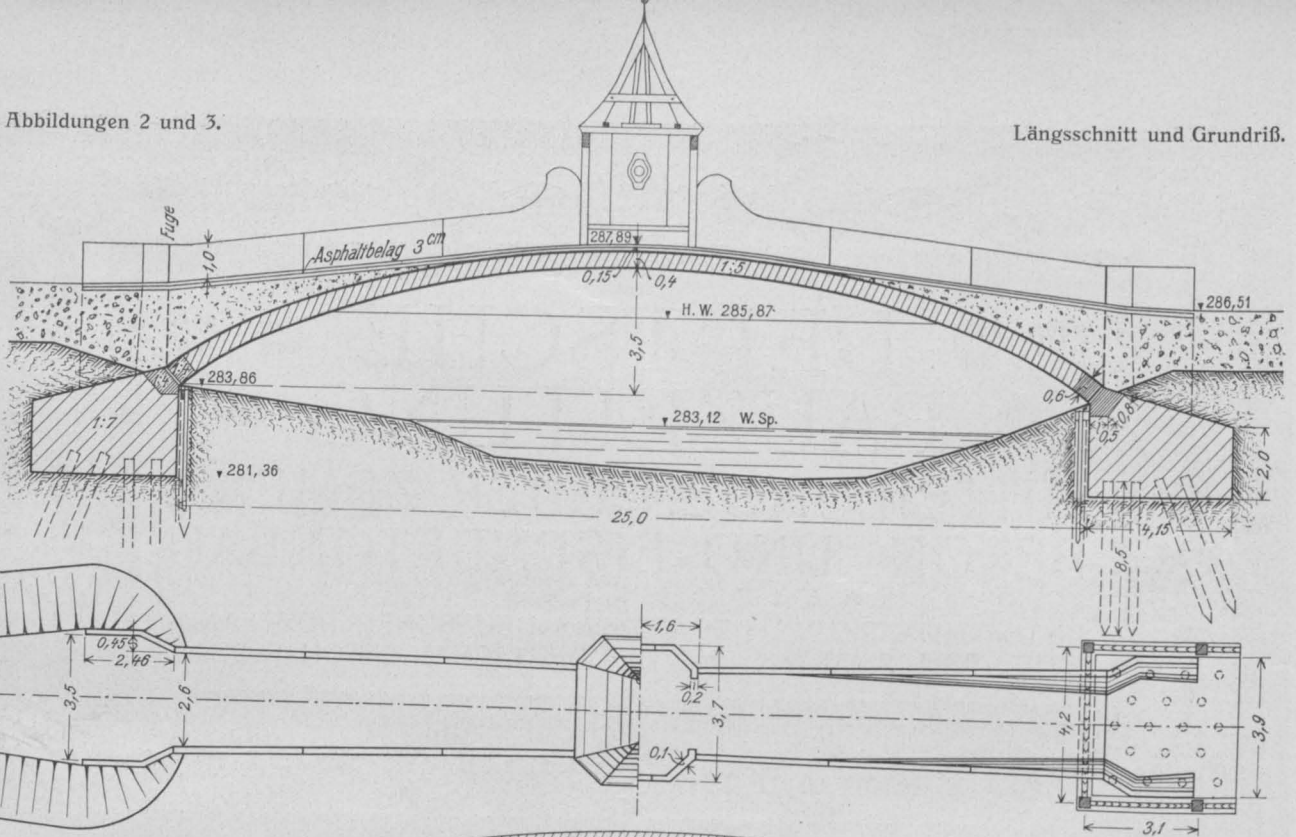


Abbildung 5a und b.

Ausbildung des Lehrgerüsts.

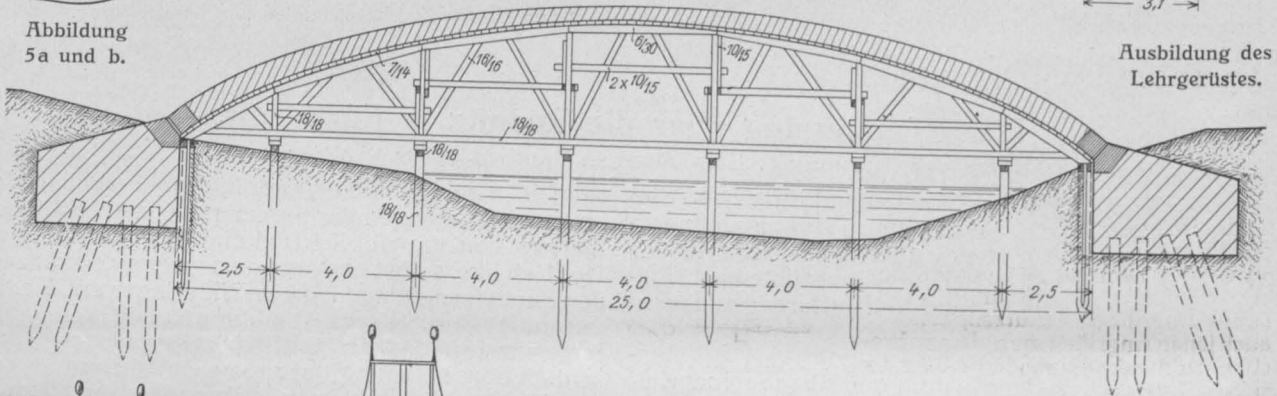


Abbildung 4b.

Abbildung 4a. Querschnitt in Brückenmitte, 4b am Widerlags-Ende.

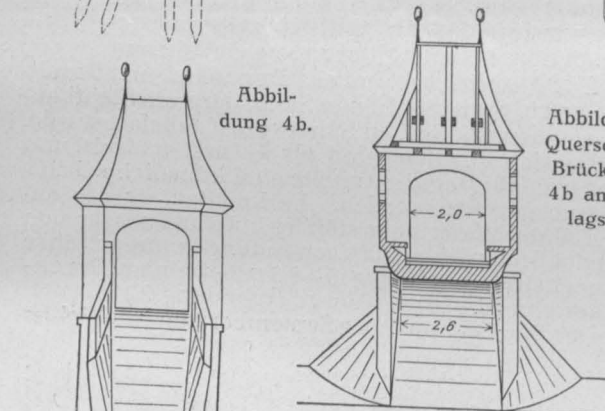


Abb. 5b. Gerüst-Querschnitt.

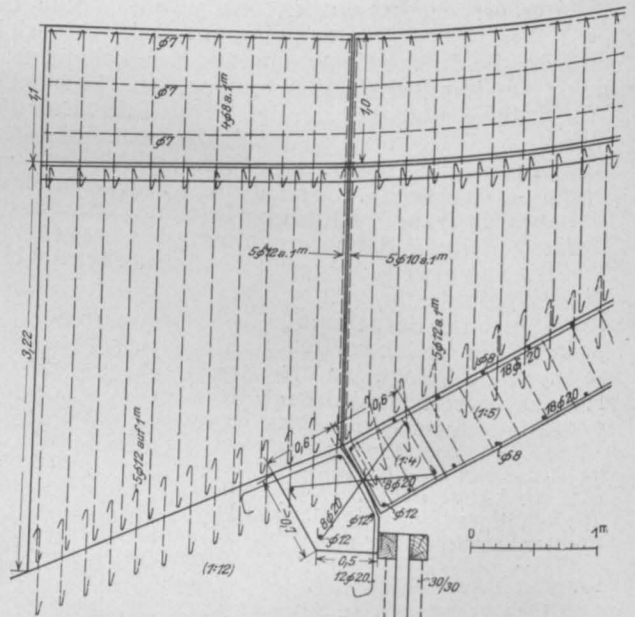
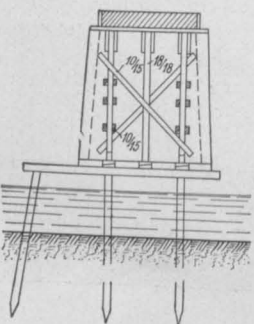
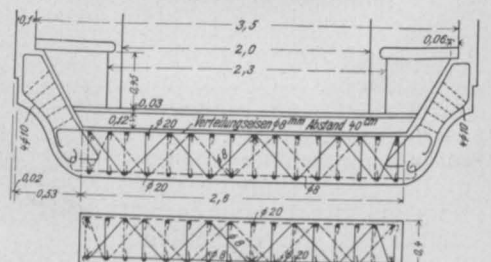


Abbildung 6. Armierung des Bogens und der Stirnen.

