

# DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 1. März 1940

Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

## Bau eines Getreidespeichers und Richten eines schiefstehenden, unmittelbar benachbarten Getreidepfeleturmes.

Von Dr.-Ing. Barck, Essen.

Im Jahre 1936 ist in einem deutschen Hafen ein Zellspeicher für 4000 t Getreide (Abb. 1) errichtet worden, dessen Bau durch die Art seiner Gründung und besonders durch die Geraderichtung eines zwei Jahre vorher erbauten, schiefstehenden Getreidepfeleturmes, an den unmittelbar angebaut werden mußte, bemerkenswert ist.

Im Jahre 1933 hatte der von dem Bauherrn beauftragte Architekt für die Bebauung des Geländes zwischen dem Getreideschuppen A des Bauherrn und einem fremden Getreideschuppen B (Abb. 2) einen Entwurf

Sicherheit des Turmes eintrat. Eine Verstärkung oder Verbreiterung der Gründung war aber nicht möglich, weil die unmittelbar an das entstehende Bauwerk angrenzenden Gebäude damals noch allseitig fremdes Eigentum waren. Man glaubte, die vorübergehende Sicherheitsminderung um so eher in Kauf nehmen zu dürfen, als im Zusammenhang mit dem Gesamtplan des Speicherbaues in kürzester Zeit die Nachbargebäude in das Verfügungsrecht des Bauherrn übergehen würden und im Zusammenhang mit dem weiteren Speicherbau die Verbreiterung der Gründung des Turmes hätte durchgeführt werden können. Durch verschiedene Umstände, die hauptsächlich mit neuen Plänen in der Getreidebewirtschaftung zusammenhingen, wurde wider Erwarten die sofortige Ausführung des Speicherneubaus, für den die Baugrube bereits 1935 aus-

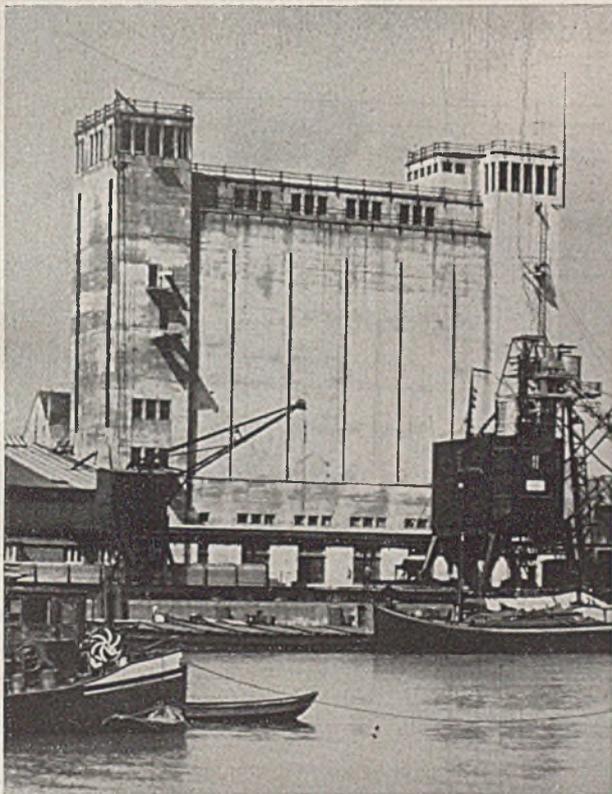


Abb. 1. Ansicht von der Wasserseite (Bauabschnitt I u. II).

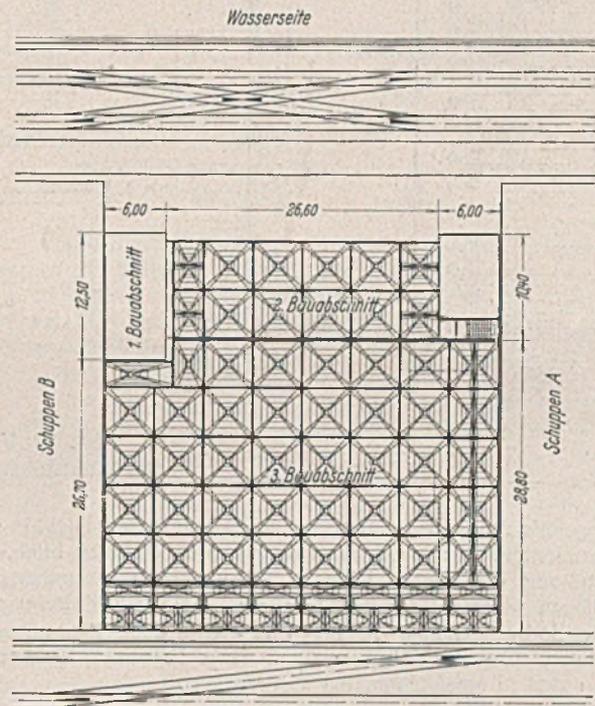


Abb. 2. Lageplan.

aufgestellt, der einen Zellspeicher für 20 000 t Getreide mit zwei seitlich stehenden Getreidepfeletürmen vorsah. Der Gesamtentwurf ist in Abb. 2 dargestellt, der darin als erster Bauabschnitt eingetragene Gebäudeteil ist der zuerst ausgeführte Getreidepfeleturm, als zweiter Bauabschnitt ist der hier in Rede stehende Speicherteil von 4000 t Fassungsraum bezeichnet, während der Hauptteil als dritter Bauabschnitt zur Zeit ausgeführt wird.

### Bau des Getreidepfeleturmes.

Im Jahre 1933 veranlaßten die Verhältnisse am Getreidemarkt den Bauherrn, die Gesamtausführung noch zurückzustellen und zunächst nur einen Turm als Getreidepfeleanlage zu errichten. So wurde im Jahre 1934 der neben dem Schuppen B gelegene Turm in Angriff genommen und auf Eisenbetonbohrpfähle von 15 m Länge gegründet. Diese Gründungsart wurde gewählt, um beim Rammen entstehende Erschütterungen zu vermeiden, da die benachbarte Kaimauer, deren Gründung bereits überlastet war, und auch der Schuppen B, dessen Mauerpfeiler auf Holzpfählen standen, durch Rammpfähle stark gefährdet worden wären. Der Getreideturm war ursprünglich mit 30,5 m Höhe vorgesehen, jedoch erforderte während der Ausführung der Einbau neuerer Maschinenanlagen eine Höhe von 38 m. Die Untersuchungen, die der Architekt sofort bei Auftauchen des Planes einer Erhöhung des Turmes anstellte, ergaben, daß die Gründung auch nach der Erhöhung ausreichen mußte, obwohl nicht verkannt wurde, daß eine nicht unwesentliche Minderung der üblichen

geschachtet war, bis zum Jahre 1936 verzögert. Da damals gerade Anlagen für die Getreidepflege dringend benötigt wurden, wurde der Turmbau selbst im Tag- und Nachtbetrieb so schnell gefördert, daß bereits 60 Tage nach Baubeginn — abgesehen von der Pfahlgründung — die Maschinenanlage in Betrieb genommen werden konnte.

### Erste Sicherung des Getreidepfeleturmes.

Schon bald nach Fertigstellung und Inbetriebnahme machte sich eine Senkung und Neigung des Turmes vom Schuppen B weg bemerkbar. Da eine gleiche Beobachtung an einem dem Turm gegenüberliegenden älteren Büroanbau am Giebel des Schuppens A gemacht worden war, hatte man in Anbetracht der Bodenbeschaffenheit mit einer Senkung des Turmes, auch mit einer Neigung, gerechnet. Jedoch überraschte die Schnelligkeit der Bewegung und die Größe des Ausschlages. Da die Bewegung ständig weiterging, wurde im Frühjahr 1935, nachdem das südliche Nachbargebäude in das Eigentum der Bauherrnschaft übergegangen und abgebrochen war, eine einseitige Stützung des Turmes auf der Seite, nach der er sich ständig senkte, vorgenommen. Zu diesem Zwecke ordnete man eine Reihe von Eisenbetondruckpfählen unmittelbar neben der Südwand des Turmes und in etwa 5 m Abstand eine Reihe von Zugpfählen (Abb. 3) an. Von diesen Zugpfählen wurden schwere Träger über einen auf den Druckpfählen verlegten Träger hinweg unter die Grundplatte des Turmes geschoben und mittels Bolzen an den Zugpfählen angespannt. Als Pfähle wurden, wie

auch bei der Gründung des Turmes, Bohrpfähle verwendet. Bei der Ausführung stellte sich jedoch heraus, daß durch den Bodenaushub aus den Rohren der Bohrpfähle eine Auflockerung der umliegenden Bodenmassen nahe den Pfahlspitzen der alten Turmpfähle eintrat und daß damit der Turm gerade auf der gefährdeten Seite in weitere Bewegung geriet. Die Neigung des 38 m hohen Turmes hatte derart zugenommen, daß er 80 cm aus dem Lot stand (Abb. 4). Die Stützungsarbeiten wurden daher abgebrochen und nur über den bereits hergestellten Pfählen — etwa  $\frac{2}{3}$  der vorgesehenen Gesamtzahl — die geplanten eisernen Träger eingezogen, nachdem den Pfählen durch Vorbelastung mit ungefähr 85 t volle Standsicherheit gegeben war. Die Neigungsbewegung des Turmes kam dadurch zum Stillstand.

#### Voruntersuchungen für den Speicherbau.

Im Sommer 1935 entschloß sich die Bauherrschaft, den ersten Abschnitt des geplanten eigentlichen Getreidespeichers ausführen und im Zusammenhang damit den Turm in die senkrechte Stellung zurückzubringen und sichern zu lassen. Auf Veranlassung des Architekten wurden zunächst auf der Baustelle des zukünftigen Speichers Bodenuntersuchungen bis zu großer Tiefe durchgeführt und in größerer Entfernung von dem Turm zwei Probepfähle als Bohrpfähle hergestellt. Der eine Pfahl war 18 m, der andere 15 m lang. Beide wurden mit rd. 65 t belastet und in ihrem Verhalten beobachtet. Hierbei stellte sich heraus, daß der kürzere Pfahl bei gleicher Belastung besser stand als der längere.

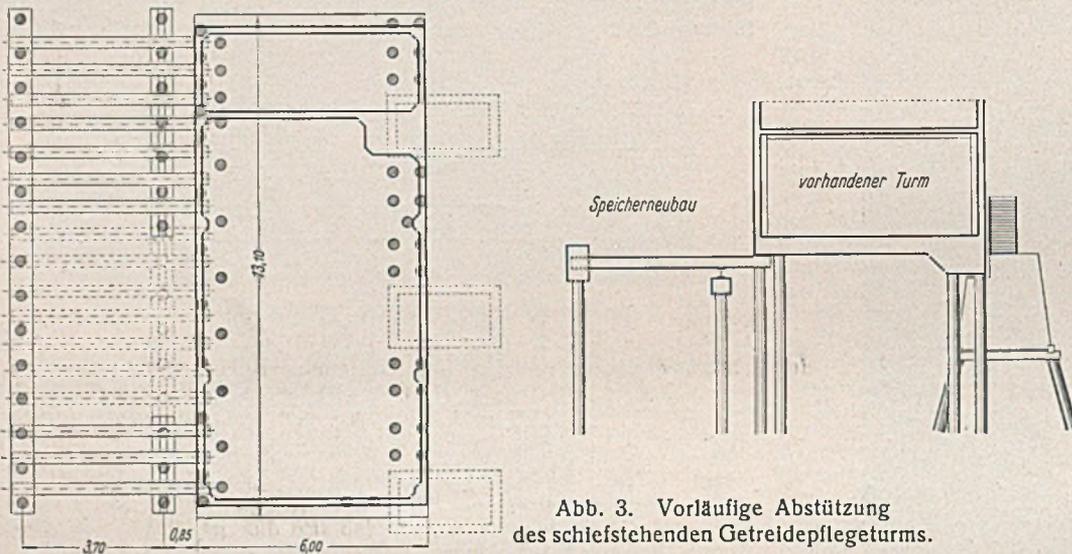


Abb. 3. Vorläufige Abstützung des schiefstehenden Getreidepfeleturmes.

Dieses Ergebnis schien auf eine wenig tragfähige Bodenschicht in größerer Tiefe hinzudeuten, wenn auch noch die Möglichkeit offen blieb, daß bei der Herstellung des langen Pfahles sich ein nicht erkennbarer Fehler eingeschlichen hatte. Daraufhin war die „Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik“ (Degebo) in Berlin-Charlottenburg mit der Bodenuntersuchung beauftragt worden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in zwei Gutachten niedergelegt.

#### Gründung des Speichers.

Die Verhältnisse, die man bei einer Entscheidung der Gründungsfrage zu berücksichtigen hatte, waren folgende. Schon bei der Ausführung des Getreideturmes und noch mehr bei der Abfangung des Turmes hatte es sich gezeigt, daß er durch jeden Bodenentzug und überhaupt durch die geringste Veränderung in den Bodenverhältnissen beeinflusst wurde. Sogar der Abbruch eines leichten Schuppens, der ursprünglich auf dem Baugelände stand, und der Bodenaushub für den geplanten Speicher hatten eine Bewegung des Turmes hervorgerufen. Bei der Ungeklärtheit der eigentlichen Ursache für die Empfindlichkeit des Turmes bestand auch die Möglichkeit, daß bei der Herstellung der Bohrpfähle für den Turm irgendwelche Störungen aufgetreten waren, durch die die Tragfähigkeit der Pfähle selbst gemindert war.

Die Tatsache, daß die eisernen Unterfangungsträger eine Durchbiegung aufwiesen, deutete darauf hin, daß die Abfangung tatsächlich stark beansprucht war und daß jede Veränderung der Geländebeschaffenheit zu einer Überbeanspruchung der Abfangung und zu einer weiteren Bewegung des Turmes führen konnte. Auch die nach dem Schuppen B zu liegende Seite des Turmes erschien keineswegs gesichert. Die Senkung war hier zwar geringer, doch war dies nach Ansicht aller Beteiligten darauf zurückzuführen, daß sich die Grundplatte des Turmes auf die in mehreren Stufen unter sie vorspringenden Pfeilergrundmauern des Schuppens B aufgesetzt hatte. Zwar war die Turmplatte so hoch angeordnet worden, daß bei einer Turmhöhe von 31 m ein solches Aufsetzen nicht zu erwarten war, für die stärkere Senkung des 38 m hohen Turmes

war das Maß des Zwischenraumes jedoch nicht ausreichend bemessen. Es konnte nun auch der Fall eintreten, daß die Grundmauern des Schuppens B eines Tages überbelastet wurden und eine Bewegung des Turmes nach der Seite des Schuppens eintrat.

Auch dem Zustand der Kaimauer mußte Rechnung getragen werden. Die Kaimauer stand auf gerammten Holzpfählen, die derart überlastet waren, daß die Bedenken der Hafenbauverwaltung in den letzten Jahren vor dem Speicherbau zu Sicherungsmaßnahmen geführt hatten. Der Einsturz eines Stückes der Kaimauer in größerer Entfernung von der Baustelle kurz vor Beginn der Bauarbeiten für den Speicher erforderte unbedingte Rücksichtnahme auf den Zustand der Kaimauer bei der Bauausführung, zumal die Hafenverwaltung den Bauherrn für jeden Schaden, der durch die Bauausführung entstehen würde, haftbar machte.

In dem Kreis der Erörterungen standen zunächst nahezu sämtliche Gründungsarten, wie Plattengründung



Abb. 4. Schiefstehender Turm.

zwischen Spundwänden, Bohrpfahlgründung, Druckluftgründung, Brunnengründung usw. Fast sämtliche Gründungsarten aber mußten im Laufe der Zeit ausscheiden, da schwere Bedenken gegen ihre Verwendbarkeit vorlagen. Die Plattengründung schied aus, weil zu befürchten war, daß der Turm durch den Druck des zur Seite gepreßten Erdreiches in weitere Bewegung geriet oder die schon überlasteten Holzpfähle der Kaimauer endgültig zerstört werden würden. Die Bohrpfahlgründung und die Brunnengründung fielen nach den bereits gemachten Erfahrungen fort, da der dabei nicht zu vermeidende, laufende Entzug des Bodens durch das Nachdrücken der fließsandartigen Bodenmassen in das Rohr oder den Brunnen mit Sicherheit zu einer erneuten Bewegung und Gefährdung des Turmes führen mußte. Das gleiche galt für die Druckluftgründung, da auch hierbei ein Nachdrücken des Bodens kaum zu vermeiden und eine Gewähr für ein sicheres Absinken der Senkkasten nicht gegeben war. Die Rammfähle und Rammhülsenpfähle schieden aus, da die mit einer Rammung verbundenen Erschütterungen sowohl für die Kaimauer als auch für den Turm gefährlich werden konnten, zumal ja die vorgesehene Unterstützung des Turmes nur zu einem Teil ausgeführt worden war.

Als günstigste Lösung erschien daher die Gründung mit Preßpfählen der Frankpfahl-Baugesellschaft, über die eingehende Erfahrungen damals zwar noch nicht vorlagen, die aber die größte Sicherheit für ein einwandfreies Gelingen der Gründung boten. Die verschiedenen Bedenken, die zunächst gegen die Verwendung der Preßpfähle bestanden, wie z. B. ungenügende Eindringungstiefe, allmähliches Nachlassen der Bodenspannung und daraus folgende langsame Verminderung der Tragfähigkeit, wurden durch das Ergebnis der mit zwei Probepfählen angestellten Versuche widerlegt. Die Probepfähle drangen bei Anwendung von 110 t Druck rd. 14,50 m tief ein. Dieses Ergebnis schien sehr günstig, namentlich unter Berücksichtigung des Verhaltens der bereits oben erwähnten Probepfähle, die in 15 m größere Tragfähigkeit zeigten als in 18 m Tiefe. Der Befund der Degebo, daß sich eine in einer Tiefe von 20 bis 25 m liegende Schicht schwarzer Ton (Septarienton—Lauenburger Ton) als erheb-

lich zusammenpreßbar herausgestellt habe, wies in die gleiche Richtung. Für eine gleichmäßige Druckübertragung auf diese Tonschicht war es gut, wenn die Pfahlspitzen möglichst hoch über dieser Schicht blieben und außerdem möglichst gleichmäßig über den gesamten Grundriß verteilt wurden.

Beim Franki-Preßpfehl wird ein aus verschiedenen Schüssen bestehendes, unten durch eine Spitze geschlossenes Stahlrohr mit einer aufgesetzten Last in den Boden gedrückt. Die Art und Weise des Preßvorganges hängt von den örtlichen Verhältnissen ab. Wird der Pfehl unter



Abb. 5.

Belastungswagen für die Preßbetonpfähle.

einem bestehenden Gebäude eingepreßt, so wird in der Regel ein Preßwasser-Druckzylinder gegen das Gebäude angesetzt. Im vorliegenden Falle wurde ein besonderer Belastungswagen von 120 t Gewicht hergestellt, der als Gegengewicht diente. Er bestand aus zwei fahrbaren Einzelwagen, die oben durch eine schwere Eisenbrücke verbunden waren (Abb. 5). An den Trägern dieser Brücke wurde zwischen den beiden Wagen der Preßwasser-Druckzylinder angebracht, der die Pfähle in den Boden drückte. Die Belastung des Pfahles, mit der er eingedrückt wurde, also auch die Höchstleistung, bei der er festsaß, wurde an einem am Druckzylinder angebrachten Druckmesser abgelesen. Man kennt also bei jedem Pfehl, unabhängig von jeder Rammformel, die tatsächliche Belastung, die er aushalten kann, und hat es dadurch in der Hand, den Sicherheitsgrad des Pfahles genau zu bestimmen. Um einen Begriff von der Tragfähigkeit dieser Pfähle zu geben, ist zu erwähnen, daß die Höchstdruckkraft zum Eindringen der Pfähle in der Regel zwischen 110 bis 115 t lag, während jeder Pfehl rechnungsmäßig mit 55 t beansprucht wurde. Die Eindringungstiefe der Pfähle bei dieser Last betrug 12,50 bis 14,50 m. Die Hülse

wird nach dem Eindringen in den Boden mit Beton ausgefüllt und erhält dabei im oberen Teil eine Spiralbewehrung. Nach Fertigstellung der Pfähle wurden mehrere von ihnen noch einmal zur Prüfung abgedrückt, wobei bei dem Höchstdruck von 110 bis 115 t kein einziger Pfehl weiter eindrang (Abb. 6). Dies bewies, daß die frühere Befürchtung, die Tragfähigkeit der Pfähle könne durch allmähliches Nachlassen der beim Einpressen der Pfähle entstandenen Bodenspannung vermindert werden, nicht zutrifft.

**Zweite Sicherung und Geraderichten des Getreidepfeleturmes.**

Bei der Errechnung der Preßpfähle und der Aufstellung des Pfehlplanes achtete man besonders auf das endgültige Ablängen und Sichern des Turmes in Verbindung mit dem Speicher. Unmittelbar neben dem Turm wurden 13 Preßpfähle zur Aufnahme der Turmlasten her-

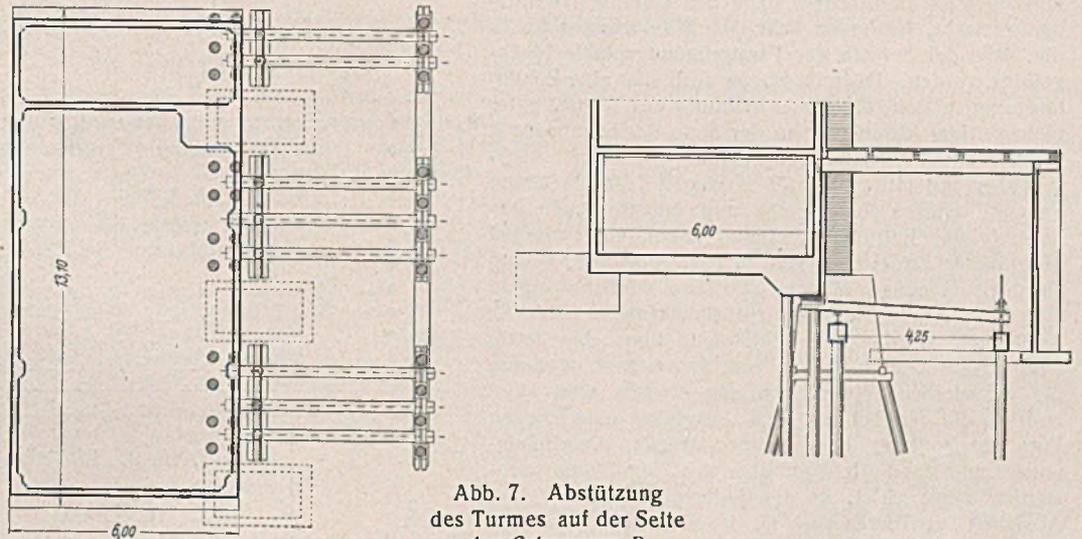


Abb. 7. Abstützung des Turmes auf der Seite des Schuppens B.

gestellt. Über diese Pfähle wurde die verstärkte Grundplatte des Speichers an der Seite der Turmneigung bis 1,30 m unter den Turm geführt und mit einer starken Tragbewehrung versehen. Im übrigen konnte während der Ausführung der Gründungsarbeiten nichts bemerkt werden, was auf eine Beeinflussung der Kaimauer oder der umliegenden Gebäude hätte schließen lassen. Die Fortführung des Speicherbaues erforderte einen möglichst lotrechten Turm, da der Abstand zwischen Speicher und Turm nur 60 cm betrug und der Turm 80 cm aus dem Lot stand. Wie schon ausgeführt, vermutete man, daß sich die Grundplatte des Turmes auf die Gründung des Schuppens B aufgesetzt hatte. Die Gründung des Schuppens B wurde freigelegt, wodurch eine geringe Aufrichtung des Turmes unter gleichzeitiger Senkung an der Seite des Schuppens B erzielt wurde. Zur endgültigen Aufrichtung des Turmes mußten daher andere Maßnahmen gesucht und angewendet werden. Gleichzeitig mußte dabei den in dem Gutachten der Degebo niedergelegten Erkenntnissen Rechnung getragen werden, nach denen infolge der Zusammenpreßbarkeit der tiefliegenden schwarzen Tonschicht mit einer erheblichen Senkung des Speicherneubaues im Laufe von etwa 10 bis 12 Jahren zu rechnen war. Bei dieser Senkung war es unvermeidbar, daß die nunmehr in der Grundplatte mit

**Ergebnis des Nachdrückens der Preßrohrpfähle**

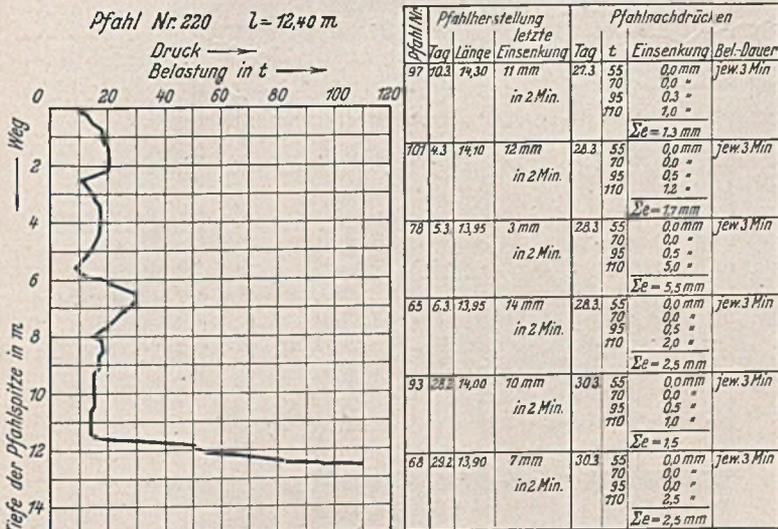


Abb. 6. Lastsenkungslinie des Pfahles.

