

# ARMIERTER BETON.

1908. MÄRZ.

## INHALT:

Der heutige Stand von Theorie und Praxis des armierten Beton. Rundschau von E. Probst. (Fortsetzung.) S. 57.

Über Bruchunfälle und Wiederherstellung der Zuggurtung von Eisenbetonbalken. Von Prof. Siegm. Müller (Berlin). S. 61.

Über die Verwendung des armierten Betons in der Monumental-Architektur. Von Architekt Dr. A. Karplus (Wien). S. 68.

Beschreibung der Warenhäuser der „Wholesale Merchants Warehouse Co. Nashville, Tenn. U. S. A.“. Von Dipl.-Ing. Harry Abraham. S. 72.

Zur Frage der Rostsicherheit der Eiseneinlagen bei armiertem Beton. Von E. Probst. S. 79.

Belastungsproben mit Simplex-Betonpfählen. Von H. Burchartz. (Schluß.) S. 80.

Selbstanzeigen. S. 86.

Verschiedene Mitteilungen. S. 86. — Neue Bücher. S. 88. — Anmerkung der Schriftleitung. S. 88.

## DER HEUTIGE STAND VON THEORIE UND PRAXIS DES ARMIERTEN BETONS.

*Rundschau von  
E. Probst.*

(Fortsetzung von Seite 33.)

In der Besprechung der Untersuchungen Talbots mit umschnürtem Beton stellt die „Engineering News“ (New York) einige Betrachtungen an, welche sie folgendermaßen zusammenfaßt: „Bei der Bemessung der zulässigen Beanspruchungen in Säulen aus umschnürtem Beton sind die bleibenden Zusammendrückungen, die durch Beanspruchung vor und während der Mitwirkung der Umschnürung hervorgerufen werden, von nicht zu unterschätzender Bedeutung. Bevor die Umschnürung in Tätigkeit kommt, erleiden die Säulen große bleibende Formänderungen; in den Fällen, wo diese sehr groß werden, kann die Umschnürung nur als erhöhte Sicherheit gegen plötzlichen Bruch angesehen werden.“

Die allzugroße Zuversicht, die von manchen Fachleuten der neuen Bauweise entgegengebracht wird, ist ebensowenig berechtigt, als die Abneigung der andern. Zweifellos wird es Fälle geben, in welchen sich der umschnürte Beton mit großem Vorteil verwenden läßt. Bedenkt man aber, daß die Herstellung nicht sehr einfach ist, daß andererseits wegen der bleibenden Formveränderungen nur ein ganz bestimmtes Verhältnis zwischen den Volumen des Betons und der Umschnürung zulässig sein kann, so wird man zu dem Schlusse kommen, daß die Anwendungsmöglichkeit solange eine beschränkte sein wird, als dessen Eigenschaften nicht durch ausgedehnte Versuche klargestellt sein werden.

Über die Berechnung der Bruchfestigkeit eines umschnürten Betonzylinders hat Dr.-Ing. Salinger einige beachtenswerte Aufsätze geschrieben (zuletzt in der von Prof. Birk in Prag herausge-

gebenen „Rundschau für Technik und Wirtschaft“), aus welchen er die allgemeine Formel

$$k_u = k + \frac{\mu}{2} m \sigma_u$$

ableitet.

$k_u$  ist die Bruchfestigkeit des Betonzylinders,  $k$  ist die Eigenfestigkeit des Betons und ist derjenige Teil der Formel, der von der Stärke der Umschnürung unabhängig ist,  $\sigma_u$  bezeichnet die Zugspannung der Umschnürung und  $\mu$  ist das Verhältnis  $\frac{v_u}{v}$ . Die Größe  $m$  ist durch Versuche zu ermittelnder Wert, der von der Betonsorte beeinflusst wird.

Überblickt man das gesamte Bauwesen, so kann man ohne Übertreibung sagen, daß es keinen Zweig gibt, in welchem die Verwendung des armierten Betons noch nicht eingedrungen wäre. Im Hochbau ist der Eisenbeton nahezu unumschränkter Alleinherrscher geworden; nur selten findet man noch Architekten oder Bauherren, welche der neuen Bauweise mißtrauen. Bei Tiefbauten und Wasserbauten findet man nur mehr selten die Verwendung anderer Baumaterialien, weil kein anderes Material die gleiche Anpassungsfähigkeit hat wie der armierte Beton. Besondere Beachtung verdient die Entwicklung des Brückenbaues in den letzten Jahren. Bei Straßenbrücken hat sich der Eisenbeton nach und nach Geltung verschaffen können, wengleich noch manche Schwierigkeiten zu überwinden

sind. Leider war es aber bisher nicht möglich, den Eisenbeton im Eisenbahnbau die Stellung zu erkämpfen, die ihm gebührt, und es soll zu den Aufgaben dieser Zeitschrift gehören, an der Hand von wissenschaftlichen Untersuchungen und

der Anwendung des armierten Betons gegenwärtig zu verzeichnen hat. Für die Umwälzung, welche hierdurch in den letzten Jahren hervorgerufen wurde, sind die Ausführungen des Ingenieurs Alford im „American Machinist“ höchst bezeichnend, welcher einige Betrachtungen über die Entwicklung des Eisenbetons im amerikanischen Fabrikbau anstellt.

Diese Entwicklung begann erst vor etwa vier Jahren. Zu jener Zeit gab es in den Vereinigten Staaten nur vier bis fünf Industriebauten, welche aus armiertem Beton hergestellt waren; zu Ende des Jahres 1907 gab es deren 35 bis 40. Das erste in Eisenbeton hergestellte Gebäude der Pacific Coast Borax Company wurde von Ransome im Jahre 1887 erbaut, das zweite folgte erst zehn Jahre später, hatte ebenso wie das erste vier Stockwerke und wurde für eine Belastung von 2000 kg/cm<sup>2</sup> berechnet. Erst im Jahre 1898 entsteht der erste größere Fabrikbau aus armiertem Beton, und nach dieser Zeit beginnt die außerordentliche Entwicklung des Eisenbetonbaues in Amerika. Das ausgezeichnete Verhalten des Eisenbetons im großen Feuer von Baltimore im Jahre 1904 und in neuerer Zeit bei dem Erdbeben in Californien hat zu diesem Erfolge sehr viel beigetragen.

Die Bautätigkeit in San Franzisko hat in der letzten Zeit einen lebhaften Wettbewerb zwischen Eisen und Eisenbeton zur Folge gehabt. Wie sich wohl leicht denken läßt, wurden gegen die Verwendung des Eisenbetons alle denkbaren Einwendungen erhoben, und seine Zulässigkeit bei dem Bau der Wolkenkratzer soviel als möglich durch die beeinflussten städtischen

Behörden eingeschränkt. Nichtsdestoweniger hat der Eisenbeton nach Mitteilungen der Concrete and Constructional Engineering in London einen beachtenswerten Erfolg aufzuweisen, und während des letzten Jahres sind für etwa 28 Millionen Mark Eisenbetonbauten, oder Bauten, welche zum Teil

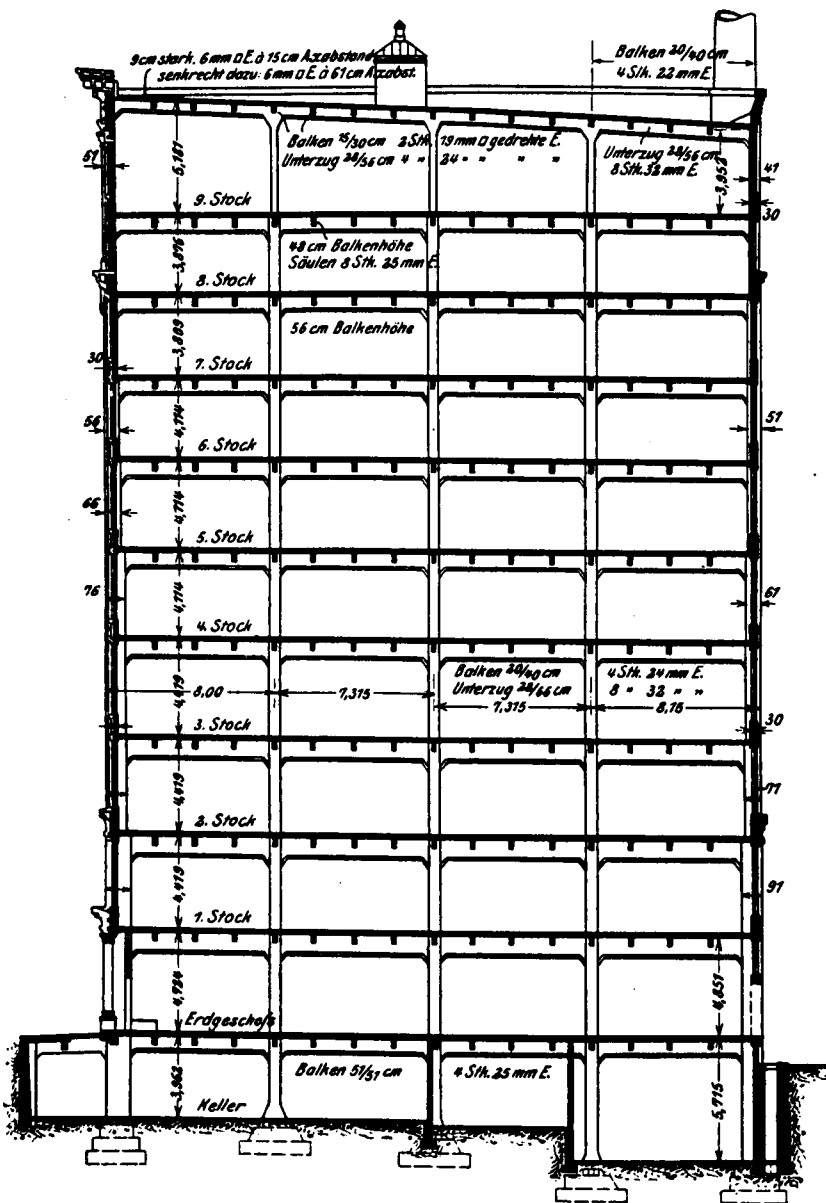


Fig. 1. Querschnitt durch das 10 stöckige Glockner-Gebäude in Pittsburg.

Beispielen aus der Praxis auch hier weiter vorzudringen.

Im Folgenden sollen an dieser Stelle einige charakteristische Beispiele auf den verschiedenen Gebieten des Bauwesens besprochen werden, welche zeigen sollen, welchen Fortschritt man in

aus Eisenbeton bestehen, ausgeführt worden. Insgesamt wurden ein 10stöckiges, ein 9stöckiges und sieben 8stöckige Gebäude gebaut, bei welchen hauptsächlich Eisenbeton zur Verwendung kam. Von diesen ist das Pacific Building zu nennen, welches einen Flächenraum von etwa  $50 \times 65$  m bedeckt und gegen 3 200 000 M kostet. Sehr häufig wird bei den Neubauten in San Franzisko das bei den Wolkenkratzern übliche Eisenskelett verwendet, während die Mauern und die Scheidewände aus armierten Beton oder Beton ausgeführt werden, wobei sehr häufig Zementblöcke zur Verwendung gelangen. Ebenso werden die Decken und die Stiegenhäuser aus armierten Beton hergestellt. Ein Beispiel für diese Ausführung ist das 17stöckige Humboldt-Bank-Building. Der Umstand, daß die Baupolizei die Höhe der Gebäude auf das Anderthalbfache der Straßenbreite einschränkt, hat zur Folge, daß sehr viele Stützmauern aus armiertem Beton ausgeführt werden.

Die Erfahrungen, die man mit dem vor einigen Jahren in Cincinnati erbauten Wolkenkratzer gemacht hat, scheinen nicht schlecht zu sein, da man noch weitere Riesenbauten aus armiertem Beton entstehen sieht. Ein Beispiel hierfür ist das 10stöckige Glocckler-Gebäude in Pittsburg. Es umfaßt einen Flächenraum von  $27 \times 33$  m und ist gegen 48 m hoch. (s. Fig. 1\*).

Die Berechnung wurde für den 1., 2. und 3. Stock für eine Belastung von  $1400 \text{ kgm}^2$ , bei den übrigen Stockwerken für eine Belastung von  $1200 \text{ kgm}^2$  durchgeführt. Das Gebäude war ursprünglich in Stahl konstruiert, wurde aber nachträglich geändert, da die Eisenbetonkonstruktion um 120 000 M billiger war.

In Fig. 1 ist ein vertikaler Schnitt durch das Gebäude ersichtlich, welcher auch verschiedene Einzelheiten der Konstruktion enthält. Die Säulen haben im Erdgeschoß einen Durchmesser von 56 cm und verjüngen sich nach und nach auf einen Durchmesser von 38 cm im höchsten Stockwerk. Die Säulen im Kellergeschoß sind 61 cm im Durchmesser; im ganzen sind 4 Reihen von Säulen, welche nach einer Richtung 4,82 m, nach der andern Richtung 7,32 m von einander abstehen. Die Armatur der Säulen besteht aus einem in der Achse befindlichen Kern und 4, 20,5 mm starken Eisenstäben im Umfang, welche 7,5 cm von der Oberfläche abstehen. In den oberen Stockwerken wurden nur Rundisen als Armierung verwendet, in der Achse ein 5 cm starkes und im Umfang dieselbe Armierung wie zuvor. In dem vorletzten Stockwerke bestand die Armierung der Säulen aus 8 20,5 mm starken, im obersten Stockwerk aus 4 ebenso starken Rundisen. Die Längsarmierung erhielt in Abständen

von 30 cm bis zu 61 cm Bügel und Verstärkungseisen, welche 6 mm im Durchmesser waren.

Die Unterzüge sind alle  $28 \times 56$  cm stark mit Ausnahme derjenigen in den 3 untersten Stockwerken, welche  $28 \times 66$  cm stark sind. Ihre Spannweite beträgt durchweg 7,32 m. Die Eiseneinlagen sind 8 gedrehte Eisen mit den Dimensionen  $25 \times 25$  mm, über deren Detailanordnung nicht viel zu sagen ist. Alle Platten waren 10 cm stark mit 8 mm starken gedrehten Eisen im Abstand von 15 cm armiert; senkrecht darauf waren im Abstand von 60 cm 6 mm starke gedrehte Eisen eingelegt. Die Dachplatten sind 8 cm stark, die Armierung ist ebenso angeordnet wie bei den vorgenannten, aber durchweg 6 mm starkes gedrehtes Eisen. Der Abstand aller Eiseneinlagen von den Außenkanten ist  $2\frac{1}{2}$  cm. Über der Deckenkonstruktion wurde eine 5 cm starke Betonschicht aufgebracht, welche durch eine  $2\frac{1}{2}$  cm starke Zementschicht abgeglichen wurde.

Mit Ausnahme des Haupteinganges, welcher aus Kunststein hergestellt ist, ist die ganze Außenseite monolithisch. Die Mauern sind im Kellergeschoß 60 cm, in dem obersten Stockwerke 36 cm stark und mit  $12\frac{1}{2}$  mm starken gedrehten Eisen armiert, derart, daß der Abstand horizontal und vertikal 60 cm beträgt. Die Einbettungstiefe beträgt  $7\frac{1}{2}$  cm. Für die 15 und 20 cm starken Scheidewände sind 6 mm starke gedrehte Eisen im Abstand von 45 cm vertikal eingelegt, die Horizontalarmierung bestand aus 6 mm starken gedrehten Eisen. Dieser Bau wurde von den Architekten und Ingenieuren Bollinger und Perrot aus Philadelphia ausgeführt.

Es sei noch auf eine andere interessante Ausführung hingewiesen, die weniger wegen der Größe, als wegen der Eigenart der Ausführung auffällt. Es handelt sich um den Bau der Mammoth Garage White Plains N.-Y., bei welcher die Hauptträger eine Spannweite von über 22 m hatten. Diese Garage ist ein Gebäude, welches vollständig aus armiertem Beton hergestellt ist, und einen Flächenraum von  $23,5 \times 79,3$  m bedeckt. Der vordere Teil des Gebäudes ist 2stöckig und enthält die Bureau- und Empfangsräume, der rückwärtige Teil ist 1stöckig und dient als Werkstätte. Der mittlere Teil war als Automobilgarage bestimmt, und bedeckte einen Flächenraum von  $22,9 \times 36,6$  m. Dieser Raum sollte vollständig frei bleiben; deshalb mußte die Konstruktion ohne Säulen durchgeführt werden. Dies ergab für die Hauptträger die obengenannte große Spannweite. Es ist leicht einzusehen, daß die Konstruktion (s. Fig 2) nicht ökonomisch sein kann, wie dies bei der Konstruktion von kontinuierlichen Balken, welche auf Säulen aufrufen, der Fall wäre. Daß die Konstruktion aus armiertem Beton durchgeführt wurde, ist darauf zurückzuführen, daß man das ganze Gebäude feuersicher machen wollte.

\*) Die Unterlagen für diese Mitteilungen sind der Engineering News (New York) entnommen.



## ÜBER BRUCHUNFÄLLE UND WIEDERHERSTELLUNG DER ZUGZONE VON EISENBETONBALKEN.

Von Prof. Sigmund Müller (Berlin).

Bruchunfälle von Eisenbetonbalken können in zweifacher Hinsicht zu Fortschritten in Konstruktion und Theorie Anlaß geben. Die sorgfältige Untersuchung ihrer Ursachen kann zunächst zur Feststellung konstruktiver Schwächen führen, deren Bedeutung durch die bisherigen Untersuchungen der regelmäßigen Formen nicht genügend erkannt worden sind. Andererseits ergeben eine Reihe von Bruchunfällen, soweit sie nicht etwa zu einer Zerstörung des Tragwerkes führen, die Notwendigkeit, theoretisch und praktisch die Mittel und Wege zu suchen, welche eine Wiederherstellung oder allgemein eine nachträgliche Änderung von Eisenbetonbalken ermöglichen.

Soweit Schreiber dieser Zeilen in den letzten Jahren Gelegenheit hatte, bei Bruchunfällen, zu denen er als Sachverständiger hinzugezogen wurde, die Ursachen zu verfolgen, lagen in vielen Fällen, die sich nicht auf mangelhafte Ausführung zurückführen ließen, die Mängel in der konstruktiven Durchbildung von Konstruktionsgliedern, welche von den Formen gerader regelmäßiger Eisenbetonbalken abwichen. An solchen Trägern sind, wie es die Entwicklung des Eisenbetons naturgemäß mit sich gebracht hat, besonders in den letzten Jahren eine Reihe von systematisch durchgeführten Versuchen angestellt worden, die über die konstruktive Ausbildung soweit Klarheit geschaffen haben, daß von einem Eisenbetonfachmanne eine richtige Konstruktion ohne weiteres erwartet werden muß.

Die Anwendung des Eisenbetonbaues beschränkt sich indessen heutzutage keineswegs mehr auf die einfachen Formen des geraden Balkens; unregelmäßig geformte Konstruktionsglieder kommen fast bei jedem neuen größeren Eisenbetonbau vor. Über die konstruktive Durchbildung solcher beliebig gebogener oder geknickter Teile, besonders an Übergängen und Anschlüssen, hat jedoch die Eisenbetonliteratur noch wenig gebracht, wenigstens nicht insofern, als über Erfahrungen an verschiedenen Konstruktionsmöglichkeiten genügend berichtet ist. Gerade nach dieser Richtung können Eisenbetonunfälle in mancher Beziehung zur Ausschaltung unzulässiger Bauformen führen, und dürfen selbst für Fachleute, die schon aus konstruktivem Gefühle heraus solche mangelhafte Einzelheiten kaum angewendet hätten, einen wertvollen Anhalt bieten.