Abbildung 7 (rechts). Schnitt im Scheitel.

Abbildung 8 (links). Schnitt vor dem Kämpfer.



Arbeiten waren anfangs Dezember beendet. Der Bogen wurde in einem Guß betoniert. (Vergl. die Abbild. 9 und 10, S. 140 von der Ausführung.) Am 1. Dezember wurde das Lehrgerüst gesenkt. Nach Lösen des Gerüsts war eine Senkung von 10,5 mm wahrzunehmen, die sich nachträglich auf 20 mm erhöhte. Mit dieser Senkung mußte gerechnet werden; sie war durch das Gewicht des Aufbaues in der Mitte des Steges bedingt. Risse oder Sprünge, ein Klaffen der Ge-

lenkfugen oder Setzen der Widerlager konnten nicht wahrgenommen werden.

Das ganze Bauwerk wurde, um ein gleichmäßiges, freundliches Aussehen zu erzielen, an den Sichtflächen sauber abgestockt.

Die anschließenden Rampen und Böschungen wurden von Seiten des Stadtbauamtes ausgeführt. Bei der anfangs Januar vorgenommenen Belastungsprobe traten meßbare Veränderungen nicht auf. —

## Tresoranlagen in Eisenbeton mit besonderer Panzerung.

Von Dipl.-Ing. S. Zipkes in Zürich.

**A**ur Aufbewahrung von Geld und Wertgegenständen verschiedener Art bedient man sich heute gewöhnlich der Kassenschränke oder Mauerschränke; zur Aufbewahrung großer Geld- und Wertvorräte dagegen der Stahlkammern und Tresors. Von jeher wurde versucht, Bareigentum und sonstige Wertvorräte in Sicherheit zu bringen. Die Vorkehrungen, die hierfür in den verschiedenen Zeitaltern der menschlichen Kultur getroffen wurden, sind mannigfach und weisen oft Bemerkenswertes auf, denn neben den kleinen Anlagen zum Schutz des privaten Eigentumes, wie den gewöhnlichen Behältern und Truhen, sind schon im Altertum umfangreiche Bauten erstellt worden, so zur Aufbewahrung von Schätzen der Kirche, der Staaten usw. Mit der gleichen Beharrlichkeit, mit welcher der menschliche Geist den Ausbau derartiger Anlagen zu vervollständigen suchte, wurde aber gleichzeitig eine entgegengesetzte Tätigkeit entfaltet, um die kaum ausgebauten Sicherheits-Vorkehrungen zu zerstören. Auf diesem Gebiete kann die moderne Technik nach beiden Richtungen hin wesentlich Neues aufweisen, denn es galt, diese Anlagen nicht nur gegen gewaltsame oder listige Angriffe zu schützen, sondern auch jenen Angriffen die Spitze zu brechen, zu denen die moderne Technik selbst die Werkzeuge liefert.

In großen und bedeutenden Anlagen, von welchen in der Folge zu berichten sein wird, werden Geld und Vorräte in beweglichen Schränken oder Mauerschränken aufbewahrt, die ihrerseits in Stahlkammern oder Tresors eingebaut werden. Derartiger Anlagen bedient man sich heute zur Aufbewahrung von Wertgegenständen in Bank- und größeren Verwaltungsgebäuden, in Museen, sowie für Bibliotheken, in Urkundenräumen usw. Anlagen dieser Art sind als ein Erzeugnis der modernen Technik anzusehen, jedoch können Räume, die eine absolute Sicherheit gegen Zerstörung bieten, nicht erstellt werden. Zur Zerstörung einer Bauanlage benötigt man, ebenso wie für deren Herstellung, eine gewisse Zeit, und will man ein Maß der Sicherheit einführen, so könnte nach der Länge der für die Zerstörung benötigten Zeit einigermaßen der Grad der Sicherheit bemessen werden.

Tresoranlagen wurden früher in Stein, nachträglich in einer Verbindung von Stein und Metall erstellt; sie hatten namentlich der Durchbruchgefahr Widerstand zu leisten. Mit der Entwicklung der Stahltechnik kam man zur Verwendung von reinen Metall-Anlagen, der sogenannten Stahlkammern, die dann aber nur noch als Panzerung im Inneren von Steinbauten in Frage kamen. Die Stein-Anlagen bestanden in den ersten Zeiten aus Räumen, welche durch starke, mehrere Meter messende Wände umfaßt waren. Böden und Decken waren durch starke Gewölbe gebildet. Später verwendete man dazu scharf gebrannte Backsteine, namentlich aber Klinkersteine.

Um den Durchbruch der Wände zu erschweren, hat man zunächst Eisen in Form von Stäben oder gangbaren Profilen in Mauerwerk versenkt. Aus den Abbildungen 1 bis 3 sind Beispiele dieser Art zu ersehen. Umfassungswände von  $1\frac{1}{2}$ —2 Steine Stärke erhielten in den Fugen

6—12 mm starke, 60—100 mm breite Flacheisen, welche in den Fugen einer jeden Schicht (Abbildung 1) oder nur in den darüber liegenden Fugen (Abbildung 3) hochkantig verlegt wurden. Auch findet man gerade oder gewundene Flacheisen in den wagrechten Fugen verlegt (Abbildung 2 und 4). Die Ausführungen wie in Abbildung 1, 3 und 4 dargestellt, sind derjenigen nach Abbildung 2 vorzuziehen, weil bei letzterer das Eisen durch die Feile leichter angreifbar ist. Zur Erhöhung der Durchbruch-Sicher-