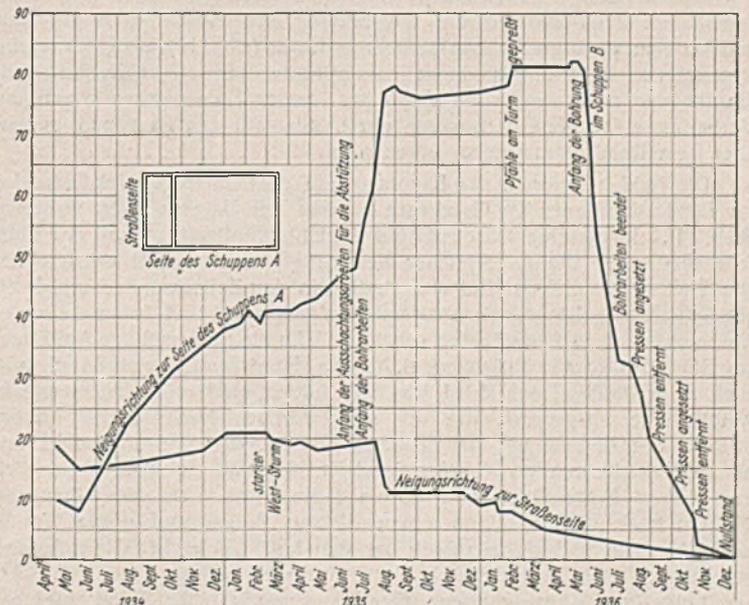


Abb. 8. Geraderichten des Turmes.

dem Speicher verbundene Seite des Turmes mitgenommen wurde, was gleichbedeutend war mit einer erneuten Schiefstellung des Turmes in Richtung des Speichers. Die in dem Schuppen B auszuführenden Arbeiten mußten also das dreifache Ziel haben:

1. den Turm wieder in die senkrechte Stellung zurückzuführen,
2. die für den nachträglich erhöhten Turm zu schwache Gründung zu verstärken und
3. einen Ausgleich einer erneuten Schiefstellung zum absinkenden Speicher hin zu ermöglichen.

Diese Abstützung wurde ähnlich der bereits auf der anderen Turmseite vorgesehenen und teilweise hergestellten Bauart ausgeführt (Abb. 7). Zur Wiederaufrichtung des Turmes wurden die ungünstigen Erfahrungen mit Bohrlöchern nahe den Turmpfählen nutzbar gemacht, indem im Schuppen B Bohrungen bis in die Nähe der Spitzen der Turm Gründungspfähle hinabgeführt wurden. Dadurch wurde auch hier eine Bodenlockerung erzielt, die zur Aufrichtung des Turmes unter gleichzeitiger Absenkung an der Seite des Schuppens B führte. Durch genaue Beobachtung des Aufrichtungsvorgangs mit Hilfe eines 33 m langen Lotes in einem Fahrstuhlschacht des Turmes und entsprechende Anordnung der Bohrungen, einmal näher, ein andermal in größerer Entfernung von den Turmpfählen, gelang es im Laufe einiger Monate, den Turm wieder völlig in die senkrechte Stellung zurückzubringen (Abb. 8). Schließlich wurden die Stützträger über den fertig betonierten Pfählen verlegt und angespannt, wodurch die erforderliche Zusatzgründung erreicht war. Um endlich die Möglichkeit zum Ausgleich einer neuen Turmschiefstellung zu erhalten, wurde die Spannvorrichtung der Stützträger über den Zugpfählen nachstellbar eingerichtet, so daß jederzeit ein Absinken des Turmes auch an der Seite des Schuppens B bewirkt werden kann.

Bis jetzt hat sich die Setzung in einem über alle Erwartungen bescheidenen Rahmen gehalten und beträgt noch nicht 1,5 cm. Die Geringfügigkeit des Einsinkens dürfte auf die erhebliche Bodenverdichtung und die dadurch bewirkte bleibende Erhöhung der Tragfähigkeit zurückzuführen sein. Damit hat die richtige Wahl der Gründungsart und ihre sachgemäße Durchführung ihre Bestätigung gefunden.

#### Bau des Speichers.

Für die gesamte Gründung des Speichers einschließlich der Unterstützung des gefährdeten Turmes waren 238 Pfähle vorgesehen (Abb. 9), die mit allen Vorbereitungsarbeiten in drei Monaten (Januar bis März 1936) fertiggestellt wurden. Zur Übertragung der Stützlasten auf die Preßpfähle wurde eine stahlbewehrte Grundplatte von 1,20 m Dicke hergestellt.

Der ursprüngliche Entwurf, der einen Rundzellenspeicher vorsah, wurde mit Rücksicht auf die ungünstigen Bodenverhältnisse geändert und im Bau als Viereckzellenspeicher errichtet (Abb. 10), weil die häufig wechselnden Belastungen durch teils gefüllte, teils leere Zellen durch die als hohe Balken wirkende Wände des Viereckzellenspeichers günstigere Verhältnisse für die Übertragung der Lasten auf den Baugrund gegenüber dem Rundzellenspeicher ergeben.

Die beiden unteren, der Lagerung und dem Umschlag des Getreides zur Landseite dienenden Geschosse wurden mit Balkendecken versehen (Abb. 11). Im unteren Geschos sind die Unterkunftsräume und der Luftschutzkeller für die im Speicher beschäftigte Gefolgschaft eingerichtet. Die Trichter der Zellen sind als schräge, in den Zellenwänden und Dreiecksbalken aufgehängte Eisenbetonplatten ausgeführt und haben keinerlei Aufbetonierung in Stampfbeton erhalten. Um die gleichmäßige Abfüllung des Getreides zu gewährleisten, d. h. eine Entmischung zu verhüten, und auch zu verhindern, daß sich Rückstände bilden, sind in den Trichterecken Abfüllkanäle ausgespart, die ein gleichmäßiges Nachrutschen ermöglichen. Die Berechnung der Zellenwände ist für Schwergetreide mit einem Gewicht von  $0,75 \text{ t/m}^3$  aufgestellt. Die Wände sind 18 cm dick und haben Eckschrägen von 30 cm Seitenlänge. Da die Silowände 21,30 m hoch sind und um einen dichten Boden und glatte Wände ohne Absätze und Arbeitsfugen zu erzielen, wurde in Gleitschalung gearbeitet. Die Fertigstellung der Silowände gelang ohne die Vorbereitungs- und Abbauarbeiten unter Verwendung eines Turmkranes bei Arbeiten in Tag- und Nachtschicht in 12 Kalendertagen, so daß der

Speicher täglich um 1,80 m wuchs. Da besondere Schwierigkeiten oder Unterbrechungen nicht eintraten, konnten die Wände ohne Arbeitsfugen fertiggestellt werden.

Die Decke über den Zellen ist als kreuzweise gespannte Eisenbetonplatte für eine Nutzlast von  $500 \text{ kg/m}^2$  und eine Einzellast in der Mitte für Getreideprüfgeräte berechnet und 15 cm dick ausgeführt. Der

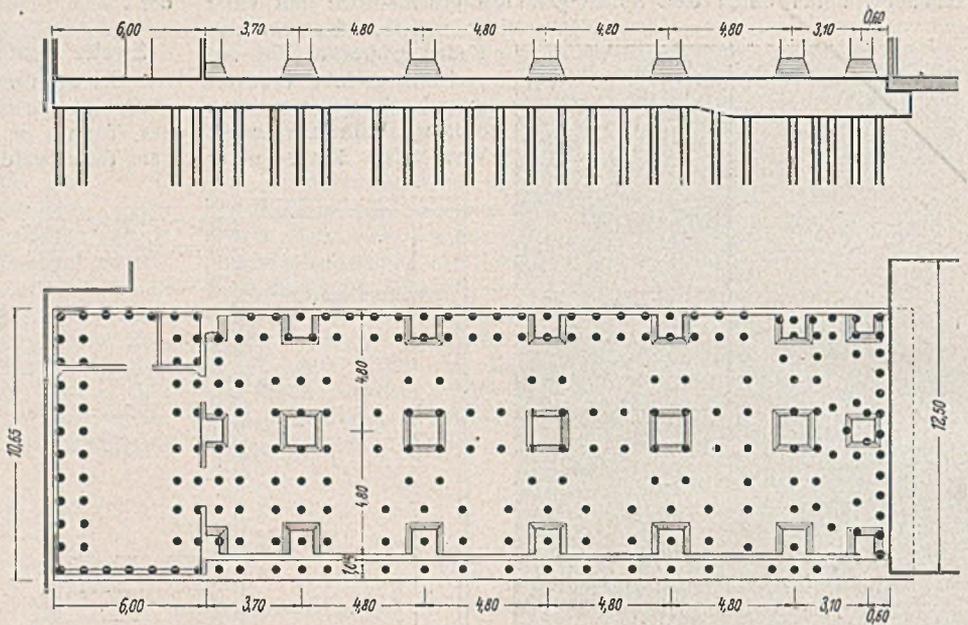


Abb. 9. Pfahlplan für Bauabschnitt II.

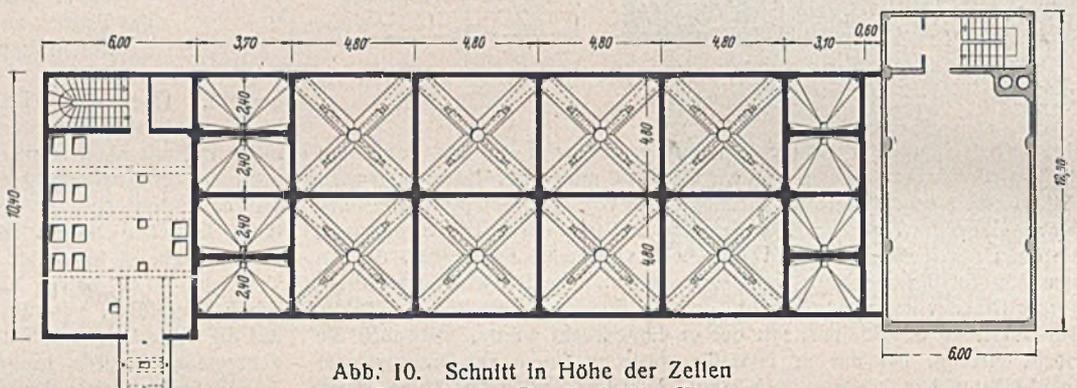


Abb. 10. Schnitt in Höhe der Zellen (Grundriß des Bauabschnittes II).

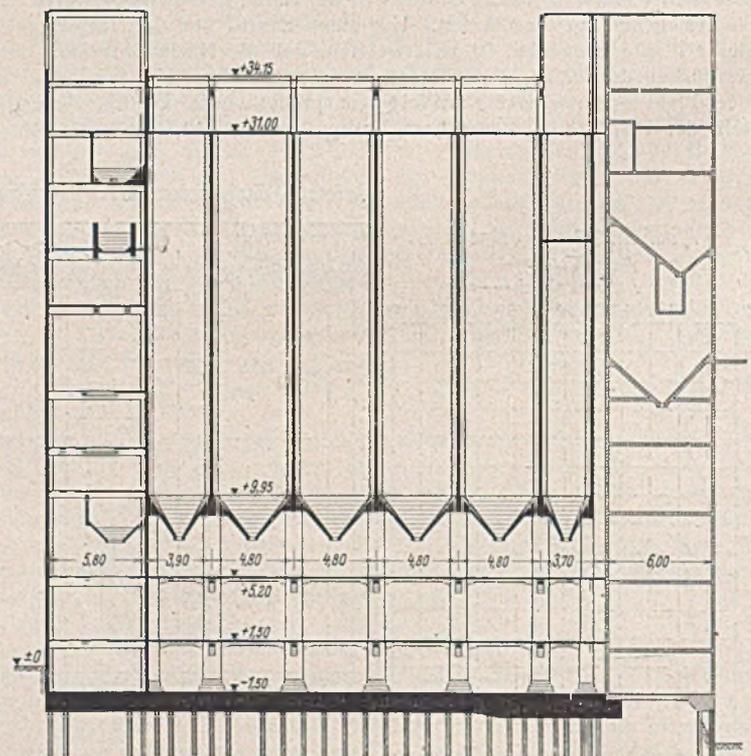


Abb. 11. Längsschnitt durch Speicher und Turm (Bauabschnitt II).

Dachaufbau ist als Eisenbetongerippe hergestellt und mit 30 cm dickem Hohlmauerwerk ausgefacht. Die Dachdecke erhielt zwei durch eiserne Schiebedächer abgedeckte Längsöffnungen, die eine unmittelbare natürliche Belüftung des auf Förderbändern von einem zum anderen Maschinenturm beförderten Getreides ermöglichen. Die Dacheindeckung erforderte mit Rücksicht auf ungewöhnlich starke Beanspruchung durch Sturm und Regen besondere Sorgfalt.

Der neue Maschinenturm wurde bis zur Höhe der Zellenrichter zugleich mit dem Speicher hochgeführt und dann erst nach Fertigstellung der Zellen weitergebaut. Die Außenwände sind als 20 cm dicke Eisenbetonwände mit doppelter Bewehrung ausgeführt. Die Decken im Turm sind als gewöhnliche Balkendecken für 500 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast zusätzlich der

Maschinenlasten berechnet. In den beiden Türmen befinden sich je eine Treppe und je ein Fahrstuhl, die auch dem späteren Erweiterungsbau dienen sollen.

**Dritter Bauabschnitt.**

Zur Zeit ist der Erweiterungsbau in Angriff genommen, so daß der Endzustand des Speichers mit einer Gesamtaufnahmefähigkeit von 22 000 t Getreide erreicht wird. Nach den günstigen Erfahrungen, die bei der Gründung des ersten Bauabschnittes des Speichers gemacht wurden, wird auch der neue größere Abschnitt in der gleichen Weise gegründet.

Sämtliche Arbeiten, beginnend mit dem Richten des Turmes, sind von der Hochtief Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten vorm. Gebr. Helfmann ausgeführt worden.

**Unterfangung des Turmes der Katholischen Kirche St. Stephan in Karlsruhe.**

Alle Rechte vorbehalten.

Von Professor Dr.-Ing. H. Dörr, Karlsruhe.

Über die Sicherungsarbeiten, die vom Verfasser am Turm der Evangelischen Stadtkirche zu Karlsruhe durchgeführt worden sind, ist früher schon berichtet worden<sup>1)</sup>. Sieben Jahre später, im Sommer 1936, mußte sich die Gemeinde der Kath. Stephanskirche zu einem baulichen Eingriff in die Grundmauern des Turmes ihrer Kirche entschließen, um ihn vor dem Einsturz zu bewahren. Auch die Unterbauung dieses Turmes hat der Verfasser entworfen und geleitet; im folgenden soll darüber das Wichtigste mitgeteilt werden.

Der 55 m hohe Turm steht neben dem Kuppelbau der Rundkirche. Die Kirche ist in den Jahren 1808 bis 1811 nach den Plänen Weinbrenners erbaut worden. Die Grundmauern des Turmes tauchten in das Grundwasser ein; Weinbrenner setzte sie daher, den Meinungen seiner Zeit entsprechend, auf Holzpfähle, deren Köpfe in üblicher Weise durch einen Balkenrost zusammengefaßt waren. Der Pfahlrost ist nach unseren heutigen Kenntnissen unnötig gewesen, denn der Baugrund besteht aus Sand und Kiessand in so fester Lagerung, daß man die Pfähle, deren Querschnitte 20/20 cm maßen, im Durchschnitt nur 2,8 m tief einschlagen konnte.

In den letzten 100 Jahren ist nun aber in Karlsruhe der Grundwasserspiegel um mehr als 2 m gesunken. Damit kamen der Rost und die Pfahlköpfe allmählich aus dem Wasser heraus und verfaulten vollständig. Soweit die Überreste nicht verschwunden waren, fand man nur noch braunen Staub oder eine breiige, schmierige Masse ohne jede Widerstandskraft vor. Nur an wenigen Stellen waren Stücke des Pfahlrostes noch vorhanden. Die Ursachen und ihre Folgen sind also hier die nämlichen wie am Münster zu Straßburg, am Dom zu Mainz, an der Evangel. Stadtkirche in Karlsruhe.

Der Sand unmittelbar unter der Mauersohle war in die Pfahllöcher mit der Zeit nachgerutscht, nachdem er sich gelockert hatte, und so fand man, nachdem der Boden im Turmkeller entfernt war, den Zustand, der in Abb. 1 festgehalten ist: unter der Sohle gähnte dem Beschauer ein leerer Raum entgegen von 20 cm und mehr Höhe. Der Zustand war so beängstigend, daß der Verfasser nach der ersten Besichtigung zu größter Eile in den Sicherungsmaßnahmen mahnen mußte. Lotungen, die vom Umgang um den Turm (29 m über Straßenhöhe, Abb. 2) gemacht wurden,

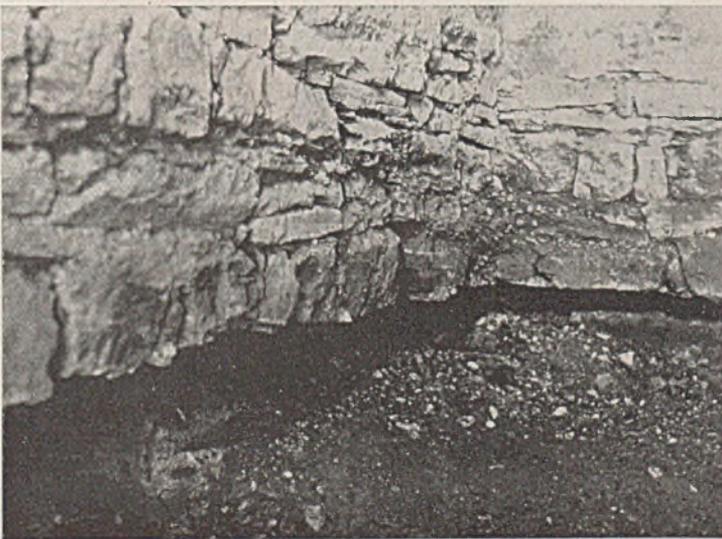


Abb. 1. Baugrund unter dem Turm aufgelockert und zusammengesackt.

zeigten, daß die Nordseite des Turmes nach der Ständerhausstraße zu sich am meisten gesenkt, der Turm sich daher nach dieser Seite gedreht hatte. Die genaue Vermessung hat später die Verschiebungen ergeben, die in

<sup>1)</sup> Bautechn. 1934, Heft 31, S. 403.

Abb. 2 mit eingeklammerten Zahlen angegeben sind; an der Spitze betrug die Verschiebung rd. 40 cm.

In Abb. 3 ist der Grundriß des Turmes aufgetragen. Den im Lichten 11,0 x 7,55 m weiten Kellerraum umgeben die Grundmauern, deren

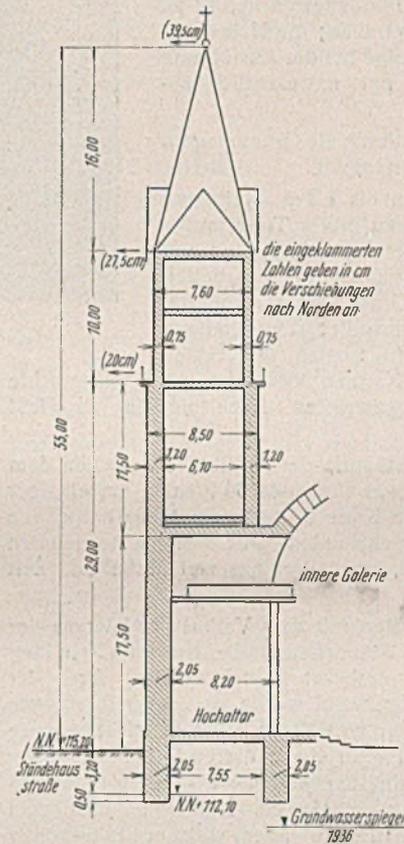


Abb. 2. Querschnitt durch den Turm, Nord-Süd.

Fluchten stark ausgezogen sind. Die langen Mauern, außen und innen, sind 2,05 m dick, die kurzen 2,60 m. Im Osten und Westen sind in der Ständerhausstraße neben dem Turm zwei Treppenhäuser eingebaut; im Erdgeschoß ist der Hochaltar in ihm untergebracht, die Langmauer ist somit dort durchgehend ausgespart (Abb. 2).

Außerlich war zu sehen, daß der 5500 t schwere Turm, als seine eigene Stützung versagte, sich auf die Treppenhäuser gelehnt und ihr Mauerwerk auf die ganze Höhe zerrissen hatte. Im Inneren der Kirche befindet sich in der Höhe des Kuppelansatzes eine Galerie (Abb. 2), von der aus man seit langer Zeit das Abreißen des Turmes beobachtet hatte; dort klapften Risse von etwa 6 bis 8 cm Weite. Sie waren überputzt worden und wieder gerissen. Die aus Holz erbaute Kuppel hatte den Verschiebungen folgen können, ohne Schaden zu nehmen. Unter der Kuppel setzten sich die Risse in der Umfassungswand des Kirchenrunds fort. Die über dem Hochaltar in der Südwand des Turmes über einem Mauerbogen sich schließende Wand war ebenfalls geborsten. Die Bewegungen wurden noch größer, als man nach dem Weltkrieg das Geläute um eine schwere fünfte Glocke verstärkt hatte. Die Mauern der Treppenhäuser zeigten in ihrem Innern kräftige Risse.

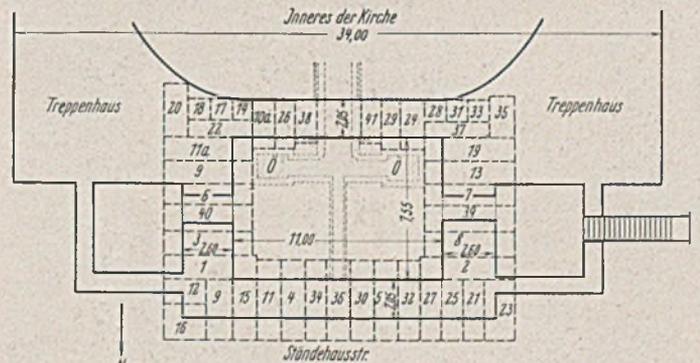


Abb. 3. Grundriß des Turmes.

Eigentlich war es ein Rätsel, wohin die Lasten des Turmes ihren Weg gefunden hatten bei dem Zustand unter den Grundmauern, den die Abb. 1 verdeutlicht. Offensichtlich war ein bedenklicher Grad der Unsicherheit erreicht, bei dem der Turm zum Teil an den Treppenhäusern hing, zum Teil auch wohl von der Reibung zwischen Grundmauern und Boden noch

eben gehalten wurde. Er hatte sich deshalb nach der Straße (Norden) gedreht, weil er in dieser Richtung keinen Halt an den übrigen Teilen der Kirche finden konnte.

Der Verfasser schlug vor, die verrotteten Pfähle, über denen der Balkenrost fast bis auf den letzten Rest verschwunden war, herauszuholen und stückweise den Turm neu zu gründen. Hierbei war an den Stellen zu beginnen, die sich bei der Untersuchung als die schwächsten gezeigt hatten, und so fortzufahren, daß möglichst bald einige feste Punkte, über die Nordhälfte des Grundrisses verteilt, sich ergaben, auf die der Turm sich stützen konnte, wenn die Grabungen zu Bewegungen Anlaß geben sollten. Selbstverständlich mußten die Risse während der Unterfangung sorgfältig beobachtet werden.

In Abb. 3 sind die einzelnen Gründungsblöcke, 42 an der Zahl, mit ihren Nummern eingetragen; die Nummernreihe gibt zugleich die Aufeinanderfolge bei der Ausführung an, die von der ersten Planung nur unwesentlich abgewichen ist.

Abb. 4 bringt zwei Querschnitte durch die Grundmauern des Turmes vor und nach der Unterfangung.