Die zweite Aufgabe, auf welche Bruchunfälle häufig führen, die der nachträglichen Änderungen an fertigen Eisenbetonkonstruktionen, spielt für die Praxis auch allgemein eine wichtige Rolle sowohl vom konstruktiven wie vom wirtschaftlichen

Standpunkte aus; solche Änderungen pflegen hauptsächlich in der Form von Verstärkungen notwendig zu werden, sonderlich in Fällen, wo es sich um einen erst während des Baues oder nach Fertigstellung eintretenden Wechsel der Benutzungsart handelt. Bei Hochbauten hatte Verfasser persönlich in den letzten Jahren mehrfach Fälle zu bearbeiten, bei denen die Änderung der Benutzungsart eine Erhöhung der Nutzlasten erforderte und demgemäß zu einer Verstärkung der Eisenbetonkonstruktion führen mußte.

Bei Holz- und Eisenbauten ist die Verstärkung einer fertigen Konstruktion durch Hinzufügung neuer Zug- oder Druckglieder und deren mechanische Verbindung mit den fertigen Teilen von selbst gegeben; wie überhaupt bei einer derartigen Gesamtkonstruktion einzelne Bauteile durch Nieten, Schrauben und Bolzen zu einem Ganzen verbunden werden, so können diese Mittel natürlich auch für nachträgliche Verstärkungen ohne weiteres verwendet werden. Beim Eisenbeton hängt die Möglichkeit einer Verstärkung und jeder baulichen Änderung ausschließlich von der Frage ab, ob frischer Beton in technisch befriedigender Weise einmal mit altem, erhärtetem Beton, dann aber auch mit vorhandenen und neu eingelegten Eiseneinlagen zu einem einheitlichen Körper verbunden werden kann.

Die Verstärkung der Druckzone im Eisenbeton ist schon seit längerer Zeit an einer Reihe von Bauten mit Erfolg durchgeführt worden; sie erfordert nur ein sachgemäßes Aufbringen von frischer Schüttmasse auf den erhärteten Beton. Schon vor mehreren Jahren hat Verfasser derartige Veränderungsarbeiten mehrfach ausgeführt; es handelte sich in den meisten Fällen darum, Eisenbetondecken, deren Deckenplatte zu schwach erschien, um mehrere Zentimeter zu verstärken. Es kommt bei solchen Arbeiten darauf an, nach einer sorgfältigen Reinigung und Aufräuhung der Oberfläche bei genügender Nässung und Vorschlämmung eine neue Stampfschicht, die man zweckmäßig nicht zu dünn nimmt, aufzubringen. Mehrfache Probelastungen solcher verstärkten Decken haben die erfolgreiche Möglichkeit dieser Arbeiten bewiesen.

Auch schwierigere Wiederherstellungsarbeiten von Eisenbetonobergurtungen sind wiederholt gelungen. Bei einem vom Verfasser auf Bruch untersuchten Versuchsbalken waren schließlich infolge hoher Überlastung aus der schmalen Druckzone schalenförmige Betonstücke in der Mitte herausgedrückt worden; ein Versuch, die

zerstörte Druckzone zu entfernen und durch keilförmig eingestampften neuen Beton zu ersetzen, gelang wider Erwarten gut.

Weit ungünstiger liegen die baulichen Vorbedingungen bei einer Verstärkung und Abänderung oder Wiederherstellung in der Zugzone der Eisenbetonkörper; auf diesem Gebiete ist in der Literatur noch wenig bekannt geworden. Es darf daher angenommen werden, daß die nachfolgenden Beispiele, welche einige vom Verfasser behandelte Arbeiten dieser Art betreffen, ein gewisses Interesse finden werden. Zunächst mögen einige allgemeine Gesichtspunkte vorweg genommen werden. Die

Fig. 1 a.

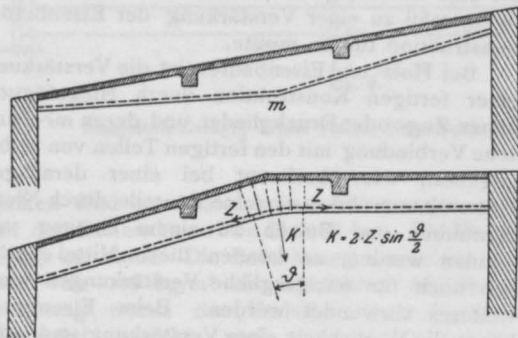


Fig. 1 b.

hier beschriebenen Unfälle kommen im wesentlichen auf die Behandlung von Eisenbetonbalken an Knickpunkten und Übergangsstellen heraus, wie sie besonders bei Dachbindern und Portalträgern vorkommen. So lange die Übergänge einen „auspringenden“ Knickpunkt zeigen, bietet die konstruktive Durchbildung keine Schwierigkeit. Die beiden Zugkräfte der gegeneinander geneigten Gurtungen (Fig. 1 a) erfordern zu ihrem Übergange eine Druckkomponente in der Mittellinie des Knickwinkels, die natürlich von dem Beton, der gleichsam einen Druckstab zwischen Ober- und Untergurt bildet, ohne weiteres aufgenommen werden kann. Konstruktive Schwierigkeiten entstehen dagegen, wenn ein „einspringender“ Knickpunkt vorliegt, gleichgültig, ob es sich um eine scharfe Ecke oder um einen mit Abrundung versehenen Übergang handelt (Fig. 1 b).

Einspringende Ecken sind bei Dachbindern des Hochbaues weit häufiger, als auspringende Übergänge; sie kommen eigentlich bei jedem bogenförmigen Binder vor, dessen untere Gurtung irgend welche Krümmung zeigt.

Betrachtet man ein Übergangsstück zwischen zwei unter dem Winkel  $\varphi$  geneigten Strängen der Zuggurtung, so ergibt sich die auf der Krümmungsstrecke aufzunehmende Zugkraft

$$K = 2 \sin \frac{\varphi}{2} \cdot Z$$

wobei unter  $Z$  die Kraft der Zugzone verstanden

wird. Werden besondere Hilfsmittel nicht angewendet, so muß die Zugfestigkeit des Betonquerschnittes und teilweise die Adhäsion der Eiseneinlagen diese Kraftwirkung leisten.

Es dürfte für eine einwandfreie Eisenbetonkonstruktion unstatthaft sein, auf eine solche Zugwirkung vertrauen zu dürfen, wenn es sich nicht um ganz flache Krümmungen handelt, die nur wenig von der geraden Linie abweichen. Zur Übernahme der Zugkomponente ergibt sich bei fortlaufenden gekrümmten Zuggurtungen als naheliegendes Mittel die Anordnung von Bügeln, welche unter die gekrümmten Eiseneinlagen fassen und die Zugkräfte des Übergangs mittels Adhäsion auf den oberen Betonkörper übertragen. Es wird sich empfehlen, bei flachen Übergängen, an welchen man solche Bügelnadeln verwendet, besser eine größere Anzahl dünner Nadeln als eine kleine Anzahl starker Bügel anzuordnen. Die Anzahl und Stärke sind in einfachster Weise aus den resultierenden Zugkräften zu ermitteln.

Freilich bietet sich eine konstruktive Schwierigkeit: Verwendet man, wie es meist geschieht, für die Eisen der Zuggurtung Rundeisen, und für die Bügelnadel dünnen Eisendraht, so entsteht zwischen den gekrümmten Gurteisen und der Nadel im günstigsten Falle eine Linienberührung. Da aber der Bügel sich wohl kaum genau der Form des Rundeisens anschließt, findet tatsächlich meist die Berührung nur in wenigen Punkten statt. Ist jedoch auch diese Punktberührung nicht besonders gesichert, so wird dieser Krümmungsübergang mit Bügel leicht zu einer unzulässigen Konstruktion, deren Mängel Verfasser in zwei verschiedenen Bauten mit gleicher Wirkung hat beobachten können. Werden nämlich die Bügeldrähte, wie sonst im Eisenbeton vielfach üblich, einfach ohne weitere Befestigung unter die Rundeisen der Zuggurtung gelegt, so ist es selbst bei sorgfältiger Herstellung auf kräftiger Schalung leicht möglich, daß zwischen Bügelnadel und Zugeisen der Gurtung ein Zwischenraum entsteht; und zwar ist der Zwischenraum so fein, daß der Beton dazwischen nicht eindringt. Dann aber liegt die Gefahr vor, daß die Krümmungskomponente der Zugeisen zunächst wieder auf Abreißen des Betonquerschnittes hinwirkt und die Bügelnadel erst nach dem Auftreten feiner Risse zur Wirkung kommt, daß ferner die Wirkung der Nadeln unregelmäßig hintereinander eintritt und damit eine Zerstörung des Körpers wahrscheinlich wird. Die Hilfsmittel, welche diesen Übelstand beseitigen können, liegen zunächst in einer sorgfältigen Verknüpfung jeder einzelnen Bügelnadel mit der gekrümmten Eisenzuggurtung durch Stahldraht. Es sei weiterhin noch hervorgehoben, daß wegen der Unzulänglichkeit der Berührung zwischen den beiden gekrümmten Eisenkörpern es sich empfiehlt, für den Bügel besser ganz

dünne Flachbänder zu verwenden, die natürlich ebenso sorgfältig mit den Rundeisen zu verbinden sind. Nach den Erfahrungen des Verfassers sind allein durch Bügel gesicherte Übergänge der Zugstränge nur bei flachen Krümmungen zulässig.

Bei scharfen Krümmungen und vor allem bei jedem Knickpunkt dürfte gewiß die Weiterführung eines jeden einzelnen Zugstranges auf

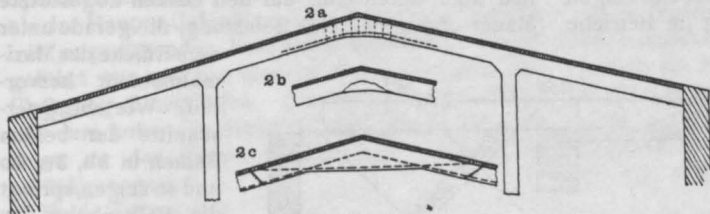


Fig. 2.

die erforderliche Adhäsionslänge vorzuziehen sein.

Die konstruktive Durchbildung solcher Eckpunkte, wie sie Fig. 2 c zeigt, bietet in den meisten Fällen keine Schwierigkeiten; die statische Berechnung der Adhäsionslängen kann auf Grund der zulässigen Spannungswerte nach den Vorschriften durchgeführt werden.

Aus Beispielen verschiedener Anordnung mögen nachfolgende drei Fälle hervorgehoben werden.

In einem Fabrikneubau wurde das Dachgeschoß nach der Fig. 2 durch Eisenbetonbalken auf vier Stützen erbaut. Die Neigung war gering, etwa 1:4, sodaß es seinerzeit bei der konstruktiven Durchbildung nicht Bedenken erregte, unter den stumpfen Firstpunkten die Eiseneinlagen an dem flachen Übergang in schwach gekrümmter Form durchzuführen; dabei waren in den geringen Abständen von etwa 10–12 cm eine große Anzahl von Bügelnadeln nach dem Obergurt geführt, ohne freilich durch Stahldraht mit der schwach gekrümmten Eiseneinlage verbunden zu werden. Bei der Aus-

rüstung der fertigen Konstruktion hatten sich irgendwelche sichtbaren Mängel nicht gezeigt. Im Verlaufe einiger Monate traten dann aber mehr und mehr unter dem Einfluß der hinzutretenden Nutzbelastung an dem stumpfen Firstpunkte Risse auf, welche genau dem Übergang der Zuggurtung entsprachen (Fig. 3b). Als theoretisch berechnete Eisenzugspannungen ergaben sich die nicht erheblichen Werte von 700 kg/qcm. Die konstruktive Schwäche dieses Firstpunktes trat augenscheinlich zutage, da von etwa 50 Unterzügen mehr als 40 eine Ribbildung in vorgenannter Weise an der selben Stelle deutlich erkennen ließen. Als bei der Untersuchung der abgerissene Betonkörper entfernt wurde, konnte Verfasser die einzelnen Bügelnadeln der Reihe nach mit der Hand herausziehen, da sie sich trotz Einführung in den oberen Druckkörper vollständig gelockert hatten. Die Aufgabe der Wiederherstellung bot in diesem Falle nicht besondere Schwierigkeiten, da die abschließende Deckenplatte des Daches nur kurz war; zwischen je zwei Bindern waren Oberlichter

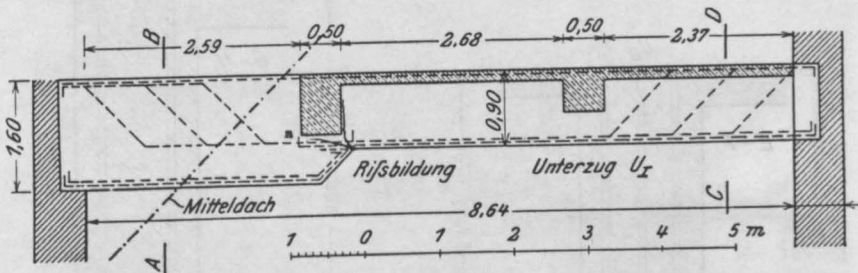


Fig. 3 a.

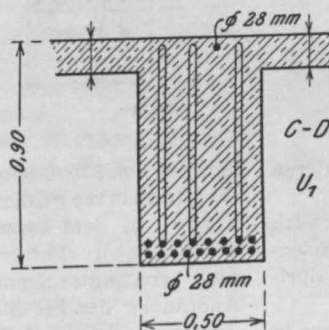


Fig. 3 b.

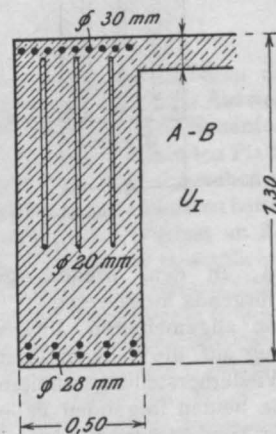


Fig. 3 c.

angeordnet, die Betonmengen in dem mittleren Stücke waren also nicht erheblich. Es lag daher nahe, das ganze Keilstück zwischen den schrägen Flächen der Fig. 2 c nach sorgfältiger Abstüzung

der anderen Teile zu entfernen und neu herzustellen. Dabei wurde, wie Fig. 2c zeigt, eine mittlere horizontale Abflachung angeordnet und horizontale Eisen so eingelegt, daß die beiden seitlichen einspringenden Knicke mit durchgehenden Eisen von genügender Adhäsionslänge armiert wurden. Der Anschluß des neuen Betons an den alten erhärteten Steg ließ sich gut bewerkstelligen, und Rißbildungen sind, wie es die eingehenden späteren Beobachtungen bei Probelastungen und nach mehrmonatlicher Belastung im Betriebe

Stücke von 2,95 m auf der einen Seite der Rippe keine Deckenplatte vorhanden ist. Nach den Eisenbetonvorschriften vom Jahre 1904 konnte in dieser Vorderstrecke auf eine Mitwirkung der einseitigen Deckenplatte nicht gerechnet werden und so ergab sich die Notwendigkeit, den Eisenbetonunterzug auf der Endstrecke bis zum abschließenden Randträger der Decke wesentlich höher auszugestalten. Durch die Einteilung der Deckenbalken, vornehmlich aber durch eine auf den Balken abgestützte Mauer ergab sich eine Belastung, die gerade unter

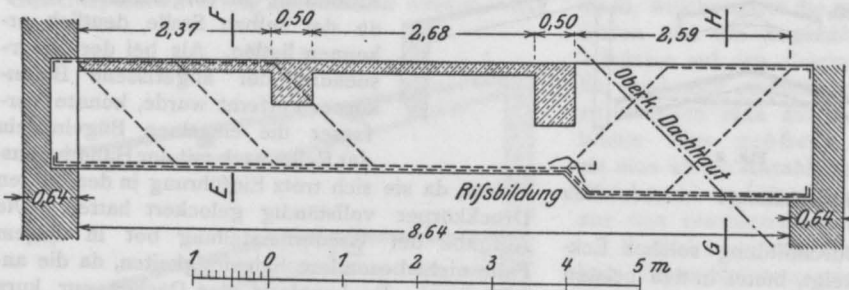


Fig. 4a.

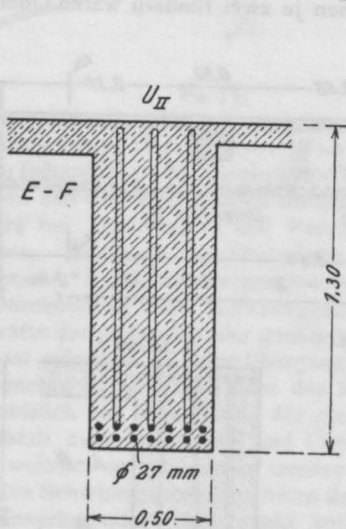


Fig. 4b.

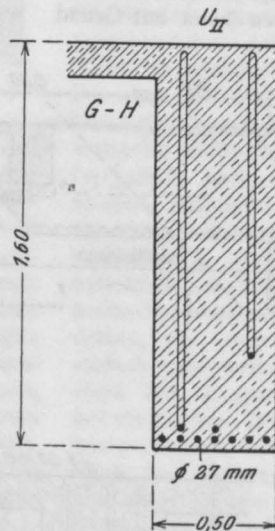


Fig. 4c.

zeigten, an dem wiederhergestellten mittleren Teile nirgends aufgetreten.

Von allgemeinerem Interesse, hauptsächlich in bezug auf die Schwierigkeit, allein im Eisengurt Wiederherstellungsarbeiten auszuführen, dürften die beiden folgenden Fälle sein.

Fig. 3 und 4 zeigen zwei nebeneinander liegende Eisenbetonbalken von 8,64 m lichter Weite zwischen den stützenden Mauerwänden. Die ungewöhnliche Form der Balken war durch eine besondere Ausbildung der Deckenkonstruktion entstanden. Nach Fig. 3a und 4a schneidet an der einen Ecke ein schräges Dachoberlicht ein, sodaß in dem vorderen

dem Maximummoment hervorrief. Wie die Querschnitte der beiden Balken in 3b, 3c, 4b und 4c zeigen, springt die Balkenhöhe des Unterzuges U<sub>1</sub> von 0,90 m auf 1,30 m; der Balken U<sub>2</sub>, für den eine größere Konstruktionshöhe zur Verfügung stand, ist im Langstück 1,30 m hoch und geht im Vorderstück auf 1,60 m über. Besonders ungünstig lagen die Verhältnisse für die Eisen einlage des Trägers U<sub>1</sub>. Das Maximummoment des Trägers U<sub>1</sub> belief sich etwa auf 8 400 000 kgcm und erforderte bei der niedrigen Höhe einen Eisenquerschnitt von rd. 105 qcm, während bei der Höhe von 1,30 m in dem Vorderstück nur ein Querschnitt von 62 qcm notwendig wurde. Im Unterzuge U<sub>2</sub> wurden bei einem Maximum-

moment von 5 700 000 kgcm bei Mitwirkung der Deckenplatte für die Höhe von 1,30 m etwa 80 qcm Eisen, an dem kurzen Stücke mit 1,50 m Höhe ein Eisenquerschnitt von 52 qcm erforderlich; die Querschnittszeichnungen ergeben die wirkliche Anordnung der Eisen im langen und kurzen Teile der besprochenen Balken.

Durch ein unverschuldetes Mißverständnis, wie es trotz aller Sorgfalt bei jedem Bau vorkommen kann, wurden unter einer großen Reihe richtig durchgebildeter und richtig ausgeführter Unterzüge, gerade in diesen beiden Balken bei der Ausführung die Eisen so eingelegt, wie es



die Figuren 3a und 4a zeigen. Im Unterzuge  $U_2$  war der Hauptteil der eingelegten Eisen, dem Linienzuge des Unterzuges folgend, dicht an der Untergrenze an den beiden Übergangspunkten geknickt. Nur zwei Eisen mit ungenügender Haftlänge gingen geradlinig durch, während zwei andere Eisen mit schräger Abbiegung zur Aufnahme von Schubkräften nach oben geführt waren. Noch ungünstiger lagen die Spannungszustände beim Träger  $U_1$  u. z. insofern, als der Hauptteil der Eisen aus dem langen Stücke mit ungenügender Haftlänge geradlinig weitergeführt war und nur einzelne Eisen schräg in den Übergang hineinliefen. Die Mehrzahl der Eisen aus dem hohen Vorderstück war, wie die Figur 3a zeigt, an der einspringenden Ecke nach innen zurückgezogen.