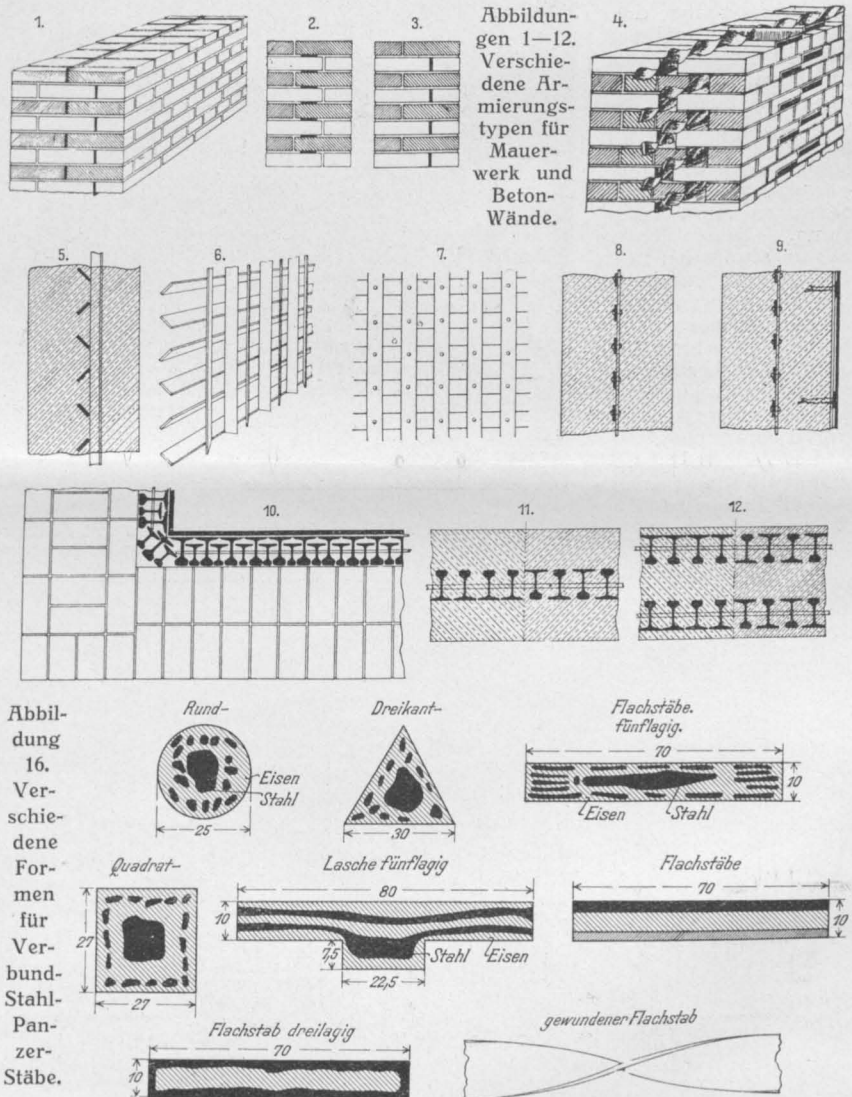


Abbildung 16. Verschiedene Formen für Verbund-Stahl-Panzer-Stäbe.

heit sind dann im Mauerwerk neben Flacheisen noch ein Gitter oder eine Plattenpanzerung verwendet und der ganze Raum ist mit Platten im Inneren beschlagen. Das Gitter (Abbildung 7) war in einem kräftigen Rahmen befestigt und im Mauerwerk verankert, die Platten wurden mittels Schrauben befestigt. Aus Abbildung 10 ist eine Ausführung zu entnehmen, bei welcher im Inneren des Raumes hochstehende, durch starke Quereisen und Bolzen verbundene Schienen angeordnet sind. Die zwei verschiedenen Profile, deren Köpfe einem Erhärtungsprozeß unterworfen waren, sind ineinander gelegt und nach dem Inneren zu mit einer Plattenpanzerung versehen. Einzelne Schienen können demnach nicht herausgerissen werden.

Mit der Anwendung des Betons im Hochbau ging man dazu über, dieses Material für Tresoranlagen zu

verwenden. Bei dieser Ausführungsmethode trat der Vorteil in den Vordergrund, daß beliebig geformte Eisen ohne jede Schwierigkeit versenkt werden können. Umfassungswände aus Beton sind dann mit einer Stärke von 30–60 cm und mehr mit einem Gitterwerk aus Eisen armiert ausgeführt worden. In den Abbildungen 5 und 6 ist ein Gitterwerk aus Flacheisen dargestellt, in welchem die Schienen einer jeden Lage in Neigung verlegt sind, wodurch den Angriffen einer Feile ein größerer Widerstand entgegengesetzt wird. In Abbildung 8 ist eine Betonmauer und in Abbildung 9 eine solche, die noch mit einer inneren Panzerung aus weichen oder harten Hohlplatten versehen ist, wiedergegeben. Endlich sind in Abbildungen 11 und 12 Betonmauern, die mit hochstehenden Schienen armiert sind, dargestellt. Die Schienen können einreihig oder zweireihig verlegt werden und je nach der Bedeutung der Anlage gelangen gebrauchte Eisenbahnschienen oder gewalzte und gehärtete Schienen zur Verwendung. — Neben der Armatur sind auch noch diejenigen Sicherheitsvorkehrungen zu erwähnen, bei welchen in den Mauern Zwischenräume geschaffen werden, und die mit Luft, Sand, Erde oder feuerfestem Material gefüllt sind.

Bei späteren Ausführungen in Beton erhielten die Böden und Decken starke Unterzüge

und heute bedient man sich fast allgemein des Eisenbetons mit besonderer Panzerung.

Mannigfach sind die Bedingungen, welcher eine moderne Tresoranlage zu entsprechen hat; denn sie soll diebes- und feuersicher und imstande sein, große Lasten aufzunehmen, so im Falle eines Brandausbruches oder Einsturzes, ohne in sich selbst einzustürzen, ferner soll sie auch Naturge-

walten wie Wasserandrang und Erdbeben wirksamen Widerstand leisten; auch gegen Feuchtigkeit müssen solche Anlagen besonders geschützt werden. Bei den älteren Ausführungsweisen sind diese Forderungen nicht erfüllt, der absichtlichen Zerstörung stellt der mit einer besonderen Panzerung versehene Eisenbeton dagegen einen Widerstand entgegen, der von keiner anderen Bauart erreicht wird. Zur Erhöhung der Betonfestigkeit kann Porphyrt oder Granit-schotter zur Anwendung gelangen. Ein weiterer, nicht zu unterschätzender Vorteil liegt darin, daß das Eisen in Beton nicht rostet, während das beim Versenken von Eisen in gewöhnlichem Mauerwerk leicht eintreten kann, sodaß die Armierung in absehbarer Zeit unter Umst. keinen wirksamen Widerstand mehr leisten wird. Verfasser hat 2–3 cm starke Platten, die als Panzer in Mauerwerk eingebaut waren, durch Rost ganz

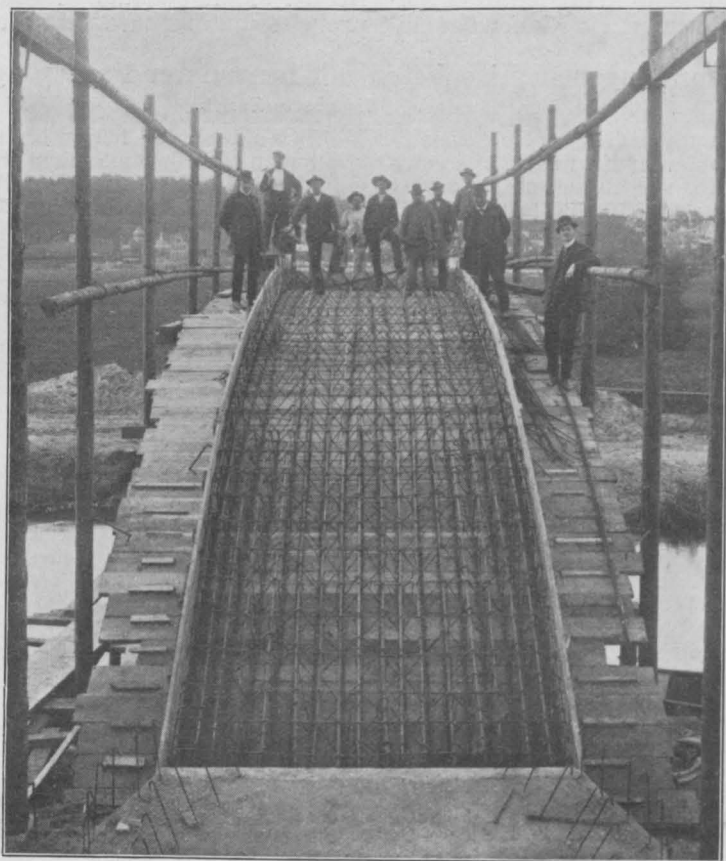


Abbildung 9. Blick auf den Wölbrücken mit den Eiseneinlagen.



Der Kämpfersteg über die Rednitz in Fürth i. B. Abbildung 10. Aufnahme während der Ausführung, Lehrgerüst.

aus Profileisen, zwischen welchen Gewölbe aus Beton eingezogen werden. In die Umfassungswände, Decken und Böden wurden weiche und harte Stahlplatten, die an Eisenträger festgenietet waren und dazu noch zur Isolierung Zwischenräume erhielten, im Beton versenkt — Ausführungen über die noch zu berichten sein wird —

zerstört gefunden. Diese Anlage war also, ohne daß man das vor dem Abbruch irgendwie feststellen konnte, ohne jeden wirksamen Schutz, da die Platten mit einem harten Gegenstand einfach durchstoßen werden konnten.