Die meisten Blöcke sind 1 m bis 1,2 m breit und 1,8 m hoch gewählt worden. Bis zu dieser Tiefe mußte man hinuntergehen, um die Pfahlstümpfe mit Ketten und Winden richtig fassen und einigermaßen beim Arbeiten sich bewegen zu können. Das Grundwasser stand im Juni 1936 etwa in Höhe dieser Aushubsole; Wasserhaltung war deshalb nicht nötig. Zum Einschalen der Seiten gegen den Erddruck aus den Nachbarblöcken wurde waagerechte Schalung verwendet, die mit sogenannten Kanalspindeln gesprüßt wurde (Abb. 5).

In Abb. 6 erkennt man einige Stümpfe der Pfahlköpfe zwischen dem Sandboden. Unter der Nordmauer war von etwa 60 Pfählen ein einziger so erhalten, daß er noch stützende Kraft in geringem Maße hatte, alle anderen waren mit ihren Köpfen verschwunden. Mit wenigen Ausnahmen konnten die Reste gezogen werden, was allerdings viel Mühe und Zeit gekostet hat.

Eingeleitet wurden die Bauarbeiten mit dem Verbot des Läutens der Glocken im Turm, der Sperrung der Ständehausstraße, die nur 120 m lang ist und als Querstraße kurze Zeit entbehrt werden konnte. Auch der Wasserleitungsstrang entlang der Nordwand wurde vorsichtshalber außer Betrieb gesetzt. Ferner wurde es für notwendig gehalten, die Nordseite zu spritzen. Dies geschah mit fünf etwa 40 cm dicken Rundhölzern, die in Abb. 7 zu sehen sind. Sie erhielten betonierte Grundplatten und wurden oben in das Turm-mauerwerk eingelassen. Natürlich konnte man nicht hoffen, mit diesen Hölzern den Turm zu halten, wenn er in Bewegung geraten wäre. Aber bei einem solch unsicheren Gleichgewichtszustand kam es darauf an, mit allen Mitteln auch die kleinste Bewegung zu

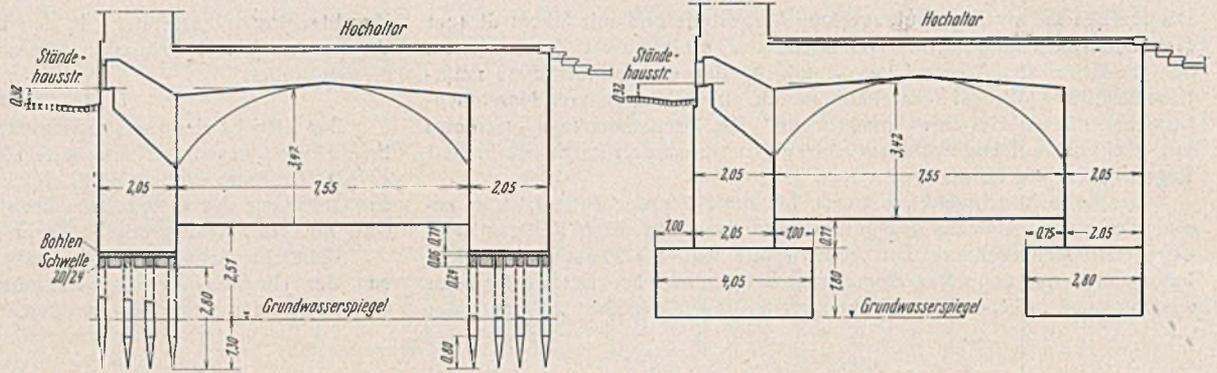


Abb. 4. Querschnitte durch die Grundmauern vor und nach der Unterfangung.

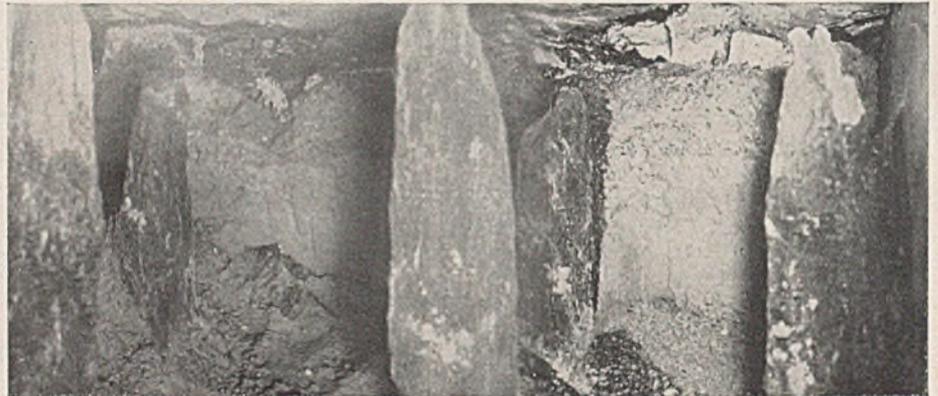


Abb. 6. Pfahlstümpfe.

verhindern, damit sie sich nicht zu einer gefährlichen steigerte. Der Kirchenraum selber ist während der Bauzeit nicht gesperrt worden.

Im Turmkeller standen an den mit Ö bezeichneten Stellen der Abb. 3 die Öfen zum Heizen der Kirche (Luftheizung). Sie mußten bei der Einleitung der Bauarbeiten abgebrochen werden, damit man an die Grundmauern herankommen konnte. Da sie veraltet waren, hat ihr Ersatz durch neue für die Zukunft noch Vorteil gebracht.

Nachdem einmal die Teilstücke 1 bis 9 (Abb. 3) ohne Zwischenfall eingebaut waren, konnte man die Gefahr für den Turm als überwunden ansehen, denn er stand jetzt auf festen Füßen, dort, wo er vorher fast ohne Halt gewesen war.

Der Einbau der Teilstücke geschah so, daß zuerst nur an einer, später an zwei Stellen gleichzeitig gearbeitet wurde, wobei namentlich am Anfang darauf gesehen wurde, daß möglichst schnell die Lücken geschlossen wurden. Vom Unternehmer war daher verlangt, daß keine Grube über Nacht offen stand. Wir haben aber aus naheliegenden Gründen keine Doppelschichten eingeführt, sondern sind mit Überstunden ausgekommen, weshalb allerdings an einigen Tagen von den Arbeitern der Einsatz ihrer Kräfte bis zur äußersten Grenze gefordert werden mußte.



Abb. 5. Spritzung für den Aushub eines Blockes.

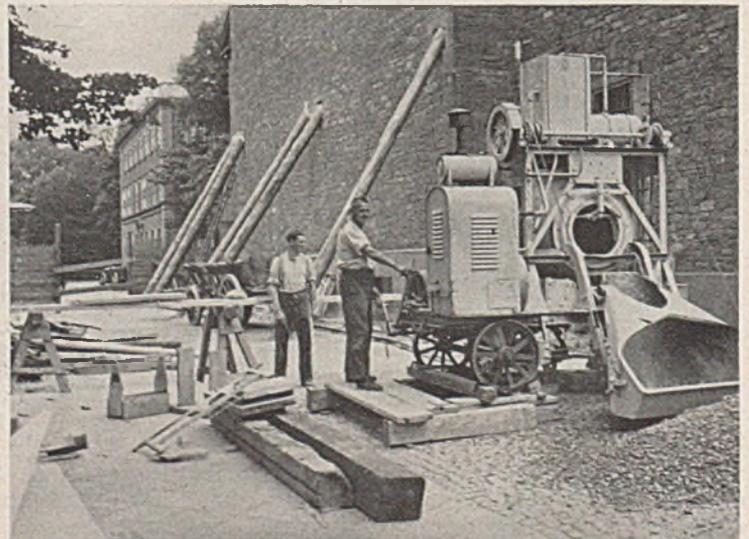


Abb. 7. Spritzen am Turm in der Ständehausstraße.

Verwendet wurde für die neuen Grundmauern ein Kiesbeton mit einem Gehalt an hochwertigem Dyckerhoff-Zement von 200 kg/m<sup>3</sup>.

Eine überschlägige Berechnung der Bodenpressungen unter der alten Gründung — eine genaue Ermittlung war nicht möglich — ergab rund 5 kg/cm<sup>2</sup>, ohne die Windkräfte, die aber bei dem schweren Turm außer Ansatz bleiben durften. Wenn auch der Boden in der mit den neuen Betonblöcken erreichten Tiefe sehr guter Baugrund war, hat der Verfasser trotzdem eine Verbreiterung für wünschenswert gehalten. Sie ist aus Abb. 3 u. 4 zu ersehen und beträgt beiderseits einen Meter, mit Ausnahme der Südwand, wo eine Vorkragung nur nach dem Turmkeller zu möglich war, und wo sie mit 75 cm als ausreichend erachtet wurde, weil hier über der Grundmauer die Turmwand im Erdgeschoß fehlt. Die Verbreiterung verringerte mit den Pressungen auch die bis zur Lastübernahme zu erwartenden Setzungen, was bei der Neigung des Turmes wichtig war. Ferner ist mit dem Verfaulen der Pfahlstümpfe, die stecken bleiben mußten, zu rechnen, also vielleicht mit Lockerungen, die allerdings nur an wenigen Stellen eintreten können.

Die Blöcke 4 und 5 mußten in je zwei Teilen hergestellt werden, weil es von vornherein nicht möglich war, über die Außenflucht hinaus von innen her auszuschachten. In diese Blöcke wurden je 6 R-E.  $\phi$  16 mm in aufgebogenem Zustand einbetoniert. Nachdem der Turm auf die Stücke 1, 2, 3, 4, 5, 9, 10 und 11 aufgesetzt worden war, konnte man längs der Ständehausstraße einen Arbeitsraum ausheben und die übrigen Blöcke dort in einem Zuge herstellen. Jetzt wurden die Rundelsen der Stücke 4 und 5 gerade gebogen und die äußeren Teilstücke zubetoniert.

In den Block 21 (Nordwestecke) wurden Eisen eingelegt zur Verankerung mit Block 23.

Es versteht sich, daß unsere besondere Sorgfalt dem dichten Anschluß der neuen Betongrundmauer an die alte Mauersohle galt. Aus der Tatsache, daß an den Rissen während der Bauzeit nur ganz geringe Bewegungen beobachtet werden konnten, läßt sich ermaßen, daß der Anschluß gelungen ist.

Zu je einem Teilstück brauchten wir für den Aushub und das Ausbetonieren eine Arbeitszeit von 1 bis 2 Tagen, welche Zeiten sich natürlich später überlagerten, als an mehreren Stellen gleichzeitig gearbeitet wurde. Die eigentliche Unterfangung wurde am 6. Juli 1936 begonnen und war am 5. September vollendet. Die Bauunternehmung Th Trautmann, Karlsruhe, hat sie als reine Tagelohnarbeit übernommen und mit Umsicht und Sorgfalt durchgeführt. Die wirtschaftliche Betreuung lag in den Händen des Erzbischöflichen Bauamtes in Karlsruhe.

Wegen des Anschlusses der Unterfangung des Turmes an die Grundmauern der eigentlichen Kirche waren wir von vornherein im unklaren, weil keine Pläne darüber zu finden waren, ob die Umfassungswände der Kirche und der Treppenhäuser nicht auch auf Holzpfählen ruhten. Beim Ausbruch der Stücke 18, 19, 20, 22, 31, 33, 35 und 37 stellte man fest, daß dort gewöhnliche Gründung ausgeführt war; die Anschlüsse wurden also sehr einfach.

Die eigentliche Unterfangung hat einen Kostenaufwand von rund 20 000 RM erfordert. Der Turm steht wieder fest; Bewegungen haben sich nicht mehr gezeigt.

Alle Rechte vorbehalten.

## Thurament im neueren Betonbau.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

Thurament ist ein seit 1923 bekannter, stark hydraulisch wirkender Zuschlag ohne nennenswerte Eigenfestigkeit. Er ist für sich allein kein Bindemittel und kann daher nur in Verbindung mit solchen Zementen verarbeitet werden, die beim Abbinden und beim Erhärten des Betons genügend Kalkhydrat abspalten, wie dies bei den Portland- und Hüttenzementen und natürlich auch bei den verschiedenen Kalken der Fall ist<sup>1)</sup>. Die betontechnische Bedeutung des Thuraments ist ähnlich der von Traß. Beides sind hydraulische Zuschläge und gewährleisten infolge ihrer porenfüllenden Wirkung zunächst einen höheren Grad der Betondichtigkeit. Man kann daher manchmal von dem zur Erzielung der erforderlichen Betondichtigkeit sonst notwendigen höheren Zementanteil etwas einsparen, was zur Folge hat, daß alle die Eigenschaften des Betons gemildert werden, die sonst mit einem hohen Zementgehalt zusammenhängen. Namentlich aber ist es durch Zusatz von Thurament wie auch von Traß möglich, die Wärmeentwicklung im Innern von großen Betonmassen fühlbar abzumildern<sup>2)</sup>. Während jedoch der Traß trotz der Ähnlichkeit der Entstehungsweise nicht ausschließlich aus hydraulisch wirksamen Bestandteilen besteht (der Gehalt an wirksamen Hydraulefaktoren schwankt zwischen 30 und 85 %<sup>3)</sup>), beteiligt sich beim Thurament fast die ganze Masse an der hydraulischen Um-

setzung, weil infolge der Art der Entstehung der wassergranulierten Hochofenschlacke, aus der der Thurament hergestellt wird, alle Bestandteile in löslicher Form vorliegen. Es bleibt also bei Traß ein gewisser Teil als hydraulisch unwirksames Steinmehl übrig, das natürlich in feiner Mahlung sich auch gut zur Betondichtung eignet, während der Thurament wegen der höheren Löslichkeit seiner Bestandteile dem Traß in dieser Hinsicht überlegen ist.

Die chemischen und physikalischen Eigenschaften des Thuraments sind bekannt<sup>1)</sup>. Er nimmt Kalkhydrat begierig an, wodurch willkommene mörteltechnische Eigenschaften entwickelt werden. Gerade bei den hochkalkigen Zementen ist die oft unangenehme Abspaltung von Kalkhydrat<sup>5)</sup> das geeignete Belebungselement für Thurament; die Mischungen können so abgestimmt werden, daß der frei werdende Kalk vom Thurament eben aufgebraucht wird. Mit steigendem Gehalt an Thurament wird am Anfang der Erhärtungsvorgang etwas verlangsamt; nach etwa 90 Tagen ist aber ein etwaiger Unterschied meistens ausgeglichen. Abgesehen von der bereits erwähnten Möglichkeit, die

Wärmeentwicklung des Betons wesentlich niedriger zu halten, neigt Thurament auch weniger zum Schwinden und bringt infolge seiner starken Kalkbindung eine vergleichsweise größere Widerstandsfähigkeit gegenüber schädlichen

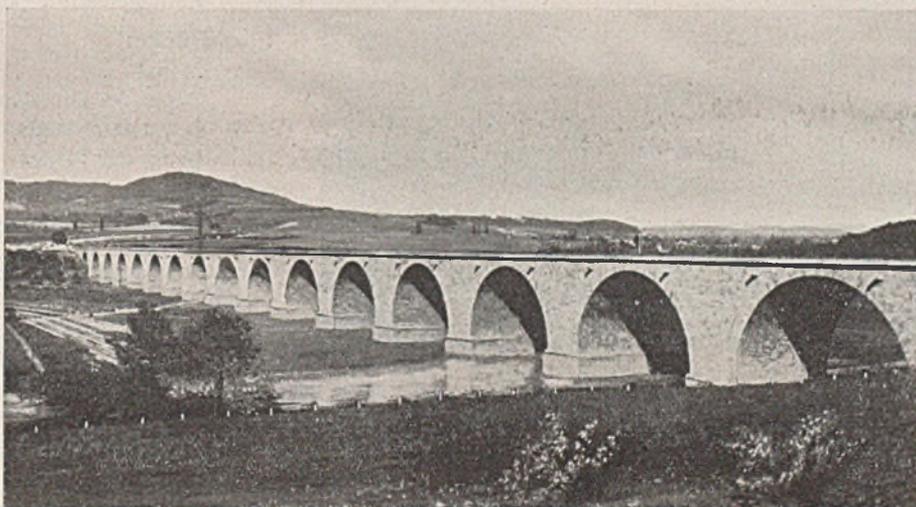


Abb. 1. Talbrücke.

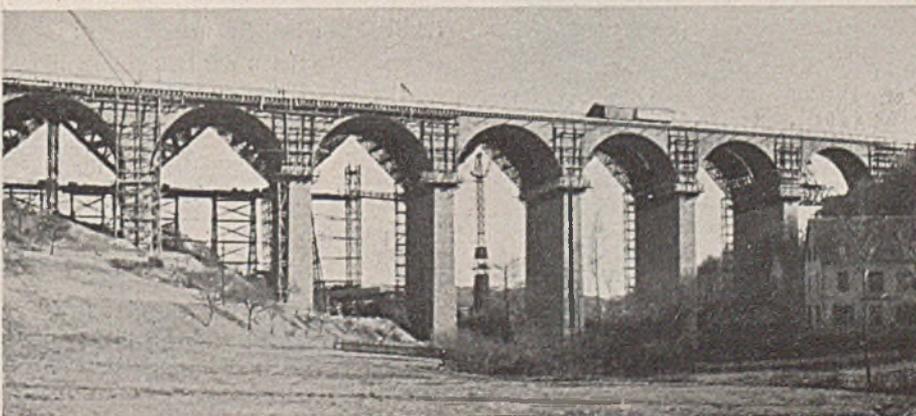


Abb. 2. Talbrücke.

<sup>1)</sup> Kleinlogel, Einflüsse auf Beton, 3. Aufl., S. 444 u. 445; Vogeler, Eine Bindemittelstudie, TIZ 1926, S. 902 u. f.

<sup>2)</sup> Temperatursenkung bei großen Betonmassen, B. u. E. 1939, Heft 23, S. 356.

<sup>3)</sup> Hart, Vom Chemismus der Masse des rheinischen Trasses, TIZ 1931, Nr. 5 u. 6.

<sup>4)</sup> Dr.-Ing. ehr. Sommer, Die Verwendung von Thurament beim Bau der Saalealsperre am Kleinen Bleiloch, Bautechn. 1934, Heft 17 u. 19, S. 229 u. 238.

<sup>5)</sup> Kleinlogel, Einflüsse auf Beton, 3. Aufl., Abschnitte Ausblühungen und Grund- und Sickerwasser sowie Wasser.

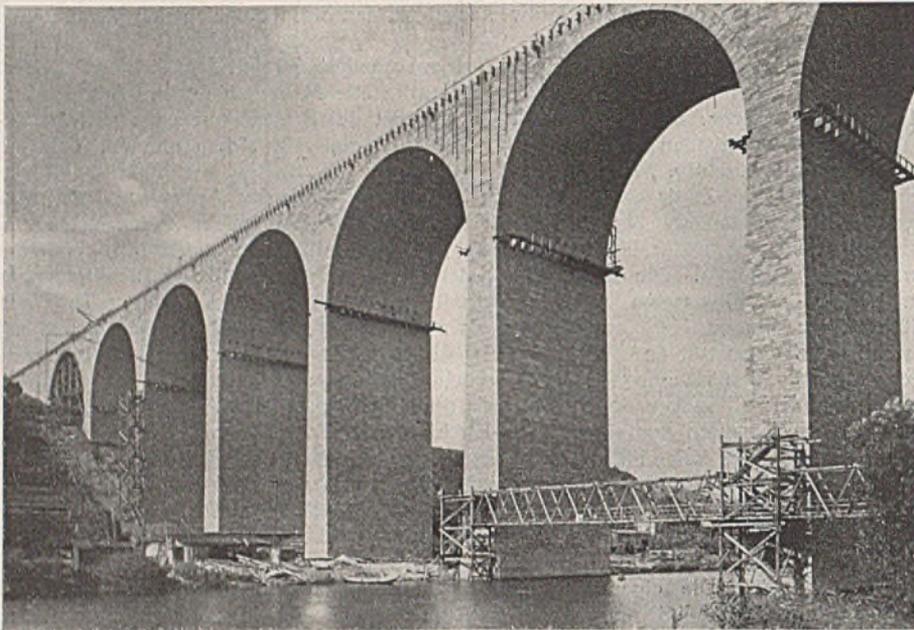


Abb. 3. Talbrücke.

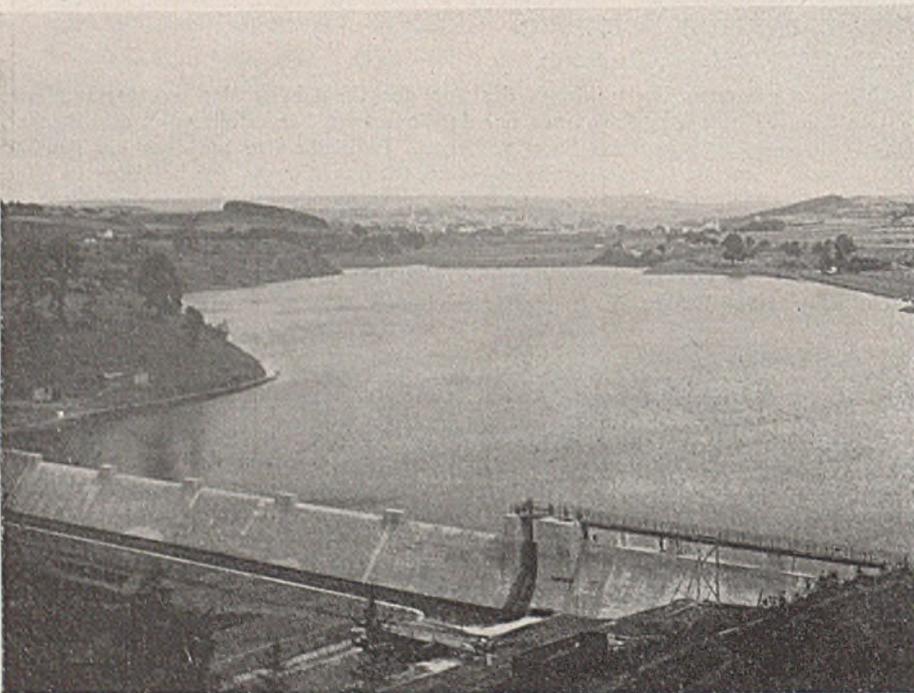


Abb. 4. Talsperre.

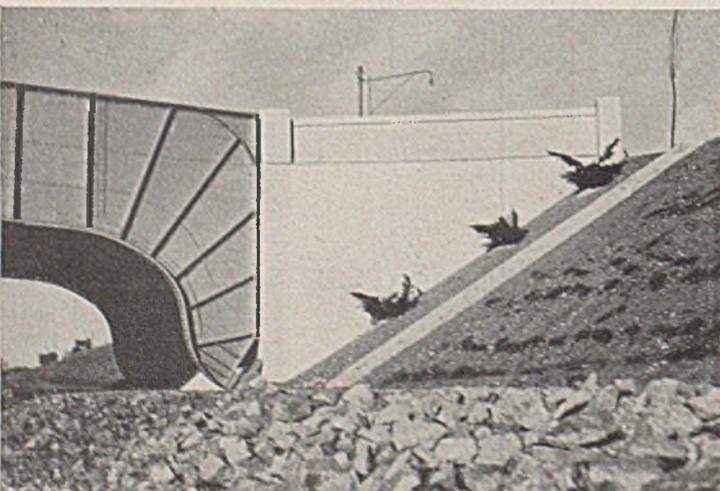


Abb. 5. Widerlager der Miltitzer Straßenbrücke.

Wässern, Gasen und Erden, zumal Thuramentbeton, wie gesagt, auch einen höheren Dichtigkeitsgrad hat. Die hydraulischen Eigenschaften des Thuraments werden bei der Herstellung nach einem den Traßnormen angepaßten Prüfverfahren ständig überwacht.

Auf Grund dieser für die Betontechnik vorteilhaften Eigenschaften hat Thurament in der Praxis in den letzten Jahren eine rasch zunehmende Anwendung gefunden. Bei der Bleiloch-Talsperre (200 000 m<sup>3</sup> Beton) wurde Thurament zum ersten Male in großem Maße verwendet<sup>6)</sup>; selther sind eine Reihe von Brücken-, Industrie- und Talsperrenbauten unter Verwendung von Thurament ausgeführt worden.

Im folgenden werden für einige wichtigere Bauten die dabei verwendeten Mischungsverhältnisse aufgezählt; soweit nicht eine ausdrückliche andere Angabe gemacht ist, sind dabei die Mörtelmischungen in Raumteilen angegeben, während für die Betonmischungen das Gewicht der in 1 m<sup>3</sup> fertigem Beton enthaltenen Bindemittel genannt ist.

#### Talbrücke (Abb. 1):

Mörtel 0,34 PZ : 0,66 Th : 3 Sand  
Beton 90 kg PZ + 135 kg Th.

