

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

17. Jahrgang 1920.

№ 15.

### Die Beton-Hohlblock-Bauweise.

Priv.-Dozent Studienrat Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Hierzu die Abbildungen S. 117.



Wenn auch in Deutschland in letztvergangener Zeit dem Betonhohlblockbau — (besonders in Schlackenbeton, vergl. „Zement“ 1919 und 1920, No. 13—17, 28—30) — eine erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet wurde, so muß doch bekannt werden, daß andere Länder uns in den Bestrebungen, diese Bauweise nachdrücklich zu verfolgen und auszubilden, vorangeilt sind; so die Vereinigten Staaten, Schweden, Ungarn und vor allem Oesterreich, das schon 1913 auf der Leipziger Baufachausstellung durch Ob.-Baurat Dr.-Ing. F. Emperger das noch heute in Gebrauch stehende „Oesterreichische Haus“ als Betonhohlsteinbau ausführte.

In Heft XII/XIII der Zeitschrift „Beton und Eisen“ findet sich S. 150 der Auszug aus einer Statistik der Vereinigten Staaten, der das starke Anwachsen der dortigen Hohlblock-Bauweise ausweist.

Der Emperger'schen Anregung von 1913 folgten u. a. einige deutsche Firmen, deren Zahl sich in den letztvergangenen Jahren (vergl. oben genannte Literatur) — vermehrt hat — (Kell & Löser, Ambi, Eurich u. a.) — jedoch bezeichnet Emperger diese unserem — gegenüber Amerika — konservativen Charakter entsprechende langsamere Entwicklung treffend als eine Vorstufe in der Umstellung der Grundlagen des Hochbauwesens.

Von Emperger geht nun wiederum eine Anregung für die Gestaltung der Hohlblock-Bauweise aus, welche in der durch sorgfältige Bearbeitung geschaffenen Vollkommenheit ihrer auf möglichste Vereinfachung unter Sicherung aller erreichbaren statischen Vorteile abzielenden Durchbildung einen höchst beachtenswerten grundsätzlichen Vorschlag in der Reihe der bestehenden Hohlblock-Systeme darstellt und die Wege für die Ausnutzung der wirtschaftlichen Ueberlegenheit des Hohlblockbaues weist.

Für Siedlungszwecke und Bekämpfung der Wohnungsnot bedarf es der ausgedehnten Erstellung von Kleinwohnungsbauten, besonders Einfamilienhäusern, wie Abbildung 1 ein typisches Beispiel zeigt, das aus Hohlblöcken nach Abbildung 2, S. 115, errichtet wurde.

Kleinbauten dieser Art haben weittragende Bedeutung auch insofern, als sie Schulbeispiele für alle Hochbauten ihrer Art und für die entsprechende Entwicklung des Bauwesens darstellen. Der leitende Gesichtspunkt ist dabei das Gesetz vom Minimum des Kohleverbrauches bei höchster bauten-schaffender Leistung. Es ist möglich, durch den Ersatz des Ziegels durch den Hohlblock bis zu 75 % an Kohleaufwand zu sparen.

Die Durchführung dieser Wandlung des Ziegelbaues in den Betonhohlblockbau muß, wenn sie keine Halbheit bleiben soll, sich frei machen von dem Zwang solcher Vorschriften und hochbautechnischen Einzelheiten, welche ursprünglich für den Ziegel geschaffen wurden. Das bedeutet aller-

dings eine Umwälzung, die aber wirtschaftlich gerechtfertigt ist und bislang z. T. durch den herrschenden Zementmangel hintangehalten wurde, z. T. wohl auch dadurch, daß man sich der Einsicht verschließt, daß mit Betonmauern einwandfreie Lösungen der Bauaufgaben in jeder Richtung möglich sind; man überträgt dabei den Umstand, daß volle Betonmauern wärme- und schalltechnisch ungeeignet sind, irrtümlich auf Betonhohlmauerwerk, dessen Gleichwertigkeit mit der Ziegelmauer in den genannten Beziehungen nachweislich vorhanden ist.

Daß Uebergänge zu durchgreifenden Neuerungen — (Einführung der Lokomotive, des Dampfpfluges, des Rechenstabes, der elektrischen Kraft, des Automobils usw.) — auf langanhaltende, starke Widerstände stoßen, ist eine alte Tatsache und dieses konservative Widerstreben und Hangen am „Altbewährten“ trägt mit die Schuld daran, daß das notwendige Durcharbeiten und Herausarbeiten des Besten, das in der Neuerung steckt, so schleichend langsam vor sich zu gehen pflegt. So wird's auch hier sein, wenn man

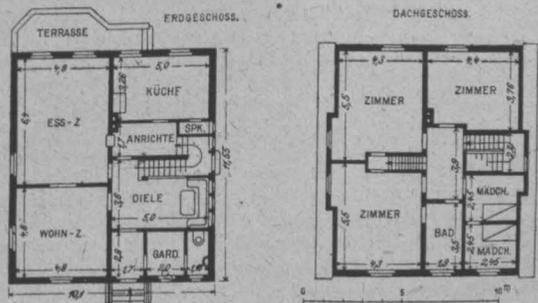
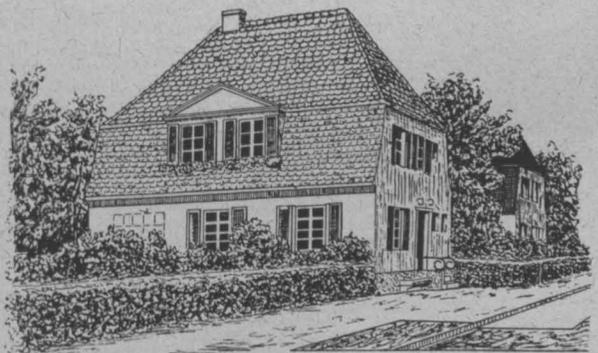


Abbildung 1. Einfamilienhaus in Beton-Hohlblock-Bauweise.

nicht mit frischem Entschluß tatkräftig das Neue packt. Hoffen wir im Interesse der Bauwirtschaft auf Frischluft!

Zu den beim Hohlblockbau der Ziegelbauweise gegenüber abzulegenden, ungeeigneten Einzelheiten, die ausführlicher in den unten folgenden Beispielen hervortreten, gehört zunächst auch die Einrüstung der Gebäude.

Diese ist in ihrer Ausführung vielerorts verschieden und oft stark auf Gepflogenheiten und Ueberlieferung gegründet, weniger auf strenge Durchdachtheit, sodaß kein Zwang zum Beibehalten, vielmehr auch hier eher der zur Normalisierung besteht. Da kann nun sofort die Ersparnis einsetzen: während der Ziegel durch die Art seiner Vermauerung in kleinen Einheiten unter starkem Mörtelaufwand ein kräftiges Gerüst und bequeme Zufuhrgelegenheiten fordert, kann ein Bau in Hohlblock-Ausführung schon deshalb ein ganz anderes und leichter ausgebildetes Gerüst erhalten, weil ein solches nur innen erforderlich ist, weil das Raumgewicht der Hohlblöcke niedriger als das der Ziegel ist und weil der Mörtelbedarf für die Raumeinheit des Mauerwerkes gleichfalls geringer ist.