Beide Träger wurden mit bestem Beton sachgemäß gestampft; sie waren bereits mehr als 6 Wochen erhärtet, als mit der Ausschalung begonnen wurde. Gleich beim Entfernen der ersten Stützen wurde von dem aufmerksamen Ausrüstungspolier die Ribbildung, wie sie die Figuren zeigen, bemerkt. Die sofort angestellte Untersuchung ergab das vorerwähnte Mißverständnis.

In diesem Zeitpunkt wurde dem Verfasser, der bisher mit diesem Bau nichts zu tun hatte, die Angelegenheit vorgelegt. Über die Ursachen war nach Feststellung des Tatbestandes natürlich kein Zweifel möglich; der Unfall gibt ein klares Beispiel für die ungenügende Überführung der Zuggurtung an Knickpunkten.

Wie vorhin erwähnt, war die Ausschalung mit solcher Sorgfalt begonnen worden, daß außer den genannten Rissen die Eisenbetonträger, wie die Untersuchung ergab, an keiner Stelle gelitten hatten. Beide Träger zeigten erhebliche Gewichte; so hatte allein die Rippe beim Träger  $U_1$  ein Gewicht von 9 t, beim Träger  $U_2$  ein solches von 15 t. Die aufgesetzten Lasten ergaben etwa die Hälfte dieser Werte als Zusatzgewicht. —

Die gestellte Aufgabe, beide Unterzüge wieder in vollem Maße tragfähig zu machen, bot ungewöhnliche Schwierigkeiten. Zunächst war es ausgeschlossen, eine mittlere Unterstützung für die Träger anzuordnen oder unter die Träger schwere

eiserne Kastenträger zu legen und auf diese die Eisenbetonbalken aufzusetzen; durch solche Maßnahmen hätte die Ausnutzung der Räume in unzulänglicher Weise gelitten. Leider war es ebenso wenig möglich, die Eisenbetonunterzüge durch eine daneben gelegte Konstruktion zu verstärken, ein Mittel, das sonst bei der Verstärkung von Deckenunterzügen aus wirtschaftlichen und betriebstechnischen Gründen häufig zum Ziele führt. In einem ähnlichen Falle hatte Verfasser neben die zu niedrig ausgefallenen 8,0 m weit gespannten Deckenunterzüge beiderseits schwere Grayträger gelegt, die in das durchgehende Seitenmauerwerk eingelegt werden konnten; der Verlust an Deckenhöhe betrug nur wenige Zentimeter. Im vorliegenden Falle war dieser Ausweg unmöglich, da der Vorderpfeiler nur die Breite der Rippe

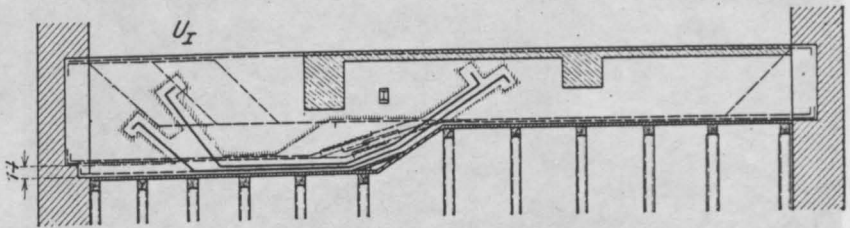


Fig. 5.

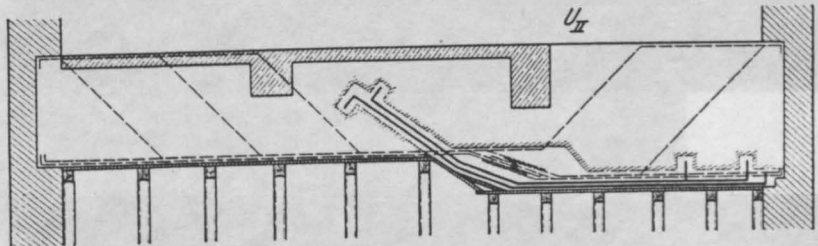


Fig. 6.

zeigte und keine Verstärkungsvorlagen daneben gelegt werden konnten. Ein letzter Ausweg wäre die vollständige Entfernung und Neuanfertigung der Unterzüge mit den anschließenden Platten und Deckenträgern gewesen. Aber abgesehen von den bedeutenden wirtschaftlichen Unkosten hätte dieses Verfahren durch den großen Verlust an Zeit und die Stockung des Weiterbaues wesentliche Nachteile mit sich gebracht. Unter diesen Umständen kam der Verfasser auf Grund eines früheren ähnlichen Versuches für die Wiederherstellung der beiden Träger zu den Lösungen, die die Fig. 5 und 6 zeigen. Das Verfahren beruht in der Hauptsache auf dem Gedanken, in dem einspringenden Knickpunkte die geeigneten Zugeisen mit voller Haftlänge geradlinig beiderseits in den Betonkörper hineinzuführen. Die Schlitze, welche für das einzuführende neue Eisen in der erhärteten Betonrippe geschaffen werden mußten, wurden an ihren Enden hakenförmig ausgebildet, um so für den frischen

Beton und für die neu eingelegten Eisen eine gute Endbefestigung zu schaffen. Die Anzahl der einzulegenden Eisen war bei dem Träger  $U_1$  größer als bei dem Träger  $U_2$ . Da ferner bei diesem Träger die vorhandenen Eisen auf der kurzen Vorderstrecke nur wenig mitwirken konnten,

mußten die neuen Eisen auch in dem Vorderstück hakenförmig nach oben durch einen langen Schlitz in den Betonkörper eingeführt werden. Bei dem Träger  $U_2$  ließ sich ein größerer Teil der Verstärkungseisen zwischen den alten Einlagen bis unter das Auflager durchführen, sodaß nur für eine

geringe Anzahl, wie es die Fig. 6 zeigt, eine kurze hakenförmige Einführung in den Betonkörper notwendig wurde. Im übrigen gibt die Fig. 6 im Vergleiche mit dem ursprünglichen Zustande (Fig. 3a und 4a) die Umformungen wieder, welche mit dem vorhandenen Eisen vorgenommen wurden.

Wie wohl verständlich, lag die Hauptschwierigkeit dieser Lösung in der Ausführung. Daher wurde die ganze Arbeit nur einigen wenigen zuverlässigen und besonders geschickten Arbeitern anvertraut, überdies unter dauernder

Anwesenheit eines verantwortlichen Ingenieurs.

Zunächst wurden, wie Fig. 9 zeigt, die Balken ebenso wie die anschließenden Deckenträger und die Deckenplatten sorgfältig unterstützt. Alsdann mußten (vergl. Fig. 7 und 8) die Schlitzte in den Balken herausgestemmt, dabei auch die den Rissen benachbarten Teile mit herausgenommen werden. Die Oberfläche der ausgestemmtten Teile wurde möglichst rauh belassen. Alle neuen Einlagen wurden nun in die Schlitzte genau eingepaßt und durch die vorhandenen Eisen hindurch gesteckt. Letztere mußten bei dem Träger  $U_1$  zum Teil gerade gerichtet und hakenförmig von beiden Seiten ineinander ein-

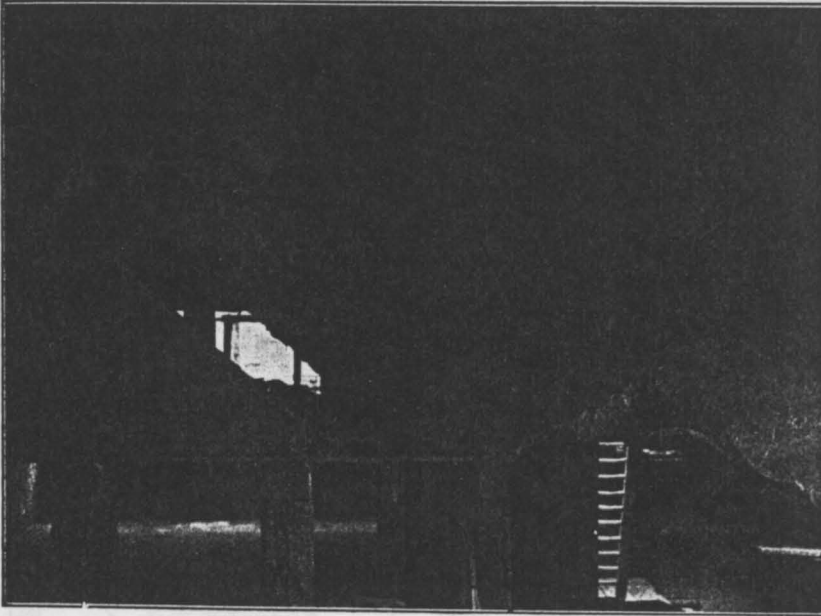


Fig. 7.

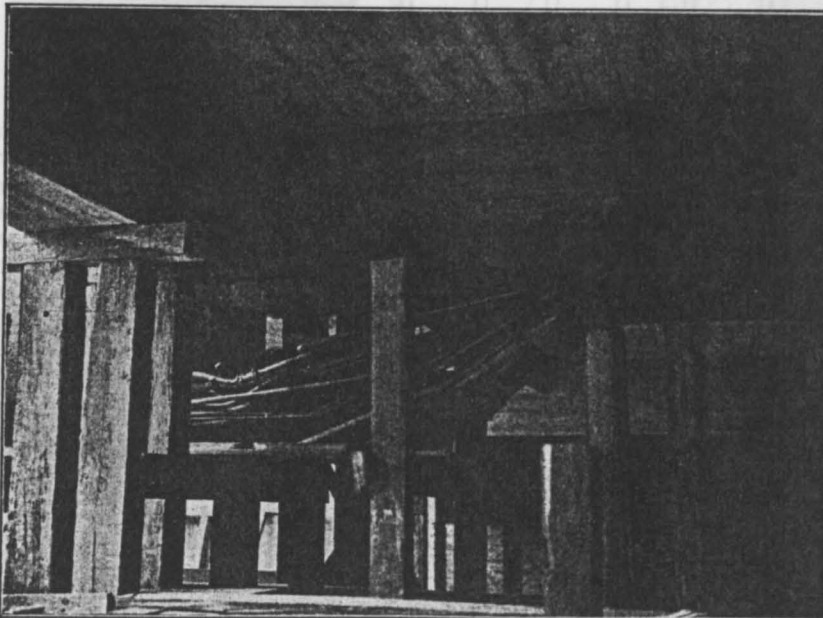


Fig. 8.

gelegt, die Verbindungsstellen außerdem durch Stahldraht gesichert werden. Nach dem Einlegen der Eisen wurden sämtliche Innenflächen der Schlitzte, wie auch die Eisen selbst sorgfältig mehrere Male durch Stahlbürsten vom Staube gereinigt und dabei die Oberflächen aufgeraut. Alsdann kam es darauf an, den alten erhärteten Betonkörper durch fortgesetztes Nässen bis ins Innere hinein zu durchfeuchten. Nachdem schließlich die gesamte Schlitzfläche auf der einen Seite

mit besonderen Vorsichtsmaßregeln unter Beobachtung der Durchbiegungserscheinungen. Bei beiden Trägern war das Resultat in jeder Beziehung ein zufriedenstellendes, die Durchbiegung kaum meßbar. Risse, selbst nicht feine Haarrisse, ließen sich nirgends feststellen. Im gleichen Maße waren die Resultate bei der späteren Probelastung günstig. Jedoch mag erwähnt werden, daß beide Träger so gut wie keine Nutzlasten zu tragen haben, und ihre Hauptlast aus dem Ge-

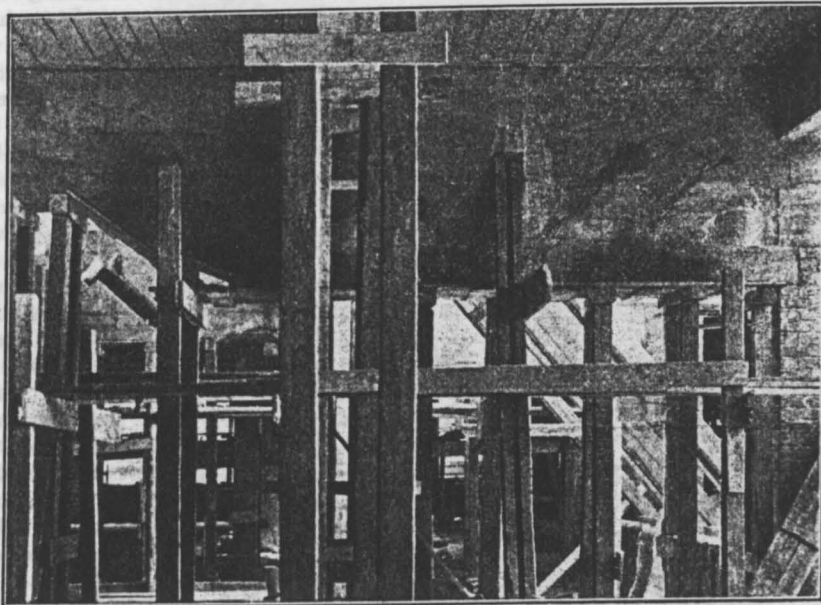


Fig. 9.

eingeschalt war, wurde von der anderen Seite Beton in geringen Mengen eingebracht und mit besonders hergestellten kleinen Stampfern so dicht wie möglich gestampft; die Schüttmasse wurde feuchter als sonst gehalten. Es möge noch erwähnt werden, daß einzelne Eisen unmittelbar unter das Auflager ins Mauerwerk 10 cm eingezogen werden konnten.

Die Ausschalung der wiederhergestellten Träger erfolgte nach 6 Wochen; die Seitenwände waren bereits 8 Tage nach dem Stampfen entfernt worden. Während der Erhärtungszeit wurden die Balken dauernd genäßt.

Die Ausschalung der fertigen Träger erfolgte

wichte einer aufruhenden Mauer erhalten. Monatelange Beobachtungen im Betriebe, auch nach Einwirkung verschiedener Temperaturänderungen, haben gleich günstige Ergebnisse gezeigt.

Dem Verfasser liegt nichts ferner, als eine solche Ausführung allgemein für Wiederherstellungsarbeiten empfehlen zu wollen. Nach seiner Ansicht sind derartige Arbeiten im Beton nur unter besonderen Voraussetzungen und bei bester Herstellung mit befriedigendem Erfolge durchzuführen. Ihr Gelingen gibt aber andererseits den Beweis, daß der Beton hohen Anforderungen zu genügen imstande ist.

## ÜBER DIE VERWENDUNG DES ARMIERTEN BETONS IN DER MONUMENTAL-ARCHITEKTUR.

Von Architekt Dr. A. Karplus (Wien).

Für den VII. internationalen Architektenkongress in London 1906 hat Herr Oberbaurat Alexander von Wielemans in Wien einen Vortrag über dieses Thema ausgearbeitet. In den nachfolgenden Zeilen sollen Betrachtungen angestellt werden, welchen dieses reiche Material zugrunde liegt.

Die Fortschritte des Baues mit Zuhilfenahme des armierten Betons haben eine Umwälzung in der gesamten Baukunst nach sich gezogen.

Die Architektur hat die große und schwierige aber auch interessante Aufgabe, auf Grundlage eines Bauprogramms die Grundrißbildung zu schaffen und daraus logisch und konsequent den Aufbau zu entwickeln; diese Logik bedingt es, daß im Aussehen des Gesamten wie auch in dem der einzelnen Bauteile die Konstruktion zu ersehen ist, ohne aber deshalb das Gerippe des betreffenden Gebäudes nackt und trocken in die Erscheinung zu bringen.

Die Kunst des Architekten wird um so höher einzuschätzen sein, je mehr es ihm gelingt, in Konsequenz der Konstruktion seine Bauteile zu entwickeln, dabei aber jedem Teil und dem Ganzen den Stempel der Schönheit aufzuprägen, je mehr es ihm gelingt, das Strukture des ganzen Aufbaues zu zeigen, ohne die Harmonie zu zerstören und durch allzu starke Betonung des konstruktiven Gefüges den Zusammenhang der Massen zu vernichten.

In diesem Sinne ist der Kunst und dem Streben des Architekten durch die Weiterbildung der Konstruktionen in armiertem Beton ein weites freies Feld eröffnet worden, auf dem er sein Können zeigen und entwickeln kann. Der armierte Beton ist ein ganz eigenartiges Material, vollständig anders als Stein, Ziegel, Holz oder Eisen. Demnach wäre es falsch, wenn in diesem neuen Baustoff Glieder entstehen würden, welche den Typus eines der vorgenannten Materiale zeigen würden und seine Eigenart nicht zur Anschauung brächten. Jedem Material seine Ausdrucksart! So soll es auch mit dem armierten Beton gehalten werden, und jede architektonische Lüge soll verdammt werden, die ihm seinen Charakter äußerlich nimmt und ein Blendwerk vor Augen führt, hinter dem ein ganz anderer Stoff verborgen liegt, der mit der geschaffenen Form nichts zu tun hat.

Die Hauptteile, welche bei jedem größeren Gebäude in Frage kommen, sind Decken, Träger und Pfeiler. An der Hand dieser Hauptteile sollen die nachfolgenden Betrachtungen durchgeführt werden und bei allen das Augenmerk hauptsäch-

lich darauf gerichtet sein, daß hier monumentale Gebäude besprochen werden sollen. Für den Fall, daß ein kleines Gebäude vorliegt, wird sich im Prinzip garnichts ändern. Die Dimensionen, die Art der Ausstattung, die Reichhaltigkeit der Mittel und die größere Abwechslung der Formen werden dann insgesamt reduziert werden, an dem Allgemeinen, dem Charakteristischen aber wird nichts verändert sein.

Es mögen zuerst die Konstruktionen von Decken und Gewölben in armiertem Beton besprochen werden.

Bei den bisher üblichen Deckenkonstruktionen in diesem Material wurde eigentlich stets auf eine künstlerische Ausbildung verzichtet, oder wenn diese dennoch gebracht wurde, so war sie nur eine äußere Umhüllung, die ebenso auf einem ummantelten anderen Material angebracht werden könnte. Diese Decken und Gewölbe wurden und werden einfach so hergestellt, daß ein Gerüst mit Schalung montiert wird, das die entsprechenden Formen zeigt; darauf wird nun die armierte Konstruktion gebettet, erhärten gelassen, dann von der Hülle befreit, verputzt und eventuell gemalt. Ein weiterer Fortschritt in der diesbezüglichen Entwicklung ist die Verwendung hölzerner oder metallener Formen, Modelle, die auf das Gerüst aufgelegt werden und das Negativ jener Form aufweisen, welche für den Deckenteil gewünscht wird. Dies ist aber eigentlich nichts Neues, denn die Franzosen besonders haben diese Art schon vor sehr langer Zeit in Verwendung gehabt, lange bevor der armierte Beton bekannt war; sie haben einfach derartige Modelle bei ihren reichen Stuckdecken verwendet und die verschiedensten Variationen durch diese Herstellungen spielen lassen. War die Form der Decke eine Tonne, so wurde meist der ganze zur Verfügung stehende Platz in Kassetten der verschiedensten Art geteilt und diese mit plastischem Schmuck versehen, ähnlich wie es schon die Römer in ihren kolossalen Bauten in Übung hatten. Doch muß hier wohl die Bauart der Römer zuerst ins Auge gefaßt werden, da sie schon den Versuch machten, nicht aus Negativen gleichsam Formen an die Decke zu pressen, sondern direkt Kassetten aus Bronze oder einem anderen Metall in die ausgesparten Kassettennischen zu versetzen. Bei allen diesen Verwendungsarten ist vom statischen Standpunkt aus kein Bedenken zu hegen, vorausgesetzt, daß nicht etwa später nach Herstellung der betreffenden Decke Raum für solche Kassetten ausgewemmt wurde und die Konstruktion dann geschwächt wurde. Sonst aber, speziell

in dem Falle, wo die Formen einfach an die Peripherie der Konstruktion angesetzt wurden, ist deren Sicherheit absolut nicht berührt. Wohl aber sind andere Bedenken gegen diese Bauart angebracht, welche einer weiteren Verwendung derselben im großen Maßstabe alle Wege sperren. Es hat sich gezeigt, daß in Betonkonstruktionen, bei denen derartige Zierformen angebracht waren, oft eine Abbröckelung der Betonmasse vorkam, daß eigentlich nie eine tadellose Außenseite zu erzielen war, daß Feuchtigkeit an einzelnen Stellen verblieb und daß bei Übermalung fast stets Flecken auftraten. Die Formen waren meist so unscharf, daß erst nachher der Bildhauer an die Arbeit kam und dadurch wesentliche Mehrkosten der Konstruktion erwachsen, die garnicht in Rechnung gezogen waren. Außerdem war die Herstellung der vielen Formen, die reihenweise nebeneinander verlegt werden mußten, eine ziemlich kostspielige und dazu waren diese Modelle für spätere Zwecke kaum zu verwenden. Eine weitere Vergrößerung der Kosten entstand durch die schwerere und kompliziertere Gerüstung resp. Schalung, auf welche die Formen erst aufgefüttert werden mußten, was wieder eine große Holzverschwendung ergab.