#### Talbrücke (Abb. 2):

Mörtel 0,75 HZ : 0,25 Th : 2,25 Sand  
und 0,66 EPZ : 0,34 Th : 2 bis 3 Sand  
Beton der Gründung 150 kg HZ + 50 kg Th  
und 150 kg EPZ + 100 kg Th  
Kernbeton der Pfeiler 250 kg HZ + 80 kg Th  
und 150 kg EPZ + 150 kg Th.

#### Talbrücke (Abb. 3):

Mörtel . . . . . 0,66 EPZ : 0,34 Th : 2 Sand  
Beton der Gründung 150 kg EPZ + 50 kg Th  
Kernbeton der Pfeiler 250 kg EPZ + 50 kg Th.

#### Talsperre (Abb. 4):

Rüttelbeton . . . . . 125 kg PZ + 125 kg Th.

#### Flußbrücke:

Mörtel . . . . . 0,40 PZ : 0,6 Th : 2,8 Sand  
Beton der Gründung 80 kg PZ + 160 Th  
Beton der Widerlager 90 kg PZ + 135 Th  
Beton der Pfeiler . . 110 kg PZ + 165 Th.

#### Strombrücke:

Pumpbeton . . . . . 140 kg PZ + 140 kg Th.

#### Fürstenbrunner Brücke in Charlottenburg<sup>6)</sup>:

Beton der Widerlager, Flügel- und Stützmauern  
150 kg PZ + 150 kg Th  
Beton der Auflagerbänke  
190 kg PZ + 190 kg Th.

#### Zweigelenkrahmenbrücken<sup>7)</sup>

(Abb. 5):

Unbewehrter Beton (in Raumteilen)  
0,6 PZ : 0,4 Th : 5,2 Kies und Sand  
Eisenbeton (in Raumteilen)  
0,6 PZ : 0,4 Th : 3,75 Kiessand.

#### Okerdüker bei Braunschweig:

Beton der Dükerrohre 160 kg PZ + 160 kg Th  
Beton der Flügel . . 120 kg PZ + 120 kg Th.

#### Talsperre<sup>8)</sup>:

280 kg Bindemittel für 1 m<sup>3</sup> Beton, bestehend aus 0,6 Raumteilen Traßzement 40/60 und 0,4 Raumteilen Thurament.

#### Pumpspeicherwerk:

Pumpbeton . . . . . 140 PZ + 135 kg Th.

<sup>6)</sup> Bock, Bautechn. 1939, Heft 20, S. 273.

<sup>7)</sup> Gerstenberger, Bautechn. 1939, Heft 15, S. 213, Abb. 3.

<sup>8)</sup> Tode, Bautechn. 1938, Heft 49 u. 51, S. 665.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Beanspruchung dreieckförmiger Platten.

Von Prof. Dr.-Ing. habil. Herm. Craemer, Weimar.

Es wird ein Näherungsverfahren zur Ermittlung der Biegemomente und der Auflagerdrücke dreieckförmiger Platten angegeben und die Ergebnisse mit der strengen Plattentheorie verglichen.

Dreieckförmige, auf Biegung beanspruchte Platten sind im Eisenbetonbau nicht selten, so z. B. die ungefähr dreieckigen Seitenflächen von Silotrümmern unter Seitendruck des Füllgutes, die Restfelder von Decken über unregelmäßigen Grundrissen u. a. m. Ihre Berechnung ist meist unzulänglich, da m. W. nirgends praktisch brauchbare Anweisungen hierzu zu finden sind. Auch das Schrifttum zu dieser Frage ist sehr spärlich.

Im folgenden soll ein einfacher Weg zur angenäherten Berechnung derartiger Platten gezeigt werden. Ich bin mir dabei bewußt, daß sich von einem strengeren wissenschaftlichen Standpunkte aus manches gegen meine Vorschläge einwenden läßt; doch ist zu bedenken, daß auch die praktisch übliche Berechnung rechteckiger Platten nur angenähert gilt und daß von der Lösung der viel schwierigeren Aufgabe der Dreieckplatte natürlich nur ein geringerer Grad von Strenge verlangt werden kann.

Man ersetzt bekanntlich eine Rechteckplatte durch eine doppelte Schar sich kreuzender Balken. Die Lastanteile müßten, streng genommen, für jeden der zweifach unendlich vielen Kreuzungspunkte so bestimmt werden, daß in jedem dieser Punkte die Durchbiegungen in den Richtungen  $x$  und  $y$  gleich sind (Abb. 1). Der wichtigste dieser Kreuzungspunkte ist aber ohne Zweifel der Schwerpunkt der Platte, so daß es praktisch genügt, die Durchbiegungen für die beiden schraffierten mittleren Streifen gleichzusetzen. Der Vergleich der so gewonnenen Ergebnisse mit der strengen Rechnung gibt dieser Anschauung recht.

Wir wollen nun auch für die dreieckige Platte die Lastanteile für zwei noch festzulegende Richtungen  $x$  und  $y$  so bestimmen, daß die Durchbiegungen im Schwerpunkte die gleichen werden (Abb. 2). Die Spannrichtungen kann man, je nach der beabsichtigten Art der Bewehrung, noch verschieden annehmen. Wir wählen sie zunächst gleichgerichtet zu zwei Seiten des Dreiecks. Die durch den Schwerpunkt gehenden Balken haben dann die Spannweiten  $\frac{2}{3}a$  und  $\frac{2}{3}b$ . Hierin liegt nicht etwa eine willkürliche Verringerung der Stützweite; denn die näher an  $a$  oder  $b$  gelegenen Streifen werden ja in ihrer Formänderung immer stärker gehemmt, bis schließlich der unmittelbar neben  $a$  oder  $b$  liegende Streifen überhaupt keine Durchbiegung, also auch keine Biegungsspannung erleidet.

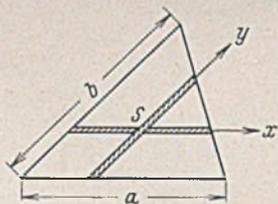


Abb. 2.

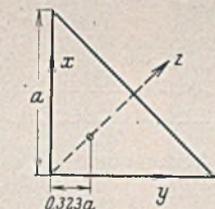


Abb. 3.

Für diese beiden Balken bestimmen wir unter Berücksichtigung der Lagerungsart die Durchbiegungen, die Lastanteile und die Biegemomente. Alle mit der Drillung zusammenhängenden Erscheinungen lassen wir der Einfachheit halber beiseite und erhalten damit Werte, die, wie sich zeigen wird, weit auf der sicheren Seite liegen. Das größte Biegemoment jedes Streifens tritt, wenn die Lagerung zu beiden Seiten die gleiche und die Belastung symmetrisch ist, in Balkenmitte, d. h. im Schwerpunkte des Dreiecks auf.

Die Brauchbarkeit der so gewonnenen Ergebnisse lassen sich durch einige Angaben von Nadai<sup>1)</sup> nachprüfen. Er untersucht eine isotrope Platte unter gleichmäßig verteilter Last gemäß Abb. 3 bei frei drehbarer Lagerung aller drei Seiten. Legen wir die Spannrichtungen  $x$  und  $y$  parallel zu den Katheten, so ist die maßgebende Spannweite  $l_x = l_y = \frac{2}{3}a$ ; da infolge der Symmetrie die Lastanteile  $q_x = q_y = \frac{1}{2}q$  sind, wird das größte Biegemoment in diesen Richtungen

$$M_x = M_y = \frac{1}{2}q \cdot \frac{1}{8} \left(\frac{2}{3}a\right)^2 = 0,0278 q a^2;$$

Nadai dagegen errechnet als größtes überhaupt auftretendes Moment  $0,0239 q a^2$ , so daß wir 16% mehr erhalten haben. Die Stelle des größten Biegemoments liegt nach Nadai in einem Abstände  $x = y = 0,323 a$  vom Scheitel des rechten Winkels, also ungefähr, wie von uns errechnet, im Schwerpunkte ( $x = y = \frac{1}{3}a$ ). Die Richtung des Größtmoments fällt jedoch nach Nadai mit der Halbierenden des rechten Winkels zusammen, was aus der Lage der Spannungsellipse ohne weiteres klar wird. In allen anderen Richtungen, also auch längs  $x$  und  $y$ , sind die Beanspruchungen

<sup>1)</sup> Nadai, Die elastischen Platten. Berlin 1925.

geringer; hierin liegt eine weitere Sicherheit unseres Verfahrens. Aus den weiter ins Einzelne gehenden Angaben von Nadai lassen sich leider keine Schlußfolgerungen ziehen, da sie durch Druck- oder Rechenfehler stark entstellt sind.

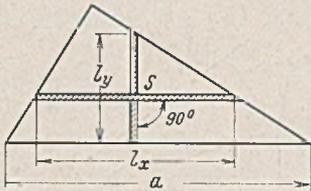


Abb. 4.

Häufig wird man die Bewehrung gleichgerichtet und senkrecht zu einer der Dreieckseiten legen wollen, so daß die Momente in diesen Richtungen zu ermitteln sind (Abb. 4). Wir bestimmen dann die Lastanteile aus den Streifen  $l_x = \frac{2}{3}a$  und  $l_y$ , und weiter die Biegemomente wie vorhin.

Auch dieses Verfahren wenden wir auf das rechtwinklig-gleichschenklige Dreieck an (Abb. 5). Es wird  $l_x = \frac{2}{3}a \sqrt{2} = 0,943 a$  und  $l_y = a \sqrt{2} = 0,707 a$ . Die Platte sei an den drei Seiten wieder frei drehbar gelagert. Die Lastanteile sind also

$$q_x = q \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{0,707^4}{0,707^4 + 0,943^4} \cdot q = 0,24 q,$$

$$q_y = 0,76 q. \text{ Die Biegemomente folgen zu}$$

$$M_x = 0,24 q \cdot \frac{1}{8} (0,943 a)^2 = 0,0267 q a^2,$$

$$M_y = 0,76 q \cdot \frac{1}{8} (0,707 a)^2 = 0,0475 q a^2.$$

$M_y$  ist das von Nadai in der gleichen Richtung mit  $0,0239 q a^2$  angegebene Moment, das wir somit erheblich zu groß erhalten haben. Auch der Wert für  $M_x$  liegt auf der sicheren Seite, da er nach Nadai wesentlich kleiner ist als  $0,0239 q a^2$ .

Im Streifen  $y$  sind in Wirklichkeit die Momente in der Nähe des Scheitels des rechten Winkels negativ (s. die Skizzen bei Nadai). Es ist dies die gleiche Erscheinung, wie sie für den Diagonalschnitt quadratischer Platten seit langem bekannt ist. Eine kleine Verbesserung unseres Verfahrens läßt sich also dadurch erzielen, daß man für den Streifen  $y$  an der Ecke mit einer einseitigen teilweisen Einspannung rechnet, wodurch der Anteil  $q_y$  etwas größer,  $M_y$  dagegen kleiner wird.

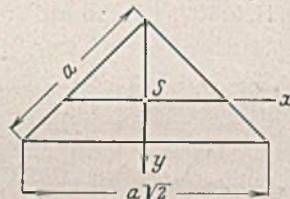


Abb. 5.

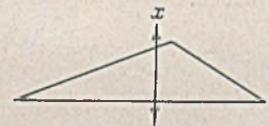


Abb. 6.

Nach den Rändern und den Ecken hin kann, ähnlich wie bei rechteckigen Platten, die Bewehrung schwächer gehalten werden, da dort, wie schon erwähnt, die Formänderungen gehemmt, die Spannungen also geringer sind. Nach den Ecken hin tritt hierzu noch die verringerte Spannweite; letztere Wirkung „genau“ zu erfassen, wie es manchmal geschieht, würde aber dem Wesen der Plattenwirkung zuwiderlaufen und nur eine Scheingenauigkeit vortäuschen.

Wie das Verfahren anzuwenden ist, wenn die Plattenränder ganz oder teilweise eingespannt sind, dürfte nach dem Vorstehenden ohne weiteres klar sein. Ist die Belastung nicht gleichmäßig über die Fläche verteilt, sondern z. B. „hydraulisch“, so tut man gut, von allen Künsteleien abzuweichen und die im Schwerpunkte wirksame Belastung als für die ganze Fläche gültig anzusehen; man erinnere sich daran, daß beim Balken auf zwei Stützen das Größtmoment bei Dreiecklast sich nur um 2,5% von dem bei Rechtecklast mit gleichem Gesamtbetrage unterscheidet. Für Dreiecke mit größeren stumpfen Winkeln ist der gezeigte Rechnungsweg natürlich ungeeignet; dort genügt es ja auch, die kürzere Richtung  $x$  als einzige Spannrichtung aufzufassen (Abb. 6).

In manchen Fällen ist auch die Verteilung der Auflagerdrücke auf die Plattenränder von Bedeutung. Zu ihrer angenäherten Bestimmung gehen wir von der Tatsache aus, daß bei ringsum gleichartiger Lagerung in den Winkelhalbierenden die Plattenquerkräfte annähernd Null sind<sup>2)</sup>.

Es ist nämlich (Abb. 7):

$$q_x = \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y}.$$

Sieht man, was aus Symmetriegründen zulässig ist, in erster Annäherung vom Drillungsmoment  $M_{xy}$  ab, so wird, wie beim Balken,  $q = 0$  dort, wo  $M_x$  seinen Größtwert erreicht. Tatsächlich fallen bei vielen Plattenversuchen die Bruchlinien — längs deren  $\max M$  auftritt — ungefähr mit den Winkelhalbierenden zusammen.

<sup>2)</sup> Hierauf hat m. W. schon Askoe in Ingeniøren 1927, Heft 33, hingewiesen.

Ist  $W$  der Schnittpunkt der Winkelhalbierenden (Abb. 8), so ist  $WD = WE = WF$ , die Flächeninhalte  $WAB$ ,  $WBC$  und  $WCA$  verhalten sich also zueinander wie die Seiten  $AB$ ,  $BC$  und  $CA$ . Wenn nun in den Linien  $WA$ ,  $WB$  und  $WC$  die Querkraft verschwindet und die Belastung gleichmäßig verteilt ist, so entsprechen die genannten Flächen

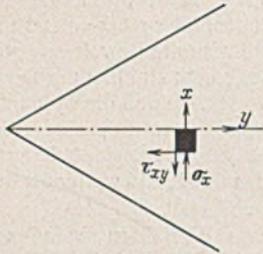


Abb. 7.

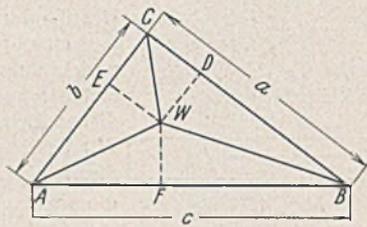


Abb. 8.

den Lastanteilen, die auf die einzelnen Dreiecksseiten entfallen. Die zu den Seiten  $a$ ,  $b$  und  $c$  gehörigen Gesamtaullagerdrücke  $P_a$ ,  $P_b$  und  $P_c$  sind also der Länge dieser Seiten verhältnissgleich:

$$P_a : P_b : P_c = a : b : c;$$

mit der Gesamlast  $P = P_a + P_b + P_c$  wird

$$P_a = \frac{a}{a+b+c} \cdot P \quad P_b = \frac{b}{a+b+c} \cdot P \text{ usw.}$$

Die Durchschnittswerte  $p_a = \frac{P_a}{a}$  usw. der auf die einzelnen Seiten verteilten Auflagerdrücke sind dann

$$p_a = p_b = p_c = \frac{P}{a+b+c} = p,$$

d. h. die über eine Seite gemittelten Auflagerdrücke je Längeneinheit sind auf allen drei Seiten die gleichen. Verteilt man die Lasten  $P_a$  usw. nicht gleichmäßig, sondern nach einem anderen Verteilungsgesetz über die zugehörigen Seiten, so werden die Größtwerte wiederum in allen drei Seiten gleich, z. B. bei parabolischer Verteilung

$$p'_a = p'_b = p'_c = 1,5 \cdot \frac{P}{a+b+c}.$$

Da die Grundlage dieses Verfahrens ( $q=0$  längs der Winkelhalbierenden) sehr einleuchtend und durch Versuchsergebnisse gut gestützt ist, ist hier eine gute Übereinstimmung mit der strengen Rechnung zu erwarten. Tatsächlich sind nach Nadai die Größtwerte der Auflagerdrücke längs der drei Seiten des von ihm untersuchten Dreiecks fast genau gleich, und das Verteilungsgesetz ist wenigstens in großen Zügen dasselbe.

Wenn die Lagerung nicht ringsum gleichartig ist, sondern z. B. eine Seite eingespannt, die übrigen frei gelagert sind, so rückt die Bruchlinie, d. h. die Linie mit  $q=0$ , näher zum frei drehbaren Rande hin; die eingespannte Seite erhält also etwas größere Auflagerdrücke als nach obigen Gleichungen. Man wird aber auch für diesen Fall das Verfahren anwenden dürfen, da die Unterschiede nicht größer sind als die sogenannten Kontinuitätzuschläge bei durchlaufenden Balken, die man gemeinhin vernachlässigt.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Bau des Eis- und Schwimmstadions in Köln.

Von Dipl.-Ing. R. Becker, Dyckerhoff & Widmann KG., Köln.

Die erfolgreiche Durchführung der Winter-Olympiade im Jahre 1935 ließ auch in Köln den Wunsch nach einer stärkeren wintersportlichen Betätigung entstehen und das Verlangen, sich durch Schaffung einer Freiluft-Kunsteisbahn von den für den Wintersport ungünstigen Witterungsverhältnissen unabhängig zu machen. So ließ im Jahre 1936 die Blockeisfabrik Köln von Gottfr. Linde G. m. b. H. in Köln das Eis- und Schwimmstadion erbauen.

Sitztribüne mit einer Eisenbetonschalen-Überdachung ausgebildet (Abb. 3). Auf den Sitz- und Stehtribünen, die alle in Eisenbeton ausgeführt sind, können 8000 Personen untergebracht werden. Bequeme und breite Treppenanlagen ermöglichen eine schnelle und reibungslose Entleerung nach Beendigung der Veranstaltungen. Der unter den Tribünen liegende Raum ist weitgehend für Unterkunfts-, Aufenthalts- und Umkleieräume sowie Brausen, Bäder, Abort- und Abstellräume ausgenutzt worden.

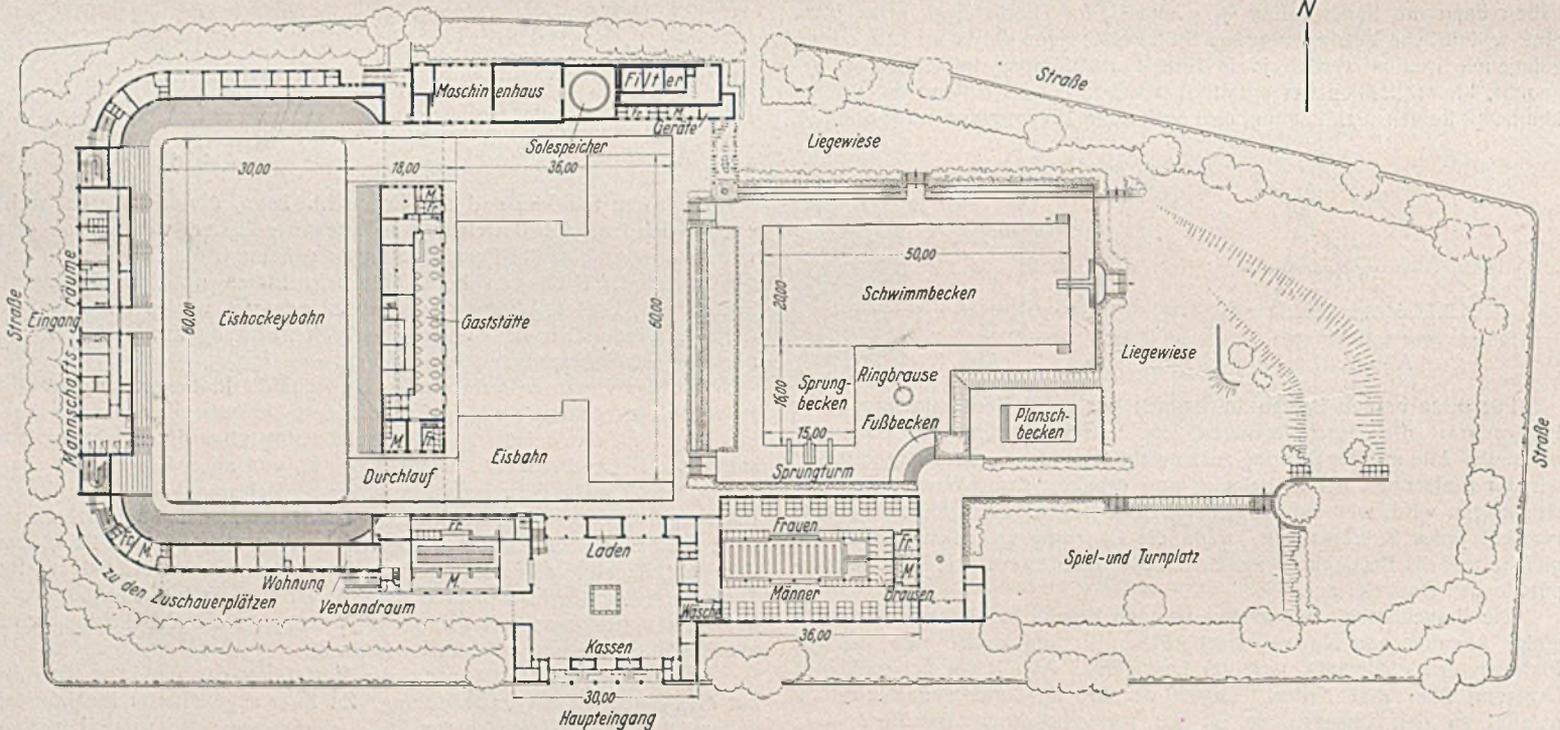


Abb. 1. Erdgeschoßgrundriß der Gesamtanlage.

Inmitten des nördlichen Teiles der Stadt, im Bereich des städtischen Grüngürtels, liegt das Grundstück mit rd. 22 000 m<sup>2</sup> Fläche. Durch den Haupteingang (Abb. 1) gelangt man in einen geräumigen Vorhof, von dem aus sich die Sportler und die übrigen Besucher auf die verschiedenen Anlagen verteilen. Links an diesem Vorhof liegen die Aus- und Umkleieräume für die Eissportler, rechts nach der Seite des Schwimmbeckens zu die gleichen Räume mit Brausen und Abortanlagen für den Badebetrieb. Auf dem westlichen Geländeteil ist die von Sitz- und Stehtribünen eingefasste Eislaufbahn nach den für den Eishockey-Wettkampf festgelegten internationalen Sportnormen in einer Größe von 30 x 60 m angelegt worden (Abb. 2). Der westliche Abschluß dieser Bahn ist als

Als räumlicher Abschluß liegt auf der Ostseite der Eishockeybahn das Gaststättengebäude (Abb. 4), an dessen Schmalseiten Sticheisflächen vorbeiführen, die die Verbindung mit der zweiten, 36 x 60 m großen Eisbahn herstellen. Die inselartige Lage der Gaststätte bietet den Besuchern freien Blick auf das gesamte Sportgelände, im Winter auf die beiden Eisbahnen, im Sommer auf das bunte Bild des Badebetriebes.

Dem Haupteingang gegenüber liegt an der Nordseite das Maschinenhaus mit der Kälteerzeugungsanlage und dem Solespeicher, an den sich das Filterhaus anschließt (Abb. 5). Die östliche Hälfte des Sportgeländes, mit den künstlichen Eisbahnen zu einer Einheit verbunden, dient dem sommerlichen Badebetrieb. Hier ist eine Schwimmbahn, 20 x 50 m groß,

mit einem anschließenden Sprungbecken,  $15 \times 16$  m groß, angelegt worden (Abb. 6). Eine nach den neuesten Erfahrungen eingerichtete Umwälz- und Filteranlage versorgt das Schwimmbecken mit gesundheitlich einwandfreiem Wasser und gibt auch die Möglichkeit, das Wasser an kühleren Sommertagen zu erwärmen.

Das als Freibecken ausgebildete Schwimmbecken wurde in Eisenbeton ausgeführt (Abb. 9), das Sprungbecken von der Schwimmbahn und auch die Schwimmbahn selbst in halber Länge durch eine durchgehende Dehnungsfuge getrennt. Die Dichtung wurde für die Sohle und Wände durch ein gekröpftes Kupferblech durchgeführt (Abb. 9d u. e). Für die statische Berechnung wurde als ungünstigster Belastungszustand das bis 30 cm unter O.-K. Umlaufrinne gefüllte Becken und der halbe entgegenwirkende Erddruck von außen angenommen.