Was im Folgenden über die Verwendung, Anpassungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit des Hohlblock-Systemes mit „m“- und „n“-Steinen nach Dr. Emperger dargelegt wird, besitzt sinngemäße Geltung natürlich auch für gleichartige Systeme.

Die Versuche, einen einheitlichen, ungeteilten Betonblock zu verwenden, haben bekanntlich zu keinem befriedigenden Ergebnis geführt und gezeigt, daß der Kiesbeton nur für die Außenwand und für Tragzwecke, dagegen poröser Beton aus Schlacke oder Bims für die Innenwand besonders geeignet ist. Diese Erkenntnis hat zu einer getrennten Ausbildung von Innen- und Außenmauern aus zwei Betonmaterialien Anlaß gegeben; der schwache Punkt der bisherigen Ausführungen war dabei die Verbindung beider Teile. In dem hier behandelten System besteht die eine Mauer aus Betonblöcken von Kiesbeton für die Lastaufnahme und die Außenfläche, während die andere aus Winkelkacheln aus Schlackenbeton hergestellt wird; beide Teile stehen in solidem, ordnungsmäßigem Verbands, der mittels durchgehender Nasenansätze der Steine erzielt wird. Der eigentliche Tragteil ist der Hohlblock, der bei dem n-Stein 15 auf 30 cm (Abbildung 3), bei dem m-Stein 20 auf 40 cm (Abbildung 4) als grundlegende Abmessungen besitzt.

Gegenüber der älteren Form dieses Systemes über das in „Beton und Eisen“ 1919, S. 149 und 1920 berichtet wurde, zeigt das neuere eine Reihe von Verbesserungen, welche aus der bereits erwähnten Verbindung zwischen Kachel und Hohlstein durch Ansätze bestehen und bei der Herstellung der Steine und bei der Vermauerung eine wirtschaftlich ungemein wichtige Rolle spielen.

Zur Erzeugung der Steine bedient man sich einer Presse. Die Abb. 5, S. 117, stellt eine der besten Pressen dieser Art dar, wie sie die Baumaschinen- und Materialen-Vertriebs-Ges. in Inzersdorf bei Wien in Serien herstellt, um dem Baufachmann die Möglichkeit eines raschen Bezuges zu geben, da sich derselbe gewöhnlich erst im letzten Augenblick entschließt. Die Abbildung 3 zeigt die Anordnung der Formen in der Presse, die es bei den kleineren n-Steinen ermöglicht, je 2 Steine auf einmal zu erzeugen und so die Leistungsfähigkeit bei Bedienung durch 2 Mann und entsprechender Zufuhr von Beton auf 1000 Steine für den Tag zu steigern. Eine Presse liefert die für ein Einfamilienhaus nach Abbildung 1 notwendigen Steine mit Hilfe der entsprechenden Zahl von Unterlagsbrettern im Zeitraum von einer Woche; mit der Vermauerung der ausgereiften Steine kann 2 Wochen nach ihrer Herstellung begonnen werden. Der kleine n-Stein zeigt eine Fläche von 30/15 cm und entspricht, verglichen mit einer 1½ Steine starken Ziegelmauer 6 Ziegeln größeren Formates. Mit Hohlblöcken kann die Leistung der Vermauerung verdreifacht werden, sodaß nicht nur die Lieferzeit vermindert, sondern auch die Bauzeit und damit die Zinsen für das leerstehende Gebäude umso wesentlich gekürzt werden, als die Austrocknung des Baues eine ungemein rasche ist. Verglichen mit dem Ziegelbau weist also der Hohlblockbau die folgenden Vorteile auf:

geringe Baustoffmenge bis zu 1/3, geringer Mörtelverbrauch bis zu 1/10, geringer Arbeitsaufwand, kurze Bauzeit, rasche Benutzbarkeit des Baues und geringes Mauergewicht.

Die Abbildung 7 gibt eine Uebersicht über alle Formen beim n-Stein, die bei einem Hausbau in Betracht kommen und die alle auf ein- und derselben Presse hergestellt werden können. Der Stein a ist der Normalstein für die Außenmauer, zugleich Eck- und Anschlußstein, während der glatte Stein b ohne den Rippenansatz zur Herstellung der Zwischenmauern dient (Abbildung 8), bei denen kein besonderer Schutz nach außen nötig ist. Die Steine c und d sind halbe Steine. Es kommen noch in Betracht ¼ Steine, welche in allen später erwähnten Sonderformen durch die Einschaltung von Blechen in die Hauptform erzeugt werden können. Es

finden sich ferner in Abbildung 7 angegeben: sogenannte Fenstersteine f und g, welche mit einer entsprechend größeren Einbuchtung versehen sind. Die Abbildung 9, der Grundriß zu Abbildung 2, zeigt, daß diese jedoch nicht unbedingt nötig sind ebensowenig wie bei anderen Systemen sonst nötige Ecksteine. Empfehlenswert ist nur die Herstellung der mit e (Abbildung 7) bezeichneten „Tramhülsen“. Diese dienen zur besseren Einfügung der Balken des Oberbodens in die Mauer (Abbildung 16, S. 116). Sie können außerdem zur Herstellung von Fenster- und Türstürzen (Abbildung 17, S. 116) Verwendung finden, jedoch sind für diese wie für andere Abschlüsse die Kacheln geeignet (Abb. 16, S. 116).

Die Erzeugung der Kacheln h (Abbildung 7) kann in gleicher Weise und auf derselben Presse geschehen wie der m- und n-Steine; sie unterscheidet sich nur durch den Baustoff (siehe Abbildung 22, S. 117). Die Abbildung 10, S. 115 gibt einen Ueberblick über die dem n-Stein entsprechenden Formen bei den m-Steinen. Es scheint wohl kaum nötig, die Statik dieser massiven Blöcke eingehend zu begründen; ihre Tragfähigkeit ist durch die vielen ähnlichen Ausführungen und Versuche hinreichend dargetan.