Dadurch, daß das ganze Bauwerk bei der Ausführung in Eisenbeton aus demselben Material, gleichsam

aus einem Gusse, in monolithischer Bauart zur Ausführung gelangt, bieten Wände, Böden und Decken den gleichen Sicherheitsgrad, was die Gewähr für den Bestand des Bauwerkes erhöht. Die Standfestigkeit gegen seitliche Kräfte ist infolge des eigenartigen Zusammenhanges der verschiedenen Teile eine für alle Fälle ausreichende. Solche Anlagen können beliebig in das Erdgeschoß oder Kellergeschoß verlegt werden. Im ersten Falle bilden der Boden und gegebenenfalls die seitlichen Wände die Tragkonstruktion selbst, im letzteren Falle kann von einer eigentlichen Gründung abgesehen werden. Zwar ist es ein Gebot der Vorsicht, die Fundamente bis auf einen tragfähigen Boden hinabzuführen, wenn dies möglich ist, ferner sind besondere Vorkehrungen zu treffen, um die Unterminierung auszuschließen.

Apparate und zwar elektrische Lütewerke, Glockensignale, Telephon u. a. m.

Tressoranlagen aus Eisenbeton mit besonderer Panzerung bestehen aus der eigentlichen Raumkonstruktion und aus der erwähnten Panzerung. Die Konstruktion besteht aus mit Rundeseisen armiertem Beton. Die Betonmischung muß derart gewählt werden, daß das Mauerwerk eine hohe Druckfestigkeit erlangt. Die Rundeseisen-Armatur hat den Decken, Wänden und Böden die notwendige Biege- und Zugfestigkeit abzugeben. Die Berechnung wie auch die Verteilung dieser Eiseneinlage ist hinreichend bekannt. Auch kann bei der Berechnung der Rundeseisen-Armatur die Panzerung berücksichtigt werden. Aus der Tabelle auf Seite 142 sind die gleichmäßig verteilten Lasten und die Ein-

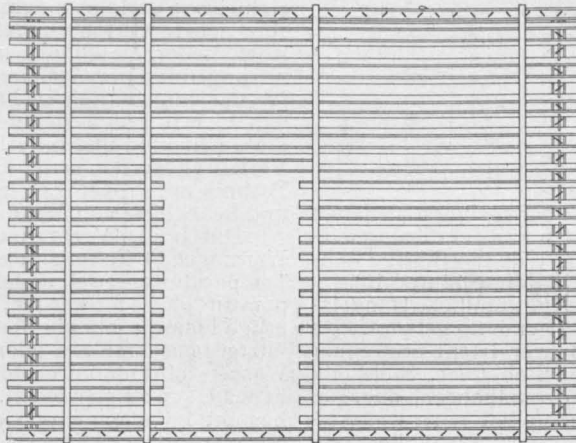


Abbildung 14. Armierung der Stirnwand in Abb. 13.

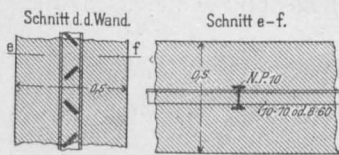


Abbildung 13a. Einzelheiten zur Abbildung 13.

Abbildung 13 (rechts). Gesamtanlage in Grundriß und Schnitten eines Eisenbeton-Tresors mit Gitterpanzerung, ausgeführt für die Toggenburger Bank in Wil (Schweiz).

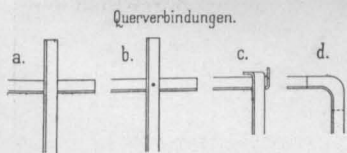
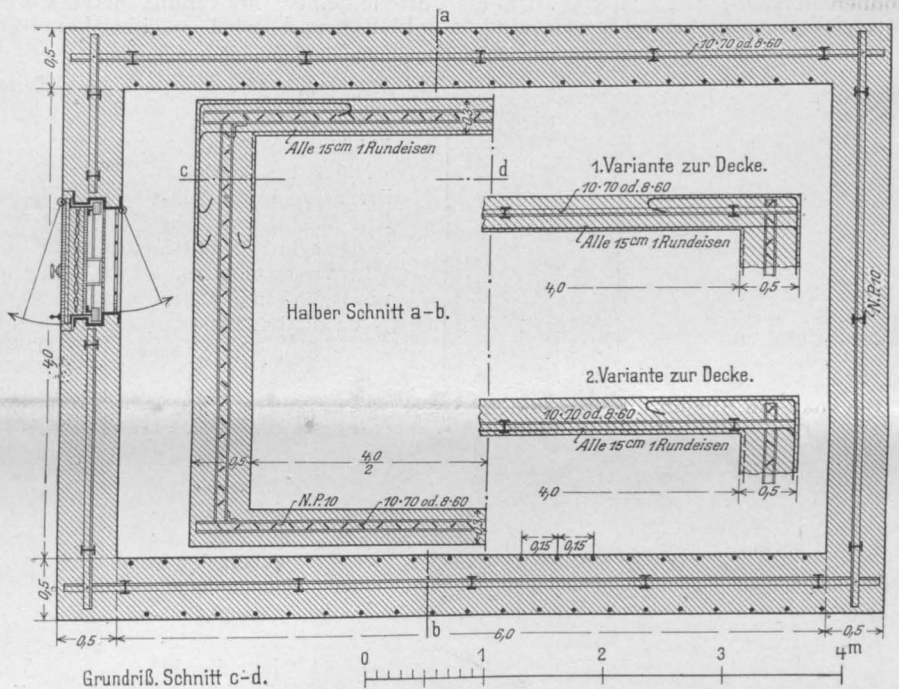


Abbildung 13b. Einzelheiten zur Abbildung 13.



Grundriß. Schnitt c-d.

Aus diesem Grunde sollten Tresor-Kammern derart angelegt werden, daß sie jederzeit von allen Seiten her zugänglich sind; sie werden gewöhnlich von Korridoren umgeben, die ein Wächter oder sogar das gewöhnliche Dienstpersonal auf dem Wege zu den Diensträumen betreten müssen. Die Öffnungen werden gewöhnlich mit zwei (oft drei) Türen versehen: eine äußere, die sogenannte Panzertüre, die nur während der Geschäftsstunden offen bleibt und aus einer leichten inneren, oft Schiebetüre, die gewöhnlich nur beim Betreten des Tresors geöffnet und geschlossen wird. Fenster werden heute nicht mehr angebracht, Ersatz dafür bilden der Ventilator und das elektrische Licht. Als weitere Sicherheitsvorkehrungen dienen Alarm-

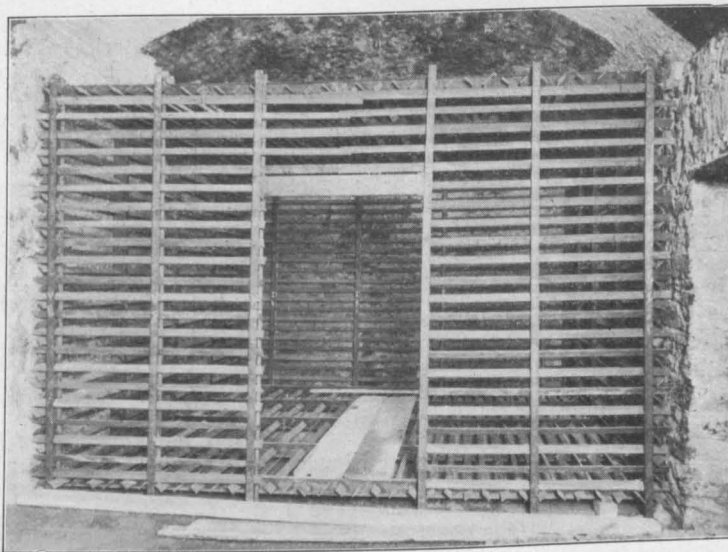


Abbildung 15. Bild der verbundenen Stahlarmierung zu Abbildung 13.

zellanlagen  $P$  zu entnehmen, welche bei der angeführten Stärke, Rundeseisen-Armatur und Panzerung die Wände, Decken und Böden tragen können.