Für die Ausführung der städtebaulich, architektonisch und ingenieurmäßig nicht ganz einfachen Aufgabe stand nur ein Zeitraum von nicht ganz 4 Monaten zur Verfügung,



Abb. 3. Tribüne an der Westseite der Eisbahn.

da der Bauherr die Inbetriebnahme der gesamten Anlage (mit Ausnahme der zweiten Eisbahn) für den Dezember 1936 forderte, nachdem erst im August 1936 die Entscheidung über die Wahl des Grundstückes gefallen war. Zahlen veranschaulichen am besten den Umfang der geleisteten Arbeiten. In einem Zeitraum von  $3\frac{1}{2}$  Monaten wurden verarbeitet:

- 3 850 m<sup>3</sup> Beton und Eisenbeton,
- 1 050 t Zement,
- 215 t Rundisen,
- 1 200 000 Steine,

wobei die eigenwillige Anlage den entwerfenden Ingenieur vor besonders schwierige Aufgaben stellte.

Bautechnisch bemerkenswert ist im besonderen die den westlichen Abschluß bildende Sitztribüne mit einer Überdachung aus frei ausladenden Eisenbeton-Tonnengewölben. Diese Gewölbe kragen 9 m über einen durchlaufenden Kreisbogenbinder aus und wirken statisch als Kragbalken, deren Auflagerzug durch zehn Zugstangen (50 mm Durchm., St 52) in die zur Aufnahme des Zuges durchgebildeten Auflager geleitet wird.

Dem Verlauf der Kragmomente und den hierdurch bedingten veränderlichen statischen Höhen des Tonnengewölbes

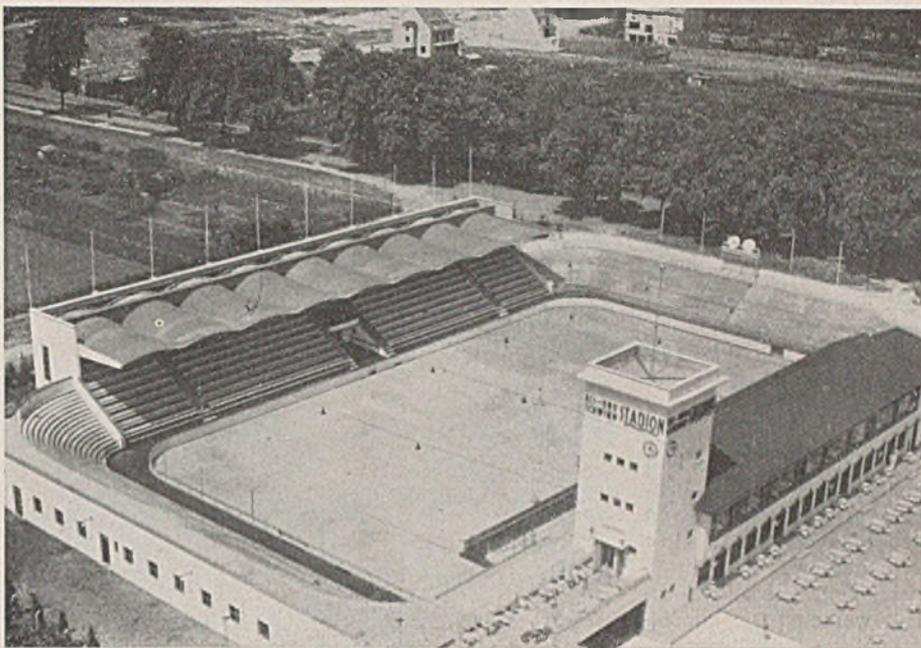


Abb. 2. Eishockey-Kampfbahn mit Sitz- und Stehtribünen.

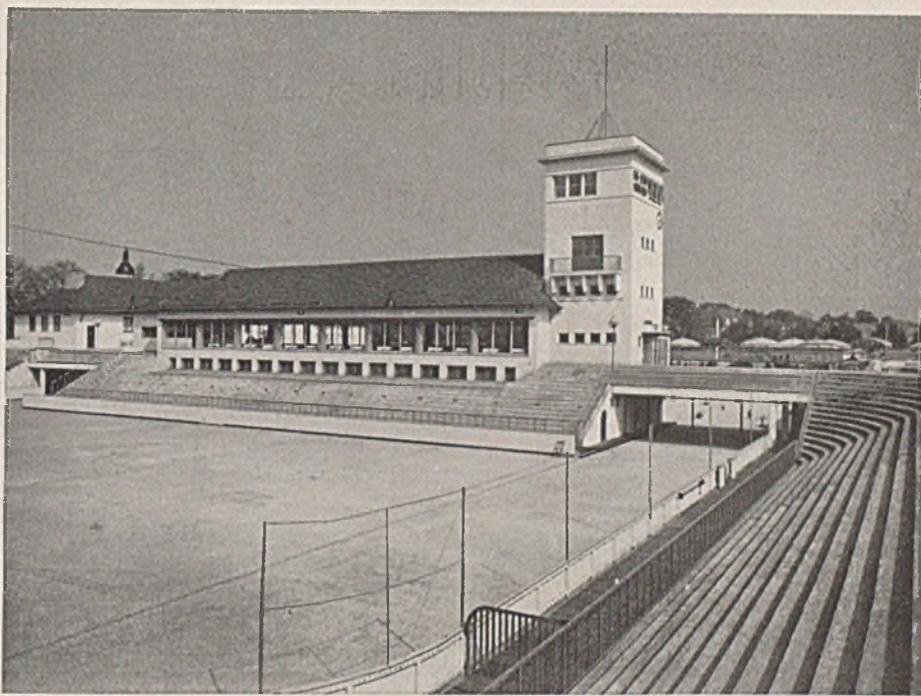


Abb. 4. Eisbahn und Gaststätte mit den seitlichen Stichsflächen von Westen gesehen.



Abb. 5. Schwimmbecken und Gaststätte von Osten gesehen.

balkens entsprechend nimmt der Krümmungshalbmesser des Gewölbes vom Kragarmende bis zum Druckauflager von 13,00 bis auf 3,90 m ab und wächst von dort bis zum Druckauflager wieder bis auf 6,74 m an bei einer mittleren Schalendicke von 7,5 cm. Über dem Zugauflager werden die Tonnen durch einen starken Randträger abgeschlossen, der den Auflagerzug gleichmäßig auf den Bogen des Tonnenbalkens verteilt.

Der im vorliegenden Fall außergewöhnlich undurchsichtige Spannungszustand des querversteiften, nicht zylindrischen Schalengewölbes konnte einwandfrei erfaßt werden. Die konoidähnliche Gewölbeform war einer rein mathema-

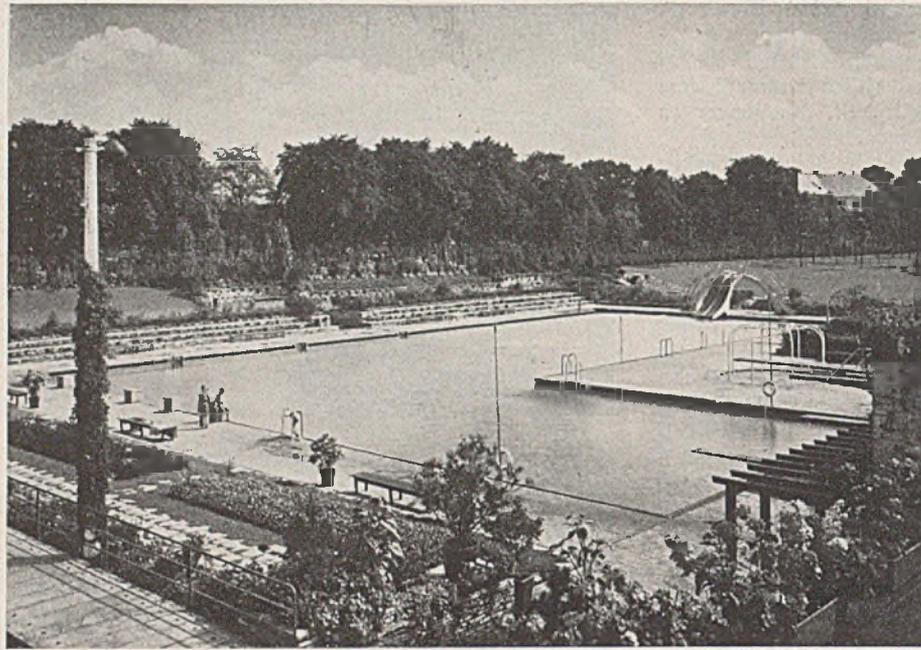


Abb. 6. Schwimm- und Sprungbecken von Südwesten gesehen.

tischen Behandlung schwer zugänglich, und deshalb wurden die Differentialbeziehungen durch schrittweise Integration gelöst.

Im Hinblick auf die kurzen Baufristen mußte der Schalenbeton bereits nach 14 Tagen ausgerüstet werden. Die nach 7 Tagen abgedrückten Probewürfel ergaben eine Festigkeit von i. M. 216 kg/cm<sup>2</sup>. Um die elastische Formänderung der Zuganker unter der auftretenden Zugauflagerkraft auszuschalten und eine übermäßige Senkung des freien Kragendes zu vermeiden, wurde mit Pressen mit besonders kleinen Aufsatzflächen eine Anspannung der Zuganker durchgeführt und die Dehnung mit Feinmeßuhren eingemessen. Bei gleichzeitigem planmäßigem Aus-

rüsten des Lehrgerüsts wurden die Zugstangen mit der aus Eigengewicht und Gewicht der Dacheindeckung sich ergebenden Zugkraft von ungefähr 21,3 t ausgezogen.

Die nach der Ausrüstung an den Absenkungsmessern abgelesene Durchsenkung der freien Kragenden betrug 9 mm und entsprach damit der rechnermäßig sich ergebenden Größe. Bei der laufenden Nachprüfung dieser Messungen haben sich bisher keine wesentlichen Änderungen der Höhenlage der Kragenden ergeben.

Die Gesamtanlage hat, seit sie ihrer Zweckbestimmung übergeben wurde, den an sie gestellten Anforderungen vollauf genügt und

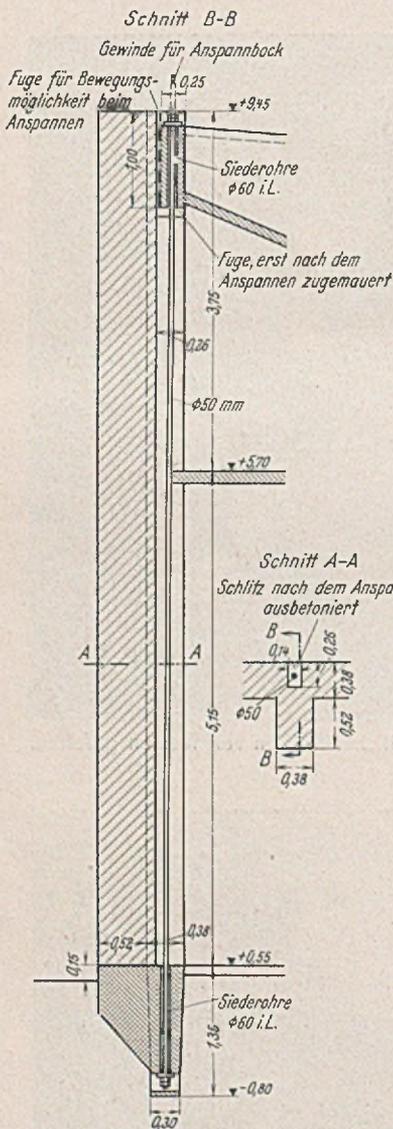


Abb. 8. Ausbildung der Zugsäule der Tribüne.

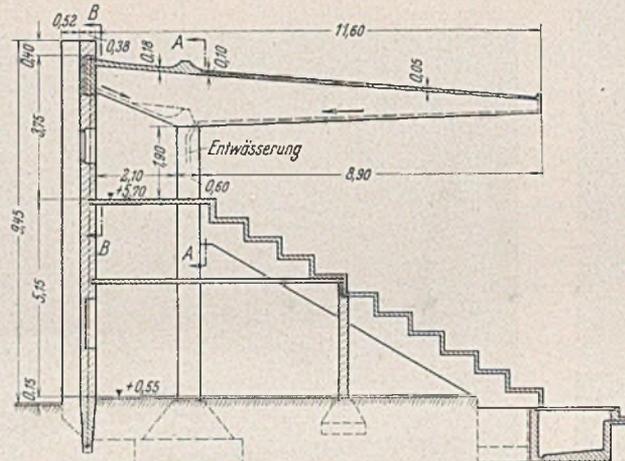


Abb. 7a. Querschnitt der Tribüne.

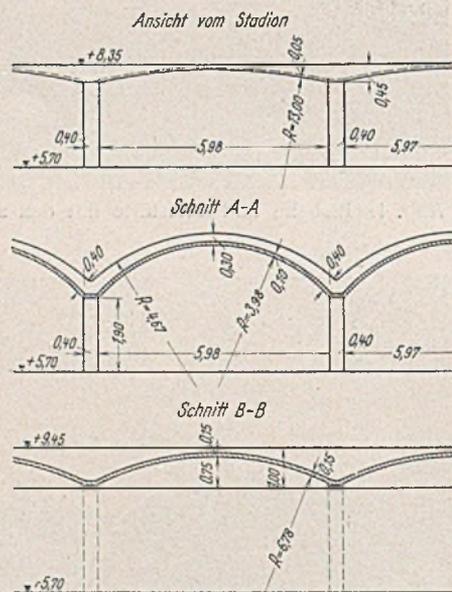
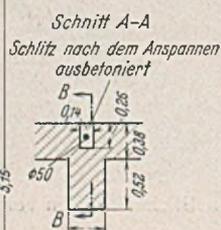


Abb. 7b. Ansicht und Längsschnitte der Tribüne.

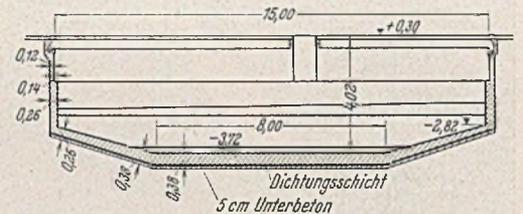


Abb. 9b. Längsschnitt durch das Sprungbecken.

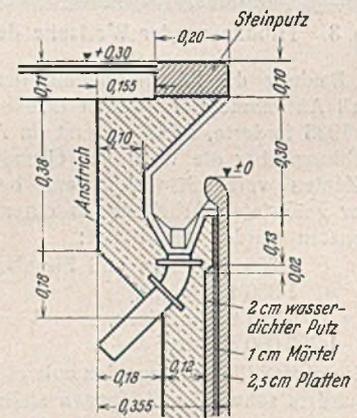


Abb. 9c. Überlauf.

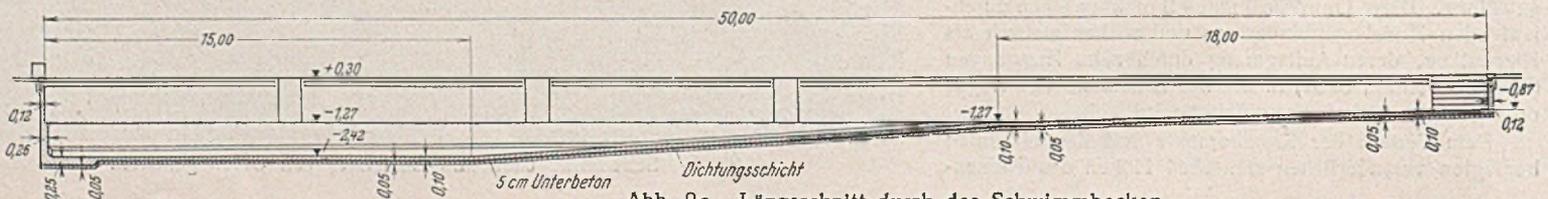


Abb. 9a. Längsschnitt durch das Schwimmbecken.

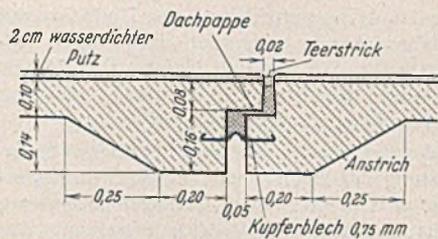


Abb. 9d. Dehnungsfuge in der Wand, waagerechter Schnitt.

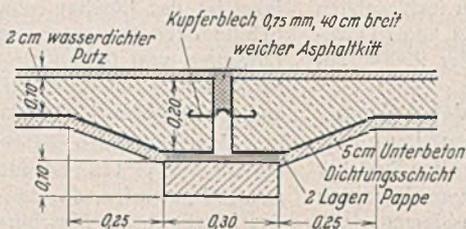


Abb. 9e. Dehnungsfuge in der Sohle, lotrechter Schnitt.

ist als größte dieser Art in Deutschland auch über die Stadtgrenzen Kölns hinaus vorbildlich geworden.

Anlage zum Zeugen und zum Ausdruck des Gestaltungswillens und der Baugesinnung unserer Zeit werden zu lassen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Getreidespeicher mit 28 000 t Fassungsraum im Hafen von Antwerpen.

Von Dipl.-Ing. Hittenkofer, Berlin-Siemensstadt.

*Pa 355*

### I. Begründung des Baubedürfnisses.

Obwohl an der Scheldemündung gelegen, zählt Antwerpen mit Rotterdam und Amsterdam zu der Gruppe der Rheinmündungshäfen. Die Scheldemündungen selbst liegen in Holland, das deshalb in der Lage war, auf den belgischen Seeverkehr Sonderabgaben zu legen. Erst nachdem im Jahre 1863 diese holländischen Abgaben abgelöst worden waren, konnte Antwerpen schnell zu einem führenden Welthandelsplatz aufsteigen, ein Aufstieg, an dem deutsche Kaufherren erheblichen Anteil hatten. Der Seeverkehr Antwerpens hat sich von 1870 bis zu Beginn des Weltkrieges verdreizehnfach und von Kriegsende bis 1937 nochmals verdoppelt, wobei Deutschland mit 26,8% des Gesamtumfangs der Schiffe an erste Stelle rückte.

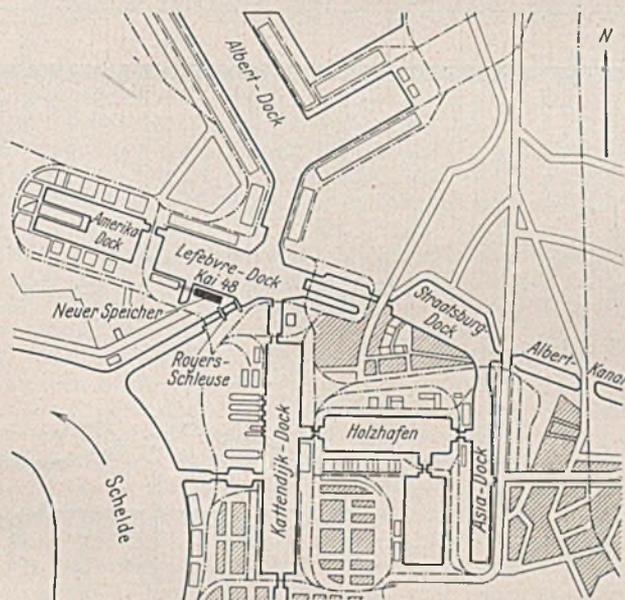


Abb. 1. Lageplan.

Bis zu Beginn des jetzigen Krieges hatte Antwerpen mit seinen 47 km Kailängen, 1125 ha Hafenbecken, 12 Trockendocks, 600 Verladekränen und 800 km Doppelgleis, im Knotenpunkt des dichtesten Eisenbahnnetzes Europas gelegen, den Anspruch, neben Hamburg und London im Weltverkehr genannt zu werden. Neben seiner Bedeutung im Austauschverkehr zwischen Übersee und dem deutschen Hinterland auf dem Schienenwege hat es einen erheblichen Umschlag „im Strom“, das heißt zwischen Seeschiff und Binnenschiff, insbesondere seit der Eröffnung des Albertkanals als unmittelbarer Verbindung zwischen Antwerpen und Lüttich, die für Kähne von 2000 t Tragfähigkeit befahrbar ist.

Zu den Umschlagrichtungen Antwerpens gehören auch 24 Getreideheber mit je 200 bis 300 t Löschfähigkeit in der Stunde. Von der Jahresgetreideeinfuhr von 4 019 000 t im Jahre 1937 wurden in Antwerpen für die Durchfuhr und den belgischen Eigenverbrauch 3 678 000 t mit mechanischen Hebern gelöscht. Soweit diese beträchtlichen Getreidemengen gelagert werden mußten, wurden sie im wesentlichen in Kähnen und Leichtern untergebracht. Bisher war nur ein einziger Getreidespeicher mit 25 000 t Fassungsraum vorhanden, der — 1903 nach amerikanischem Vorbild erbaut und bereits mit selbsttätigen Waagen, Reinigern und Garförderern ausgestattet — eine Be- und Entlade-fähigkeit von 4000 t in 10 Stunden hat. Da die übliche Lagerung des Getreides in Kähnen und Leichtern zwar billig ist, aber die notwendige Pflege des Getreides im allgemeinen nicht ermöglicht, machte sich das Bedürfnis nach weiteren neuzeitlich eingerichteten Speichern immer fühlbarer.

### II. Probebohrungen und Proberammungen.

Bevor die Magasins à Grains d'Anvers sich zur Ausschreibung eines neuen Speichers entschlossen, ließen sie von der Siemens-Bauunion G. m. b. H. Voruntersuchungen über die Gründung anstellen. Der Speicher

liegt in der Achse des alten Speichers am Kai 48 (Abb. 1) und mußte im Bereich eines ehemaligen Hafenbeckens, das 10 m hoch mit Boden aufgefüllt war, gegründet werden. U. a. wurde festgestellt, daß die um die Jahrhundertwende erbaute Rovers-Schleuse ursprünglich in dieser aufgefüllten Mulde gegründet werden sollte und daß man in Ermangelung geeigneter Gründungsverfahren mit Steinen beladene Kähne zum Sinken gebracht hatte, dann aber diese Gründung hatte aufgeben müssen. Bei den Bohrungen, die bis 20 m Tiefe niedergebracht wurden (Abb. 2), fand man Stein- und Mauerwerksbänke bis zu 2,80 m Dicke. Tragfähiger Boden wurde 1 m unter dem ehemaligen Hafenbecken, d. h. 13 m unter Gelände, angetroffen.

Der Bauherr, beraten durch die leitenden Ingenieure der Stadt Antwerpen, die Herren Kinart, de Cavel und L. Descans, entschloß sich zu einer Pfahlgründung mit 16,50 m langen Eisenbetonpfählen von 40 × 40 cm Querschnitt, die bis — 7,50 m gespült und dann bis — 11,00 m gerammt

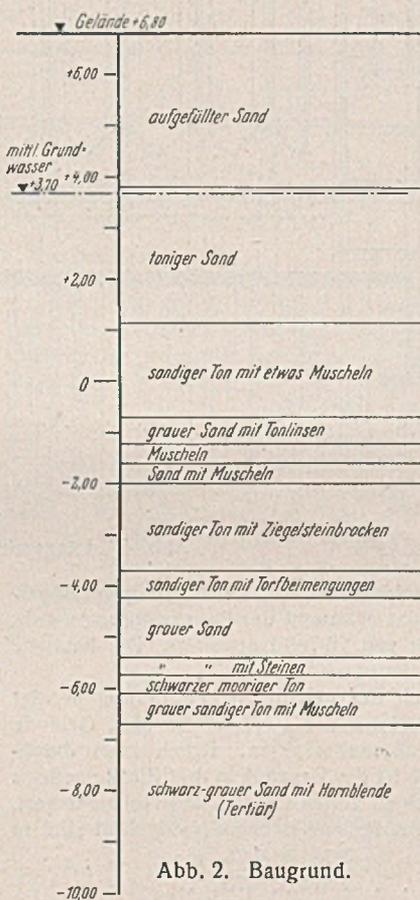


Abb. 2. Baugrund.

werden sollten. Im Lastenheft wurde ein Bärgewicht von 6 t und eine Fallhöhe von 1,20 m festgelegt. Die Pfähle sollten 60 t tragen und bei 120 t Probelastung 2 mm Einsenkung nicht überschreiten. Ein im Juni 1938 geschlagener Probepfahl (Abb. 3) von 18 m Länge und 7200 kg

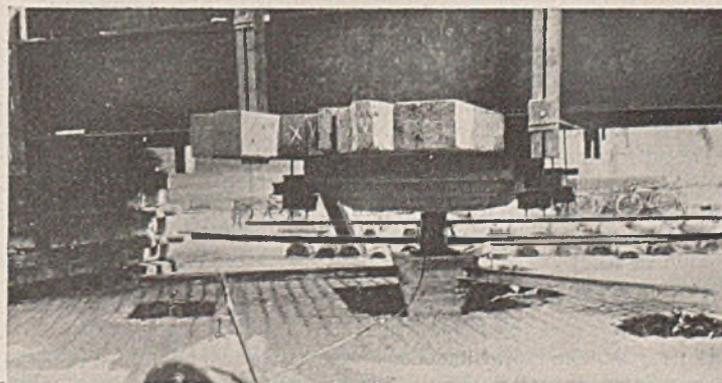


Abb. 3. Probelastung eines Eisenbetonpfahles.