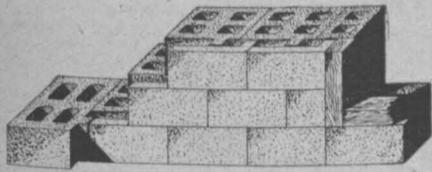
Wichtig ist der Nachweis, daß die vorgeschlagene Form wärmetechnisch einer Ziegelmauer vollständig gleichwertig ist, und es sei deshalb an dieser Stelle auf das Gutachten von Prof. Knoblauch und Henky der techn. Hochschule in München verwiesen. (Siehe Beton und Eisen 1920, S. 26.) Dieses baut seine Schlußfolgerung auf einem Vergleich mit einer 1½ Stein starken Ziegelmauer (38 cm) auf und findet, daß die n-Steinwand eine etwas größere, die m-Steinwand eine etwas geringere Wärmedurchlässigkeit als jene besitzt. Man sieht also, daß im Allgemeinen der n-Stein für alle gewöhnlichen Bauaufgaben, bei denen keine größeren Anforderungen in Bezug auf Tragfähigkeit und Wärmedurchlässigkeit gestellt werden, genügen wird. Der beste Beweis für die Richtigkeit der gen. wissenschaftlichen Ausführungen gibt sich durch die Tatsache, daß die nach dem System Schnell\*) (Abbildung 11, S. 115) ausgeführten Bauten überall volle Befriedigung hinsichtlich ihrer Wohnlichkeit gefunden haben. Solange es uns nicht an Kohle gemangelt hat, wurde ein Mehraufwand an Heizung nicht weiter bemängelt. Das System Schnell bildet bekanntlich die Mauer beiderseits aus Winkelsteinen, die sich übergreifen, und unterscheidet sich von dem hier behandelten Vorschlag nur dadurch, daß es, abgesehen von einem weniger guten Zusammenhang mit einer geringeren Tragfähigkeit nur einen einzigen Luftraum umschließt und deshalb aus beiden Gründen in viel größeren Abmessungen hergestellt werden sollte. Es sei auf die vielen Ausführungen dieses Systemes zu Privathäusern, Kasernen, Schulen und Krankenhäusern\*\*), sowie auch auf das Oesterr. Haus der Baufachausstellung in Leipzig\*\*\*) 1913, welches heute noch in Benutzung der Stadt Leipzig steht, verwiesen. Wärmetechnisch ergibt sich demnach eine Art Abstufung. Die einfachste Form stellt das System Schnell (Abbildung 11) mit seinen verschiedenen Varianten, Ambi u. a. dar. Der n-Stein hat 2, der m-Stein 3 Lufträume und außerdem wird durch eine Versetzung der Rippe der direkte Leitungswiderstand von der Innenfläche zur Außenfläche entsprechend vermehrt und eine bessere Ueberdeckung der Fugen erzielt. Damit und durch die größere Standfestigkeit erscheinen die letzten Bedenken beseitigt, welche bezüglich der Gleichwertigkeit der Ziegelmauer mit der Hohlblockmauer und hinsichtlich ihres Gebrauches auch für mehrstöckige Gebäude bisher noch hatten angeführt werden können.

Es soll nunmehr an einigen Beispielen die Anwendung des Hohlblockes dargetan werden. Zunächst muß man sich vor Augen halten, daß der Hohlblockbau die Einhaltung von 15 cm beim n-Stein und 20 cm beim m-Stein als Maßeinheit für alle Abmessungen als empfehlenswert erscheinen läßt, um das Zurichten mit Mauerhämmern zu vermeiden. Es sind zu diesem Zweck alle Mauern einheitlich mit dieser Dicke zu entwerfen und nur die Abteilungswände besitzen 8–10 cm Stärke (Abbildung 12, S. 115). Die Außenmauern erhalten die den Rippen und Kacheln entsprechende Verstärkung von 10 cm, sodaß sie in der Ausführung eine solche von 25 bzw. 30 cm besitzen. Wichtig ist es, diese Einheit auch bei Vorsprüngen, Pfeilern, Fenster- und Türöffnungen (Abb. 13, S. 115) einzuhalten, wobei ausnahmsweise ¾-Steine Verwendung finden können. Dadurch ergibt sich bei dem m-Stein die einfache Regel, daß alle lichten Weiten eine gerade Zahl von Dezimetern zeigen sollen (Abbildung 14, S. 115) bzw. beim n-Stein ein vielfaches von 15 cm, welches letztere Zahl mit dem größeren Ziegelformat, wie es z. B. in Oesterreich üblich ist, übereinstimmt, sodaß dort beides leicht einzuhalten ist. Bei unserem deutschen kleineren Reichsformat ergibt sich die Unbequemlichkeit, daß 25 cm die Ziegellänge darstellen und noch ein Zuschlag für die Mörtelfuge zu machen

\*) Siehe „Beton und Eisen“ 1920, S. 117. \*\*) „Beton und Eisen“ 1912, S. 377. \*\*\*) „Beton und Eisen“ 1913, S. 163.

ist, also eine zahlenmäßig weniger angenehme Ziffer entsteht. Es empfiehlt sich daher auf eine Uebereinstimmung mit dem deutschen Reichsformat nur insofern Rücksicht zu nehmen, als für die Höhe des Hohlsteines beim n-Stein das Dreifache (20 cm), beim m-Stein das Doppelte (13 cm) der Ziegemaße empfehlenswert wäre. Die Grundrißabmessungen der Steine brauchen jedoch dem Ziegelformat nicht angepaßt zu werden, was auch keinesfalls nötig ist, weil man den Ziegel ohne Schwierigkeit im Bau zurichten kann, sofern ein Einpassen erforderlich sein sollte.

Teile entweder zu teuer oder überhaupt nicht erhältlich sind, oder aber die nötigen Handwerker fehlen, zu begegnen. Die Hohlblöcke sind auch zum Treppenbau geeignet. Durch Uebereinanderstellen von einzelnen Blöcken, Einschließen eines Eisens und Ausbetonieren der Hohlräume lassen sich rechteckige Treppenstufen herstellen, die in den Verband der Mauer unter Gebrauch von  $\frac{3}{4}$ -Steinen eingeführt werden können. Die Abbildung 15, S. 116 zeigt abweichend von dieser einfachsten Form eine Lösung, bei der die Tragkonstruktionen einer beiderseits aufliegenden Treppe



20 cm stark, aus „m“-Steinen.

Abb. 2 (links). Bild einer Hohlblock-Mauer,

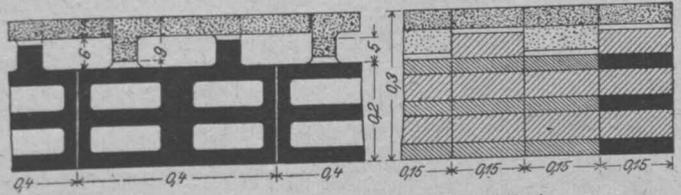


Abbildung 4. Mauer aus Hohlblock-„m“-Steinen.



Abbildung 3. Mauer aus Hohlblock-„n“-Steinen.

Abb. 8 (rechts). Anschluß einer Zwischenwand.

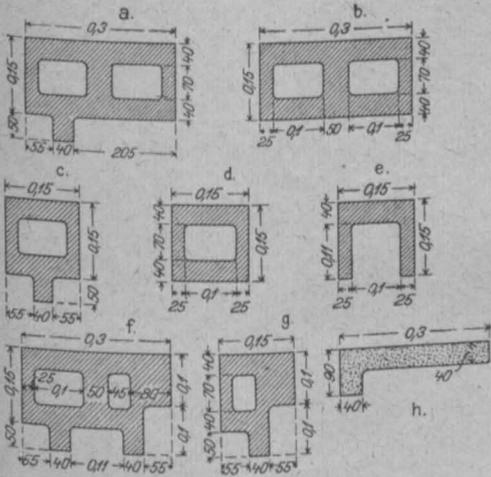
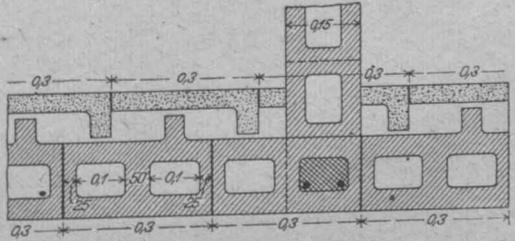


Abbildung 7 (links). Uebersicht der Formen für „n“-Steine.