Und wenn zuletzt der Künstler sprechen darf, so muß auch er sich dagegen aussprechen, weil er eine architektonische Unaufrichtigkeit vor sich sieht; Kassetten beispielsweise, die an sich das Aussehen eines tragenden, in sich statisch gebildeten Deckenteiles tragen und nichts weiter sind als eine Umhüllung der darüberliegenden Konstruktion, die so aussehen, als ob sie den darüberliegenden Fußboden tragen würden, während sie in Wirklichkeit an die Decke angehängt oder

daraufgequetscht sind. Der Künstler also muß verlangen, daß, wenn derartige Gebilde dem Auge sichtbar gemacht werden, wenn sie einen Teil der Konstruktion ausmachen, diese Konstruktion von ihnen nicht unabhängig sein darf, sondern im innigsten Zusammenhang, als Teile derselben

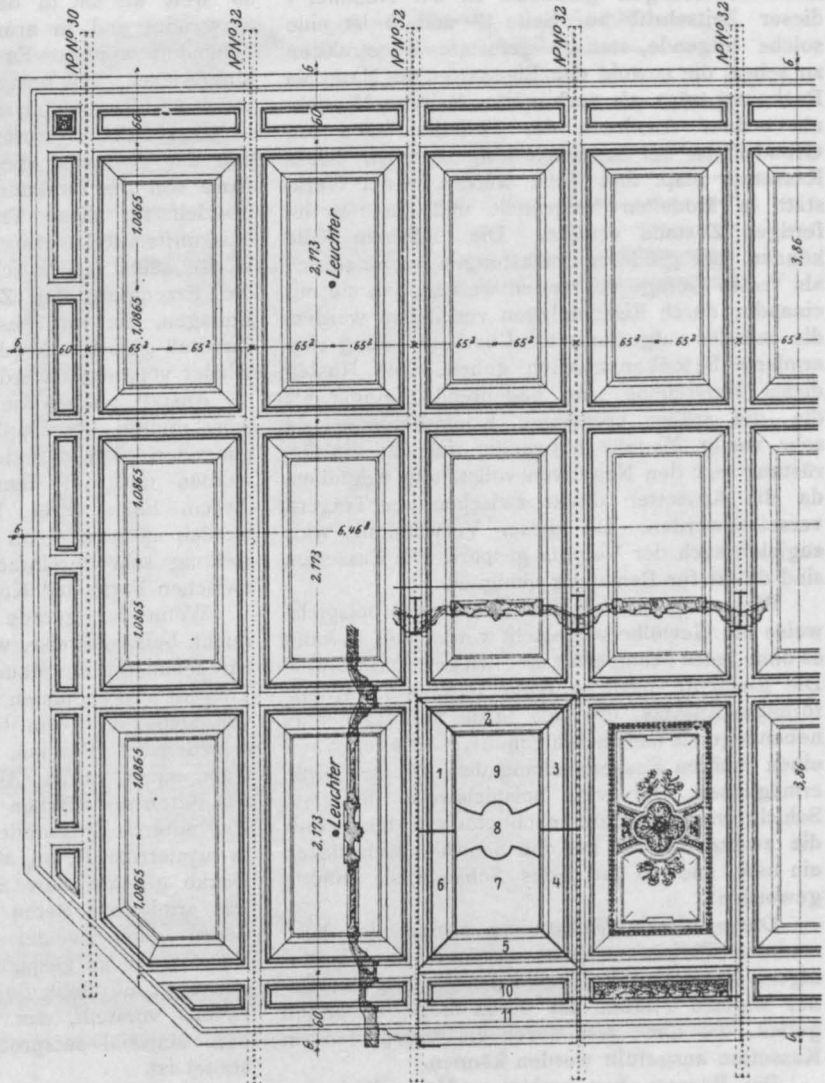


Fig. 1.

bestehen und wirken müssen, daß ihnen statische Funktionen, die ihr Aussehen zeigt, auch übertragen werden und daß sie diesen Funktionen angemessen sind.

Von diesem Grundsatz ausgehend, konstruierte Herr Oberbaurat v. Wielemans in Form einer Kasette ein Klostergewölbe, wenn es seiner Grundform nach so genannt werden kann, das

aus den vier Wangen und einem Schlußstein gebildet wurde. Die Wangen hatten Eisenarmierung und konnten im Verein mit dem zuletzt eingefügten Schlußsteine große Belastungen aufnehmen. Aus dieser Grundform waren dann alle möglichen Variationen ableitbar, und es wurden damit auch viele Versuche bei verschiedenen Formen und Dimensionierungen gemacht. In der Nummer 1 dieser Zeitschrift auf Seite 17 und 18 ist eine solche tragende, statisch geformte Konstruktion zu sehen, die sowohl den Eigenarten des Materials Rechnung trägt, als auch in künstlerischer Hinsicht als wahrer Ausdruck der Funktion nach den Grundsätzen der Schönheit aufgebaut ist. Diese Kassetten resp. ihre Teile werden in der Werkstatt in Modellen hergestellt und am Bau im fertigen Zustand versetzt. Die einzelnen Teile können bei größeren Belastungen noch dadurch als festes Gefüge verbunden werden, daß sie mit einander durch Eiseneinlagen verbunden werden, die mit der aufgestampften Überbetonierung eine armierte Betonkonstruktion geben. Die Kosten dieser Herstellung sind bedeutend geringer als die der früher erwähnten Konstruktionen, da sehr wenig Modelle notwendig sind und die Gerüstung mit den Negativen vollständig wegfällt, da die Kassetten direkt zwischen den Trägern versetzt werden. Bei dieser Verwendung wird zugleich auch der Verputz gespart. Die Kassetten sind direkt für Bemalung geeignet.

Wenn statt einer horizontalen Decke beispielsweise ein Gewölbe hergestellt werden soll, so kann es ohne jedes Schalgerüst möglich gemacht werden. Die Elemente besitzen dann schwalbenschwanzförmige Ansätze, die sich in die vorhergehende, nebenliegende und nachfolgende Kasette fügen und einen innigen Zusammenhang der einzelnen Teile ermöglichen. Es wird beispielsweise die erste Schicht versetzt, dann nachbetoniert, dann greift die zweite Schicht mit den Schwalbenschwänzen ein usw., und so ist jedes Schalgerüst unnötig geworden.

Die reichsten Variationen können im horizontalen Plafond erreicht werden. An den Auflagern kann eine Hohlkehle den Anfang machen; der weitere Plafond ist durch Stege in Formen geteilt, die dann erst durch die verschiedensten Kassetten ausgefüllt werden können.

Bei Räumen von geringerer Höhendimension empfiehlt es sich nicht, die meist stark profilierte Kassettenform zu verwenden. In diesem Falle erhalten die Elemente meist eine profilierte Plattenform, die mit Ornamenten geschmückt ist. Die Fugen der nebeneinander zwischen den Trägern liegenden Platten werden unsichtbar gemacht, indem der Fuge ein Falz vorgeschoben wird, der ebenfalls wieder durch Ornamente oder Gliederungen belebt sein kann. Statt der Eisenstangen können auch armierte Betonbalken ver-

wendet werden, die verziert sind und ebenso fertig wie die Kassetten am Bau versetzt werden, untereinander und mit den Kassettenelementen verbunden werden und mit der Nachbetonierung ein festes sicheres Ganze bilden (Fig 1 und 2).

Den zweiten Teil dieser Besprechung sollen die Konstruktionen der Träger und Pfeiler bilden, so weit als sie in der Monumental-Architektur verwendet und in armiertem Beton künstlerisch behandelt werden. Es wurde oben schon darauf hingewiesen, daß fertige Träger am Bau versetzt werden. Gewöhnlich aber werden die Träger in einer Schalungsform erzeugt und es ist klar, daß der Architekt die künstlerische Gestaltung dann von der Funktion des Teiles ableiten muß. Speziell für diese Träger empfiehlt sich jenes Auskunftsmitglied, das bei der Herstellung der Decke selbst als falsch bezeichnet werden muß: die Erzeugung von Zierstücken mit Hilfe von Einlagen, die am besten aus Eisenblech oder Zinkguß gefertigt werden und für spätere Zwecke wieder verwendet werden können.

Anstatt aber diese Zierstücke am Bau durch Ausstampfen herzustellen, kann auch so vorgegangen werden, daß sie in der Werkstatt erzeugt werden und auf dem Träger, in welchem in diesem Falle zwei Fugenleisten mitbetoniert werden müssen. Auf diese Weise ist die Herstellung sehr vereinfacht und jeder Widerspruch zwischen Form und Konstruktion vermieden.

Wenn der gerade Träger nicht mehr ausreicht, beispielsweise, wenn bei einer dreischiffigen Kirchenanlage die Mauer des Mittelschiffs von den Trägern aufgenommen werden soll, so ergibt sich von selbst die Form der Bogenträger in den verschiedensten Formen, und diese wieder bieten Gelegenheit, durch Anbringen von Zierstücken aus Beton die Flächen zu beleben und zu gliedern. Die unteren Tragpfeiler des Mittelschiffes können in armiertem Beton als Hauptstützen bis an die Decke geführt, dort mit Zwischendeckenträgern aus armiertem Beton verbunden sein, zwischen denen dann wieder die vorhin beschriebene Kassettendecke gespannt ist, sodaß eigentlich das ganze große Gebäude ein Gebilde des armierten Betons vorstellt, das künstlerisch behandelt und dem Material entsprechend geformt und ausgestaltet ist.

Die Form der Pfeiler kann auf die einfachste Art variiert und geziert werden. Da die Pfeiler zwischen Schalung gestampft werden, ist es ja augenfällig, daß durch Einlage von Stäben, Viertelstäben, Polygonalformen, die alle ein Negativ vorstellen, das auf die Schalung aufgefüttert wird, die entsprechenden positiven Formen Pfeiler selbst erzeugt werden können. Ebenso wie bei den Trägern können auch hier Zierstücke in fertiger Form mit betoniert werden, wodurch die Auffütterung in den Schalungen entfallen und

wesentlich an Kosten gespart wird. Von großer Vereinfachung ist es auch, wenn die Pfeiler aus einzelnen Schichten aufgebaut werden, die außen die Verzierungen tragen und innen hohl sind. Das unterste Stück wird versetzt, ausgestampft und dann das nachfolgende versetzt.

nicht möglich, dies überhaupt zu tun. Die beiliegenden Figuren geben Beispiele der verschiedenartigsten Verwendungsarten. Fig. 1 zeigt eine Decke im Justizpalais in Brünn, Fig. 2 eine solche im Landesgericht in Salzburg, Fig. 3 gibt einen Hauptschnitt durch die großen Stiegenhäuser im

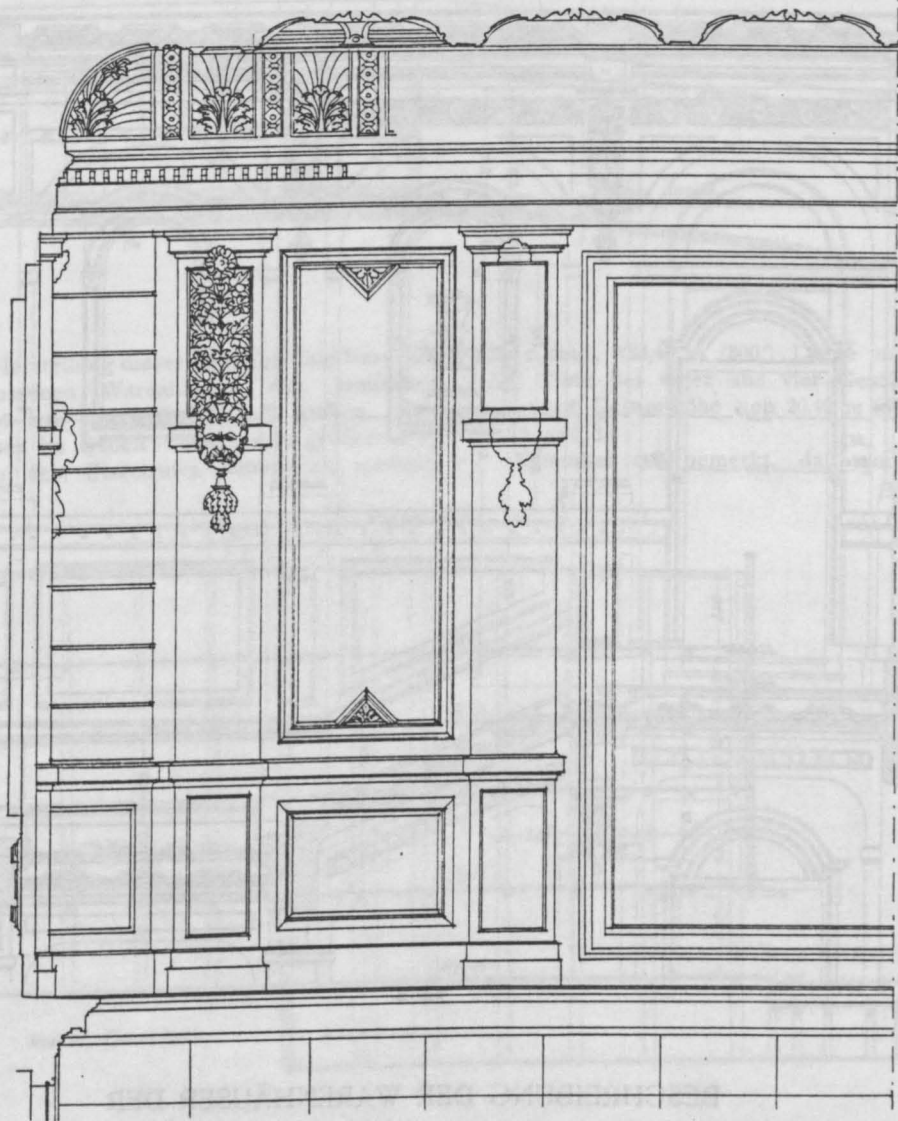


Fig. 2.

Jeder der einzelnen Teile hat Eisenarmierung und bildet gleich die Form für den Betonkörper, sodaß in diesem Falle jede Schalung unnötig ist, da diese durch die Elemente selbst gebildet wird.

Es würde zu weit führen, wenn hier noch alle Kombinationen der Verwendung des armierten Betons besprochen werden sollten, ja es ist fast

Justizpalais in Brünn. Speziell in diesem Fall ist die weitestgehende Verwendung der besprochenen Konstruktionen zu sehen, ja man kann sagen, daß alles vorgenannte hier ein Beispiel findet.

Die hier behandelte Besprechung der Verwendung des armierten Betons in der Monumental-Architektur ist nur eine Anregung zu neuem





meist feuergefährlicher und primitiver Warenhäuser, welche beschlossen, ein großes Gebäude zu errichten, das durch feuersichere Zwischenwände, je nach Bedarf und Größe der Konsumenten in größere oder kleinere Abteilungen geteilt werden konnte.

sicherungsprämie, den Bau in armiertem Beton herzustellen. (Bisher wurde \$ 1,75 bis \$ 2,25 %/o gezahlt, je nach Lage und Konstruktion der alten Häuser; die Versicherungsprämie im neuen gemeinschaftlichen Hause beträgt \$ 0,40 %/o).

Die stattlichen Dimensionen dieses großen

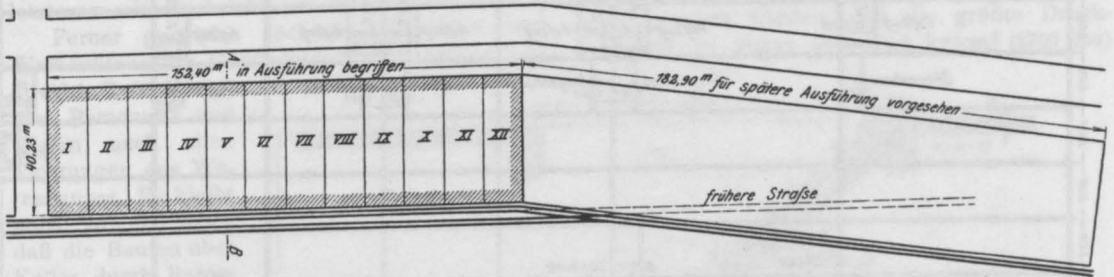


Fig. 1.

Die Herstellung dieser zum Teil vom Verkehre abgeschlossenen Warenhäuser aus armiertem Beton ist nur einem Zufalle zu danken. Die Amerikaner im Süden werden zum größten Teil noch von dem Eisentruste beherrscht, weshalb

Baues sind: 152,40 m (500') Länge und 40,23 m (132') Tiefe bei einer aus vier Geschossen bestehenden Gesamthöhe von 20,42 m (67'). (Siehe Fig. 1 und 2.)