Gewicht blieb bei einer Belastung von 140 t noch unter der festgesetzten Einsenkungsgrenze, so daß für die Gründung eine Pfahllast von 70 t zugelassen werden konnte. Zugleich konnte die Länge der Pfähle auf 15,50 m herabgesetzt werden.

lage ist das Löschen von See- und Binnenschiffen, das Umladen auf Schiffe oder Bahnwagen mittels am Lande stehender Heber, das Aufbewahren und Behandeln von Gerste, Weizen und Hafer. Die Förderwege, die das Getreide beim Ent- und Beladen sowie bei der Speicherung zu durchlaufen hat, sind in großen Zügen beschrieben folgende:

Vom Schiff am Kai 48 wird das Getreide mit zwei fahrbaren Saughebern von je 125 t Stundenleistung auf zwei Annahmebänder im Keller- geschoß geworfen, die ihrerseits, unter dem ganzen Zellenteil herlaufend, das Löschgut am Maschinenhaus an zwei Querförderer abgeben. Die Querförderer beschicken acht Becherwerke, von denen vier als Haupt-

III. Gliederung der Anlage.

a) Bauliche Anordnung.

Der Entwurf für den Speicher ist von der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt, in Zusammenarbeit mit Herrn

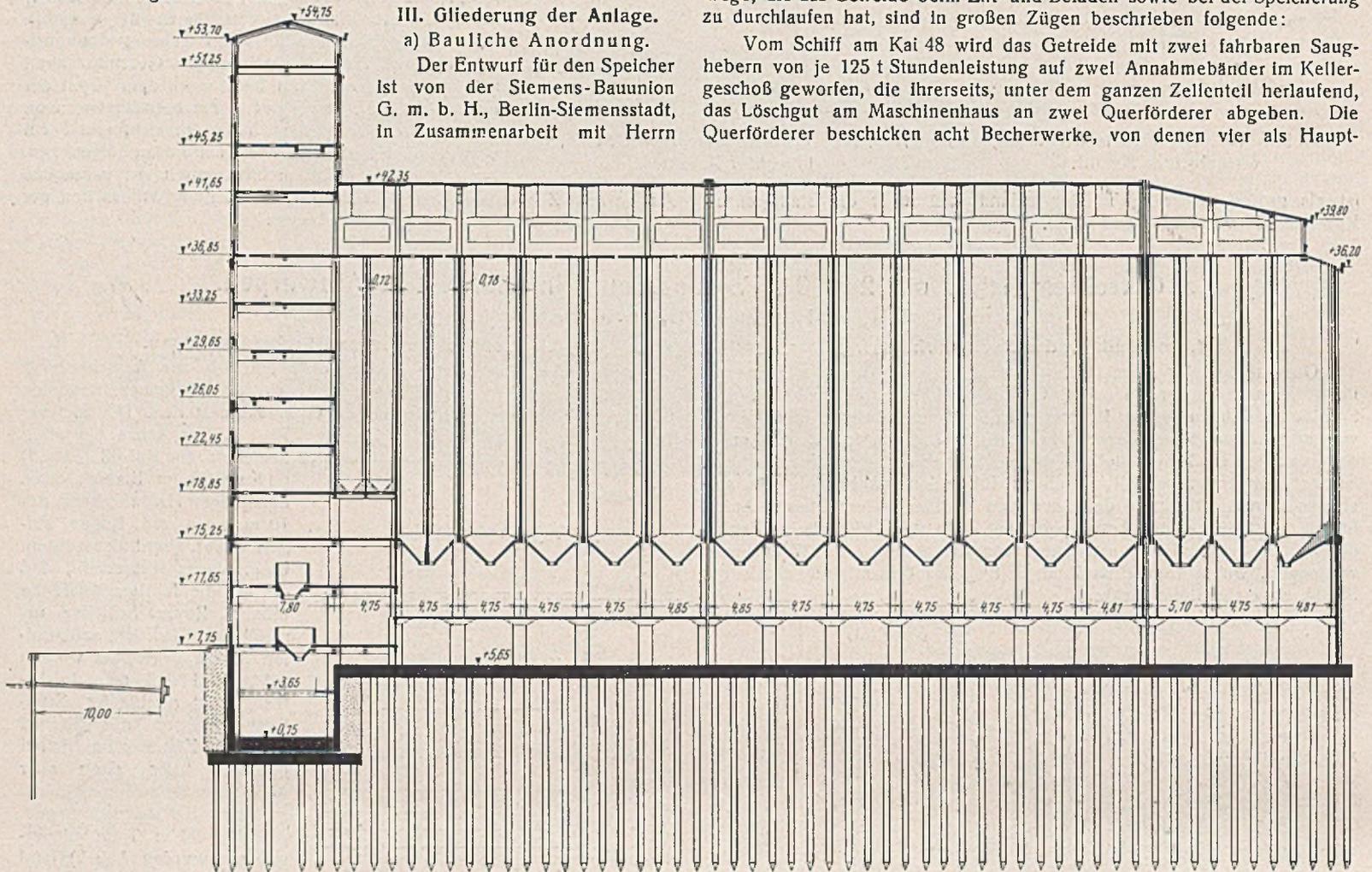


Abb. 4. Längsschnitt des Speichers.

Ingenieur Regnier in Brüssel aufgestellt worden. Das Fassungsvermögen war zunächst auf 21 000 t festgelegt. Während der Bauausführung wurde der Auftrag auf eine Lagerfähigkeit von 26 700 t erweitert. Die bauliche Ausbildung geht aus Abb. 4 bis 6 hervor.

Die Gesamtlänge einschließlich der genannten Erweiterung beträgt 84,93 m, die Breite 24,35 m, die Höhe des Zellenteiles über Gelände 35,20 m, die Höhe des Maschinenhauses 47,60 m. Durch zwei durchgehende Querfugen von 3 cm Weite ist das Bauwerk in drei Blöcke zerlegt.

Das Getreide wird in rechteckigen Zellen von 23,30 m Höhe gelagert, die, den Wünschen der Getreidehändler entsprechend, aufgeteilt sind in

Vollzellen . . . . .	4,75 × 4,75 m
Halbzellen . . . . .	2,375 × 4,75 "
Viertelzellen . . . . .	2,375 × 2,375 "

gemessen von Wandmitte zu Wandmitte.

Die Unterteilung des Gesamtfassungsvermögens ist folgende:

60 Vollzellen	von je 340 t Nutzinhalt, zusammen	20 400 t
23 Halbzellen	" " 160 t " "	3 680 t
33 Viertelzellen	" " 80 t " "	2 640 t

insgesamt 26 720 t.

Der Errechnung des Fassungsvermögens ist ein Raumgewicht des Getreides von 800 kg/m<sup>3</sup> zugrunde gelegt.

Die Wanddicke der Zellen beträgt außen 17 und 18 cm, zwischen den inneren Vollzellen 17 cm, zwischen den Viertelzellen 12 und 14 cm. Zu der Außenwanddicke kommt noch ein zur Verringerung des Wärmedurchganges innen angeordneter Bimsplattenbelag von 6 cm Dicke. Die Wanddicken sind mit Rücksicht auf die Ausführung im Gleitschalungsverfahren in der ganzen Höhe gleich. Ein Mehraufwand an Baustoffen tritt dadurch nicht ein, da die eingelegte waagerechte Bewehrung genau der Seitendrucklinie des Füllgutes angepaßt ist.

b) Maschinelle Anlage.

Die maschinelle Einrichtung des Speichers wird von der Miag (Mühlenbau- und Industrie AG) in Braunschweig, die gesamte elektrische Einrichtung von der S. A. Siemens in Brüssel geliefert. Aufgabe der An-

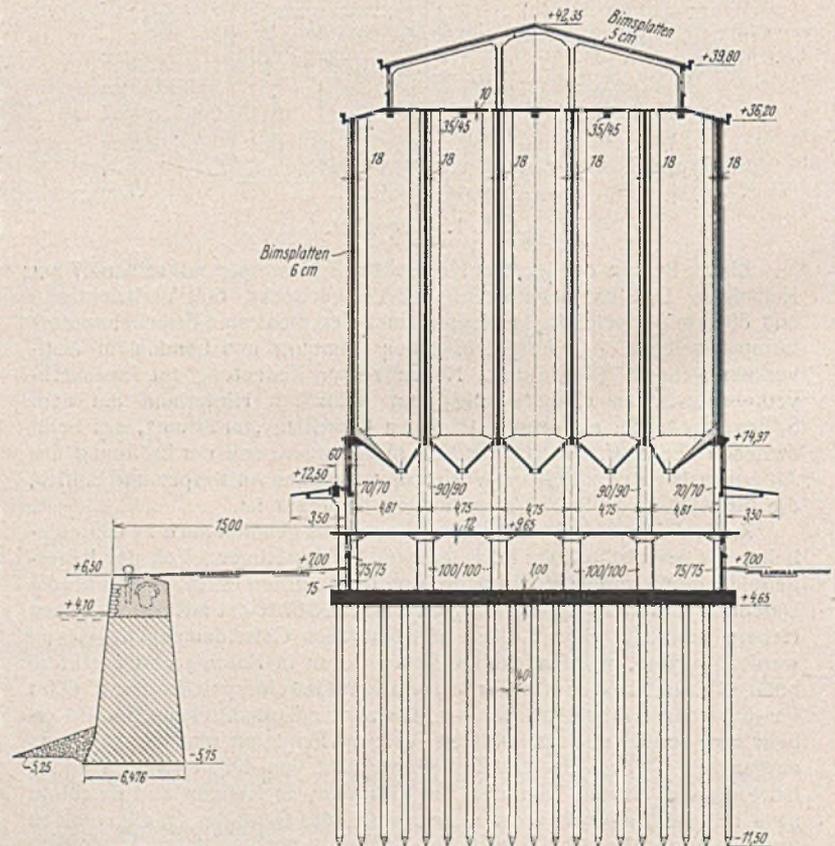


Abb. 5. Querschnitt des Speichers.

becherwerke bis zum 11. Obergeschoß, zwei als Verladebecherwerke bis zum Dachgeschoß, zwei weitere als Annahmebecherwerke bis zu den Annahmewaagen reichen. Aus den vier Hauptbecherwerken im höchsten Punkt des Turmes läuft das Getreide in allen Fällen zunächst in den Verteiler, dessen elf Ausläufe das Getreide entweder unverwogen über ein Verladeband zum Schiff oder zur Verbindungsbrücke mit dem alten Speicher oder aber über Waagen zum Schiff oder zum alten oder neuen Speicher weiterleiten. Die Verteilerbänder erstrecken sich über die ganze Länge des Dachgeschosses und geben, durch einen fahrbaren Abwurfwagen gesteuert, ihr Gut an die jeweils freien Zellen ab. Aus den Zellen wird das Getreide entweder mit vier fahrbaren Rohren im Erdgeschoß oder über vier Absackwaagen entnommen. Im ersten Fall wird es durch den Erdgeschoßboden mit Auflaufschuhen auf vier Sammelbänder im Keller geworfen, die es über die Becherwerke zum Nachwiegen, zum Schiff oder zum alten

Die Trichterböden der Zellen sind als kreuzweis bewehrte, rahmenartig eingespannte Dreiecksplatten berechnet, wobei die Angaben von Woinovsky-Krieger (Ing.-Archiv 1933) beachtet wurden.

Die Trichterböden sind an den als Träger wirkenden Zellenwänden unter Berücksichtigung der dort auftretenden ziemlich großen waagerechten Biegemomente aufgehängt worden (nach Marcus, B. u. E. 1936, Heft 9).

Mit besonderer Sorgfalt wurden die Silowände untersucht. Der waagerechte Getreidedruck ist sowohl nach Dörr als auch nach der Janssenschen Formel ermittelt und der größere Wert der Ausföhrung zugrunde gelegt. Die Momente aus dem waagerechten Getreidedruck wurden nach dem Drehwinkelverfahren unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes im Bereiche der Auflagerschragen ermittelt. Die Wände sind als „hohe Träger“ nach Dr.-Ing. Bay<sup>1)</sup> berechnet worden.

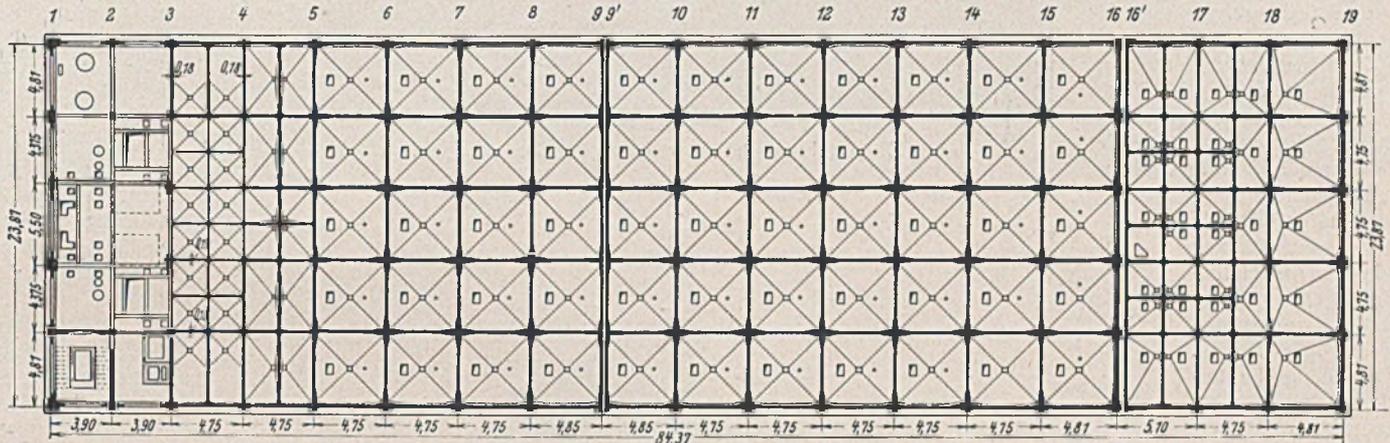


Abb. 6. Grundriß des Speichers.

Speicher weitergeben. Im zweiten Fall wird das Gut, selbsttätig abgesackt, in Bahnwagen oder an das Schiff abgegeben.

Das eben Gesagte bezog sich lediglich auf das mit den vier Hauptbecherwerken gehobene Getreide. Gelangt das Getreide in die zwei Verladebecherwerke, so kann es ohne den Umweg über den Verteiler unmittelbar auf das Förderband zum alten Speicher, in die Verladewaagen oder zu einem der vier Schiffsbeladerehe geleitet werden. Die Annahmebecherwerke föhren zu den Annahmewaagen in halber Höhe des Turmes und veranlassen die selbsttätige Verwiegung des ankommenden oder abgehenden Getreides. Alle vorerwähnten Förderbänder, also Abnahme-, Sammel-, Verteiler- und Querförderbänder, sind mit Staubabsaugern versehen, die den Staub über Zykclone in eine gemeinsame Staubkammer föhren. Der Staub schlägt sich dort nieder und wird sackweise entnommen. Während die Entstaubung nur die leichtesten Schmutzbeimengungen entfernt, kann man die schweren Teile, wie Ähren, Papier, Steine u. dgl., durch die Vorreinigung ausscheiden. Die Vorreinigung geschieht im Maschinenhaus unterhalb der kleinen Zellen durch zwei Reiner (Aspirateure). Zur Abtötung der Getreidekäfer wird das Getreide in eine der sechs Begasungszellen gefüllt, die mit Gummidichtungen geschlossen werden. Um wirksam zu sein, muß das von unten einblasene Gas 12 Stunden lang in der Gaszelle bleiben.

Für die Behandlung des als Saatgut zu verwendenden Getreides sind besondere Maschinen vorgesehen.

#### IV. Statische Berechnung.

In der statischen Berechnung wurden sowohl die belgischen als auch die deutschen Bestimmungen eingehalten, die jeweils strengeren Vorschriften wurden der Ausführung zugrunde gelegt. Sämtliche Berechnungen sind durch die „Seco“ nachgeprüft worden, eine Versicherungsgesellschaft, die in Belgien mit der Wahrnehmung baupolizeilicher Aufgaben betraut ist.

Das Bauwerk ist durch eine Dehnungsfuge, die auch durch die Grundplatte geht, in zwei gleich lange Teile unterteilt. Die Pfähle wurden — entsprechend der belgischen Vorschrift — auf Knickung berechnet, obwohl sie in verhältnismäßig festen Boden gerammt sind. Dadurch wurde eine ziemlich starke Bewehrung erforderlich.

Die Grundplatte ist als kreuzweise bewehrte Platte auf elastischer Unterlage gerechnet (nach Descans), wobei die Pfahlkräfte durch eine gleichmäßig verteilte Last ersetzt sind. Die Gründung des Maschinenturmes wurde als biegefestes Eisenbetontrög ausgebildet.

Die Decke über dem Keller des Zellenteiles ist eine Pilzdecke, die für lotrechte Lasten unter Benutzung der Momententafeln von Hunke (B. u. E. 1931), berechnet worden ist, wobei zur Nachprüfung auch nach Sonnier (Tables pour le calcul rationel des planchers sans nervures et des dalles rectangulaires 1929) gerechnet wurde. Für waagerechte Lasten wurde das Tragwerk Kellerstützen/Pilzdecke/Erdgeschoßstützen als stellvertretender Rahmen betrachtet, wobei die Stützen unten in die Grundplatte und oben in die steifen Zellenwände voll eingespannt angenommen wurden.

Die Zellendecke ist als Trägerdecke ausgebildet. Die Fernthermometer sind unmittelbar an den Trägern aufgehängt. Die Maschinenhausdecken sind ebenfalls Trägerdecken. Das Dach ist als Eisenbetonrahmen ausgebildet.

#### V. Bauliche Durchföhrung.

##### a) Baufirsten.

Der Auftrag wurde im September 1938 an die Arbeitsgemeinschaft Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt, und die S. A. Biaton-Aubert in Brüssel auf Grund einer beschränkten Ausschreibung erteilt.

Als verbindliche Bauzeit wurden 10 Monate festgelegt, entsprechend den im Bauverlauf hinzugekommenen Erweiterungsarbeiten wurde aber die Vollendungsfrist bis Dezember 1939 verlängert. Diese Frist ist eingehalten worden.

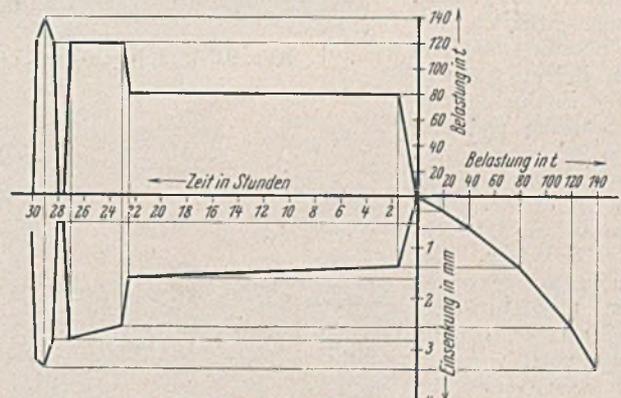


Abb. 7. Probebelastung eines Eisenbetonpfahles.

##### b) Gründung.

Da der für die Baustelleneinrichtung zur Verfügung stehende Platz knapp bemessen war (Abb. 1), wurden die Pfähle nach dem Aushub für die Sohle in der Baugrube selbst hergestellt. Alle Pfähle, mit Ausnahme derer im Bereich der Steinablagerungen (vgl. Abschnitt II), erreichten die verlangte Tiefe. Zwei weitere Probebelastungen hatten befriedigende Ergebnisse. Abb. 7 zeigt den Verlauf einer Belastung, die mit 80 t 22 Stunden lang ausgeübt wurde und während dieser Zeit 1,6 mm Einsenkung ergab. Bei einer Steigerung auf 140 t betrug die Gesamteinsenkung 3,4 mm, wovon die elastische Verkürzung des 15,50 m langen Pfahles in Abzug zu bringen ist. Bei gänzlichem Ausschalten und Wiederaufbringen der Last verhielten sich die Einsenkungen wie die Lasten.

Beim Rammen der Pfähle für den Maschinenturm, dessen Sohle 6,60 m unter der des Zellenteiles und 56,70 m unter Oberkante Dach

<sup>1)</sup> Dr.-Ing. Bay, Über den Spannungszustand in hohen Trägern und die Bewehrung von Eisenbetontragwänden. Stuttgart 1931, Konrad Wittwer.

liegt, trafen einige Pfähle schon nach 4 m Rammtiefe auf die vorerwähnte Steinpackung und mußten daher gekappt werden. Um zu verhindern, daß diese Pfähle und die von ihnen umschlossenen Bodenmassen unerwünschte waagerechte Seitenkräfte nach dem benachbarten Hafenbecken zu abgaben, wurde der Pfahlrost des Turmes mit einer 15 m tiefen Spundwandschürze auf drei Seiten umschlossen. Die Spundwand wurde durch einen oberen Eisenbetonkranz und dieser durch kräftige Holzbalken ausgesteift.

Die Grundwasserabsenkung für die Turmbaugrube wurde mit sechs Siemens-Tauchpumpen durchgeführt. Obwohl zwei Pumpen 1200 l/min und vier Pumpen 400 l/min zu leisten vermochten, brauchte man sie im Mittel mit nur 380 l/min zu belasten, da der Wasserandrang in 18 m Tiefe unter Gelände durch die feineren Schichten unter und neben dem Hafenbecken stark gehemmt war. Die Pumpen arbeiteten 6 Monate lang ohne Störung.

Für die Baugrube des Zellenteiles war eine Wasserhaltung nicht erforderlich.

#### c) Aufgehendes Bauwerk.

Bei der Ausführung des Keller- und Erdgeschosses traten keine bemerkenswerten Schwierigkeiten auf, zumal Baumaschinen, Baustoffe und Arbeitskräfte ausreichend zur Verfügung standen.

Bei der Betonierung der Zellenböden (Abb. 8), die unter 45°, zum Teil noch stärker geneigt sind, wurde anfänglich mit beidseitiger Schalung und plastischem Beton, späterhin mit gutem Erfolg mit einfacher Schalung und erdfeuchtem Beton gearbeitet. Unmittelbar nach dem Betonieren der Trichter wurde mit dem Aufbau der Gleit Schalung begonnen. Der Abbund, den man wegen der Enge des Bauplatzes auf einem 12 km entfernten Lagerplatz vornahm, war so weit vorbereitet, daß der Aufbau der Gleitbühne für jeden Block nicht mehr als 10 Tage beanspruchte. In diesen 10 Tagen konnte dann der jeweils nächste Unterbau fertiggestellt werden. Die Reihenfolge der Betonierung der fünf Abschnitte war folgende:

Reihe	6	bis	9,	15	Zellen
"	13	"	16,	15	"
"	9'	"	13,	20	"
"	3	"	6,	33	"
"	16'	"	19,	33	"

Die Gleitbauweise, deren Wirtschaftlichkeit und tech-

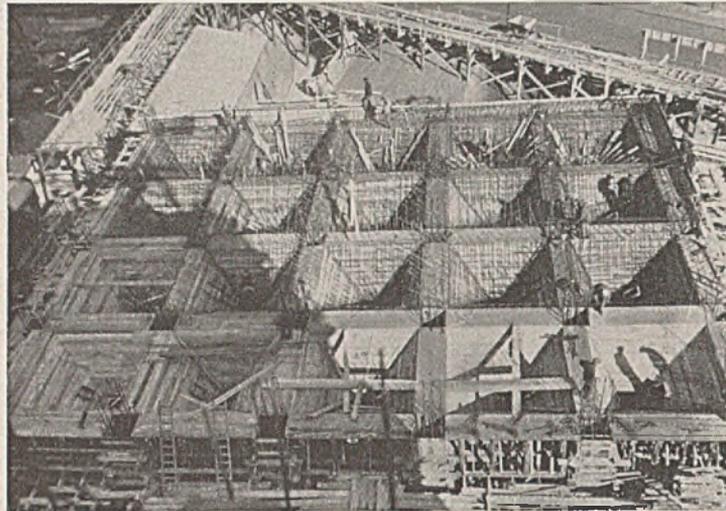


Abb. 8. Schalung und Bewehrung der Zellenböden.