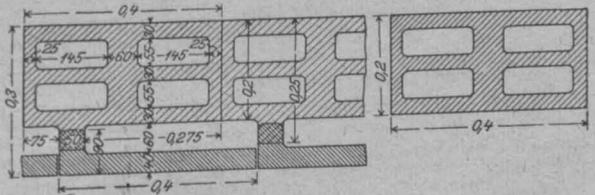


Abbildung 10 (rechts). Uebersicht der Formen für „m“-Steine.

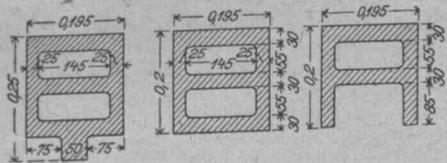


Abb. 6 (unten), 2 „n“-Steine in ihrer Lage in der Presse.

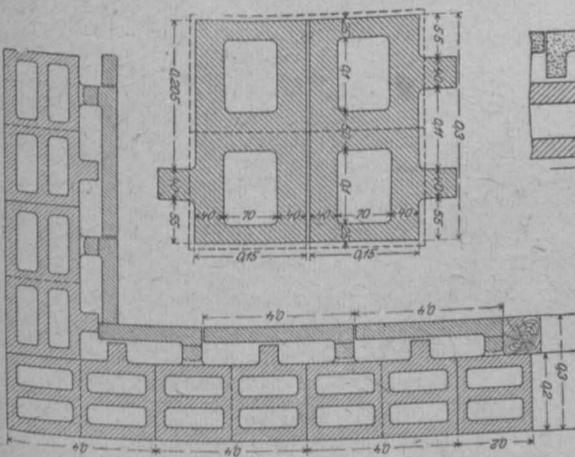


Abbildung 9. Grundriß zu Abbildung 2.

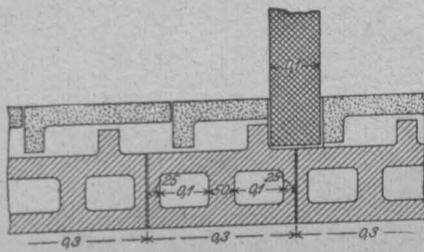


Abbildung 12. Trennungswand.

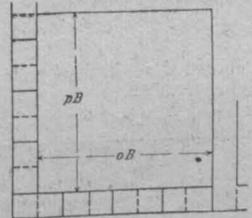


Abb. 13. Fensterpfeiler.

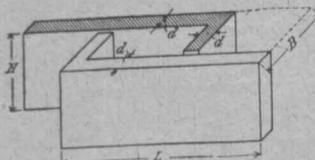


Abb. 11. System „Schnell“.

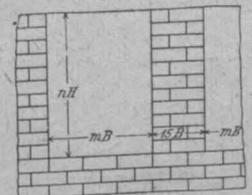


Abb. 14. Raum-Lichtweiten.

Abbildungen 2–14. Wand- und Pfeiler-Ausbildung mit Emperger'schen Beton-Hohlblocksteinen.

durch eine durchgehende Betonplatte erzielt wird, auf der die vorerwähnten Betonblöcke nur zu dem Zweck aufgelegt werden, um die Stufen zu bilden. Es empfiehlt sich dabei, den Auftritt der Stufen durch ein Holzbrett zu schützen, welches bis unter die Kacheln der Seitenmauer reicht.

Die Abbildung 16 zeigt die übliche Hohlblockendecke. Die Abbildungen 17 und 18 stellen eine Lösung dar, bei welcher die Hohlsteine zur Erstellung einer Eisenbetondecke dienen, die Abbildung 19 eine Holzbetondecke mit Hilfe von n-Steinen und die Abbildung 20 endlich den Ausbau eines Dachstuhles in Eisenbeton mit Benutzung von n-Steinen.

Mit Hilfe von Hohlblöcken muß es möglich sein, den gesamten Rohbau eines Gebäudes herzustellen, sodaß es nur der Einsetzung von Fenstern und Türen und des Legens des Fußbodens bedürfen sollte, um es schlüsselfertig zu machen. Da zur Erfüllung dieser Aufgabe der gewöhnliche Ziegel nicht geeignet ist, so sind wir gewöhnt, uns beim Hausbau einer ganzen Reihe anderer Hilfsstoffe und Konstruktionen zur Herstellung der Treppen, der Oberböden und des Daches zu bedienen. Es soll nun kurz dargetan werden, wie man sich beim Hohlblockbau diesbezüglich behelfen kann, um dem Umstand, daß jetzt sehr häufig diese

nen zur Ausfüllung und zur Befestigung der Dachziegel, wobei die Dachhaut, teilweise soweit sie einen Wohnraum umschließt, mit der notwendigen Verkachelung versehen ist. Schon in den Anfängen des Hohlblockbaues hat man die Hohlräume zur Aufnahme für Leitungen, Luftschläuche und Heizröhren nutzbar gemacht. Gerade aber mit Bezug auf die letzteren hat die Praxis erwiesen, daß der Gebrauch von besonderen Tonröhren für die Abführung der Heizgase nicht zu umgehen ist. Es wird deshalb empfohlen, für die Heizröhren die in Abbild. 21 hierunter vorgesehene Lösung beizubehalten bzw. bei den größeren m-Steinen die mittlere Rippe herauszuschlagen und so Platz für die Aufnahme der Tonröhren zu schaffen. Die Temperaturänderungen in der Nähe der Heizröhren haben zur Folge, daß in jedem

ning der Steine im Falle eines Abbruches ist möglich und lohnend. Ist ein Bau in einer entlegenen Gegend auszuführen, so genügt es, in seiner unmittelbaren Nähe einen Schuppen aufzustellen, in dem die nötigen Mengen an Rohstoffen und eine Hohlsteinpresse unterzubringen sind. Innerhalb der kürzesten Frist können dann die zum Bau nötigen Steine bereit gestellt werden. Mit Hilfe dieser Steine und eines verhältnismäßig leichten Gerüsts, einiger Schalungshölzer und Bewehrungsseisen kann das ganze Bauwerk von Arbeitskräften erstellt werden, die, abgesehen von einer sachkundigen Oberleitung, keiner besonderen Schulung bedürfen. Im Allgemeinen wird man diesen Weg besonders bei größeren Kolonien vorteilhaft gehen, jedoch es bei einzelnen Bauten

Abbildung 16–21. Decken, Dächer, Treppen und Heizrohr-Kanäle in Hohlblockbau.

Abbildung 16. Einfügung der Holzbalken der Decke.