Hierbei betragen für die Decken und Böden die Druckspannungen im Beton  $40 \text{ kg/qcm}$  und die Zugspannungen im Eisen  $600 - 800 \text{ kg/qcm}$ ; in den Wänden errechnet sich die Druckspannung zu  $1,7$  bis  $4 \text{ kg/qcm}$ . Die Tragkraft der Wände ist somit eine wesentlich höhere, wenn die oben getroffenen Annahmen gemacht werden.

Aus den Abbildungen 13a-c ist ein wagrechter und ein lotrechter Schnitt nebst Einzelheiten einer der-

artigen Anlage zu entnehmen. Die Konstruktion in armiertem Beton läßt sich als solche bei Annahme von hinreichend großen Belastungen berechnen und bemessen

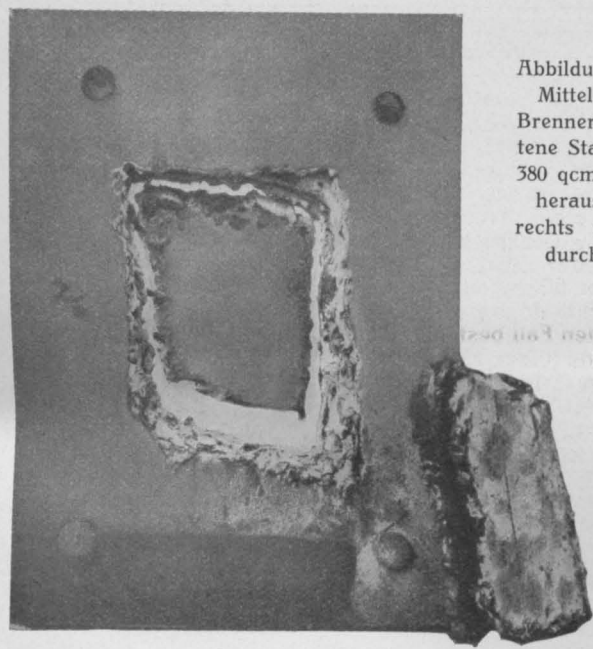
Spannweite m	Dekkenstärke cm	Einlagen und Panzerung	Last für 1 qm t	Einzel- last P t	Wand- stärke cm	Trag- kraft für 1 lfdm.
3	30	8/60 + Durchm. v. 20	11,6	14,5	50	200—320 t
	50	10/70 + Durchm. v. 20	25,4	31,8	80	
4	30	8/60 + Durchm. v. 20	6,5	10,9	50	
	50	10/70 + Durchm. v. 20	14,4	24,0	80	
5	30	8/60 + Durchm. v. 20	4,1	8,7	50	
	50	10/70 + Durchm. v. 20	9,1	19,0	80	
6	30	8/60 + Durchm. v. 20	2,9	7,2	50	
	50	10/70 + Durchm. v. 20	6,3	15,9	80	

und soll in der Folge nur noch auf die verschiedenen Panzerungen, wie auf die Methoden zur Zerstörung derselben näher eingetreten werden. (Die zugehörige Panzerung zu Abbildung 13 zeigen Abbildung 14 und 15).

Als Panzerung ist zunächst das gewöhnliche Handels-Eisen in Form von Stäben zur Verwendung gelangt. Da dieses Eisen durch Feile und Bohrer leicht angreifbar ist, ging man zur Verwendung von Stahl über. Stahl läßt sich im Gegensatz zu Eisen schwer anbohren, dagegen ist er viel brüchiger als Eisen; man hat auch wechselweise Stahl- und Eisenstäbe verlegt. Stahlstäbe und Stahlplatten, wenn sie eine große Härte besitzen, können schon mit dem Hammer zertrümmert werden; weicher Stahl läßt sich leicht anbohren. Um die Vorteile beider Materialien zusammen zu fassen, sind dann Platten und

eines Panzers dienen, die gleichen sein können, wie die zum Schweißen oder Flüssigmachen verwendet werden, und darauf beruhen, eine hohe Temperatur auf kleine Flächen zu konzentrieren. Das mechanische und das elektrische Verfahren kommen hierzu in Frage. Zum mechanischen Verfahren gehören die Anwendungen von Kohlenfeuer, Metallflüssen, Aluminothermie und die Erhitzung mit einer Gasflamme; zum elektrischen Verfahren dasjenige mittels Lichtbogen oder Widerständen. Für den hier in Frage stehenden Zweck kommen wohl nur die Gasflamme und die Aluminothermie in Frage. Beide Verfahren werden sonst auf verschiedenen Gebieten der Technik mit großem Erfolg verwendet, so zum Schweißen und Schneiden von Metallen.

Durch die Verbrennung eines Gases mit hohem Wärmegehalt in reinem Sauerstoff wird eine sehr hohe Temperatur erzeugt, sodaß Metalle auf die Schmelztemperatur gebracht werden, und ist es möglich, eine derartige Flamme auf ein Metall zu richten, dann wird das letztere geschmolzen oder geschnitten. Die Sauerstoff-Wasserstoff-Flamme ermöglicht mit Leichtigkeit, gewöhnliches Eisen zu schneiden. Ein solcher Schneideapparat besteht im allgemeinen aus einer Flasche Wasserstoff, aus einer Flasche Sauerstoff, den dazu gehörigen Schläuchen, dem Brenner und den Reduktionsventilen. Richtet man die Flamme auf das Metall, so ist eine gewisse Zeit notwendig, bis die Verbrennungs-Temperatur erreicht wird nachher benötigt man nicht mehr die gleiche Gas-



Abbildungen 17 und 18.  
Mittels des Fouché-Brenners durchschnittene Stahlplatten (links 380 qcm in 30 Minuten herausgeschmolzen, rechts in 15 Minuten durchgeschmolzen.)



Links:  
Stärkster Stahlpanzer von 35 mm Stärke. (Siemens-Martin-Stahlplatte 10, desgl. gehärtete Stahlplatte 10, Antithermit-Einlage 5, geh. Stahl-Pl. 10, zus. 35 mm.)

Sogen. Fouchésichere Ausführung aus mineralischen Stoffen und durch Stahlschienen armiert.

Stäbe aus zwei übereinander liegenden Schichten von Stahl und Eisen bzw. aus einem Stahlkern mit Eisen ummantelt erstellt worden, es sind dies die sogen. Verbundstahl-(Compound) Panzerplatten bzw. Panzerstäbe. Abbild. 16, S. 139 zeigt die erhältlichen Profile solcher Stäbe. Dieses Material ist sehr widerstandsfähig gegen Anbohren infolge der Stahleinlage und besitzt die nötige Elastizität infolge der Eisenummantelung, um gegen Stöße Widerstand zu leisten. Verbundstahlstäbe lassen sich mit im Handel üblichen Bohrwerkzeugen nicht anbohren und gegen Zertrümmern der Stäbe schützt die weiche Eisen-Einlage. Es können heute stahlbekleidete Eisenplatten (Compound-Panzer) erstellt werden, die eine sehr hohe Widerstandsfähigkeit gegen Durchschlagen besitzen. Bei einem gewissen Gehalt an Nickel und Kohlenstoff wird eine Härte des Stahles erreicht, welche jede Bearbeitung ausschließt. Das Verhältnis der lebendigen Kraft, welche zum Durchschlagen von Platten aus Walzeisen, Stahlplatten und Nickelstahlplatten erforderlich ist, beträgt nach Versuchen 1 : 1,56 : 4,12.