Nebenbei sei bemerkt, daß noch weitere

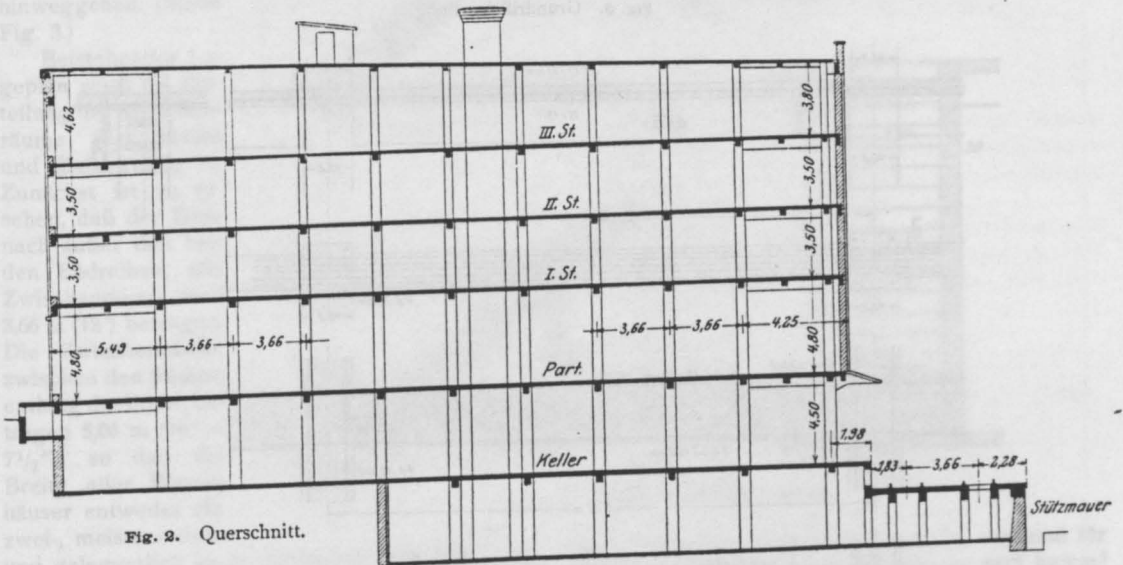


Fig. 2. Querschnitt.

bisher kaum ein Bauwerk aus Beton gebaut werden konnte; auch in Nashville waren bisher keine nennenswerten Betonbauten vorhanden. Da aber zur Zeit des Bauauftrages die Eisenhütten keinen Auftrag mehr für die nächsten sechs Monate annehmen wollten, und somit der Beginn des Baues auf mehr als ein halbes Jahr hinausgeschoben worden wäre, so entschied sich obige Gesellschaft zum Teil auch durch die Ökonomie der Ver-

182,90 m (600') Gebäudelänge für spätere Vergrößerung vorgesehen sind, sodaß der beachtenswerte Gesamtflächeninhalt des Bauplatzes rund 13450 m<sup>2</sup> enthält. Das Gebäude selbst ist auf Felsen fundiert; abgesehen davon, daß damit die unzähligen Säulen nur einer geringen Basisverbreiterung des Fundamentes bedurften, lieferte zudem der Aushub nicht bloß vorzüglichen Kleinschlag für den Beton des ganzen Gebäudes

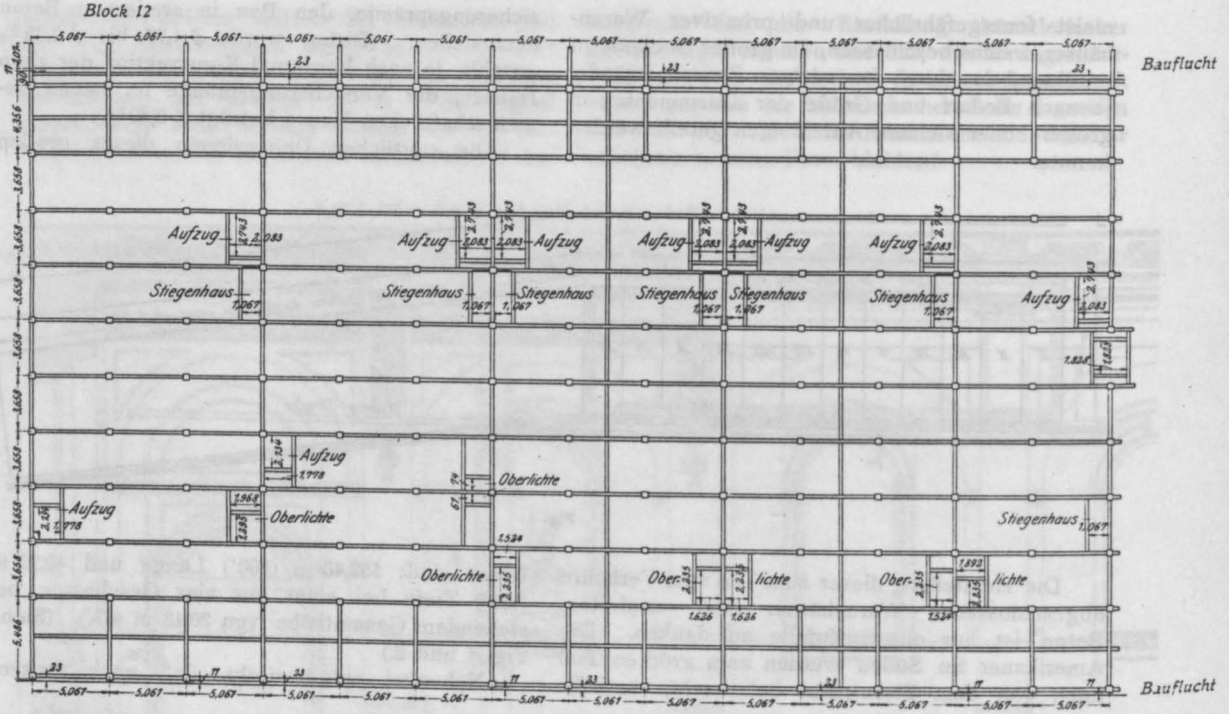


Fig. 3. Grundrißteilung.

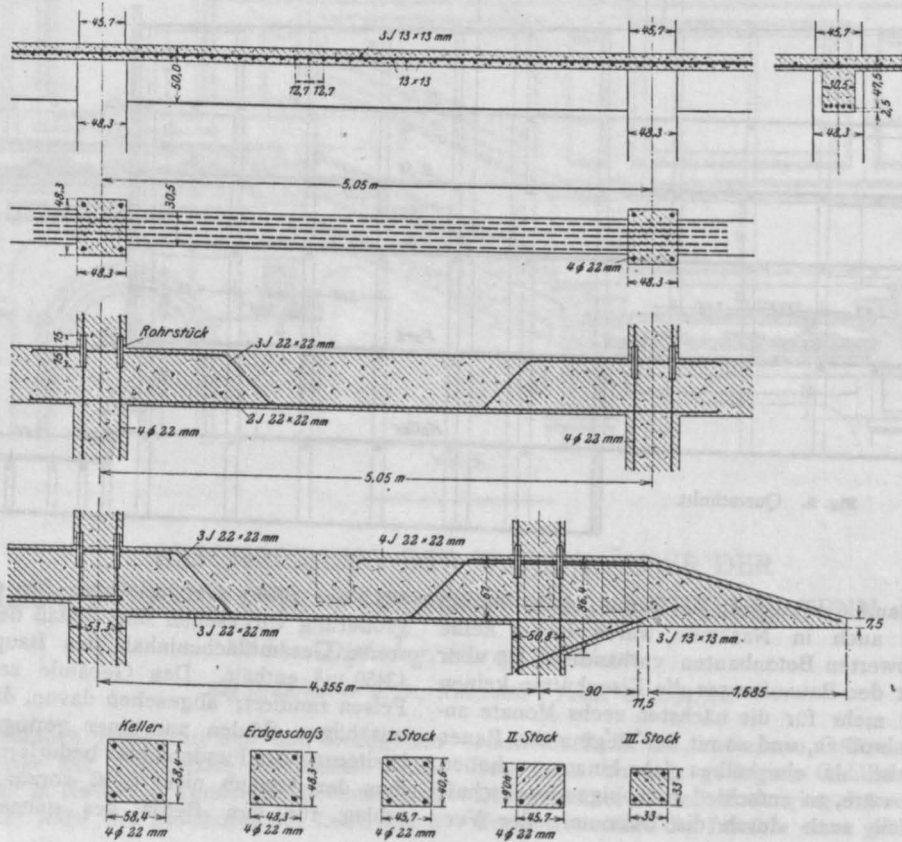


Fig. 4.

Typische Abmessungen für die Säulen- und Deckenkonstruktionen (letztere im Erdgeschoß).

selbst, sondern es konnte noch mehr als die Hälfte an die Eisenbahngesellschaft für Beschotterungs-material verkauft werden.

Die Maschinenhalle von 13 m Tiefe und 20 m Länge zur Unterbringung von Licht-, Wärme- und Lüftungsanlagen wurde unter das Kellergeschoß des 5. Hauses mit Front gegen die Bahn verlegt, letzteres mit Rücksicht auf den Kohlentransport.

Ferner gestatten auch je 1 Personen- und Warenaufzug pro Gebäudeblock eine rasche und direkte Beförderung von Personen und Waren nach allen Richtungen des Warenhauses. Es bleibt noch zu erwähnen, daß die Bauten über Keller durch Betonhohlsteinwände in 12 Abteilungen geteilt sind. Jede Abteilung enthält 2-4 Säulenreihen im Abstand von 3,70 m, über welche die deckenträgenden Unterzüge hinweggehen. (Siehe Fig. 3.)

Beistehender Lageplan zeigt die Einteilung der Zwischenräume für Säulen und Balken (Fig. 3). Zunächst ist zu ersehen, daß der Tiefe nach außer den beiden Endreihen, alle Zwischenräume rund 3,66 m (12') betragen. Die Zwischenräume zwischen den Säulen, entlang der Front, betragen 5,06 m (16' - 7 1/2"), so daß die Breite aller Warenhäuser entweder ein zwei-, meistens drei- und gelegentlich auch vierfaches von 5,06 m ist. Die Balken selbst laufen der Länge nach durch das ganze Gebäude in Abständen von 3,66 m (12'). Die Konstruktion am Ende des Gebäudes nach der Eisenbahn zu ist derart ausgeführt worden, daß die Mauern auf Balken ruhen, die ihrerseits wieder durch Kragbalken getragen werden. Zu dieser Anordnung mußte man schreiten, weil man in allen Stockwerken außer dem Keller die volle Tiefe des zur Verfügung stehenden Raumes ausnutzen wollte.

An Belastungen waren vorgesehen:

für das 1. Stockwerk	350 lbs. per □' = 1707 kg/m <sup>2</sup>
" " 2. "	300 " " " " 1460 "
" " 3.u.4. "	250 " " " " 1215 "
" " Dach	40 " " " " 193 "

Als Eiseneinlagen wurden die gezahnten Johnstoneisen verwendet (in den Abbildungen mit „J“ bezeichnet), mit Ausnahme der Säuleneisen, welche Rundeseisen waren. Es soll noch bemerkt werden, daß die größte Druckfestigkeit im Beton mit 189,8 kg/cm<sup>2</sup> (2700 lbs)

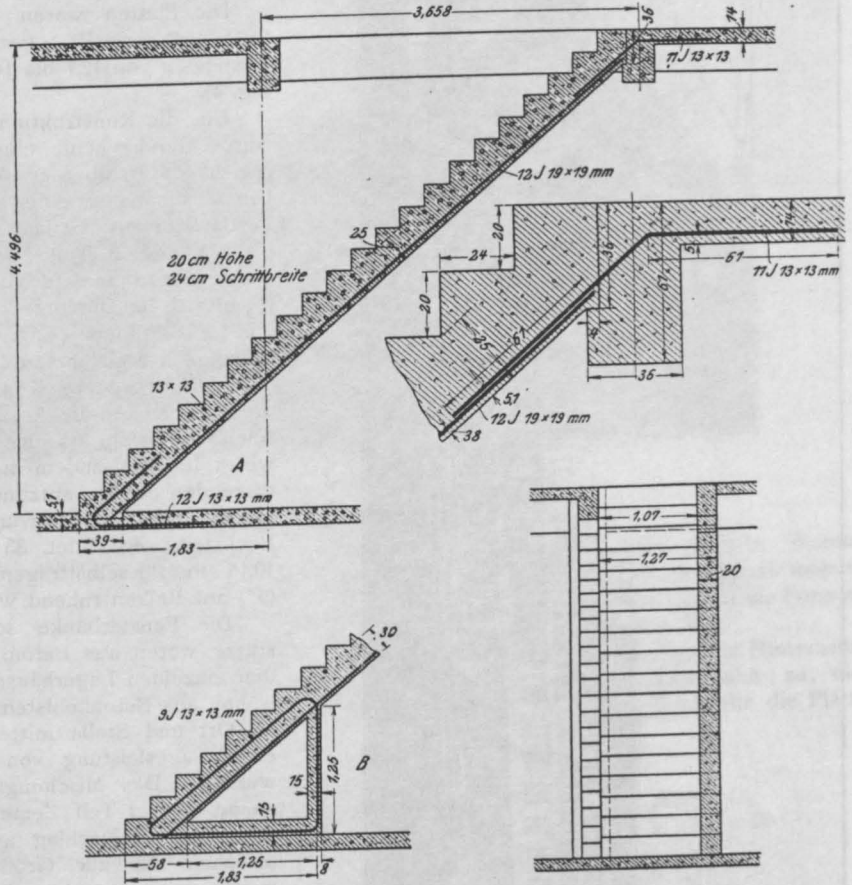


FIG. 5. Konstruktion der Treppen.

per Quadratzoll angenommen wurde, während für das Eisen eine Zugfestigkeit bis zu 4219 kg/cm<sup>2</sup> (60 000 lbs per Quadratzoll) erlaubt war. Die Längsbalken sind als T-Träger berechnet. Für  $n = \frac{E_c}{E_b}$  wurde 10 angenommen, für die zulässige Druckbeanspruchung der Säulen waren 52,7 kg/cm<sup>2</sup> (750 lbs per Quadratzoll) erlaubt. Aus diesen Belastungen ergaben sich Abmessungen für die Deckenkonstruktion, und Säulen die in Fig. 4 ersichtlich sind. Die Unterzüge wurden derartig armiert, daß die Hälfte aller Eiseneinlagen eines Balkens in

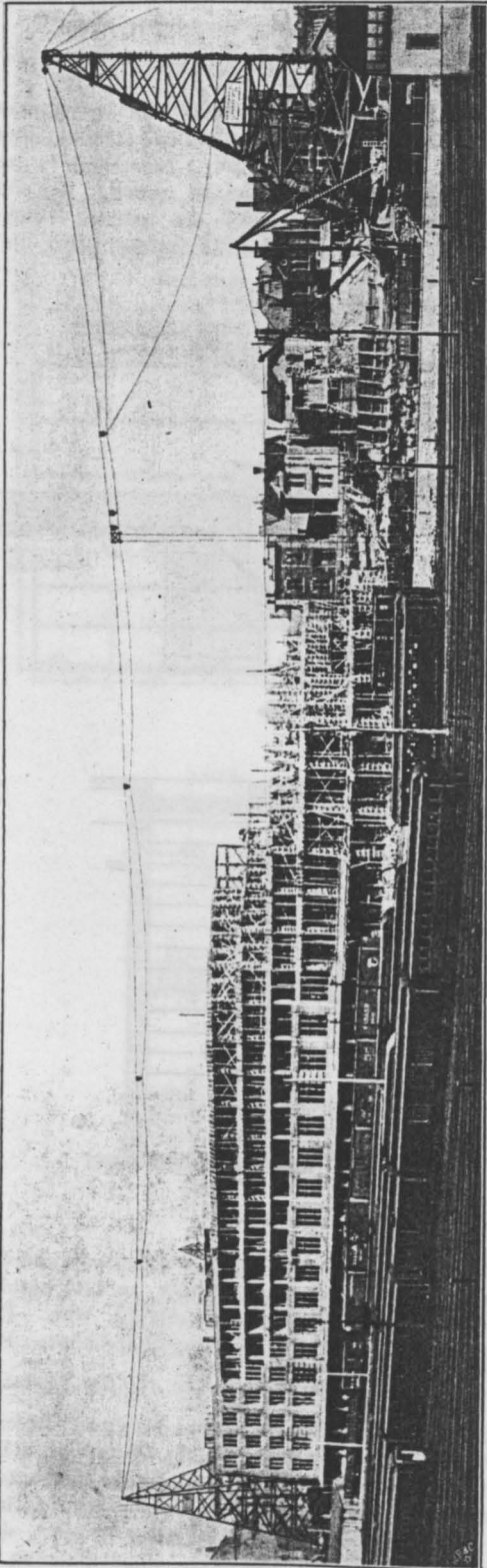


Fig. 6.

der Nähe des Auflagers an den Säulen nach oben gebogen wurden und 60—90 cm über der Säulenachse endeten. Zur Aufnahme der Scherkräfte wurden 5 bis 6,3 mm ( $\frac{3}{16}$ " bis  $\frac{1}{4}$ " ) starke Bügel eingelegt. Die Größe der typischen Säulen variierte von 53,3 cm (21") Quadrat mit 6  $\varnothing$  à 22 mm (6  $\varnothing$   $\frac{7}{8}$ " ) im Keller, bis zu 30,5 cm (12") Quadrat, mit 13 mm  $\varnothing$  ( $\frac{1}{2}$ " ) Rundeseisen im Dachstock, verstärkt noch durch 5 mm ( $\frac{3}{16}$ " ) Bügel oder Versteifungseisen, welche einen durchschnittlichen Abstand von 13 cm (5") hatten.

Die Platten waren 14 cm stark ( $5\frac{1}{2}$ " ) mit  $12,7 \times 12,7$  mm ( $\frac{1}{2}$ " ) gezahnten Johnsonseisen in Abständen von 12,7 bis 14 cm (5" bis  $5\frac{1}{2}$ " ) (siehe Fig. 4).

Um die Konstruktion feuersicher zu machen, wurde durchgehend eine 2,5 cm starke Betonschicht unterhalb der Armierung angenommen. Die Zusammensetzung des Betons war: 1 Teil Portlandzement (Atlas Portland Cement Co., New York), 2 Teile Sand und  $4\frac{1}{2}$  Teile geschlagener Steine, in Größen von 2 bis  $2\frac{1}{2}$  cm ( $\frac{3}{4}$  bis 1") im Durchmesser. Bei den Platten war nur 1,3 bis 1,9 cm ( $\frac{1}{2}$  bis  $\frac{3}{4}$ " ) für die Größe geschlagenen Stein gestattet.

Eine besondere Konstruktion war nötig für die Balken um die Aufzüge herum in den Geschossen sowohl als auch für die Balken im Dache, welche letztere zudem noch die Wasserbehälter tragenden Säulen aufzunehmen hatten. Was die Mauern anbelangt, so wurde für alle Außenmauern Backstein verwendet, 33 cm (13") stark, wovon 10,16 cm (4") selbsttragend, die anderen 22,86 cm (9") auf Balken ruhend waren.

Die Fensterbänke sowohl als die Fensterstürze waren aus Beton. Die Mauern zwischen den einzelnen Lagerhäusern sind, wie schon erwähnt, aus Betonhohlsteinblöcken hergestellt, die an Ort und Stelle mittelst zwei Maschinen bei einer Tagesleistung von 1200 Stück angefertigt wurden. Das Mischungsverhältnis dieser Hohlsteine war: 1 Teil Zement,  $1\frac{1}{2}$  Teile Sand und  $4\frac{1}{2}$  Teile Steinschlag aus der Zerkleinerungsmaschine bis zur Größe von 6 mm. Die Abmessungen der künstlichen Steine betragen  $20,3 \times 20,3 \times 61$  cm mit 2 Hohlräumen. Die Größe der ohne Hohlräume hergestellten Steine um die Aufzüge herum betrug  $10,2 \times 10,2 \times 15,2$  cm. Großes Augenmerk wurde auf ein sorgfältiges Betonieren gelegt, besonders an den Treffpunkten der Säulen mit den Balken und Platten.