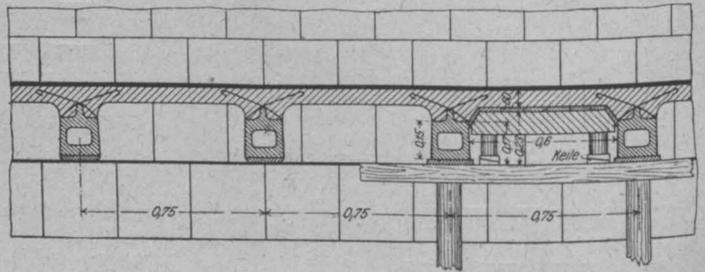
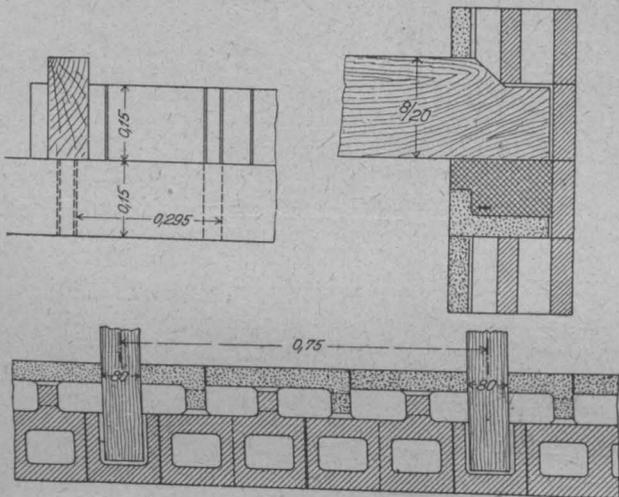


Abbildung 19. Ausführung einer Holzbeton-Decke.

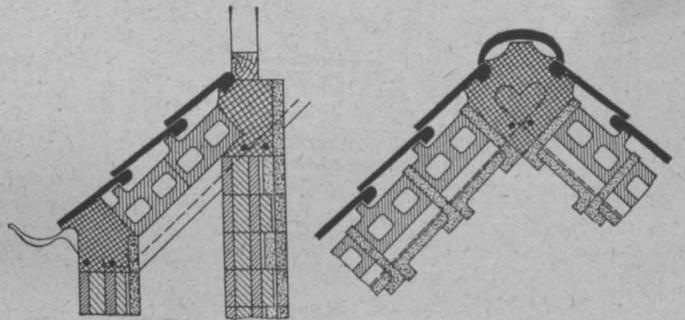


Abbildung 20. Dachstuhl aus Hohlblöcken.

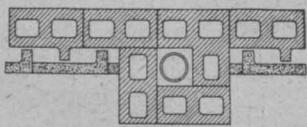


Abbildung 21. Einbau von Heizröhren.  
Abbildung 15. Treppen mit Hohlblöcken.

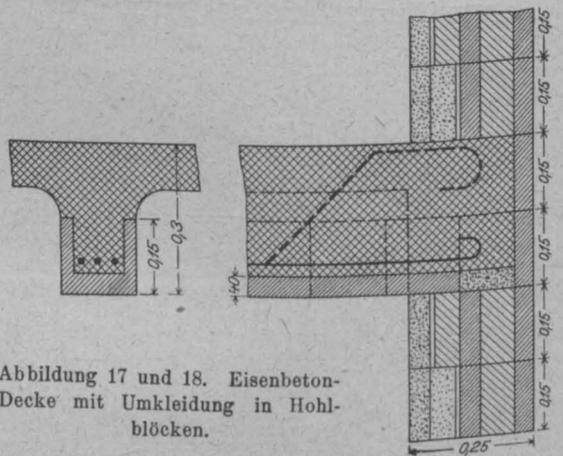
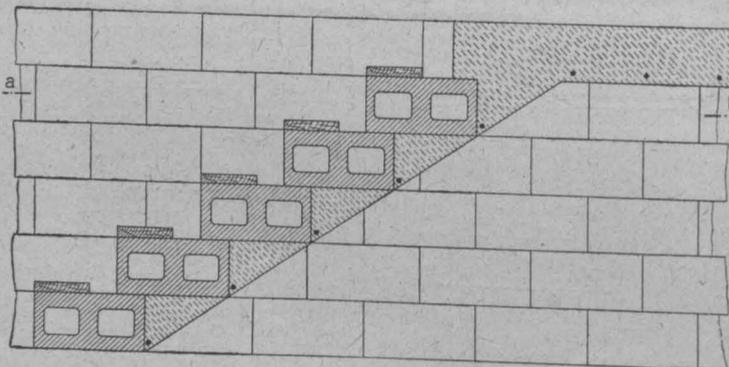
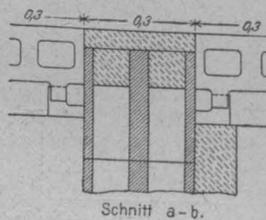
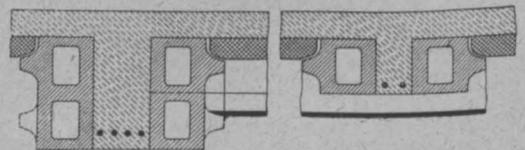


Abbildung 17 und 18. Eisenbetondecke mit Umkleidung in Hohlblöcken.



Mauerwerk Längsrisse auftreten, welche dem Verlauf des Rohres folgen. Man kann diese Risse bei jeder Vollmauer nachweisen. Hier haben sie jedoch den Nachteil, daß der Rauch durch diese Risse in die benachbarten Hohlräume seinen Weg findet und so besonders bei großräumigen Hohlmauern oft an Stellen gelangt, wo man ihn nicht vermutet. Man wird es daher unter Umständen vorziehen, den Kamin aus Vollziegeln herzustellen. Diese und die Dachziegel sind die einzigen nicht auf der Hohlsteinpresse herstellbaren Bestandteile aus Stein. Nach Fertigstellung des Rohbaues erfolgen die Einsetzung der Fenster und Türen, die Verlegung der Fußböden und die sonstigen Ausbaurbeiten, wobei nicht unerwähnt bleiben mag, daß die Anbringung von Leitungen usw. (Nagelbarkeit), auch die Ausführung von Umänderungen leicht durchführbar ist; auch die Rückgewin-

vorziehen, die Steine aus einer Fabrik zu beziehen. Bei der Zentralisierung der Steinherstellung erspart man jeweils den Bau des vorerwähnten Schuppens und ist in der Lage, die Erzeugung in die unmittelbare Nähe einer Sandgrube bzw. der Zufuhrstelle der Baustoffe zu verlegen. Auf diese Weise werden die Ausgaben für den Steintransport mehr als wett gemacht. Die Kacheln wird man wegen ihrer einfachen Herstellung zweckmäßig an Ort und Stelle herstellen. Die hierzu nötige Kohlschlacke ist gewöhnlich leicht beschaffbar und wird auch anderweit für den Bau benötigt. Zur Fertigung der Kachel bedarf es nicht unbedingt der Presse, sondern diese können mit Rücksicht darauf, daß sie nicht statisch herangezogen werden, in einfachen Formen (Abbildung 22, S. 117) hergestellt werden. Ihre Vermauerung kann wenige Tage nach der Fertigung erfolgen.

Ein Ueberblick über das Gesagte zeigt, daß jeder Bauherr, ehe er zum Ziegel greift, die Anschaffung einer Hohlblockpresse in Erwägung ziehen sollte. Leider hat sich das Leihsystem für derartige Maschinen noch nicht einzubürgern vermocht, weil ihre Preise nicht feststehende sind.

An ausgeführten Beispielen kann man sich überzeugen, daß der Hohlblockbau von hoher Leistungsfähigkeit ist. Es sollte auch der Ziegeleibesitzer, ehe er Neubauten errichtet oder seine Feuerungsanlagen auf andere Brennstoffe um-

baut, in Erwägung ziehen, ob er die Gelder nicht besser in Hohlsteinpressen anlege.