Diese Materialien, welche gegen Bohren, Zertrümmern und Zerreißen die gewünschte Sicherheit vollständig bieten, werden aber durch Verflüssigungsverfahren leicht zerstört. Ein Eisen ist um so leichter schweißbar, je weniger Kohlenstoff und andere Fremdkörper es enthält. Guß- und Roheisen wird bei hohen Temperaturen flüssig und läßt sich somit gar nicht schweißen, der an Kohlenstoff reiche Stahl ist ebenfalls schwer schweißbar. Es folgt hieraus, daß die Methoden, die zur Entfernung

menge, weil das Material selbst einen Teil der Verbrennungswärme liefert. Die Verbrennungswärme von 1 kg Eisen reicht aus, um weitere 4,5 kg Eisen zu schmelzen. Je nach Art der Düsen-Anordnung erreicht man eine Schnittgeschwindigkeit von 18–25 cm in der Minute für Materialstärken bis 120 mm. Mit der Flamme lassen sich somit Durchbohrungen vornehmen und ganze Stücke lösen. Der heute viel verwendete Fouché-Brenner wird statt mit Wasserstoff mit Azetylen gespeist. Die entwickelte Temperatur erreicht 3000–3600°C. Es bestehen etwa 10 verschiedene Brenner, von welchen der stärkste 25 mm starke Eisenbleche zu durchschneiden vermag. Die Kosten des Schneidens sind gering, indem 1 m Schnittlänge für eine 20 mm starke Stahlplatte auf etwa 80 Pfg. zu stehen kommt. Diese Arbeit erfordert 4–6 Minuten. Aus Abbildungen 17 und 18 ist die Wirkung des Fouché-Brenners zu ersehen.

Die oben angeführte aus Eisenstäben bestehende Panzerung kann also mit einer solchen Flamme in kürzester Zeit durchschnitten werden, es bietet aber in solchem Falle die Umhüllung aus Beton, die 30–80 cm und mehr stark gemacht wird und die zuerst durchgemeißelt werden müßte, einen wirksamen Schutz gegen zu schnellen Durchbruch. Starke Platten aus besonderem Hartguß können auch mit den stärksten Fouché-Flammen schwer angegriffen werden. Nach Einwirkung der Fouché-Flamme No. 15 konnte während 5 Minuten nur ein unbedeutendes Stück von etwa 0,5 cm Durchmesser und 3 mm Tiefe geschmolzen werden.

Das Anzünden sowie das Löschen einer solchen Flamme ist von einem heftigen Knall begleitet, sodaß es nicht möglich erscheint, geräuschlos mit derartigen Apparaten zu arbeiten, die außerdem einen sehr großen Verbrauch an Gas erfordern. Es liegen trotzdem Fälle vor, bei welchen dieses Verfahren mit Erfolg bei Einbrüchen in Tresors zur Ausführung gelangte.

Stahl läßt sich ebenfalls mit dieser Flamme schneiden, während man Gußeisen, namentlich aber besondere Hartgußarten, nur schmelzen, aber nicht schneiden kann; es wird daher oft Hartguß und Stahl zugleich verwendet. Für Türen benutzt man daher nach außen eine 10–20 mm starke Platte aus Eisen oder Stahl, hinter welcher eine solche aus Hartguß mit einer Stärke von 50 mm angeordnet wird. Nach innen wird dann die doppelte Platte mit einer starken Betonwand, die mit gewundenen Stäben armiert ist, geschützt.

Das zweite Verfahren, welches zum Durchbrechen verwendet wird, ist dasjenige der Aluminothermie. Dieses Verfahren ist durch Goldschmidt im Jahre 1898 erfunden und dient zum Schweißen und Schneiden einer jeden Art von Eisen und Stahl. Es leistet außerordent-

lich große Dienste in der Marine und überall dort, wo in kürzester Zeit gebrochene Metallstücke wieder geschweißt werden sollen. Das in Form von Pulver erhältliche Thermit wird in Gegenwart des Metalles mittels eines Entzündungsgemisches entzündet; die entwickelte Temperatur erreicht 3000°C, sodaß das Eisen sofort schmilzt. Mit diesem Verfahren können in kürzester Frist ganze Metallstücke verflüssigt werden.

Es sollen hier schließlich noch die Sprengmittel und die elektrischen und chemischen Einwirkungen auf das Eisen und auf den Beton als Zerstörungsverfahren erwähnt werden. Bei guten Türabschlüssen wird es nicht möglich sein, auch mit größeren Sprengladungen, bei welchen der Knall nicht sehr bedeutend ist, einen Durchbruch zu erzielen. Die übrigen Verfahren sind noch zu wenig ausgebildet, als daß von denselben erfolgreicher Gebrauch gemacht werden könnte. Immerhin muß den elektrischen Durchschmelzungen viel Aufmerksamkeit geschenkt werden, weil bereits in Amerika Methoden auftauchen, die auf eine erfolgreiche Entwicklung schließen lassen. Zum Schluß seien noch einige Beispiele neuerer Tresoranlagen vorgeführt. — (Schluß folgt.)

## Literatur.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 15. Versuche über den Einfluß der Elektrizität auf Eisenbeton. Ausgef. in der Großherz. Material-Prüfungsanstalt an der Techn. Hochschule zu Darmstadt i. d. J. 1909–1911. Bericht erstattet von Prof. O. Berndt, Geh. Brt., Vorst. der Mat.-Prüf.-Anstalt, Prof. Dr. K. Wirtz, Geh. Hofrat unter Mitwirkung von Priv.-Doz. Dr.-Ing. E. Preuß. Berlin 1912. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Pr. 4,60 M. —

Während die in Heft 5 der Arbeiten des „Deutschen Ausschusses“ mitgeteilten Versuche derselben Material-Prüfungsanstalt sich mit der Feststellung des elektrischen Widerstandes unbewehrten Betons befaßten, hat diese neue Versuchsreihe den Zweck, den Einfluß der elektrolitischen Wirkung von Gleichstrom auf Eisenbeton und auf das Haftvermögen zwischen Beton und Eisen zu ermitteln und ferner auch die Wirkung von Blitzschlägen und blitzschlagähnlichen Entladungen auf Eisenbeton festzustellen. Die Versuche sind mit würfelförmigen Körpern von 30 cm Kantenlänge im Mischungsverhältnis 1 : 3 : 3 erdfeucht und weich unter Verwendung von Rheinsand und Rheinkies ausgeführt, und es sind 5 verschiedene Elektrodenformen angewendet worden. Die Körper lagerten 28 Tage unter feuchtem Sand und wurden dann unter Strom genommen, wobei sie teils an der Luft, teils in feuchtem Sand, Süßwasser, Salzwasser (mit 3,6 % Chlornatrium entspr. dem Salzgehalt des Meeres) und Kalkwasser (mit 1 % Kalkzusatz) lagerten. Die Elektroden unterschieden sich grundsätzlich dadurch, daß die beiden ersten Formen (Eisenspirale bzw. wellenförmiges Blech) den Körper ganz durchsetzten, sodaß also der Strom lediglich durch das Eisen hindurch geleitet wurde, während die 3 letzten Formen (Rohr und Platte, bzw. 2 Platten) derart in den Beton eingebettet waren, daß der Beton selbst einen Teil des Stromkreises bildete.