Da die Wholesale Merchants Warehouse Co. beim Beginn des Baues wegen der Konstruktion der Treppen noch nicht einig war, so wurden diese vorerst noch ausgelassen, und erst als das zweite Stockwerk bereits fertig war und das dritte angefangen wurde, entschied man sich über die Konstruktion. Daher kamen zwei verschiedene Bauweisen zur Ausführung, die eine für

die Treppen, welche nachträglich eingebaut wurden, die andere für diejenigen, welche mit den Stockwerken zusammenaufgebaut werden konnten. Beide Konstruktionen sind aus Fig. 5 ersichtlich; die mit A bezeichneten sind die letzteren, die mit B die ersteren; die Details sind aus der Zeichnung zu ersehen. Auf den Stiegen oder deren Wangen

der Arbeit. Bei Warenhaus Nr. 1 ist das Betonskelett und die umgebende Backsteinmauer bereits fertig. Bei Warenhäusern 2 und 3 das Betonskelett fertig und die Backsteinmauer bis zum ersten Stockwerk fertig. An Warenhäusern 3 und 4 ist noch die Verschalung für das 2. und 3. Stockwerk vorhanden. Am 5. Warenhause ist nur die

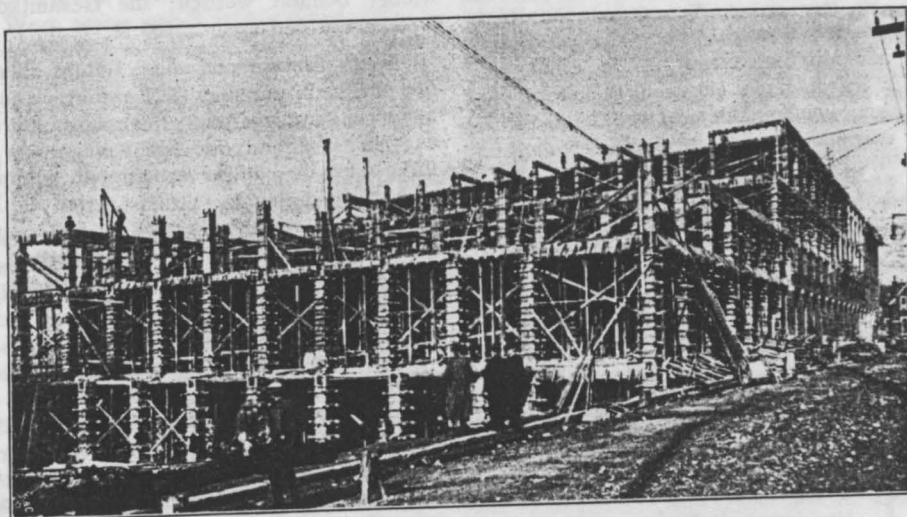


Fig. 7.

wurden ebenfalls Mauern aus Betonhohlsteinen errichtet, die bis an die Decke reichten, und am unteren Ende der Treppe wurde eine eiserne Tür angebracht; so wurde verhütet, daß bei eintretendem Feuer Rauch oder Flammen von einem Stockwerk in das andere dringen konnten.

Verschalung zu sehen. Die anderen Warenhäuser sind bis zum 3. resp. 2. Stockwerk emporgediehen, während bei manchen gerade die Formen für das 1. Stockwerk aufgesetzt sind.

Die Ansicht auf Fig. 6 zeigt die Hinterseite des Gebäudes nach der Eisenbahn zu; die Kragbalken und das kleine Dach für die Platt-

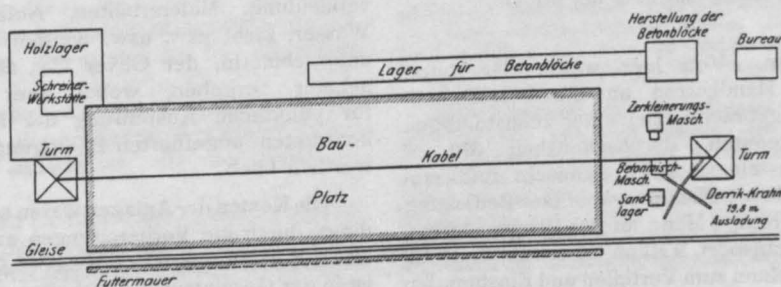


Fig. 8. Bauanlage.

Das ganze Gebäude wurde im Verlauf von  $8\frac{1}{2}$  Monaten errichtet. An Beton wurden ungefähr  $9168 \text{ m}^3$  verbraucht. Die Art und Weise, wie das Gebäude errichtet wurde, ist aus den beistehenden Photographien (Fig. 6 u. 7) zu ersehen; sie zeigen den Bauzustand ungefähr vier Monate nach Beginn

form sind deutlich zu erkennen; Fig. 6 ist am selben Tage aufgenommen und zeigt die andere Seite des Gebäudes.

Zur Handhabung und Beförderung des Materials wurden Kabel verwendet, die über zwei große Gerüsttürme hinweggingen. Die Anlegung

von Schienen zum Zwecke des Transportes von Materialien auf der Straßenseite war nicht erlaubt, da schon die zweite Straße an der Hinterseite des Gebäudes wegen Verlegung der Eisenbahnschienen kassiert war und die eine Straße für den Verkehr frei bleiben mußte; Fig. 8 zeigt einen Situationsplan der gesamten Anlage während des Baues; Fig. 9 zeigt die Anlage für die Mischung des Betons. Für die Mischung des Betons war ein Smith Mixer in Benutzung, der mit einer Lambert-Maschine angetrieben wurde. Der gemischte Beton kam von der Mischmaschine in die Eimer, die mittels der Kabel nach eisernen Behältern gebracht wurden, welche an dem betreffenden Stockwerk, in welchem betoniert werden sollte, an-

arbeiten und 10—40 für die Zerkleinerung des ausgehauenen Felsens.

Die Formen wurden nur für das erste und zweite Stockwerk hergestellt, dann wurden diese Formen für die anderen Stockwerke wieder benutzt. Das erste Stockwerk wurde für zwei bis drei Warenhäuser zu gleicher Zeit errichtet, und so konnten dieselben Formen fünf- bis achtmal wieder benutzt werden; die Gesamtkosten der Holzformen betragen 22 000 M.

Nach Einbringen des Betons blieben die Formen noch ungefähr 23 Tage an Ort und Stelle, bevor sie zur weiteren Benutzung abgenommen wurden. Während die Eiseneinlagen in einer am Ende des Gebäudes errichteten Schmiede kalt oder warm gebogen wurden, waren die Eisen für die Säulen vorher als Skelett fertiggestellt und dann in die Formen heruntergelassen worden. Die Kosten für das Biegen des Eisens betragen durchschnittlich nicht ganz 2,8 Pf per kg (0,4 d per lb).

Die Architekten für den Bau waren Messers Mc Donald & Dodd, der bauleitende Architekt Mr. Hunter Mc Donald. Ausgeführt wurde das ganze Gebäude von der Oliver Co., mit dem Hauptsitz in Knoxville, Tenn., in deren Büros auch die Zeichnungen für das Eisenbetonskelett unter Leitung des Chef-Ingenieurs Mr. W. H. Burk und des Verfassers dieses Aufsatzes ausgeführt wurden.

Die Kosten des gesamten Gebäudes, ohne Berücksichtigung der Gebühren für Zeichnungen und Bauleitung, sowie des Erlöses durch Verkäufe von Holz und Stein, betragen 1 476 000 M (360 000 \$), wovon 779 000 M (190 000 \$) allein auf die Eisenbetonarbeiten und Erdarbeiten entfielen. Alle anderen Arbeiten, wie Backsteinmauerung, Fenster und Türen, innere Holzverkleidung, Malerarbeiten, Aufzüge, Heizung, Wasser, Licht usw. wurden von der Hauptunternehmerin, der Oliver Co., an andere Unternehmer vergeben, wobei aber erstere stets für pünktliche Ausführung der in den Arbeitskontrakten angeführten Bedingungen voll verantwortlich blieb.

Die Kosten der Anlagen waren sehr groß und bedingt durch die Vorbereitungen und Anlagen zum Baue. Sie betragen 84 000 M (20 000 \$). Diese Summe ist in der Gesamtsumme enthalten, und somit waren die Ausgaben allein für die Herstellung und Ausführung aller nötigen Transportmittel ungefähr  $\frac{1}{16}$  des Gesamtpreises.

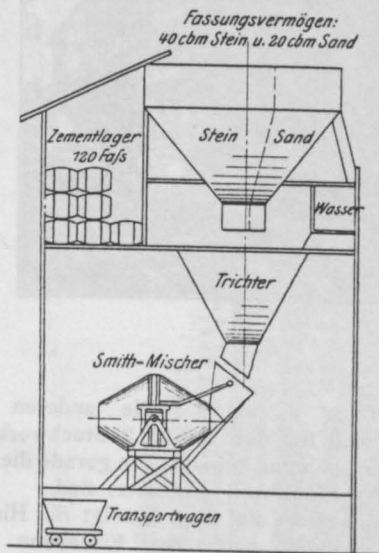


Fig. 9.

Anlage für die Mischung des Betons.

gebracht waren. Von hier wurde der Beton durch kleine Handkarren an die betreffenden Stellen selbst gebracht. Bei einer zehnstündigen Arbeitszeit konnten durchschnittlich 370 m<sup>3</sup> (480 yards) an einem Tage gemischt und einbetoniert werden. Hierzu war eine Bedienung von 3 Werkführern, 3 Mann an der Mischmaschine, 6 Mann zum Transport, 9 Mann an den anderen Maschinen und 32 Mann zum Verteilen und Einstampfen des Betons nötig; dazu kamen noch 45 Mann für die Herstellung der Formen, 20 Mann für Biegen und Einlegen der Eisen, 60—100 Mann für Erd-

## ZUR FRAGE DER ROSTSICHERHEIT DER EISENEINLAGEN BEI ARMIERTEM BETON.

Von E. Probst.

Die Frage, ob Eisen, welches im Beton gebettet ist, rostfrei bleibt, wird in der Praxis sehr häufig aufgeworfen, und deshalb ist es von besonderem Wert, wenn man Beispiele findet, welche über dieses Verhalten einigen Aufschluß geben. In „The Engineering Record“ vom 25. Januar ist von einem solchem Beispiele aus der Praxis die Rede.

Beim Niederreißen eines einstöckigen, aus armiertem Beton errichteten Gebäudes in New Brighton, Staten Island N. Y., welches im Jahre 1902 von der Turner Construction Comp. erbaut wurde, hat sich die Rostsicherheit des im Beton eingebetteten Eisens gezeigt. Das Gebäude hatte eine Pfahlfundierung, die darüber errichteten Fundamente bestanden aus armiertem Beton. Die Mauern waren  $22\frac{1}{2}$  cm stark, über dem natürlichen Boden nur  $12\frac{1}{2}$  cm. Die Gesamthöhe des Gebäudes war ungefähr 5 m. Das Dach war aus armiertem Beton. Zwischen den aus armiertem Beton hergestellten Dachbindern lagen etwa 7 cm starke Platten, mit 6 mm stark gewundenem Eisen armiert, welche einen gegenseitigen Abstand von 30 cm hatten.

Eine Fläche von  $10 \times 20$  m des Gebäudes wurde abgetragen, damit für einen 5 stöckigen Neubau Platz geschaffen werde. Bemerkenswert ist, daß wiederholte Schläge mit einem Handhammer nicht imstande waren, den Beton zu verletzen. Erst mit einem 16 pfündigen Schmiedehammer konnte man Löcher durch die Dachplatten schlagen.

Eine Untersuchung der Armaturen ergab, einige Fälle ausgenommen, daß das Eisen vollständig rostfrei war. Diese Ausnahmen beziehen sich nur auf solche Stellen, bei welchen die Bügel näher als 18 mm zu der Oberfläche lagen.

Diese Tatsache weist darauf hin, daß es notwendig ist, die Eiseneinlagen wenigstens 18 mm tief in Beton einzubetten, um sie rostfrei zu erhalten.

Von Interesse ist ferner die Tatsache, daß die Eiseneinlagen der Fundamente, welche 2 mal täglich von der Flut umspült wurden, vollständig rostfrei erhalten blieben, auch in denjenigen Fällen, wo die Betonschicht nur 18 mm stark war.

Anschließend daran wollen wir die von einem Chemiker gegebene Erklärung für das Verhalten des Eisens im Beton in Folgendem mitteilen:

Die Rostsicherheit des Eisens in armiertem Beton wird in einem Aufsätze in „Stahl und Eisen“ (Nr. 5, 1908) von Privatdozent Dr. Rohland in Stuttgart in sehr

beachtenswerter Weise besprochen, dem wir folgende Mitteilungen entnehmen:

Als der französische Gärtner Monnier zum erstenmal eiserne Drähte mit Zementmörtel in Berührung brachte und zwar zur Herstellung von Pflanzenkübeln, da konnte er schwerlich eine Ahnung davon haben, welche hohe Bedeutung einst noch dem Eisenbeton vorbehalten sein würde. Diese Entdeckung mußte einem Laien zufallen, denn ein Chemiker wäre kaum auf den Gedanken gekommen, Eisen mit Beton zu verbinden, da er sich sofort sagen mußte, daß eine Oxydation und damit die Zerstörung des Eisens die Folge sein würde. Dieses ist nun trotzdem nicht der Fall, und es scheint von Interesse, nach den Ursachen dieses eigentümlichen Verhaltens zu forschen.

Den Ausgangspunkt einer zureichenden Erklärung bilden einige physikalisch-chemische Gesichtspunkte, denen sich dann neuere Ergebnisse über den Erhärtungsprozeß des Zementes anschließen.

Bei allen Oxydationsvorgängen spielt das Wasser eine Rolle, die man als katalytische bezeichnet hat; es unterstützt diese Vorgänge fast ausschließlich, mit wenigen bis jetzt bekannten Ausnahmen, im positiven Sinne, es beschleunigt sie. Auch die Oxydationsgeschwindigkeit des Eisens, die an trockner Luft gleich Null ist, wird durch die Anwesenheit von Spuren von Wasser oder Wasserdampf stark beschleunigt. Voraussetzung ist, daß niedere Temperatur herrscht, da das Eisen sich bei hoher Temperatur schnell mit dem Sauerstoff verbindet.

Andererseits ist erwiesen, daß auch die Oxydationsgeschwindigkeit des Eisens in reinem, völlig sauerstofffreiem Wasser, d. h. das keinen Sauerstoff absorbiert enthält, gleich Null wird, denn das Metall verbindet sich nur mit dem vom Wasser absorbierten Sauerstoff.

Für das Verhalten des Eisenbetons kommen nun die physikalisch-chemischen Vorgänge während des Abbindens und der ersten Periode des Erhärtens zunächst in Betracht. Einmal findet die Wasserverbindung durch den im Zustande der festen Lösung befindlichen Kalk statt, dann aber werden aus dem Zementmörtel kolloidales Tonerdehydrat, kolloidales Eisenhydroxyd, kolloidale Kieselsäure durch das Wasser abgespalten, die allmählich durch das gleichzeitig abgespaltene Kalziumhydroxyd bezw. durch die Hydroxyl-Ionen koaguliert werden. Diese koagulierten Stoffe wirken ähnlich wie Leim oder Kleister und hemmen so ein weiteres Vordringen des Wassers in das Innere des Zementes.

Eine Schutzwirkung des Zementes vor dem Sauerstoff der Luft und dem Wasser, die die Oxydation nur in gemeinsamer Wirkung herbeiführen, wird schon dadurch hervorgerufen, daß sich am Eisen eine Schicht bildet, die aus koagulierter Kieselsäure, Tonerdehydrat, Eisenoxydhydrat besteht. Die Hauptursache aber für die Nichtoxydation des Eisens ist die Gegenwart des abgespaltenen Kalziumhydroxydes bezw. der Hydroxyl-Ionen.

Unter Wasser, das kleine Menge alkalischer Stoffe enthält, rostet Eisen nicht; unter wässrigem Ammoniak, Kali und Natron findet keine Oxydation statt; ebenso wirkt Kalkwasser. Eine ähnliche Wirkung, wenn auch in geringerem Maße, üben die kohlen-sauren Alkalien aus, die infolge hydrolytischer Spaltung ebenfalls Hydroxyl-Ionen enthalten. Hierzu gesellt sich noch Borax, dessen Lösungen ebenfalls infolge Hydrolyse alkalisch reagieren.

Dadurch, daß das Eisen unter alkalischen Flüssigkeiten unoxydiert bleibt, andererseits der Zementmörtel während

der Abbindezeit eine starke alkalische Reaktion infolge des abgespaltenen Kalkes zeigt, wird eine rostfreie Verbindung des Eisens mit dem Beton möglich.

Diese ganze Frage hängt mit der Passivität des Eisens zusammen. Faraday, Wiedemann und andere erklären diese Erscheinung durch die Bildung einer ganz dünnen, nicht sichtbaren, vor weiterer Einwirkung der Säuren schützenden Oxydschicht, die nach einer weiteren Vermutung vielleicht kolloidal und dann vollständig unlöslich ist.

Jedenfalls ist diese schützende Oxydschicht noch nicht mit Sicherheit nachgewiesen worden und die Frage nach den Ursachen der Passivität des Eisens noch nicht einwandfrei beantwortet.

Weiterhin teilen Büsing und Schumann eine Beobachtung mit, die ebenfalls nur auf dem oben genannten Wege erklärt werden kann. Bei Benutzung von Meerwasser zum Mörtelanmachen wird das Eisen heftig angegriffen; es kann unter Umständen die Bildung großer knollenförmiger Mengen von Eisenoxyd stattfinden. Büsing und Schumann kommen mit ihrer Vermutung, daß wahrscheinlich der Gehalt des Meerwassers an Magnesiumchlorid und Magnesiumsulfat die Ursache ist, der Wahrheit zwar ziemlich nahe, treffen aber noch nicht ganz das Richtige. Die Salze selbst sind es nicht, die die Oxydation herbeiführen, sondern vielmehr die durch Hydrolyse abgespaltenen Wasserstoff-Ionen heben die schützende Wirkung der Hydroxyl-Ionen auf, indem sie sich mit ihnen zu Wasser verbinden.

Bei der Eisenbetonierung ist demnach auf die Zusammensetzung des Anmachewassers, seinen Gehalt an freien Wasserstoff-Ionen durch Säuren oder saure Salze Rücksicht zu nehmen.

Selbstverständlich ist die Natur des mit dem Zementmörtel in Berührung stehenden Metalls noch von wesentlicher Bedeutung. Während Eisen und nach den bisherigen Erfahrungen meistens Zink unoxydiert bleiben, wird Blei leicht in das Oxyd übergeführt. Nach meinen Versuchen verhält sich Zink teils wie Eisen, teils wie Blei und Kupfer; während die Ränder des Zinkstückes, das mit dem Zementmörtel etwa ein halbes Jahr in Berührung

gewesen war, stark oxydiert waren, war die Mitte desselben vollständig blank geblieben. Jedenfalls ist die Verbindung des Betons mit Zink nach den bisherigen Resultaten nicht ohne weiteres zu empfehlen. Zink wird in sauren und alkalischen Lösungen oxydiert, nur in neutralen verbindet es sich nicht mit dem Sauerstoff; daher rühren vielleicht auch die ungleichmäßigen Resultate bei seiner Verwendung mit Beton. Im Gegensatz zum Eisen oxydiert sich Kupfer unter alkalischen Flüssigkeiten, daher auch allein in Verbindung mit Beton. Dasselbe gilt vom Blei und Zinn.

Es erübrigt noch die Beantwortung der Frage, wie sich die Kombinationen zweier Metalle mit Beton verhalten. Das System Beton, Eisen, Kupfer dürfte sich gegen Oxydation widerstandsfähig erweisen; wenn Eisen mit Kupfer verbunden wird, schützt es das Kupfer vor dem Kosten als negativerKatalysator.

Die Kombination Eisen, Beton, Zink kann sich vielleicht analog verhalten; die Resultate über die Wirkung des Zinks auf Beton sind allerdings nicht eindeutig; wird aber das Zink oxydiert, so ist auch das Eisen vor der Einwirkung des Sauerstoffes nicht sicher. Auch verzinktes Eisen ist der Oxydation in Verbindung mit Beton zugänglich.

Eisen, Blei, Beton ist ebenfalls der Oxydation zugänglich, da zwar das Eisen durch das Blei und die Hydroxyl-Ionen geschützt ist, das Blei selbst aber sich sehr leicht oxydiert. Am schlechtesten dürfte sich die Kombination Eisen, Zinn, Beton bewähren, da Zinn in alkalischen Flüssigkeiten sich selbst oxydiert, und durch Berührung mit Eisen die Oxydation desselben beschleunigt und die Wirkung der Hydroxyl-Ionen aufgehoben wird.