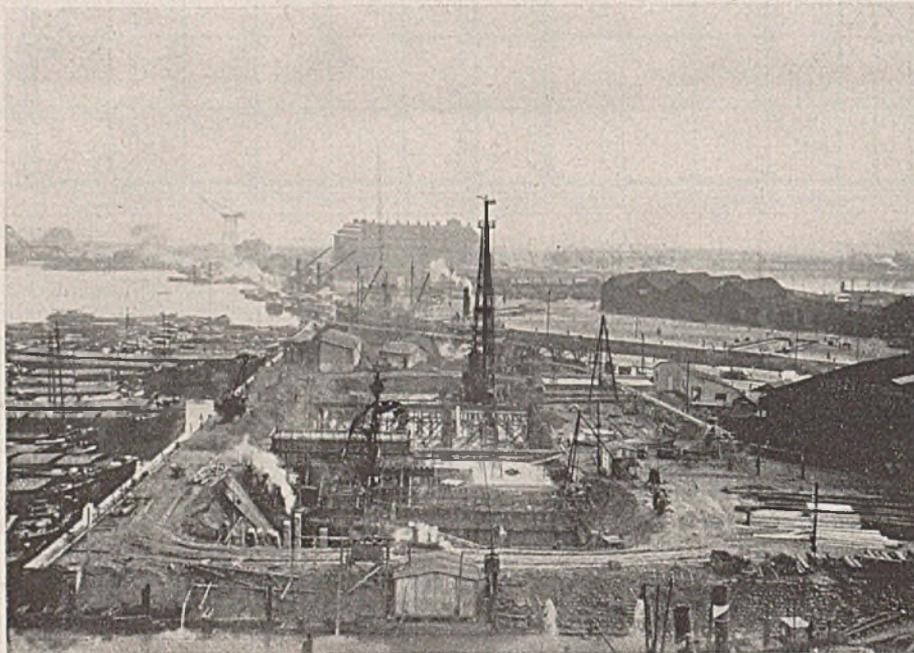


Abb. 9. Einbringen des Sohlenbetons; Bauzustand am 17. Februar 1939.

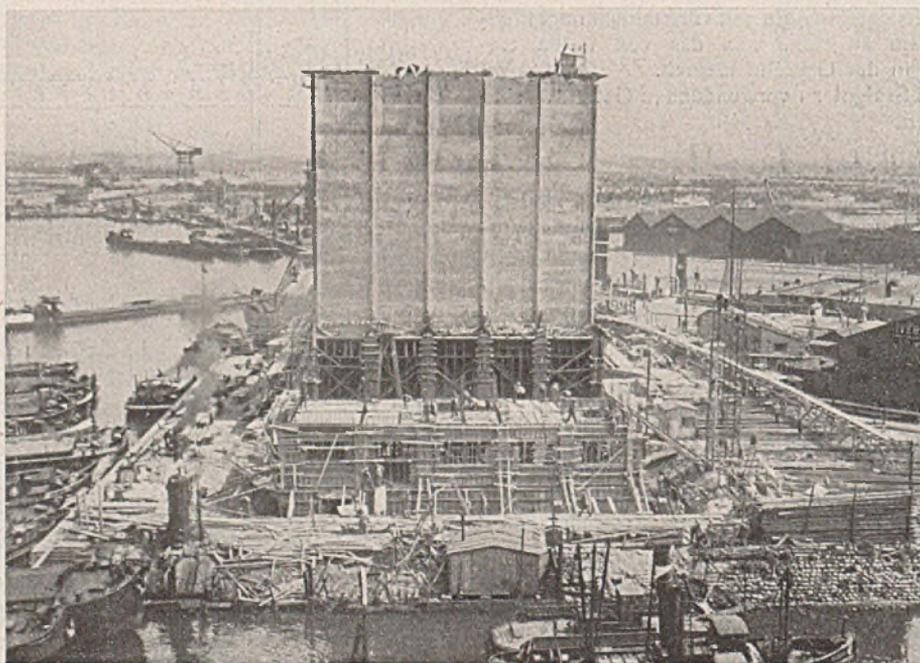


Abb. 10. Zellenteil des Speichers fertig, Hochführen des Maschinenhauses; Bauzustand am 23. April 1939.

nische Güte heute allgemein anerkannt ist, kann als bekannt vorausgesetzt werden<sup>2)</sup>. Da sie hier in Belgien zum ersten Male angewendet wurde, begegnete sie zunächst der Befürchtung, daß man die Güte des Frischbetons nicht laufend überwachen könne. Es ist begreiflich, daß man gegen einen Beton, der nach 6 Stunden die Schalung verläßt — ein Vorgang, der dem Ausschalen einer Wand nach 6 Stunden Abbindezeit gleichkäme —, von vornherein Bedenken haben kann. Zwischen diesen beiden Ausschalungsverfahren besteht aber ein grundsätzlicher Unterschied. Ein in üblicher Weise geschalter Wandbeton, der meist zur besseren Durchdringung der Eisenlagen reichlich plastisch eingebracht wird, kann durch die satt anliegende Schalung nur wenig Feuchtigkeit abgeben. Der zum Abbinden notwendige Luftzutritt ist gleichfalls unterbunden. Das Einbringen des Betons geschieht meist in ganzer Höhe gleichzeitig. Beim Gleitverfahren sind die Voraussetzungen zu schnellem Abbinden günstiger. Während das Anheben der Schalung ununterbrochen vor sich geht, mit einem jeweiligen Hub von 1 bis 2 cm, der den Beton ohne jede Zwängung freigibt, wird der Beton in Schichten von 10 bis 15 cm eingebracht, wobei die auftretenden Erschütterungen durch Stochern und Stampfen gering sind und sich nur dem unmittelbar anliegenden, noch unabgebundenen Frischbeton mitteilen. Alle weiteren Stöße und Belastungen auf der Arbeitsbühne durch Arbeiter und das Heranschaffen von Beton und Eisen werden über die Kranzhölzer und die sie umfassenden Kletterböcke unmittelbar in die Abstützung übergeleitet. Da die den Hub übertragenden Klettermaschinen mit den Kletterböcken fest verbunden sind, können unerwünschte waagerechte Seitenkräfte beim Hub nicht auftreten. Ausgenommen sind Knickspannungen in den nach und nach aufgestockten Stützhölzern, denen durch waagerechte Absteifungen im Zelleninnern begegnet wird, jedoch erst unterhalb der nachfolgenden Hängereüstung, also im Bereich des bereits fest abgebundenen Betons.

<sup>2)</sup> Vgl. u. a. WRH 1937, Nr. 8 u. 9, und Jahrbuch der Hafenbautechn. Gesellschaft 1937, Bd. 16, S. 2-18 (Getreidespeicher im Stettiner Hafen).

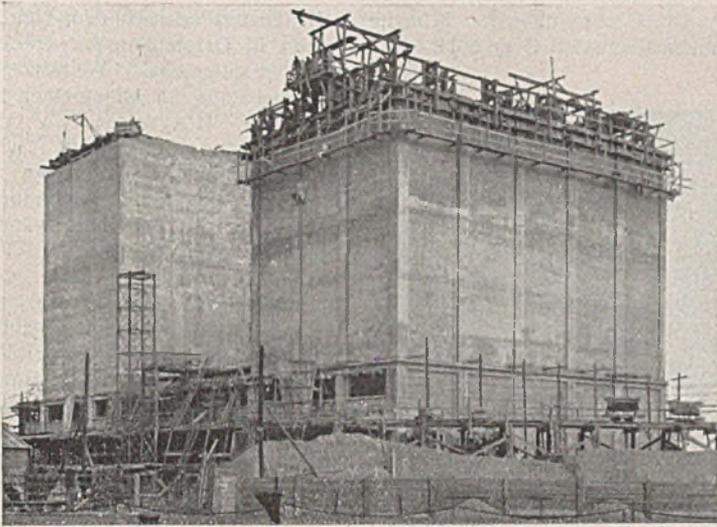


Abb. 11. Hochführen des Zellspeichers mit Gleitschalung, Gleitabschnitt I vollendet, Gleitabschnitt II in Ausführung.

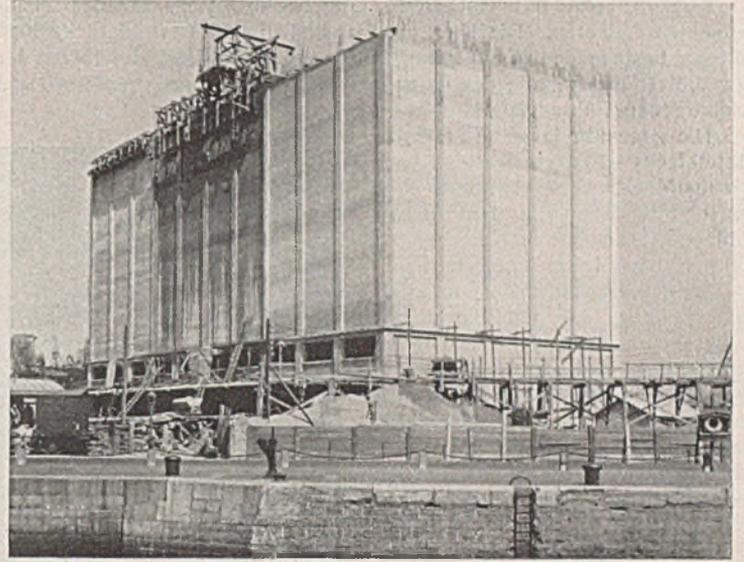


Abb. 12. Hochführen des Zellspeichers mit Gleitschalung am Tage der Vollendung des Gleitabschnittes III.

Unmittelbare Beanspruchungen des Frischbetons, die bei Verwendung von Kletterstangen oder Betonstelzen bei außermittigem Kraftangriff auftreten könnten, werden auf jeden Fall ausgeschaltet. Indem man der seitlichen Formschalung nach unten zu einen um 4 mm größeren Abstand gibt, bekommt der Frischbeton schon vor dem Verlassen der Schalung ausreichenden Luftzutritt. Gleichzeitig erhält die beim Verarbeiten des eingebrachten Betons frei werdende Zementschlemp die Möglichkeit, zwischen Schalung und Beton ständig zu entweichen, wodurch die Klebefahr zwischen Schalung und Beton stark herabgesetzt wird. — Nachdem die laufend angefertigten Probekörper gute Ergebnisse gezeitigt hatten, ließ man die obenerwähnten Bedenken fallen.

Neben der Wirtschaftlichkeit des Gleitbauverfahrens, die auf der Fließarbeit und der vielfachen Wiederverwendungsmöglichkeit der Schalung beruht, ist auch der Zeitgewinn gegenüber der Arbeitsweise mit gewöhnlicher Schalung von Bedeutung. Das zeigen deutlich Abb. 9 u. 10, die den Bauzustand am 17. Februar und am 23. April 1939 darstellen und belegen, daß zwischen dem Einbringen des Sohlenbetons und dem Erreichen der Dachgeschoßhöhe ein Zeitraum von nur 9 Wochen liegt.

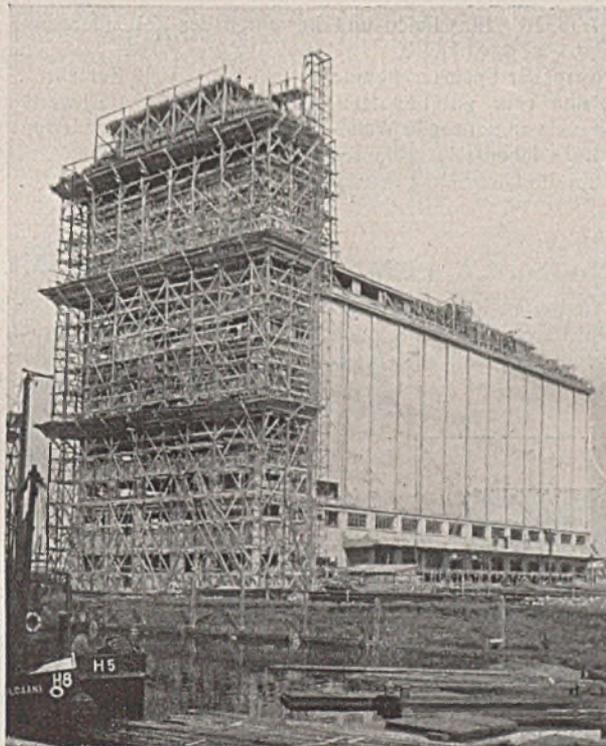


Abb. 13. Ansicht des Speichers nach Vollendung des Maschinenturmes.

Das Gleiten der ersten Blöcke ist in Abb. 11 u. 12 dargestellt. Auf Abb. 11, die das Gleiten des Giebelblocks zeigt, erkennt man die Hängerüstung, die zum Nachreiben der frischen Betonflächen zur Erzielung eines gleichmäßigen Gefüges dient. Abb. 12 zeigt den Mittelblock kurz vor der Fertigstellung. Die Außenflächen wurden einige Tage lang durch Nassen vor dem Verbrennen der Zementhaut geschützt. Der Maschinenturm mit dem Schutzgerüst ist auf Abb. 13 dargestellt.

Die Fugen zwischen den einzelnen Blöcken sind in folgender Weise ausgebildet worden. Block 1 und 2 (Abb. 11) sind mit dem jeweils in Richtung des alten Speichers benachbarten Block biegezugfest verbunden. Da jedoch bei der gewählten Arbeitsweise die Bildung einer (wenn auch nicht sichtbaren) Arbeitsfuge unvermeidbar ist, legt man diese in die Nähe des Momentennullpunktes. Das heißt, die Anläufe (Vouten) müssen bis zum Momentennullpunkt in die Gleitschalung einbezogen werden. Da außerdem die im Nullpunkt errechneten Bewehrungsseisen in der statisch erforderlichen Überdeckungslänge aus den Anläufen herausragen, müssen die Außenkränze unterbrochen und um diese Punkte herumgeführt werden (Abb. 14).

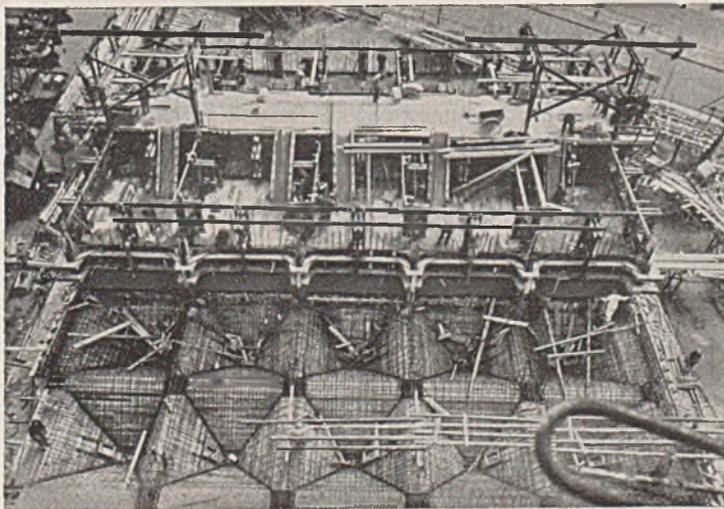


Abb. 14. Gleitabschnitt II wird hochgeführt, davor Trichterboden des Abschnittes III.

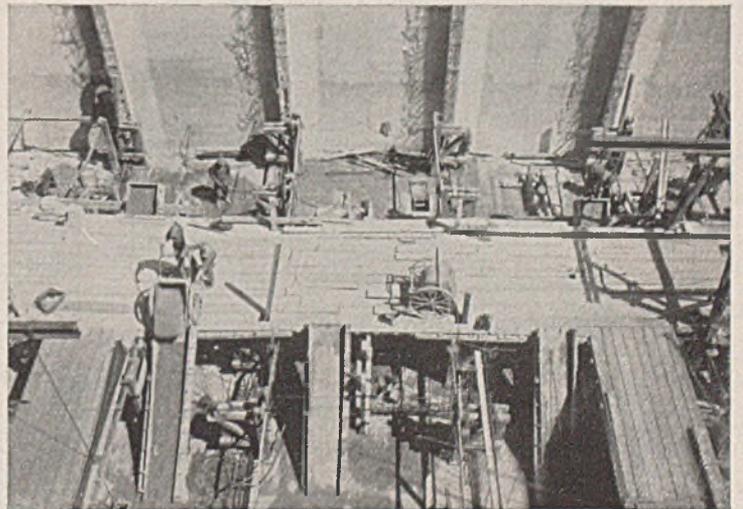


Abb. 15. Arbeitsbühne im Gleitabschnitt III zwischen den fertigen Blöcken I und II.

Abb. 15 zeigt das Hochgleiten des Nachbarblocks an den eben genannten Anläufen. Die Kletterböcke sind um das erforderliche Maß von der bestehenden Wand zurückgesetzt, während die freien Enden der Kranzhölzer die Anläufe des fertigen Blockes zangenförmig umfassen und so eine genaue Führung gewährleisten.

Die gegenüberliegende Seite des Mittelblocks hält 3 cm Abstand vom Nachbarblock. Diese Luftfuge wird durch Mitziehen von 1 m hohen Schleppblechen mit entsprechenden Führungswinkelisen hergestellt.

Schließlich ist noch der Sonderfall zu erwähnen, daß ein Block einseitig an einem bestehenden Block hochgeführt wird, im vorliegenden Fall der erste und letzte Block. Da die Gleitbühne das Bestreben zeigt, sich infolge des Betonseitendruckes, der sich in der Fuge am bestehenden Bauteil entwickelt, von diesem Bauteil zu entfernen, muß diesem Seitendruck durch geeignete Maßnahmen entgegengewirkt werden. Dies wird im allgemeinen durch einseitiges Höherfahren der gegenüberliegenden Bühnenseite erreicht. Einfacher und besser zu überwachen ist es, wenn das gesamte Gleitgerüst mit dem bestehenden Block gekuppelt wird. Beim Antwerpener Speicher konnte man dabei die 15 cm vorspringenden Wandleisten sehr gut benutzen, indem man die letzten Außenkranzhölzer um die erste angrenzende Wandschicht herumführte und sie mittels Rollen an ihrer Innenseite mitlaufen ließ. Durch einen Anker mit Spannschloß, der um die Gleitbühne herum-

führte und in der Rollenführung endigte, konnte der genaue Fugenabstand laufend nachgestellt werden.

Die Decken über den 21 m hohen Zellen wurden nach dem von der Siemens-Bauunion G. m. b. H. bei Speichern in Ostpreußen entwickelten Verfahren eingeschalt. Während die Deckenschalung im allgemeinen mit Z-förmigen Hängeisen an den Trichterwänden aufgehängt wird, wurde sie hier an Überzügen befestigt, die mit einzubetonierenden Betonklötzen auf den Zellenwänden gelagert waren (Abb. 16).

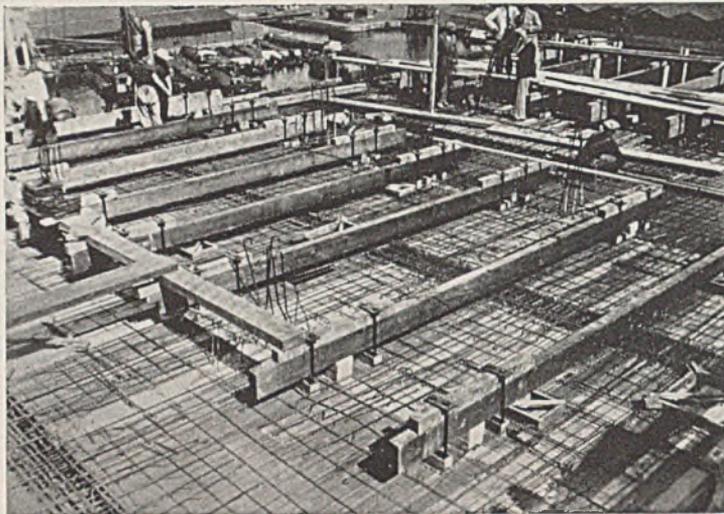


Abb. 16. Einschalen und Bewehren der Zellendecken.

#### d) Baustoffverbrauch.

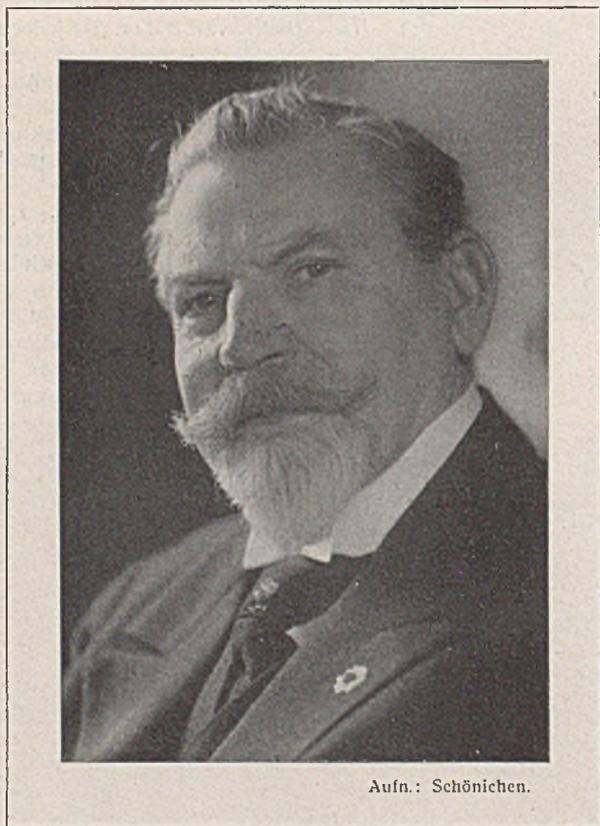
An heimischen Baustoffen standen nur Zement und Rundisen zur Verfügung. Holz wurde in der Hauptsache aus Skandinavien bezogen, Kies und Sand vom Niederrhein. Der Kies wurde bis zu 20 mm, jedoch nicht in getrennten Korngrößen angeliefert. Für die vier im Lastenheft vorgesehenen Mischungen wurden Sieblinien aufgestellt und laufend geprüft. Die Probewürfel wurden in der Versuchsanstalt der Universität Gent geprüft. An Baustoffen wurden verbraucht:

Zement . . . . .	2 720 t
hochwertiger Zement . . . . .	2 620 t
Rundisen . . . . .	2 080 t
Kies . . . . .	20 600 t
Sand . . . . .	10 300 t.

Alle Rechte vorbehalten.

### Dr.-Ing. e. h. Franz Schlüter 75 Jahre alt.

Der auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues in weiten Kreisen des In- und Auslandes bekannte Dr.-Ing. e. h. Franz Schlüter wird am 3. März d. J. 75 Jahre alt. An seinem Ehrentage ist es ihm vergönnt, auf ein erfolgreiches Leben zurückzublicken.



Aufn.: Schönichen.

Nach dem Besuch der Baugewerkschule in Höxter kam er durch seine Tätigkeit bei der AG für Beton- und Monierbau Berlin mit dem Altmeister des Eisenbetons, Matthias Koenen, in Verbindung und lernte hier die Bedeutung des neuen Baustoffes kennen. Als er im Jahre 1897 das

„Spezialgeschäft für Beton- und Monierbau Franz Schlüter“ in Dortmund gründete, war er sich bewußt, daß es nur durch beste und sorgfältigste Arbeit möglich war, dem damals noch fast unbekanntem und vielfach auch angefeindeten Eisenbetonbau die Stelle im Bauwesen zu erringen, die ihm seiner Bedeutung nach zukam. Bei allen Ausführungen war daher sorgfältigste Planung und einwandfreie Ausführung der Arbeiten sein oberster Grundsatz. Durch die Güte seiner Bauten wurde das junge Geschäft bald bekannt und trat im Laufe der Zeit — seit 1922 als Aktiengesellschaft, jetzt G. m. b. H. — in die Reihe der ersten deutschen Unternehmen für Eisenbeton.

Auf allen Gebieten des Eisenbetonbaues hat Franz Schlüter Bedeutendes geleistet. Neben großen Hochbauten zeugen weitgespannte Brücken, Wasserbehälter und Speicherbauten im In- und Ausland von dem Vertrauen, das man überall in seine Arbeit setzte. Durch die enge Berührung mit dem in Westfalen ansässigen Bergbau kam Franz Schlüter dazu, den Eisenbeton auch im Bergbau zu verwenden. Die ersten Schacht-, Stollen- und Querschlagauskleidungen sind von ihm ausgeführt, als erster verwendete er dabei das Einspritzen von Zement zum Dichten von Schachtwandungen. Die Ausführung von Fördergerüsten in Eisenbeton, die auf drei Punkten gelagert sind, ist sein ureigenster Gedanke. In Würdigung seiner Verdienste um die Entwicklung des Eisenbetonbaues wurde er im Jahre 1919 von der Techn. Hochschule Darmstadt zum Dr.-Ing. e. h. ernannt. Er gehört mit zu den Gründern des Deutschen Beton-Vereins, in dessen Vorstand er 1911 berufen wurde.

Während des Weltkrieges wurde ihm neben großen Arbeiten in Polen und Frankreich die Ausführung der Befestigungsanlagen der gesamten flandrischen Küste übertragen. Erst bei der Räumung Flanderns fuhren seine Arbeiter und Angestellten mit dem letzten Zuge nach Deutschland zurück.