Bei den Körpern ersterer Art wurde ein starker Strom (täglich etwa 5 Stunden lang ein Gleichstrom von 8 Ampere) hindurchgeschickt, um den etwaigen Einfluß vabundierender Ströme auf den Beton festzustellen, das Ergebnis war jedoch negativ, denn es zeigte sich keinerlei Einfluß. Bei den Versuchen der zweiten Art wurde ein Gleichstrom von 0,1 Ampere (der mit dem sich ändernden Widerstand der Körper allerdings in den Grenzen 0,075–0,125 Ampere schwankte) dauernd hindurchgeschickt. Die Versuchsdauer betrug 150–300 Tage. Es wurden die Widerstände des Betons in gewissen Zeitabständen ermittelt und die Oberflächen der Körper auf das Auftreten von Rissen sorgfältig beobachtet und der Zeitpunkt der ersten Rißbildung festgestellt. Aus den interessanten Beobachtungen seien hier nur die wichtigsten Ergebnisse mitgeteilt, die sich im Prinzip mit früheren deutschen Versuchen decken, über die Ursachen der Erscheinungen nun aber auch zuverlässigen Aufschluß geben.

Zunächst ist hervorzuheben, daß auch bei diesen Versuchen ein Mürbewerden des Betons durch elektrolitische Wirkung bei keinem Versuchs-Körper beobachtet werden konnte, wie das nach Versuchen amerikanischer Forscher (zuerst von Knudson 1907 behauptet) der Fall sein sollte. Bei allen Lagerungsarten nahm der elektrische Widerstand mit der Dauer des Versuches zu, am meisten bei den an der Luft (durch zunehmende Austrocknung infolge Wärmeentwicklung), am wenigsten bei den unter Wasser gelagerten Probekörpern. Ein Einfluß der Elektrodenform war nicht zu erkennen, ein Unterschied zwischen erdfeuchtem und weichem Beton nur bei Lagerung in feuchtem Sande.

Die ersten Risse traten etwas früher ein bei Salz- und Kalkwasserlagerung als in den 3 anderen Fällen, jedoch war ein wesentlicher Unterschied nicht zu bemerken. Die örtliche Lage und Ausbildung der Risse war unabhängig von der Art der Lagerung, dagegen abhängig von der Elektrodenform und immer ausgehend von der Anode, strahlenförmig, wenn diese durch ein Gasrohr gebildet war, in der Ebene der Anode, wenn diese eine Platte war. Bei allen Versuchskörpern, die nach Beendigung des Versuches zerschlagen wurden, zeigte die Kathode stets reine Eisenoberfläche, während die Anode stark verrostet war.

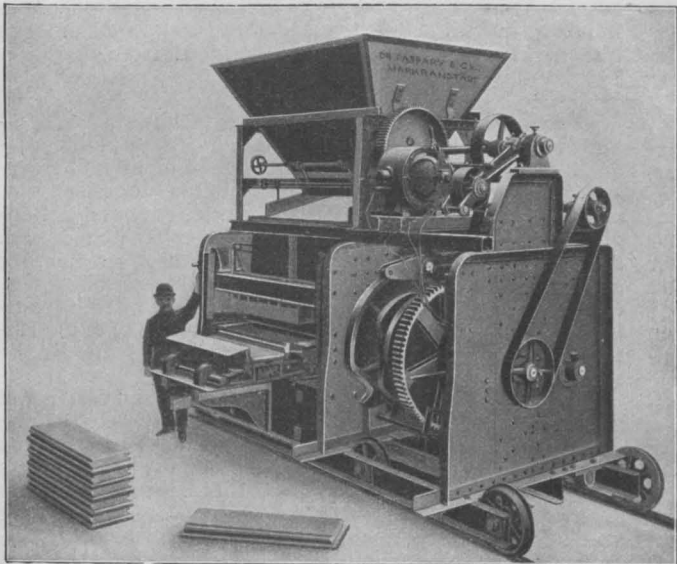
Um den Ursachen der Rißbildung weiter auf den Grund zu gehen, wurden Körper hergestellt, bei denen die eine Elektrode durch Kohle bzw. Graphit, die andere durch Eisen gebildet waren. Nur für den Fall, daß die Anode aus Eisen bestand, zeigten sich Rißbildungen, es kann also weder infolge Innendruck durch die Gasentwicklung von der Elektrode noch durch Spannungen infolge örtlicher Wärmeentwicklung durch den elektrischen Strom die Rißbildung verursacht sein, da diese Ursachen auch für den Fall bestehen bleiben müßten, daß die Kohle die Anode bildet. Um den Einfluß des Gasdruckes noch näher festzustellen, wurden Körper mit einbetonierten, durchlochten Gasrohren hergestellt und diese an eine Druckluftleitung angeschlossen. Schon bei geringem Druck fand ein Entweichen der Luft zwischen Gasrohr und Beton bzw. durch letzteren statt ohne jede Rißbildung. Es bleibt also hier als Ursache der Rißbildung nur eine der Eisen-Anode eigentümliche Eigenschaft, d. h. die Volumenvermehrung durch Rosten des Eisens infolge der Sauerstoffbildung an der Anode, die eine Sprengwirkung auf den Beton ausübt. Diese Wirkung kann aber nur bei Gleichstrom, nicht bei Wechselstrom auftreten, da dort Kathode und Anode dauernd wechseln.

Die Sauerstoffbildung, also damit die Rostbildung, kann ferner nur eintreten, solange der Beton eine gewisse Feuchtigkeit besitzt. Bei der Versuchsspannung von 140 Volt war es bei gut ausgetrocknetem und in trockener Luft lagerndem Beton überhaupt nicht möglich, wegen des hohen elektrischen Leitungs-Widerstandes, den diese Körper dem Strom entgegensetzen, längere Zeit einen Strom von  $\frac{1}{10}$  Ampere hindurch zu schicken. Versuche mit besonders gut ausgetrockneten Körpern zeigten nach Monaten keinerlei Risse, die Stromstärke war aber auch nicht über  $\frac{1}{100}$ – $\frac{1}{200}$  Ampere zu bringen infolge des hohen Leitungs-Widerstandes. Bei gut ausgetrockneten Eisenbetonbauten in trockener Luft ist also Gefahr einer Zerstörung durch elektrolitische Wirkungen nicht zu befürchten.

Bei den Versuchen war bei  $\frac{1}{10}$  Ampere Stromstärke außerdem eine Stromdichte auf der Anode von etwa 50 Milliampere für 1 q<sub>dm</sub> Fläche vorhanden. Eine solche wird aber bei Hochbauten, Brücken usw. nicht auftreten können. Selbst im feuchten Erdreich wird man infolge vabundierender Ströme elektrischer Straßenbahnen nicht mit mehr als 0,75 Milliampere Stromdichte für 1 q<sub>dm</sub> zu rechnen haben (die erfahrungsgemäß noch ohne Gefahr ist für frei im Boden liegende Eisenrohre), da bei höheren Stromdichten seitens der Straßenbahngesellschaften besondere Schutzmaßregeln getroffen werden müssen. Es werden im übrigen noch besondere Versuche über die Einwirkung geringerer Stromstärken angestellt, die bisher bei  $\frac{1}{300}$ – $\frac{1}{1500}$  Ampere und 120 tägiger Dauer keinen Einfluß auf den Beton zeigten.

Ueber die Wirkung von Blitzschlägen usw. sind Laboratoriumsversuche und solche an besonderen Bauwerken angestellt worden. Bei den Laboratoriumsversuchen mit blitzschlagähnlichen Entladungen wurden im trockenen Beton, an den Stellen, wo die Eiseneinlagen unterbrochen sind, also der Strom durch den Beton gehen muß, verglaste Blitzröhren festgestellt, bei feuchtem Beton nicht, da sich hier der Strom über eine größere Fläche verteilt. Ribbildungen oder sonstige schädliche Einwirkungen wurden nicht bemerkt. Ein besonderes Versuchsbauwerk ist bei Kempton a. Rh. aufgestellt worden im Sommer 1911. Ueber Beobachtungsergebnisse konnte aber noch nichts mitgeteilt werden.