Da die für Beton geeigneten Rohstoffe, also besonders Sand, meist leicht erreichbar sind, so wird es sich nur darum handeln, einen für die Materialzufuhr, die Ausreifung der Steine und deren Verteilung günstig gelegenen Platz zu finden, um eine ausdehnungsfähige Niederlassung zu gründen. (Vergleiche z. B. die vorbildliche Anlage der Fa. Eurich in Frankfurt a. M. in „Zement“ 1920, No. 13, Abb. 1 u. 2.) —

## Künstliche Entwässerung und Binnenwasser-Ueberdruck bei Hafenanlagen im Ebbe- und Flutgebiet.

Von Dipl.-Ingenieur C. Wesemann in Hannover.\*)

**A**m Zugang zum Industrie- und Handelshafen in Bremen-Oslebshausen steht zwischen Weserstrom und Vorhafenbecken der Eingangsschleuse eine Mole,

welche zwischen Vorhafensohle und Krone eine freistehende Bauwerkshöhe von 12,80 m bei einer Kronenbreite am Molenkopf von rd. 7,50 m hat. Landeinwärts bis Molenwurzel wächst die Kronenbreite trompetenförmig.

Der Unterbau der Mole (Abbild. 1, S. 118) besteht aus 2 einfassenden Holzspundwänden mit Zwischenfüllung aus sandigem Baggerboden. Die Spundwände des Unterbaues sind in Kopfhöhe durch die untere Ankerlage in 1,25 m-Teilung verspannt. Alle  $4 \cdot 1,25 = 5$  m steht ein hölzerner Pfahlbock, bestehend aus 2 Schrägpfehlen, zwecks Verankerung der Mole gegen äußere wagrechte Kräfte wie Schiffsstöße usw. Im Bockquerschnitt haben die unteren Anker Anschluß an die Bockkonstruktion mittels eines am Bock befestigten Zwischenstückes (Flacheisenstab), an-

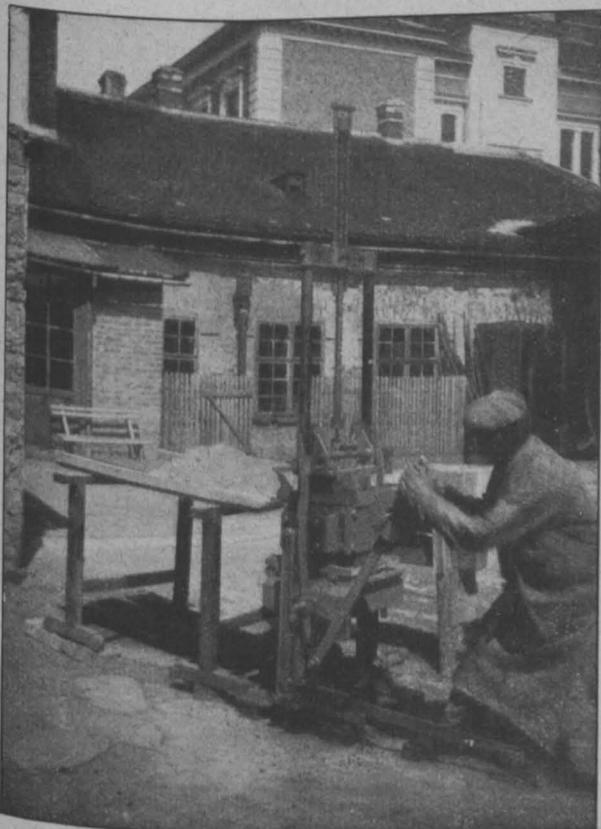


Abbildung 22. Kacheln in der Form und Kachelager.

angebolzt sind. Die Frage, ob die Ankerleitung des Bockes statisch und konstruktiv gegen die äußeren wagrechten Kräfte genügt, soll, weil außerhalb des Rahmens dieser Abhandlung liegend, hier unerörtert bleiben.

Das Rückgrat der Standsicherheit bildet die untere Ankerlage, welche an einer Eisen-Gurtung angreift. Für die Ermittlung des Erd-Druckes waren bezüglich des natürlichen Böschungswinkels usw. die im Wasserbau üblichen sicheren Annahmen gemacht. Bezüglich des Wasser-Druckes hingegen sind folgende besondere Annahmen zugrunde gelegt worden:

Es wurde eine sorgfältig durchdachte und in den Einzelheiten gut durchgeführte künstliche Entwässerungsanlage eingebaut. Man rechnete demgemäß damit, daß der Binnenwasserstand ( $W_1$ ) infolge vollkommener Entwässerung gleichmäßig mit dem Außenwasserstand einspielen würde, sodaß also keinerlei Wasserüberdruck von innen her auftreten könnte. Ferner nahm man an, daß der Wasserdruck im In-



Die Beton-Hohlblock-Bauweise. Abbildung 5a und b. Presse für die Herstellung der Beton-Hohlblöcke.

welchem die beiderseitigen Ankerschäfte mit einem Auge \*) Anmerkung der Schriftleitung. Die Arbeit liegt uns schon seit Jahresfrist vor.

neren des Bauwerkes nicht voll (Beiwert 1), sondern mit dem Beiwert 0,4 wirkt. Auf Grund vorstehender Annahmen entsteht in Abbildung 2, S. 118, das senkrecht an-

schräffierte „unter schnittene“ Belastungsbild  $A C_1 D_1$  mit dem Ankerzug im unteren Anker:  $A = \text{rd. } 17,5^t$  und Ankerspannung:  $\sigma = \frac{17,50}{4,8^2 \cdot \frac{\pi}{4}} = \text{rd. } 900 \text{ kg/cm}^2$ .

Bald nach Indienststellung der Mole zeigten sich unter den verhältnismäßig kleinen Unterlagsplatten (rd.  $110 \cdot 100 \cdot 10 \text{ mm}$ ) der Ankerunterlagen ständig wachsende Einbeulungen des  $9 \text{ mm}$  starken  $\square$ -Eisen-Steges der Gurtung, welche zum Teil nach Zentimetern maßen. Zum Teil waren die Ankerlöcher im Stege radial eingerissen als Zeichen dafür, daß die Ringspannungen um das Loch herum die Bruchfestigkeit des Materials überschritten hatten.

Bei einer großen Anzahl von Bock-Ankern waren an dem konstruktiv besonders schwachen Anschlußpunkt am Bock die Anker aus dem Auge ausgerissen. An diesen Stellen fehlten die Verbeulungen des  $\square$ -Eisen-Steges, weil ja die Anker — offenbar frühzeitig — spannungslos geworden waren. Infolge Bruches der Bock-Anker war natürlich streckenweise die Ankerleistung jedes 5. Ankers ausgeschaltet zu Ungunsten der vier benachbarten Feld-Anker.