Sein klarer Blick für das Zweckmäßige und Brauchbare ermöglichte es ihm, für eine gegebene Aufgabe die beste Lösung zu finden, und sein hervorragendes Organisationstalent, diese Lösung auch unter den schwierigsten Verhältnissen in die Wirklichkeit umzusetzen. Unterstützt wurde er dabei durch einen in seinem Sinne ausgebildeten Stamm von Angestellten und Arbeitern. Für das gute Verhältnis zwischen ihm und seinen Mitarbeitern zeugt der Umstand, daß bei dem 25-jährigen Geschäftsjubiläum auch fünf Angestellte das Fest ihrer 25-jährigen Tätigkeit bei der Firma feiern konnten. Noch heute ist jeder, der durch seine Schule gegangen ist, stolz, ein „Schlütermann“ zu sein.

Möge es dem Jubilar vergönnt sein, auch weiterhin in alter Frische und Rüstigkeit weiter arbeiten zu können und sich am Erstellen neuer großer Bauten zu erfreuen.

„Glückauf“

Dipl.-Ing. F. Baumstark.

## Vermischtes.

**Technische Hochschule Berlin.** Dr.-Ing. Alfred Bonwetsch wurde zum Honorarprofessor in der Fakultät für Bauwesen an der Technischen Hochschule Berlin ernannt.

**Gütevorschriften für Bauholz.** Der Reichsarbeitsminister hat mit Erlaß vom 22. 12. 39 — IV 2 Nr. 9605/25/39 — das Normblatt DIN 4074\*) — Bauholz, Gütebedingungen — im Zusammenhange mit DIN 1052\*) — Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau — als Richtlinien für die Baupolizei eingeführt (Runderlaß des Preuß.

Finanzministers vom 30. 1. 40 — Bau  $\frac{2111}{6}$  / 22. 12). Nach dem Erlaß gelten die in DIN 1052 § 5, 1 Tafel 1 zugelassenen Spannungen bei Verwendung vom gewöhnlichem, gutem baureifen Bauholz mit geringer Astbildung. Als solches ist Holz der Güteklasse II des Normblattes DIN 4074 anzusehen. Die im § 5, 3 vorgesehene Spannungsermäßigung auf  $\frac{2}{3}$  der in der Tafel 1 angegebenen Werte ist mit Ausnahme von Druck rechtwinklig zur Faserrichtung (Tafel 1, d) auch anzuwenden, wenn Bauholz der Güteklasse III verwendet wird. Zugglieder dürfen aus Holz der Güteklasse III nicht hergestellt werden, auch nicht als Zuggurte von vollwandigen Tragwerken. Die im § 5, 4 vorgesehene Spannungserhöhung um  $\frac{1}{6}$  darf nur angewendet werden, wenn Holz der Güteklasse I verwendet wird.

Die Hölzer brauchen der vorgesehenen Güteklasse jeweils nur auf dem Teil der Länge zu entsprechen, an dem die entsprechenden Spannungen auftreten, zuzüglich eines beiderseitigen Sicherheitszuschlages vom  $1\frac{1}{2}$ -fachen des größten Querschnittsmaßes. Das Bauholz der Güteklasse I ist genau auszusuchen. An sichtbar bleibender Stelle ist es deutlich einheitlich zu kennzeichnen, wobei anzugeben ist, wer das Holz ausgesucht hat und welcher Teil als zum ausgesuchten Holz gehörig betrachtet wird.

Bei aus einzelnen Teilen verleimten Verbundkörpern sind die Güteanforderungen im allgemeinen auf den Verbundkörper, nicht auf die einzelnen Teile, zu beziehen. Jedoch müssen die in der Zugzone außen liegenden Teile, für sich betrachtet, ebenfalls der vorgesehenen Güteklasse entsprechen.

**Verdunkelung von Baustellen.** Der Reichsminister der Luftfahrt und Oberbefehlshaber der Luftwaffe hat am 12. Dezember 1939 unter Az. 41 L 4810 L In. 13/5 b Nr. 17 055/39 den folgenden Runderlaß herausgegeben, der nach dem Runderlaß des Reichswirtschaftsministers vom 10. Januar 1940 — II S In. 1/34 720/39 — zu beachten ist.

Da schlecht verdunkelte oder gar beleuchtete Baustellen dem Feinde Einblick in die zur Zeit durchzuführenden wichtigen Bauvorhaben geben, ist eine gute Verdunkelung gerade der Baustellen besonders wichtig.

Für die Verdunkelung an Baustellen sind die nachstehenden Grundsätze maßgebend. Bei ihrer ausreichenden und zweckentsprechenden Anwendung erübrigen sich etwaige Verdunkelungserleichterungen für alle Baustellen.

### I. Beleuchtung der Baustellen.

Lichtquellen im Freien sind auf das unbedingt notwendige Maß zu beschränken und nur soweit in Betrieb zu nehmen, als sie für den einzelnen Arbeitsvorgang benötigt werden. Die Aufhängehöhe der abgeschirmten Leuchten über dem Boden darf nur wenige Meter betragen (Vermeidung eines Lichtpolsters, Zerreißen zusammenhängender Lichtflächen). Die Beleuchtungen der Baustellen sind zu zentralen Schaltanlagen zusammenzufassen (§§ 8, 10, 11, 15 u. 20 der Achten Durchführungsverordnung zum Luftschutzgesetz — Verdunkelungsverordnung — vom 23. Mai 1939, RGBl. I S. 965)<sup>1)</sup>.

### II. Verkehrsbeleuchtung auf den Baustellen.

Zur Aufrechterhaltung des Verkehrs auf den Baustellen und zur Kennzeichnung der Fahrbahnen, Kippen, Wege usw. sind Richtleuchten und Maßnahmen zur Erhöhung der Verkehrssicherheit anzuordnen (§§ 16 und 28 der Verdunkelungsverordnung).

### III. Außenbeleuchtung der Bauwerke und Arbeitsplätze im Freien.

1. Keine Allgemeinbeleuchtung. Vermeidung weithin strahlender Lichtflächen.

\*) Wortlaut von DIN 4074 s. Ztrbl. d. Bauv. 1940, S. 99; von DIN 1052 ebenda 1939, S. 662. — Abdrucke zu beziehen vom Beuth-Vertrieb, G. m. b. H., Berlin SW 68, zum Preise von 1,00 RM und 0,80 RM.

<sup>1)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1939, S. 693 ff.

2. Keine Anstrahlung von Bauwerken durch Scheinwerfer und Leuchten.  
3. Beleuchtung der Lehr- und Baugerüste gemäß den Forderungen Abs. I und II.

4. Zur Vornahme besonderer Arbeiten im Freien (Aufmauerungen, Montagen, Mörtelbereitung, Betonierungsarbeiten usw.) können bewegliche, nach oben einwandfrei abgeschirmte Arbeitsplatzleuchten Verwendung finden. Arbeitsplatzleuchten sind auf das unbedingt notwendige Maß zu beschränken. Wahrung strengster Arbeits- und Verdunkelungsdisziplin (§ 10 u. 11 der Verdunkelungsverordnung).

5. Bei Arbeiten mit Kranen, Aufzügen usw. keine Allgemeinbeleuchtung. Verwendung abgeschirmter Tiefstrahler (Abschirmung weit über Lichtquelle hinausragend). Lichtstärke auf das unbedingt notwendige Maß beschränken.

6. Sofern ein Anleuchten des Transportgutes notwendig, bewegliches Sonderlichtgerät (Schlitz- oder Strichblenden) nur in der Stärke, die das Führen des Gutes erkennen läßt.

7. Weitgehende Ausnutzung des Tageslichtes für mit Gefahr verbundene Bau-, Montage- und Transportarbeiten. Entsprechende Aufstellung des Arbeits- und Bauplanes. Verlegung von Bau- und Montagearbeiten bei Nacht in das Innere der Bauwerke, Ablenkung der Lichtaustrittsöffnungen des Bauwerkes, Verwendung von Arbeitsplatzleuchten (§§ 12 u. 13 der Verdunkelungsverordnung).

### IV. Besondere Lichterscheinungen bei Schweiß- und Schneidarbeiten.

1. a) RdLuObdL. Az. 41 L 4810 L In. 13/5 b 16 772/39 vom 27. November 1939,

b) RdLuObdL. Az. 41 L 4210 L In. 13/5 b 16 929/39 vom 30. November 1939,

c) § 20 der Verdunkelungsverordnung.

2. Für nicht vermeidbare besondere Lichterscheinungen im Freien während der Verdunkelung sind bei Einzelarbeiten Abschirmzellen, bei zusammenhängenden Arbeiten Teilüberdeckungen (Schal Bretter, Rohrmatten usw.) zu errichten.

### V. Beleuchtung von Fahrzeugen.

Fahrzeuge zum An- und Abtransport von Baumaterial sind abzublenden (§ 18 der Verdunkelungsverordnung).

Die Verdunkelung der Baustellen ist durch Beobachter zu überwachen und sicherzustellen. Durch wiederholte Schulung des Personals ist die Verdunkelung zu verbessern.

Bei Beachtung vorstehender Grundsätze wird es möglich sein, unter voller Aufrechterhaltung der Verdunkelung auch bei Nacht Neu-, Um- und Erweiterungsbauten durchzuführen.

Unter Bezugnahme auf Erlaß DRdLuObdL. Führungsstab/Arbeitsstab — ZL 1 a Nr. 5251/39 g — vom 6. Oktober 1939 sind auch diese Baustellen auf die Erfüllung vorstehender Grundsätze zu überprüfen.

**Die Herzog-von-Aosta-Brücke in Rom<sup>1)</sup>.** Vor einigen Monaten wurde in Rom eine neue Eisenbetonbogenbrücke über den Tiber, eine der schönsten Brücken Italiens, mit einer Gesamtlänge von 220 m dem Verkehr übergeben. Sie verbindet das linksufrige Stadtgebiet Flaminus mit dem rechtsufrigen am Fuße des Monte Mario gelegenen Forum Mussolini. Für die weitere Entwicklung dieser an der nördlichen Stadtgrenze Roms gelegenen Gegend ist diese Straßenbrücke von erheblicher Bedeutung, da die beiden nächstgelegenen Brücken, die berühmte alte Ponte Milvio und die Ponte Risorgimento (erbaut 1911), vom Forum Mussolini etwa 700 bzw. 1900 m entfernt sind. Wer häufiger Gelegenheit hatte, den selbst an Regentagen mitunter ungewöhnlich starken Verkehr am Forum Mussolini zu beobachten, versteht ohne weiteres, daß das Arbeitsministerium durch den Bau dieses neuen Verbindungsweges eine weiterhin unaufschlebbare Aufgabe gelöst hat. Die Pläne der neuen Brücke sind das Ergebnis eines vom Arbeitsministerium veranlaßten öffentlichen Preisausschreibens. Für die architektonische Ausgestaltung waren die bereits vorhandenen Bauten des Forum Mussolini und dessen Umgebung richtungweisend. Die Lage der Brückenachse war durch den auf dem Obeliskensplatze aufgestellten Mussoliniobelisken bestimmt (Abb. 1). Die Grundsteinlegung und damit der Beginn der Bauarbeiten geschah am 21. Juni 1936 durch den Duce. Infolge von Tag-

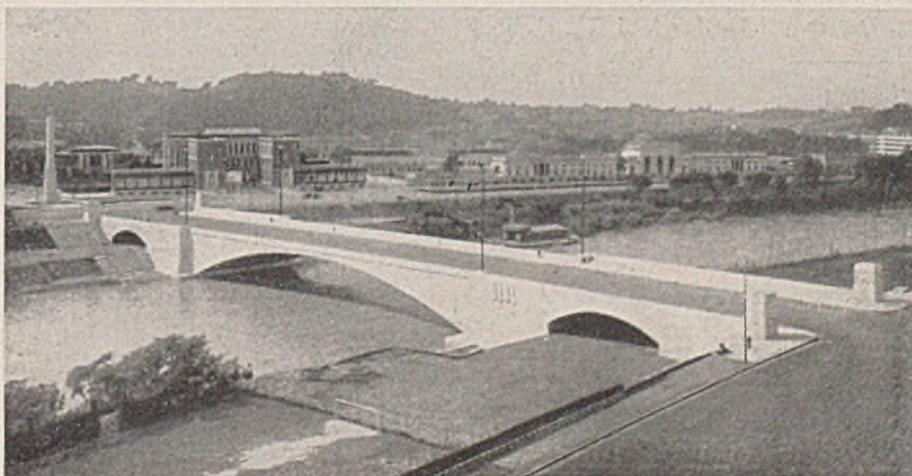


Abb. 1. Ansicht fließaufwärts beim Forum Mussolini in Rom.

<sup>1)</sup> Il Ponte Duca d'Aosta von A. M. Bertarelli. Le Strade, 1939, Nr. 10, Oktober, S. 519 bis 523 mit 7 Abb.

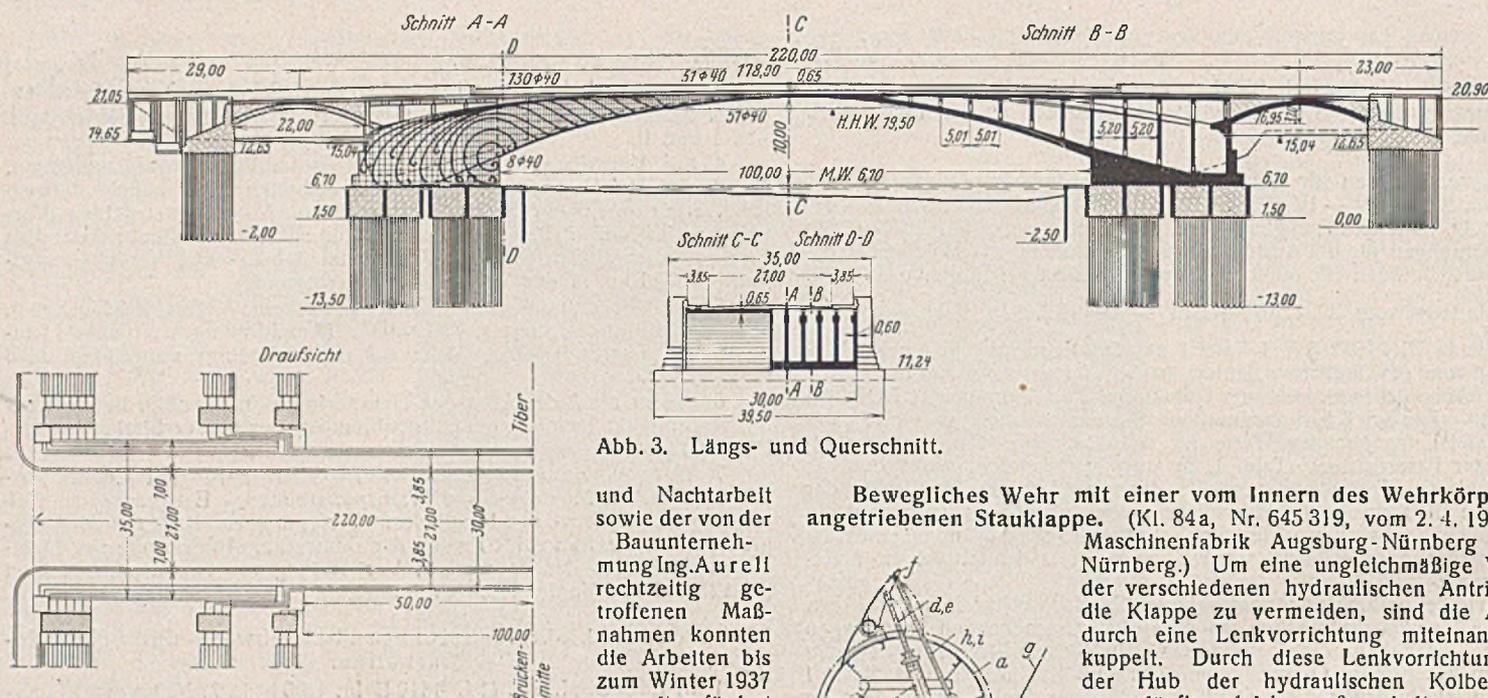


Abb. 2. Grundriß der Brücke.

Abb. 3. Längs- und Querschnitt.

gewöhnliche Hochwasser im Dezember 1937 am Bau kaum nennenswerter Schaden verursacht worden ist.

Im Jahre 1938 wurden die wesentlichsten Arbeiten so weit fertiggestellt, daß bereits am 4. März 1939 die Probelastung durchgeführt werden konnte. Aus Anlaß des 20. Jahrestages der Gründung des faschistischen Frontkämpferbundes (März 1939—XVII) wurde die neue Brücke in Anwesenheit des Duce und Tausender von Squadristen aus allen Teilen Italiens feierlich eingeweiht.

Wie Abb. 3 zeigt, hat die neue Brücke eine Mittelöffnung mit 100 m und zwei Seitenöffnungen mit je 22 m lichter Weite. Die wesentlichsten Bau Einzelheiten, einschließlich der Pfahlgründung, veranschaulichen Abb. 2 u. 3. Jedes der beiden aus je sechs Senkkasten bestehenden Betonfundamente der Widerlagergründung erforderte zusammen 864 Pfähle. Auf jeden Pfahl kommt eine Gründungsfläche von  $0,41 \times 0,26$  m. Die aus Eisenbeton hergestellten Senkkasten haben quadratische Grundfläche mit 13 m Seitenlänge. Die durchschnittliche Länge der unter diesen Kästen gerammten Tragpfähle mißt linksufrig 18 m, rechtsufrig etwa 15 m. Die Pfähle sind überall gleichmäßig verteilt. Als Höchstbelastung für einen Pfahl sind 40 t angenommen worden. Die Widerlager sind beiderseits durch eine bis 9 m unter NW reichende Bohlenspundwand gegen Unterwaschungen gesichert.

Auf die Länge der beiderseitigen Zugänge am Brückende nach dem Flusse mißt die äußere Gesamtbreite 35 m, sonst 30 m. Davon kommen 21 m auf die Fahrbahn, je 3,65 m auf den Gehweg. Die erwähnte Verbreiterung an den Brückenden ist aus architektonischen Gründen sowie wegen der Ausführung der beiderseitigen Marmortreppen in den Böschungen notwendig geworden. Die gesamte Außenfläche, einschließlich der Brüstung, ist mit Travertin von Tivoli verkleidet; die Ecksäulen sind aus Marmor. Auf jeder dieser vier Säulen sind zur Erinnerung an den als Führer der III. Armee im Weltkriege gefallenen Herzog von Aosta Szenen aus den Schlachten am Isonzo, am Tagliamento, Sillesin und der Piave dargestellt, um auf diese Weise die späteren Geschlechter an den heroischen Aufstieg des neuen Italiens vom Weltkriege bis zum Imperium zu erinnern.

Der Bau erforderte u. a. 42 000 m Eisenbetonpfähle, 35 000 m<sup>3</sup> Beton, 194 000 Arbeitstage und nahezu 17 Mill. Lire an Kosten.

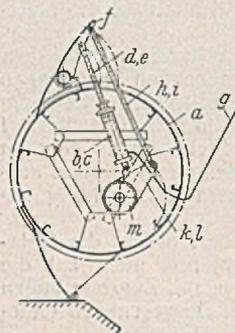
Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller VDI, Tübingen.

Patentschau.

Spundwand. (Kl. 84c, Nr. 657 158, vom 9. 11. 1933, von Gerhard zur Nedden in Peine.) Um die zu rammende Bohle von der Stirnseite an die zuletzt gerammte Bohle heranbringen, einhaken und durch Einfügen des Verriegelungsstabes in ihrer Lage sichern zu können, weisen die Spundbohlen an beiden Kanten klauenartige Schloßteile auf, die sich seitlich ineinanderschließen lassen und deren feste Verbindung durch Verriegelungsstäbe herbeigeführt wird, die in die von den klauenartigen Schloßteilen benachbarter Spundbohlen umschlossenen Hohlräume eingeschoben werden. Der Verriegelungsstab 3 für die gerammte Bohle 1 und die zu rammende Bohle 2 kann voll ausgebildet sein; es können auch Rohre verwendet werden, um das Spülwasser hindurchzuführen. Die Maulweite 5 der Klaue der zu rammenden Bohle ist größer als die Dicke 6 des Verriegelungsstabes. Das Schloß kann in Richtung der Bohlenflansche liegen oder auch so weit zurückgerückt sein, daß es hinter der Außenfläche der Bohlenwand liegt.



Bewegliches Wehr mit einer vom Innern des Wehrkörpers aus angetriebenen Stauklappe. (Kl. 84a, Nr. 645 319, vom 2. 4. 1931, von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG in Nürnberg.) Um eine ungleichmäßige Wirkung der verschiedenen hydraulischen Antriebe auf die Klappe zu vermeiden, sind die Antriebe durch eine Lenkvorrichtung miteinander gekuppelt. Durch diese Lenkvorrichtung wird der Hub der hydraulischen Kolben stets zwangsläufig gleich groß gehalten, und die ausgeübten Kräfte gleichen sich untereinander aus. Die innerhalb der Wehrwalze a angeordneten hydraulischen Zylinder b und c greifen durch die Kolbenstangen d und e an der Klappe f an. Das Druckmittel wird durch die Leitung g zugeführt. In der Nähe der Angriffsstelle der Kolbenstangen d und e an der Klappe sind Schubstangen h und i angeordnet, die an Kurbeln k und l angreifen, die ihrerseits an der verdrehungsstesten, im Wehrkörper a gelagerten Welle m angeordnet sind.



die an Kurbeln k und l angreifen, die ihrerseits an der verdrehungsstesten, im Wehrkörper a gelagerten Welle m angeordnet sind.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichswasserbauverwaltung. Ernannt: Ministerialrat Verlohr im Reichsverkehrsministerium zum Ministerialdirigenten.

Versetzt: Oberregierungs- und -baurat O. Braun von der Wasserstraßendirektion Breslau an die Wasserstraßendirektion Magdeburg; — Oberbaurat Hetzell vom Wasserstraßenhafenamt Cuxhaven an die Wasserstraßendirektion Stettin; — die Regierungsbauräte W. Schmitz vom Wasserstraßenamt Frankfurt a. d. O. an die Wasserstraßendirektion Breslau, Röhnisch vom Wasserstraßenbauamt Berlin-Teltow-Kanal an das Wasserstraßenamt Frankfurt a. d. O. als Vorstand, Schwab vom Wasserstraßenamt Tangermünde an das Wasserstraßenamt Genthin, Heeger vom Wasserstraßenamt Zehdenick an das Wasserstraßenbauamt Albersdorf i. Holst., Hederich vom Wasserstraßenamt Braunschweig an die Wasserstraßendirektion Münster i. W., Kropp vom Wasserstraßenamt Swinemünde an das Wasserstraßenbauamt Berlin-Mühlendamm, Schutte vom Reichsverkehrsministerium an das Wasserstraßenhafenamt Cuxhaven als Vorstand; — die Regierungsbauassessoren Lang vom Wasserstraßenbauamt Schweidnitz an das Wasserstraßenbauamt Ratibor-Nord, Deckers vom Wasserstraßenamt Duisburg-Meiderich an das Wasserstraßenschleppamt Emden.

Deutsches Reich. Straßenwesen. Ernannt: zum Oberregierungs- baurat: Regierungsbaurat Dr. Heinz Fuchs beim Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen, Berlin; — zum Regierungsbaurat: Dipl.-Ing. Andreas Wagner beim Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen, unter Berufung in das Beamtenverhältnis auf Lebenszeit; — zum Regier- ungsassessor: Assessor Franz Hartwig Brüggemann beim General- inspektor für das deutsche Straßenwesen unter Berufung in das Beamten- verhältnis.

In den Ruhestand getreten: Bauamtsdirektor Eugen Zehrer beim Straßen- und Flußbauamt Simbach, Bauamtsdirektor mit Titel und Rang eines Regierungsoberbaurates Friedrich Ratz beim Straßen- und Fluß- bauamt Speyer.

Reichsautobahnen. Versetzt: Oberbaudirektor Dr.-Ing. Hoffmann, Leiter der Obersten Bauleitung Stettin, nach Oppeln zur Reichsbahndirektion als Abteilungspräsident.

INHALT: Bau eines Getreidespeichers und Richten eines schiefstehenden, unmittelbar benachbarten Oetreldepflegeturmes. — Unterfangung des Turmes der Katholischen Kirche St. Stephan in Karlsruhe. — Thurament im neueren Betonbau. — Die Beanspruchung dreieckförmiger Platten. — Der Bau des Eis- und Schwimmschlössens in Köln. — Oetreldepeicher mit 28 000 t Fassungsraum im Hafen von Antwerpen. — Dr.-Ing. e. h. Franz Schüller 75 Jahre alt. — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Gütevorschriften für Bauholz. — Verdunkelung von Baustellen. — Die Herzog-von-Aosta-Brücke in Rom. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.