Die letzte Untersuchung betrifft den Einfluß des elektrischen Stromes auf das Haftvermögen. Sie wurde angestellt mit Würfeln von 30 cm Kantenlänge mit einbetonierten Rundeisen als Anode, während eine Platte,



Bimssanddielenmaschine von Dr. Gaspary & Co.

die mit dem Würfel in Süß- bzw. Salzwasser getaucht wurde, die Kathode bildete. Die Körper wurden nach 28 Tagen Lagerung unter feuchtem Sand dem Strom von  $\frac{1}{10}$  Ampere 28 Tage ausgesetzt. Dann wurde durch Herausziehen der Gleitwiderstand bestimmt und mit stromlos gebliebenen Kontrollkörpern verglichen. Alle vom Strom durchflossenen Körper zeigten infolge Anrostens und Anschwellens des als Anode dienenden Eisenstabes eine Erhöhung des Gleitwiderstandes um 11–37%. Also auch nach dieser Richtung liegt eine Gefahr des elektrischen Stromes nicht vor.

Ein Grund zu Befürchtungen, wie sie nach den Knudson'schen Versuchen s. Zt. berechtigt erschienen, liegt nach diesen gründlichen Untersuchungen jedenfalls nicht vor, wenn auch Vorsicht da geboten erscheint, wo Starkstromleitungen mit dem Eisenbeton in Berührung kommen, damit nicht ein unmittelbarer Stromübergang auf die Eiseneinlagen stattfinden kann. —

### Vermischtes.

**Einwirkung von Sauerkraut auf Beton.** Der „Deutsche Beton-Verein“ hat Ende v. J. unter seinen Mitgliedern eine Rundfrage veranstaltet, um die praktischen Erfahrungen festzustellen, die nach dieser Richtung gemacht worden sind. Die eingegangenen Antworten lassen eine erschöpfende Beurteilung der in Rede stehenden Frage jedoch nicht zu. Die wenigen Äußerungen gipfeln darin, daß als sicher angenommen werden kann, daß Beton oder Eisenbeton in ungeschütztem Zustand durch Sauerkraut angegriffen und zerstört wird. Bei der Gärung des Sauerkrautes bildet sich in der Hauptsache Milchsäure. Diese Milchsäure setzt sich mit dem Kalk des Zementes in milchsäuren Kalk um, wodurch allmählich eine Zerstörung des Betons erfolgt. Außerdem wird durch dieses Zersetzungsprodukt, welches sich in geringem Maße auflöst, der Geschmack des Sauerkrautes sehr beeinträchtigt. Wenn sich trotzdem Betonbehälter zur Herstellung und Aufbewahrung von Sauerkraut gut erhalten haben, so lag dies an der Wahl des Materials für die innere Auskleidung. Nach den uns vorliegenden Mitteilungen haben sich Schutzanstriche mit Keßler'schen Fluaten und innere Vertäfelungen mit Pitchpine-Holz gut bewährt. Empfohlen wird weiterhin als wahrscheinlich gut und haltbar das

Auskleiden der Innenflächen mit glasierten Tonplatten bei engen Fugen, wie es bei Weinbehältern geschieht, sowie ein Schutzanstrich mit säurefestem Material, etwa Inertol usw. —

**Bimssanddielenmaschine.** Von der Firma Dr. Gaspary & Co. in Markranstädt bei Leipzig erhalten wir nachstehende Mitteilung: Im Neuwieder Becken wurde im vergangenen Jahr eine Bimssanddielenmaschine für Kraftbetrieb aufgestellt, deren Konstruktion sich von den bekannten Dielenmaschinen-Ausführungen wesentlich unterscheidet. Es werden mit derselben Dielen der genannten Art 106 cm lang, 28 cm breit und 5–9 cm stark je nach Wunsch hergestellt. Infolge des großen Volumens des Rohmaterials ist ein entsprechend großer Vorrats-Trichter erforderlich, sodaß die Maschine sich ziemlich hoch aufbaut. Um ein Verschmutzen der Antriebs-elemente zu verhindern, wurde der Antrieb neben den eigentlichen Stampf- und Füllmechanismus verlegt. Da es für die Schnelligkeit des Absetzens der frischen Formlinge von Wichtigkeit ist, daß letztere nicht erst weit getragen zu werden brauchen, so wurde die ganze Stampfmaschine durch Hand fahrbar angeordnet. Dies bedingt wiederum elektrischen Antrieb der Maschine durch einen auf ihr eingebauten Motor. Der Arbeitsvorgang selbst vollzieht sich in der Weise, daß ein fahrbarer Formkasten zwischen der Stampf- und Aushebestelle hin- und hergleitet. Er erhält seine Füllung durch einen Füllrahmen, welcher sich zwischen Vorratsrichter und Stampfstelle hin und zurück bewegt. Die Stampfschläge, deren Anzahl regulierbar ist, fängt ein entsprechend starker Amboß auf. Der Formkasten hat bewegliche Längswände, welche der Bimssanddielen die Nut und Feder geben. Er fährt an der Stampfstelle zwischen feststehenden Querwänden, die ihn seitlich abschließen. Als Unterlage für die Dielen dienen entsprechend lange Bretter, die jeweilig vor Füllen des Kastens eingelegt werden. Für die Bewegungen des Formkastens, des Füllrahmens und des Stampfers wurden untereinander unabhängige Kurvantriebe vorgesehen. Eine durch einen Fußhebel betätigte Momentauslösung läßt sofort die Maschine stehen, wenn eine unvorhergesehene Störung eintreten sollte, und durch eine besondere Handausrückvorrichtung kann die Stampfertätigkeit allein still gelegt werden. Größere Schwierigkeiten waren bei der erforderlichen gleichmäßigen Materialzuführung in den Füllrahmen zu überwinden. Auch die Materialzuführung in den Vorratsrichter selbst bedurfte einer eigenartigen Lösung, die man dadurch fand, daß man die Stampfmaschine an einer entsprechend hohen gemauerten Wand entlang führte und ihr das Formgut durch Kippwagen zubringt, die oben auf der Mauer entlang fahren und das Mischgut von einer ebenfalls oben, aber feststehenden Mischmaschine erhalten.

Zur Bedienung der Dielenmaschine, die eine Antriebskraft von rd. 8 PS. erfordert, sind zwei Arbeiter nötig, welche jeweilig ein Brett einzulegen haben und es bald darnach mit einer fertigen Bimssanddielen darauf aus dem Kasten wieder ausheben. Die Pausen zwischen dem Vor- und Zurückgehen des Kastens sind so bemessen, daß die Arbeiter ihre Tätigkeit ohne Ueberanstrengung ausüben können. Der Formrahmen fährt mit dem eingelegten Unterlagsbrett über den Amboß. Hierbei schließen sich die aufgeklappten Längswände. Alsdann überfährt der Füllrahmen den Formkasten und läßt eine abgemessene Menge Material in letzteren hinein gelangen. Hierauf erfolgt der Vorverdichtungsschlag durch den Füllrahmen hindurch. Nach Hochgehen des Schlagstempels fährt der Füllrahmen entleert zurück unter den nunmehr wieder geöffneten Vorratsrichter, um sich hier erneut zu füllen. Inzwischen setzt der Schlagstempel seine das Material verdichtende Tätigkeit fort und schaltet selbsttätig nach einer bestimmten Anzahl von Schlägen aus. Der Formkasten fährt nun wieder vom Amboß nach vorn, die Seitenwände öffnen sich auf diesem Wege und ermöglichen es den beiden Arbeitern, die fertige Dielen anzufassen und auszuheben. Die Maschine leistet 500 qm Bimssanddielen für den Tag. Sie wurde konstruiert von der Maschinenfabrik Dr. Gaspary & Co. in Markranstädt bei Leipzig und in deren Fabrik ausgeführt unter Berücksichtigung der Angaben der Besteller, die sich besonders mit der Herstellung von Bimssanddielen beschäftigen. —

Ing. H. König.

Inhalt: Der Käppnersteg über die Rednitz in Fürth i. B. — Tresor-Anlagen in Eisenbeton mit besonderer Panzerung. — Literatur. — Vermischtes. —

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