Eine vom Verfasser durchgeführte Nachprüfung des Bauwerkes ergab Folgendes:

Grundwasserstandsbeobachtungen mit Kontrollbrunnen entlang der Mole haben die Tatsache ergeben, daß der Binnenwasserstand ( $W_i$ ) nicht gleichmäßig mit dem Außenwasserstande einspielt, sondern nur eine flache Wellenschwankung in erheblich kleinerem Maßstab, als der Tidehub beträgt, ausführt. Es bleibt daher bei  $NW_a$  ein Binnenwasser - Ueberdruck:  $\Delta W \approx 1,75 \text{ m}$  stehen gegenüber  $\Delta W = 0$  des Entwurfes. Ferner wurde das „unter schnittene“ Belastungsbild (Abbildung 2) dahin berichtigt, daß  $W_i$  mit seinem vollen Werte anstatt mit dem Beiwert 0,4 des Entwurfes angesetzt wurde.

Zusammen ergibt sich die wagrecht anschräffierte Begrenzungslinie  $ABC_2D_2$  des wirklichen Belastungsbildes mit einem Ankerzuge:  $A \approx 32,00^t$  und einer Ankerspannung:  $\sigma \approx \frac{32,00}{4,8^2 \cdot \frac{\pi}{4}}$

$\approx 1770 \text{ kg/cm}^2$  anstelle von  $900$  im Entwurf.

Gleichzeitig zum Vergleich durchgeführte Grundwasserstandsbeobachtungen hinter den Bremer Kaimauern bestätigen, daß auch bei letzteren die künstliche Entwässerüberdruck von innen:  $\Delta W \approx 0,80$  bis  $1,2 \text{ m}$  stehen bleibt, je nach der Bauform der Kaimauertypen (Tidehub =  $1,9 \text{ m}$ ). Bei der aus der Literatur (F. W. Otto Schulze, Seehafenbau II. Band S. 218) bekannten neuesten Bremer Kaimauer-Form bleibt ein Binnenwasser-Ueberdruck  $\Delta W = 1$  bis  $1,2 \text{ m}$  stehen. Dieses  $\Delta W$  verursacht in vorliegendem Falle einen Zusatz-Horizontalschub von rd.  $5^t$ . Diese  $5^t$  Zusatzschub auf  $1 \text{ lfdm}$  Mauer stellen etwa die Ankerleistung eines Schrägpfahles unter  $1:3$  bei rd.  $15^t$  Auflast dar. Die wirtschaftliche Seite der Frage ist die folgende:

Die unvollkommen wirkende künstliche Entwässerung kostete im Baujahr 1912 rd.  $300 \text{ M.}$  auf  $1 \text{ lfdm}$  Mauer. Ein Zusatz-Schrägpfahl hätte  $\leq 300 \text{ M.}$  gekostet. Im ersten Falle fehlen die erforderlichen  $5^t$  Ankerleistung des Rostes; im zweiten Falle sind diese wirklich vorhanden.

Bei mehr oder weniger feinporigem Hinterfüllungsboden dürfte auch die beste künstliche Entwässerungsanlage nur unvollkommen wirken. Der Uebergang der Porigkeit des Füllstoffes im Inneren in die äußeren Entwässerungs-Gänge dürfte auf die Dauer mehr oder weniger dicht verschlickten. Infolge natürlicher Schlickbeimengungen im Boden und infolge der Bildung von besonderen Schlickhäuten zwischen den Arbeitsschichten des Hinterfüllungs-

betriebes wird die Entwässerung weiterhin verschlechtert. Hinzu kommt schließlich noch die Kapillarität des feinporigen Hinterfüllungsbodens, welche nach mehreren Dezimetern rechnen dürfte. Für geringen Tidehub wie in Bremen ist es statisch und wirtschaftlich richtiger, anstelle einer kunstvollen und teurer Entwässerungsanlage die natürliche Teilentwässerung durch die Spundwand hindurch in Bruchteilen des Tidehubes anzusetzen und im übrigen den verbleibenden Binnenwasser-Ueberdruck durch eine verstärkte Schrägpfahl-Konstruktion oder sonst erhöhte Ankerleistung des Rostes aufzunehmen. Anders liegen natürlich die Verhältnisse bei großem Tidehub, schlickfreiem Wasser und grobkörnigem Hinterfüllungsboden wie Kies oder Schotter, wo die künstliche Entwässerung statisch und wirtschaftlich eine mehr oder weniger große Entlastung bedeuten kann.

Neben der Auswertung in statischer und wirtschaftlicher Beziehung unterstreichen die Bremer Beispiele folgende konstruktive Sonderanforderungen an Verankerungen:

1. Zwischen Anker Mutter und Steg der  $\square$ -Eisen-Gurtungen ist eine biegungsfeste Unterlagsplatte einzulegen, welche die ganze offene Steghöhe des  $\square$ -Eisens auspaßt, um die leistungsfähigeren Flansche zum Mittragen in erhöhtem Maße heranzuziehen. Der Steg ist bei den  $\square$ -Eisen-Gurtungen der schwache Punkt (Profil No. 22—26 hat nur  $9-10 \text{ mm}$  Stegstärke). Nach Hütte I, 21. Aufl., S. 621, besteht für kreisförmige Platten, in der Mitte durch die Stempel-Kraft  $P$  belastet und am Umfange fest eingespannt, die Formel:

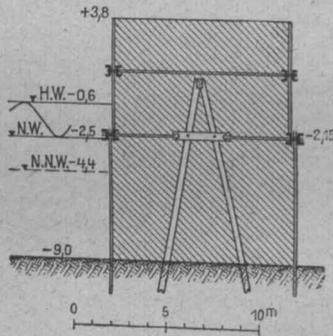
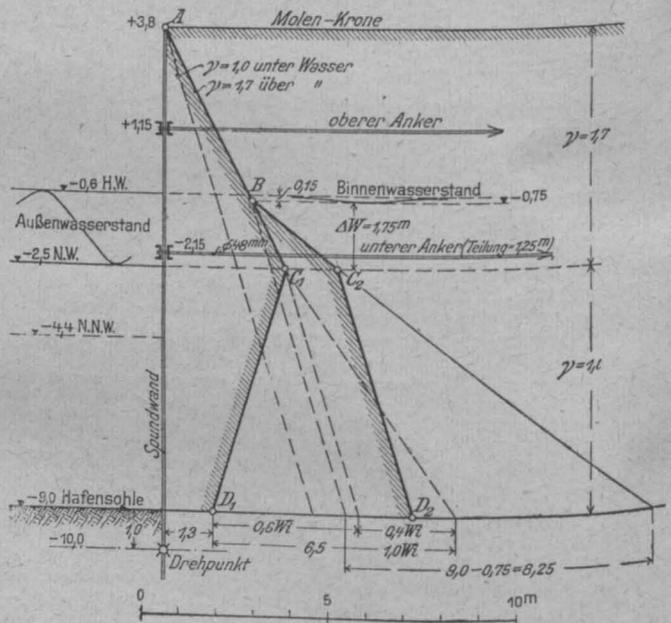


Abbildung 1. Unterbau der Mole.

Abbildung 2 (rechts). Statische Untersuchung der Mole auf Erd- und Wasserdruck.