Die Annahme, daß die Nichtoxydation des Eisens in Berührung mit Beton dadurch hervorgerufen wird, daß die Luft vollständig ausgeschlossen ist, dürfte sich nach den hier vorgebrachten Tatsachen nicht als richtig erweisen; tatsächlich ist auch in jedem Anmachewasser absorbiert Sauerstoff vorhanden. Andererseits müßten dann auch andere unter den gleichen Bedingungen mit Beton in Verbindung gebrachte Metalle, wie Blei, Kupfer, Zink, Zinn usw., unoxydiert bleiben, was aber nicht der Fall ist.

## BELASTUNGSPROBEN MIT SIMPLEX-BETONPFÄHLEN.

Ausgeführt durch das Kgl. Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde im Auftrage der Tiefbaugesellschaft m. b. H. zu Berlin C.

*Besprochen von H. Burchartz.*

(Schluß von Seite 51.)

Bevor mit der Herstellung der Betonpfähle für die Belastungsproben begonnen wurde, fand durch Bohrversuche die Untersuchung des Baugrundes statt. Hierbei ergab sich, daß der Boden nach einer etwa 60 cm dicken Schicht Mutterboden bis auf 6 m Tiefe aus feinem Trieblande bestand. Der Grundwasserstand lag etwa 70 cm unter Terrainhöhe.

Die Herstellung der Versuchsstücke erfolgte nach Maßgabe der Fig. 4, 5 und 6 in der vorstehend beschriebenen Weise. Die hierbei gemachten Feststellungen sind aus der Tabelle 1 ersichtlich.

Bei der Herstellung der Pfähle drang das Grundwasser zum Teil in den Vortreibpfahl, wodurch der Beton stark genäßt wurde; besonders war dies der Fall bei Pfahl 1 und 5. Durch das Eindringen des Wassers in den frisch eingefüllten Beton wurde dieser zunächst etwas ausgeschlämmt und ein Teil des Zementes des zuerst eingebrachten Betons gelangte in die später eingebrachten Schichten. Dies kam bei den Druckversuchen mit aus den Pfählen entnommenen Würfeln insofern zum Ausdruck, als der Beton aus der Mitte



Tab. 1. Einzelheiten der Simplex-Betonpfahlherstellung.

Pfahl Nr.	Gewicht des Stampfbären kg	Mittlere Hubhöhe des Ramm-bären m	Mittlere Eindring-tiefe für den Schlag cm	Mittlere Eindring-tiefe wäh- rend der letzten 10 Schläge cm	Gesamt- schlagzahl	Schlag- zahl in der Minute	Gesamt- schlagzeit	Beton- menge für den Pfahl cbm	Gesamt- herstel- lungszeit Min.	Länge des Pfahles m
1	125	1,75	3,0	2,8	173	9	20	0,85	45	5,20
2	125	1,75	2,9	2,8	179	9	19	0,85	42	5,20
3	125	1,75	2,8	2,0	186	9	22	0,91	50	5,18
4	125	1,75	2,9	2,2	181	9	21	0,91	55	5,20
5	225	2,00	3,2	3,3	160	7	23	0,91	45	5,20
6	225	2,00	3,3	3,5	157	8	20	0,91	48	5,20
7	225	2,00	3,4	2,8	153	7	21	0,91	43	5,20
8	225	2,00	4,0	4,0	80	7	12	0,56	24	3,20

der Pfähle höhere Festigkeiten lieferte, als der aus den unteren Pfählenden \*).

Der Vortreibpfahl war bei allen Versuchen der gleiche, nämlich ein Stahlrohr von 40 cm äußerem Durchmesser, 800 cm Länge und 2 cm Wandstärke.

Das Gewicht des Ramm-bären betrug 1790 kg. Bei Herstellung von Pfahl 1—4 wurde ein etwa 125 kg schwerer Stampfbär, bei Herstellung von Pfahl 5—8 ein etwa 225 kg schwerer Stampfbär verwendet.

Der Beton für die Pfähle wurde in der beantragten Mischung bereitet und erdfeucht angemacht, Pfahl 1—4 wurde am 30. August 1907, Pfahl 5—8 am 31. August 1907 hergestellt.

Am 3. September 1907 wurden über Pfahl 2, 3 und 4 und über Pfahl 5, 6 und 7 die Betonplatten aus erdfeuchtem Beton (Mischung 1:8) zwischen Holzschalung den Fig. 4 und 5 entsprechend hergestellt. Die Betonplatte über den Pfählen 5, 6 und 7 wurde durch Rundeiseneinlagen verstärkt (Abmessungen und Lage der Eisen siehe Fig. 5).

Die solcherart für die Belastungsproben hergestellten Versuchsstücke eigneten sich, wie später auch das Ergebnis dieser Versuche zeigte, nicht dazu, die wahre Tragfähigkeit der Pfähle selbst zu ermitteln; denn dadurch, daß die Betonplatte belastet wurde, deren Material eine geringere Festigkeit hatte, als das der Pfähle, wurden nicht die Pfähle, sondern die Platten geprüft.

Am 7. September 1907 wurden die Betonplatten ausgeschalt. Die Prüfung der Giebelwandkon-

struktion erfolgte am 17. und 18. September 1907, der Frontwandkonstruktion am 1. und 2. Oktober 1907 und die des Einzelpfahles am 3. Oktober 1907.

Am Tage vor den Prüfungen wurden die Pfahlköpfe bis auf etwa 40 cm freigelegt. Zur

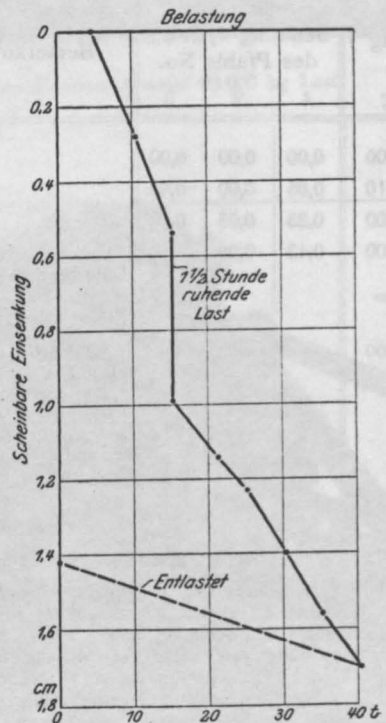


Fig. 9a. Darstellung der Ergebnisse der Belastungsprobe mit dem Einzelpfahl. (Nach Tab. 4.)

\*) Da die Herstellung der Probepfähle durch ungeübte Arbeiter erfolgte, so wird sich das Eindringen von Grundwasser in den Vortreibpfahl unschwer vermeiden lassen, wenn die Arbeiter erst mit der neuen Bauweise vertraut und eingeübt sind.

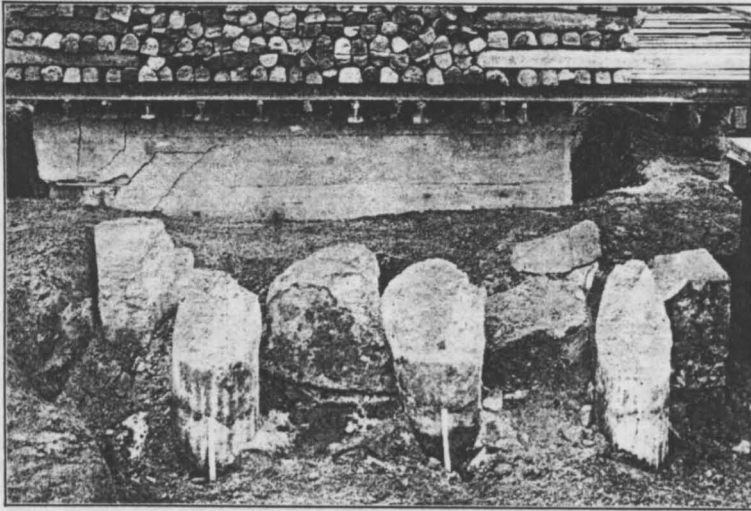


Fig. 10.

Pfahlköpfe der Giebelwand-Fundierung nach Entfernung der Betonplatte.  
(Im Vordergrund des Bildes.)

Tab. 2. Ergebnis der Belastungsprobe mit der Giebelwandkonstruktion (Fig. 4).

Be- lastung*) in kg	Scheinbare Senkung**) in cm des Pfahls No.			Bemerkungen
	4	2	3	
20 000	0,00	0,00	0,00	
40 510	0,05	0,00	0,00	
59 200	0,23	0,05	0,06	
59 200	0,43	0,29	0,19	Ablesung nach 14 Std. Unterbrechung des Ver- suchs. Im Fundament Riß zwischen Pfahl 4 u. 2.
79 000	—	—	—	Bruch der Betonplatte nach vorhergehendem Abbrechen der beiden Enden der Platte. Pfahl- köpfe und Pfähle, soweit sichtbar, unversehrt.

\*) Das Gewicht der Betonplatte ist nicht berücksichtigt.

\*\*) Die Verschiebung der Ablesung an den Meßskalen bei den einzelnen Laststufen gegenüber der Nullablesung ist deshalb nicht als Senkung, sondern als „scheinbare Senkung“ bezeichnet, weil diese Verschiebung nicht allein infolge Senkens der Pfähle, sondern auch, wenn auch nur zum geringen Teil, infolge der Zusammendrückung des Pfahlmaterials unter der Last eintrat. Wahrscheinlich wären die Ergebnisse noch günstiger ausgefallen, wenn die Pfähle bis auf festen Baugrund eingetrieben worden wären. Im vorliegenden Falle standen sie aber in einer Schicht aus feinem schlackigen Triebsand, ohne gewachsenen tragfähigen Boden zu berühren.

Tab. 3. Ergebnis der Belastungsprobe mit der Frontwandkonstruktion (Fig. 5).

Be- lastung*) in kg	Scheinbare Senkung**) in cm des Pfahles No.			Bemerkungen
	7	6	5	
10 980	0,00	0,00	0,00	
20 470	0,02	0,02	0,03	
30 470	0,10	0,08	0,07	
40 330	0,18	0,17	0,15	
50 330	0,23	0,27	0,17	
60 360	0,35	0,37	0,19	Weitere Ablesung bei Pfahl 5 unzuverlässig, da der Apparat anscheinend verschoben wurde.
71 270	0,45	0,48	—	
80 050	0,60	0,60	—	
80 050	0,90	0,73	—	Nach 17 Std. Unterbrech- ung des Versuchs Riß in der Betonplatte über Pfahl 6 u. zwischen Pfahl 6 u. 5.
86 050	0,97	0,81	—	Bestehende Risse erwei- tern sich zum Teil; Auf- treten neuer Risse; Riß seitlich in der Platte bei Pfahl 5.
90 000	1,23	0,90	—	Seitlicher Riß erweitert sich stetig.
93 000	1,47	1,48	—	Ablesung nach Aufliegen der Last auf einer Seite auf die Unterfangung. Eine Ecke der Beton- platte über Pfahl 5 bricht ab. Pfähle, soweit sicht- bar, unversehrt.

gleichmäßigen Verteilung der Last wurde eine etwa 4 cm dicke Sandschicht über die Betonplatten verteilt und auf diese Brettstücke gelegt. Auf die Brettstücke wurde das Belastungsmaterial (Schienen und Roheisenbarren) gleichmäßig aufgebracht.

Auf den Einzelpfahl wurde zunächst auf die Sandschicht eine runde, eiserne Platte gelegt, die den Druck der aufgebrachten Last übertrug. Auf diese Platte wurde ein besonders gefertigter, eiserner „Pfahlkorb“ aufgesetzt, der das weitere Belastungsmaterial aufnahm.

Die Bewegung der Pfähle in vertikaler Richtung wurde mittels Maßstäben, die an den Pfahlköpfen befestigt waren, gemessen, und zwar in der Weise, daß der wagerechte Faden eines Fernrohres auf einen Nullpunkt der Skala eingestellt wurde.

Bei dem Einzelpfahl wurde auch die seitliche Ausbiegung durch Anbringung von Quermaßstäben gemessen. Hierbei wurde der senkrechte Faden des Fernrohres auf einen Nullpunkt der Skala eingestellt.

Die Ergebnisse der Belastungsproben sind in den Tabellen 2, 3 und 4 zusammengefaßt. Der Verlauf des Versuchs mit dem Einzelpfahl ist außerdem in Fig. 9 a zeichnerisch dargestellt.

Seitliche Ausbiegung trat nicht ein. Figur 10 zeigt die Pfahlköpfe der Giebelwandfundierung nach Entfernen der Bruchstücke der Betonplatte (im Vordergrund des Bildes).

Fig. 11 zeigt die Frontwandfundierung unter der Last von 93 000 kg nach Abbrechen der einen Ecke der Betonplatte.

Fig. 12 zeigt den Einzelpfahl unter der Last von 40 500 kg.

Am 28. September 1907 wurde der mit Eiseneinlage versehene Pfahl (Nr. 8) heraus-

gezogen. Fig. 13 zeigt den herausgezogenen Pfahl.

Behufs Besichtigung und Prüfung der belastet gewesenen Pfähle Nr. 1—4 (s. Lageplan Fig. 6) waren dieselben bis auf etwa 4 m Tiefe freigelegt worden. Weitere Freilegung war wegen des zu

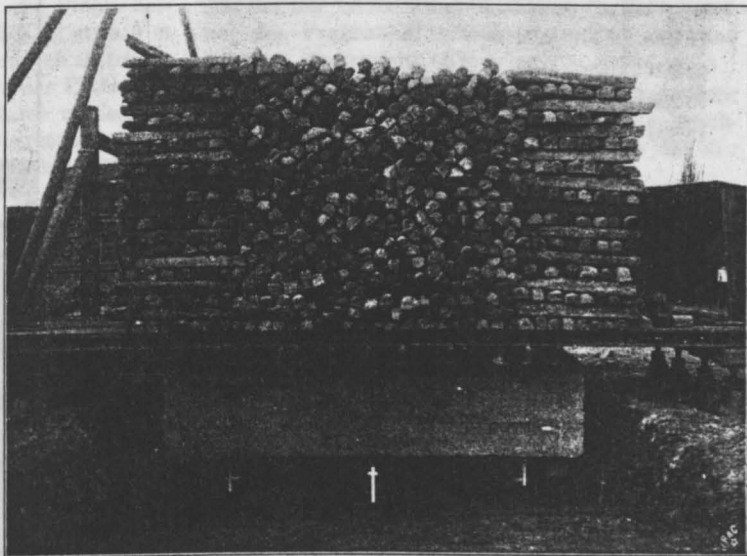


Fig. 11. Frontwand-Fundierung unter 93 000 kg Last.



Fig. 12.

Einzelpfahl unter 40 500 kg Last.

Tab. 4. Ergebnis der Belastungsprobe mit dem Einzelpfahl.

Be- lastung in kg	Scheinbare Sen- kung*) Mittel aus 3 Ablesungen unter 90 und 180° cm	Bemerkungen
4 700	0,00	
10 300	0,28	
15 300	0,54	
15 300	0,99	Ablesung nach 1 $\frac{1}{3}$ stündiger Pause. Während dieser Zeit wurde in etwa 30 m Ent- fernung ein Probepfahl ge- rammt.
21 300	1,14	
25 270	1,23	
30 300	1,40	
35 270	1,56	Am Pfahlkopf splitterte et- was Beton ab.
40 500	1,70	Unter dieser Last stand der Pfahl etwa 16 Std.; weitere Ablesung fand nicht statt, da die Last auf der einen Seite auflag.
Nach Entlasten	1,42	Am Pfahlkopf war an einer Stelle ein Stück Beton ab- gebröckelt. Pfahl im übrigen, soweit sichtbar, unversehrt.

\*) Siehe Fußbemerkung S. 83.



Fig. 13.

Herausgezogener Pfahl. (Nr. 8.)

Tab. 5. Ergebnisse der Druckversuche mit Würfeln aus Simplex-Betonpfählen.  
Alter des Betons 75 Tage.

Ent- nahme- stelle, Probe Nr. s. Fig.	lufttrocken						Ent- nahme- stelle. Probe Nr. s. Fig.	wassergetränkt						Bemer- kungen
	Abmessungen in cm			Ge- drückte Fläche qcm	Be- lastung in kg	Druck- festig- keit $\sigma$ -B in kg/qcm		Abmessungen in cm			Ge- drückte Fläche qcm	Be- lastung in kg	Druck- festig- keit $\sigma$ -B in kg/qcm	
	Länge	Breite	Höhe					Länge	Breite	Höhe				
Pfahl Nr. 1.														
oben 1	15,0	14,5	16,0	218	31 250	143	oben 2	1,50	15,0	16,0	225	29 320	130	
Mitte 3	19,0	17,5	18,5	333	72 050	216	Mitte 4	18,5	18,5	18,7	342	65 470	191	
unten 5	16,0	15,0	17,0	240	15 100	63	unten 6	15,5	17,0	17,0	264	12 800	48	
unten 7	19,0	19,0	18,5	361	44 460	123	unten 8	19,5	18,5	18,5	361	42 980	119	

starken Auftriebes des aus schlickigem Trieb sand bestehenden Bodens und der großen Schwierigkeit der Wasserhaltung nicht möglich.

Soweit die Pfähle freigelegt waren, zeigten sie keinerlei Beschädigung, mit Ausnahme des Pfahles Nr. 1, an dessen Kopfe bereits bei der Belastungsprobe ein kleines Stückchen abgebröckelt war. Die Oberfläche der Pfähle war ziemlich glatt. Bei dem Versuch, die Pfähle herauszuziehen, brachen diese sämtlich in etwa 3 m Länge ab; die Bruchflächen erwiesen sich als frisch; ein Beweis dafür, daß der Bruch der Pfähle dadurch eingetreten war, daß sie durch ungleiches Anziehen der Zugketten, wodurch Biegespannungen entstanden, zum Knicken gebracht wurden, während die Spitzen der Pfähle durch den Trieb sand festgehalten wurden.

Behufs Vornahme der Druckversuche wurden aus den entnommenen Betonpfählen 1, 2 und 4 an den in Fig. 14 bezeichneten Stellen Scheiben und aus jeder Scheibe zwei Würfel auf der Steinsäge herausgeschnitten. Das Material des unteren Teils der Pfähle erwies sich hierbei als magerer (kiesreicher), als das des oberen Teils. Die Druckflächen der Würfel wurden mit Zementmörtel (1 : 1) abgeglichen.

Ein Körper jeder Entnahmestelle wurde einige Tage im Zimmer an der Luft, der andere im Wasser gelagert und dann der Druckprobe unterworfen.

Der Druck wurde in der Stampfrichtung ausgeübt.

Die Ergebnisse der Druckversuche für Pfahl Nr. 1 sind in Tab. 5 enthalten; die Ergebnisse der Raumgewichtsbestimmung sind in Tab. 6 verzeichnet.

Tab. 6. Ergebnisse der Raumgewichtsbestimmungen an Körpern zu Tab. 5.

Zustand	lufttrocken			wassergetränkt		
	1	2	4	1	2	4
Pfahl Nr.						
Entnahmestellen	Raumgewicht in g/ccm					
oben	2,184	2,234	2,036	2,229	2,274	2,121
Mitte	2,308	2,272	2,140	2,343	2,314	2,198
unten	2,296	2,215	1,976	2,326	2,280	2,091

Aus den Ergebnissen der Belastungsproben ist zu ersehen, daß die Betonpfähle mit mehr als 40000 kg, d. i. 32 kg/cm<sup>2</sup> belastet werden konnten, ohne zerstört zu werden. Die Belastungsproben

mit den als Front- und Giebelwandfundierungen gedachten Konstruktionen lehren, wie bereits oben betont, daß die Prüfungsobjekte für den beabsichtigten Zweck ungeeignet waren; denn die auf den Pfahlköpfen aufliegenden Betonplatten gingen eher zu Bruch, als die Pfähle irgend welche Anzeichen beginnender Zerstörung aufwiesen.

Die gesamte Senkung betrug unter der Höchstlast bei der Giebelwandfundierung 1,9 bis 4,3 mm, bei der Frontwandfundierung rund 15 mm und bei dem Einzelpfahl 17 mm.

Aus den Ergebnissen der Druckversuche geht hervor, daß das Material der Pfahlmitte durchschnittlich höhere Festigkeit besitzt, als das der

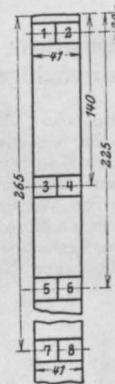


Fig. 14.

Lage der zu den Druckversuchen benutzten Betonwürfel in den Pfählen.



Pfahlenden, namentlich als das des unteren Pfahlendes. Diese Erscheinung ist nach Ansicht des Berichters, wie auch bereits oben erwähnt, aller Wahrscheinlichkeit nach darauf zurückzuführen, daß das Grundwasser während des Einfüllens bzw. Einstampfens der Betonmasse in diese eingebrungen ist und hierbei den Zement teilweise ausgeschlämmt hat; infolgedessen ist der Beton des unteren Pfahlteils zementärmer bzw. magerer und der des mittleren Pfahlteiles fetter geworden. Man wird daher in der Praxis dort, wo Fundierungen bei hohem Grundwasserstand ausgeführt werden müssen, bei Herstellung der Pfähle nach dem Simplexverfahren zweckmäßig die erste Betonschicht aus möglichst trockenem Beton herstellen und mit dem Herausziehen des Vortreib-

pfahles erst beginnen, wenn bereits eine größere Menge Beton eingebracht und gestampft ist, da diese nicht so leicht vom auftretenden Grundwasser durchdrungen wird, als eine geringe Menge, bezw. eine niedrige Betonschicht.

Daß die Tragfähigkeit der wassersatten Proben geringer sein würde, als die der trocken geprüften, war ein vorauszusehendes Ergebnis. Der Einfluß der Feuchtigkeit auf die Festigkeit zeigte sich bei allen Proben außerordentlich gleichmäßig. Im übrigen ist das Durchschnittsergebnis der

Druckversuche als überaus günstig zu bezeichnen, wenn man eben in Betracht zieht, unter welcher schwierigen Grundwasserverhältnissen die Betonpfähle gefertigt wurden.

Im Einklange mit den Ergebnissen der Druckversuche steht dasjenige der Raumgewichtsbestimmung. Den besseren Festigkeitswerten entsprechen auch durchschnittlich höhere Raumgewichte. Selbstverständlich ist das Raumgewicht der wassergetränkten Proben größer als das der trockenen.

## SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung).

### Wirksamer Schutzanstrich für Zement und Eisen gegen säurehaltiges Wasser.

Zement, dieses künstliche Silikat, wird erfahrungsgemäß durch manche im Grundwasser vorkommenden Säuren, namentlich durch Kohlensäure und Huminsäure angegriffen, dazu kommt manchmal noch die überaus schädigende Einwirkung von Wasser-Mikroorganismen und ihren meist sauren Stoffwechselprodukten. Bei jahrelang durchgeführten amtlichen Versuchen hat sich gezeigt, daß Dr. Roths Inertol D. R.-P. gegen diese Einwirkungen einen

vorzüglichen Schutz bietet und dabei noch den Vorteil hat, durch den im Wasser molekular gebundenen Sauerstoff in seinem festen Gefüge nicht beeinträchtigt zu werden, wie Leinölnärfnisse und dergl. Diese Eigenschaften des Inertol verbunden mit seiner Schmiegsamkeit und Zähigkeit machen es auch zu einem vorzüglichen Schutzmittel für Zement und Eisen gegen säurehaltiges Wasser. Die Behörde, welche Inertol schon am längsten verwendet, schreibt darüber: Es ist uns kein Anstrichmittel bekannt, das besseren Schutz gegen Rosten gewährt, als das Inertol."

Paul Lechler, Stuttgart.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Beitrag zur Lösung des Zuiderseeproblems.

Über dieses interessante Thema schreibt uns Herr L. A. Sanders, Ingenieur der Amsterdamsche Fabriek van Cement-Yzer Werken Wittenburg:

Im Jahre 1892 wurde von der holländischen Regierung ein Staatsausschuß ernannt, um eine Untersuchung anzustellen über die Frage, ob der Abschluß der Zuidersee, wie derselbe von dem Zuiderseeverein vorgeschlagen war, im Interesse des Landes sei, und falls die Antwort bestätigend lauten möchte, zu untersuchen, in welcher Weise diese Arbeit zur Ausführung gebracht werden könnte.

Der Staatsausschuß änderte die Entwürfe des Zuiderseevereins nur wenig. Der ganze Entwurf bestand aus einem Deich von der nord-holländischen Küste über die Insel Wieringen nach Piaam in Friesland und aus Trockenlegung der Polders 1, 2, 3 und 4 in Reihenfolge, wie auf der Fig. 1 angegeben.

Einstimmig war man der Meinung, daß der Abschlußdeich allen anderen Arbeiten vorhergehen müßte und der Staatsausschuß bestimmte das mittlere Profil des Deiches.

Die Kosten dieses Deiches, der eine Gesamtlänge von 29 300 m bekommen würde, würde nach einem Kostenanschlag von Sachverständigen 40 500 000 Fl. betragen. Dabei kommen jetzt die Kosten der Unfallversicherung und die allgemeine Erhöhung der Arbeitslöhne, wodurch der Gesamtbetrag sich jetzt auf wenigstens 43 Millionen Gulden belaufen wird.

Die Kosten sämtlicher Polders einschließlich Defensionswerken und Versorgung der Fischereinteressen würden darauf rund 148 500 000 Fl. betragen. — Letzgenannte Arbeiten kann man jedoch nur für einen der-

artigen Betrag ausführen, wenn erstens der Abschlußdeich fertig ist, weil erst dann Ebbe und Flut keinen Einfluß auf den Wasserstand des geschaffenen „Ysselmeer“ mehr ausüben können.

Sollte man zuerst die Polders und nachher den Abschlußdeich machen, so kann man das nennen: die Ochsen hinter den Pflug spannen, und würde der ganze Entwurf bedeutend mehr kosten, während die Unterhaltungskosten der Seedeiche und andere bedeutende Arbeiten viel höher als je berechnet, kommen würden.

Mit Erstaunen nahmen wir deshalb Kenntnis von dem Entschluß der gegenwärtigen Regierung, welche vorschlägt, diesen Weg doch einzuschlagen, nämlich, erstens mit einer teilweisen Trockenlegung anzufangen, welche sofort 5 000 000 Fl. mehr kosten wird.

Nun haben wir einen Abschlußdeich der Zuidersee entworfen, dessen Kosten 28 000 000 Fl. betragen würden.

In Fig. 2 wird ein mittlerer Querschnitt mit teilweiser Oberansicht des von uns geplanten Typus gegeben.

Die Ersparung, welche man bei Ausführung dieser Arbeit erzielt, beträgt also mehr als  $\frac{1}{3}$  des Ganzen, und würde diese Ersparung bei einer näheren Betrachtung ungefähr 15 000 000 Fl. betragen können.

Das von uns geplante Deichprofil bekommt man durch Anwendung (statt der sehr teuren Senkwerke) einer Reihe hohler zementeiserner Säulen, und zwischen diesen Säulen Spundplatten desselben Materials, hinter welchen man ohne weiteres Risiko das Deichprofil anbringen kann.

Die Säulen von 6 m Durchmesser und 8 m mittlerer Höhe reichen von 50 cm + N.A.P., 1 m über gewöhnlich niedriges Wasser und 20 cm über gewöhnlich hohes Wasser bis durchschnittlich zu 7,50 m — N.A.P., also 3 bis 5 m in dem Boden. Sie werden mit Erdreich gefüllt und mit einer Schicht mageren Betons zur Dicke von 75 cm abgedeckt.

Hinter den Säulen wird bis 50 cm eine Schicht zur Dicke von 50 cm zum Abschluß des Grundes aufgebracht, gegen welche der Fuß der verteidigten Böschung anlehnt. Für diese Böschung haben wir das bekannte System de Muralt gewählt, aber einigermaßen geändert und tatsächlich verlängert mit einer Erhöhung des Seedeiches, welche die Gelegenheit darbietet, der Kappe des Deiches ohne bedeutende Kosten eine Mehrhöhe von 1,10 m gegen die von dem vormaligen Staatsausschuß vorgeschlagene zu verleihen, wodurch die Sicherheit viel größer wird.

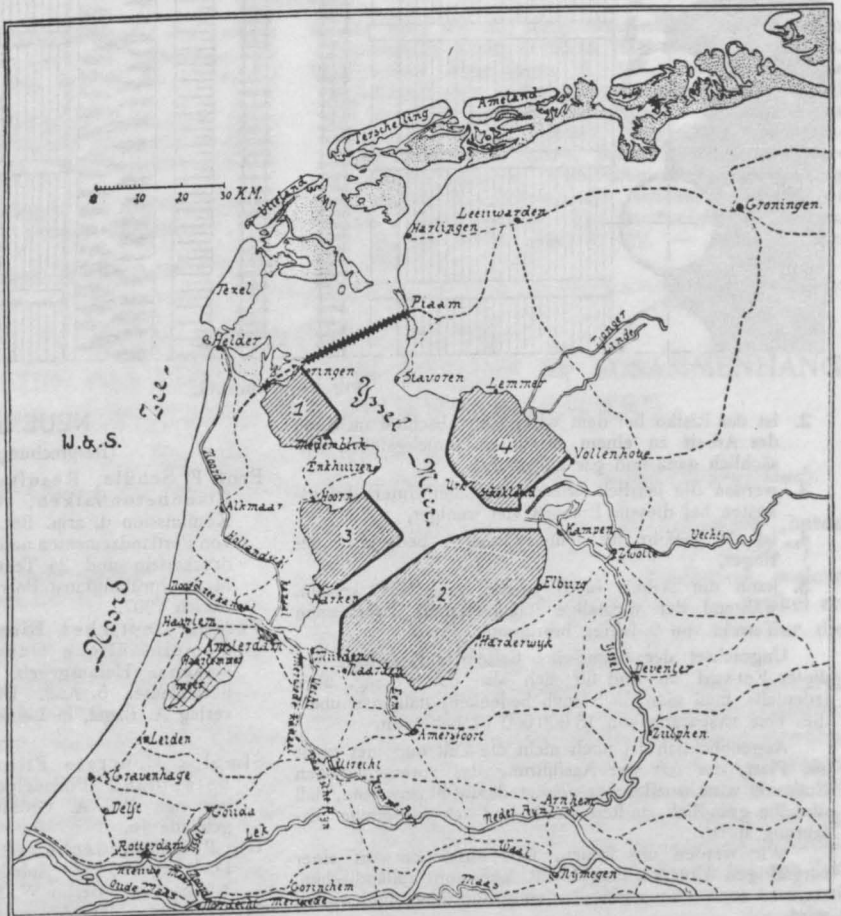
Hinter der Erhöhung des Seedeiches befindet sich ein horizontaler Teil von 10 m Breite auf einer Höhe von 5,40 m + N.A.P., welcher Teil für eine eventuelle Eisenbahnverbindung Dienst leisten kann. Im Anschluß an eine Böschung von 1:1 kommt ein horizontaler Teil von 7 m Breite für eine Landstraße und daran eine Uferverteidigung an der Seite des Ysselmeers.

Die [mit Staatssubsidien unterstützte Eisenbahnfähre Enkhuizen - Stavoren wird durch obengenannte Eisenbahnverbindung wegfallen können, und da dieselbe auf 2 000 000 Fl. taxiert wird, kann man die Selbstkosten des Abschlußdeiches um diesen Betrag vermindern. Man würde an zurückkehrenden Unterhaltungskosten der jetzigen Küsterverteidigungen und anderen bedeutenden Arbeiten dem Ufer der Zuidersee entlang, sobald der Abschlußdeich fertig ist, jährlich mehr als 1 000 000 Fl. ersparen, so daß schon dieser Betrag wie der Zuiderseeverein gezeigt hat, ein Kapital von 25 000 000 Fl. repräsentiert.

Der Abschlußdeich wird einschließlich aller Arbeiten und unter Abzug der obengenannten Ersparungen vermutlich etwas mehr kosten!

Überdies vergesse man nicht, daß das von uns vorgeschlagene Deichprofil die folgenden Vorteile gegen dasjenige des vormaligen Staatsausschusses bietet:

1. ist der Deich 1,10 m höher über dem Wasserspiegel projiziert, so daß man eine außerordentlich hohe Sturmflut ohne Gefahr ruhig abwarten kann,



- Abschlußdeich
- Eisenbahnen
- Deiche
- Wasserläufe
- trocken zu legende Wasserfläche

Fig. 1.

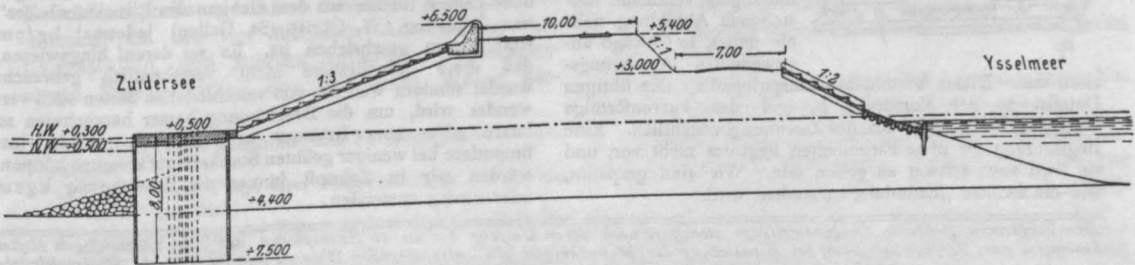


Fig. 2 a. Querschnitt.

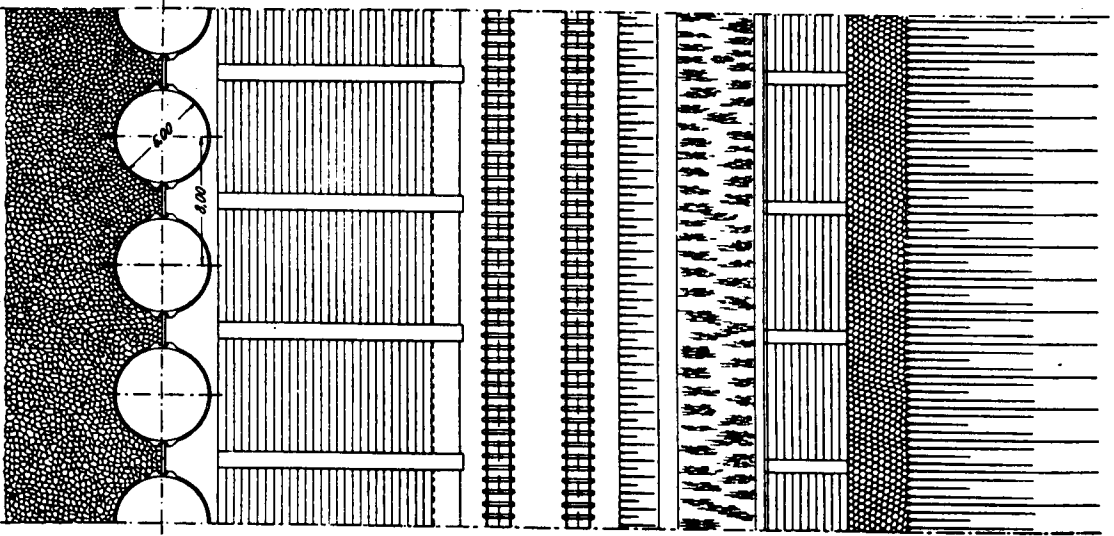


Fig. 2b. Grundriß.

2. ist das Risiko bei dem wirklichen Abschluß am Ende der Arbeit zu einem Minimum zurückgeführt, tatsächlich ganz und gar aufgehoben,
3. werden die jährlich wiederkehrenden Unterhaltungskosten bei diesem Entwurf viel weniger,
4. ist die Gefahr für Unterspülungen bedeutend geringer,
5. kann die Arbeit in 6 Jahren ausgeführt werden, während der vormalige Staatsauschuß dafür einen Termin von 9 Jahren bestimmte.

Ungeachtet der finanziellen Seite des Problems, hat dieser Entwurf an und für sich also den Vorzug, aber jedenfalls muß man doch auch bedenken, daß man überdies eine Ersparung von 15 000 000 Fl. bekommt.

Augenblicklich ist noch nicht die Zeit und hier nicht am Platz, der Art der Ausführung des vorgeschlagenen Entwurfs vorzueilen; es genügt darauf hinzuweisen, daß dieselbe gründlich studiert wurde und sich auf einige Erfahrung stützt.

Wir werden uns freuen, falls unser Entwurf einer sorgfältigen Untersuchung nicht nur von holländischen, sondern auch von ausländischen Autoritäten unterworfen wird.

**Ein neues Armierungseisen in Amerika.** Die nun zweifellos feststehende Tatsache, daß Eiseneinlagen mit unebener Oberfläche eine Verlängerung des mechanischen Zusammenwirkens von Eisen und Beton zur Folge haben,

hat in Amerika schon die merkwürdigsten „Erfindungen“ veranlaßt. Bestehende Abbildung stellt ein neues, in Chicago angewendetes Armierungseisen dar. Dieses besteht aus Längsrippen  $a_1$ . Die übrigen Details, so der Vorsprung  $b_1$  und der kurvenförmige Übergang bei  $a_2$ , sind aus der Zeichnung ersichtlich. Eine Begründung für diese Einzelheiten liegt uns nicht vor, und sie wird auch schwer zu geben sein. Wir sind gespannt, wie die nächste „Erfindung“ aussehen wird.



## NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Prof. F. Schüle, Resultate der Untersuchung von Eisenbetonbalken, ausgef. im Auftr. d. Schweizer Kommission d. arm. Bet. und Ergebnisse der Prüfung von Portlandzementen und hydraul. Kalken. Mit 4 Lichtdrucktafeln und 24 Textfiguren. (Mitteilg. d. Eidgen. Materialprüfungsanst. Polyt. Zürich. 12. Heft.) E. Speidel. Zürich 1907.

Verein Deutscher Eisenhüttenleute. Düsseldorf. Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens. Herausgegeben v. Verein Deutscher Eisenhüttenleute. 6. Aufl. Düsseldorf 1907, Kommissionsverlag A. Bagel, in Leinen geb. 4 M.

Simplex Concrete Piling Co. Der „Simplex“-Betonpfahl. Philadelphia, Penns., U.S.-A. Generalvertreter W. A. Groninger, Bremen, Börsennebengebäude 16.

Die Pohlmandecke mit perforierten Betoneisen. D. R. P. 170 117. Inhaber d. Patentrechte: Steffens & Nölle, A.-G., Berlin W. 9, Köthnerstr. 33.

W. Herbst, Die Zylinder-Steg-Decke. Patentinh. W. Herbst, Ziv.-Ing., Steglitz-Berlin.

Rob. Grastorf, G. m. b. H., Hannover, Interessante Eisenbetonbauten.

## ANMERKUNG DER SCHRIFTFLEITUNG.

Herr Professor Siegm. Müller, Berlin, macht uns darauf aufmerksam, daß in der Nr. 2 in dem Aufsatz „Einiges über neuere Bücher aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues“ von Dipl.-Ing. W. Obrist (St. Gallen) jedesmal  $\text{kg/cm}$  statt  $\text{kg/cm}$  geschrieben ist. Es sei darauf hingewiesen, daß diese Schreibweise nicht versehenlich gebraucht wurde, sondern weil sie von verschiedenen Seiten auch verwendet wird, um die Bezeichnung besser hervortreten zu lassen. Um aber Irrtümer zu vermeiden, welche insbesondere bei weniger geübten Statikern aufkommen können werden wir in Zukunft immer die Bezeichnung  $\text{kg/cm}$  oder  $\text{cm/kg}$  anwenden.

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