Künstliche Entwässerung und Binnenwasser-Ueberdruck bei Hafensbauwerken im Ebbe- u. Flutgebiet.



$$\sigma_{\max} = \frac{1,365}{\pi} \cdot \frac{P}{s^2} \cdot l_n \cdot \frac{r}{r_0}$$

Die Formel mag sinngemäß beschränkt auf vorliegenden Fall übertragen werden. Es sei dann:  $s =$  Stegstärke des  $\square$ -Eisens,  $r = \frac{1}{2}$  Steghöhe,  $r_0 =$  Halbmesser der Unterlagsplatte = konstant. Das Merkmal der Formel ist: eine geringe Vergrößerung der Unterlagsplatte entlastet  $\sigma_{\max}$  im Steg erheblich. Im Bremer Falle wäre bei einer Unterlagsplatte in ganzer Steghöhe etwa eine  $2\frac{1}{2}$ fache Sicherheit vorhanden gewesen anstelle des zum Teil tatsächlich eingetretenen Bruches bei einer Plattenhöhe von etwa  $\approx \frac{1}{2}$  Steghöhe. Ein ganz geringer Mehraufwand an Baustoff, kann also spätere hohe Unkosten vermeiden.

2. Dicht hinter der Gurtung der zu verankernden Wand ist ein Gelenk einzuschalten, welches die End-Einspannungen der Ankerstange (infolge Sackungen) und entsprechende Zusatzspannungen ausschaltet, daneben aber auch das einseitige Anliegen der Ankerunterlagen an die Gurtung verhindert. Der dünne Steg kann ein einseitiges, scharfkantiges Aufreiten der Endmutter weniger gut vertragen als ein vollflächiges Anliegen.

3. Als zulässige Beanspruchung von Holzgurtungen unter Wasser ist unter den Unterlagsplatten der Anker höchstens  $15 \text{ kg/cm}^2$  (quer zur Faser) zuzulassen, da Nadelholz in dauernd feuchtem Zustande unter Umständen nur etwa  $40-50\%$  der Trocken-Festigkeit behält. —

## Wanderversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in München.



eben seinen Hauptversammlungen, die seit Begründung des Vereins fast ausschließlich in Berlin stattgefunden haben, hat der Verein gelegentlich auch Wanderversammlungen abgehalten an anderen Plätzen Deutschlands, die durch große Bauausführungen Interesse boten. Die diesjährige, in die Tage vom 15.—18. September fallende galt dem Besuch von München und dem Studium der in der Nähe im Bau befindlichen großen bayerischen Wasserkraftanlagen, sowie dem „Deutschen Museum“, dessen im Rohbau jetzt vollendeter Ausstellungsbau zu den bedeutendsten Eisenbetonbauten Deutschlands zählt, in dessen Herstellung sich die Firmen Dyckerhoff & Widmann, Biebrich a. Rh., Rud. Wölle, Leipzig, und Gebr. Rank, München, geteilt haben.

Der erste Tag war den Beratungen des Vorstandes gewidmet und erst am Abend kamen die zahlreichen Teilnehmer an der Versammlung — mit den Damen waren es wohl 200 — zu einem zwanglosen Begrüßungsabend zusammen. Der zweite Tag galt vor allem der Festsitzung, die in dem zukünftigen Musiksaal des Deutschen Museums unter dem Vorsitz von Hrn. Ing. Alfr. Hüser tagte und von diesem mit kurzen Worten der Begrüßung eröffnet wurde. Darauf folgten kurze Ansprachen durch Reichsrat Dr.-Ing. v. Miller, dessen Anregung der Gedanke zur Schaffung des „Deutschen Museums für Meisterwerke der Naturwissenschaft und Technik“ entsprungen ist, dessen Tatkraft vor allem seine Verwirklichung verdankt werden darf; durch Ob.-Reg.-Rat Holler vom Staatsministerium des Inneren und einen Vertreter des Finanzministeriums; schließlich durch Ob.-Brt. Dr.-Ing. Bosch, den Leiter der Tiefbauverwaltung der Stadt München, als Vertreter der Stadtgemeinde.

Daran anschließend wurden 3 kurze Vorträge über „Die Mittlere Isar“, den „Ausbau der Walchensee-Wasserkraft“ und den „Bau des Deutschen Museums“ von den berufenen Fachmännern gehalten, denen die technische Durchführung dieser Unternehmungen obliegt. Es sprachen Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Rümelin, dem die Bearbeitung des speziellen Planes und die Leitung der Ausführung der Arbeiten an der Mittleren Isar übertragen ist, Minist.-Rat Freytag, der Dezerent für das Walchensee-Kraftwerk, Städt. Ob.-Brt. Bosch, dem bis vor kurzem noch die konstruktive und statische Durcharbeitung des Museumsplanes und die Bauleitung obgelegen hat. Die Vorträge sollten kein erschöpfendes Bild geben, sondern in der Hauptsache nur auf die anschließenden Besichtigungen vorbereiten. Ein Besuch der Baustellen an der Mittleren Isar war mit Rücksicht auf die Hochwasser-Verhältnisse jedoch nicht möglich. Den Vorträgen schloß sich ein Rundgang durch das Deutsche Museum an, wobei auch noch einige Angaben über die Ausschmückung und den Einbau des Ausstellungsgutes gemacht wurden. Unter der Kuppel des Astronomiebaues wurde dann noch ein kleines Frühstück eingenommen.

Am Nachmittag fand eine Besichtigung des im Bau befindlichen Wasserkraftwerkes der Stadt München an der Isar bei Thalkirchen statt, die leider auch unter dem Einfluß des Hochwassers stand, das die auch unter dem Einfluß des Hochwassers stand, das die Baugruben überflutet und auch nicht unbedeutlichen Schaden angerichtet hatte. Ein gemeinsames, froh verlaufenes Mahl vereinigte die Versammlungsteilnehmer am Abend in den prächtigen Räumen des Künstlerhauses.

Der dritte Tag galt ausschließlich dem Besuch der verschiedenen Baustellen des Walchensee-Kraftwerkes. Die Bahn führte die Teilnehmer zunächst nach Garmisch, dann wurde in zahlreichen Postautomobilen die Fahrt über Krünn, wo das Isarwehr gebaut wird, zum Walchensee angetreten und von dort bis Kochel fortgesetzt, von wo die Rückfahrt wieder mit der Bahn nach München erfolgte. An den Baustellen wurde ausgestiegen und ein Teil der Teilnehmer legte den Weg von Urfeld am Walchensee über den Kochelberg zum Wasserschloß zu Fuß zurück, um auch diese Teile der Bauausführung eingehender besichtigen zu können.

Der vierte Tag war nur dem Vergnügen, d. h. einem Ausflug nach der Fraueninsel im Chiemsee gewidmet. Von leidlichem Wetter begünstigt und gut vorbereitet bot die Talung allen Teilnehmern viel des Schönen und Interessanten. Waren auch bei den verschiedenen Baustellen die Betonierungsarbeiten, die einen wichtigen Teil der Bauausführungen einnehmen und einen großen Umfang erreichen, nur teilweise im Gang, so boten die in Ausführung begriffenen Tiefbauarbeiten doch vielseitige Anregung. Haben sich doch auch unsere großen Betonbauunternehmen immer mehr zu Großunternehmungen im Tiefbau ausgewachsen. —

Von den Vorträgen seien hier die Mitteilungen über

das „Deutsche Museum“ vorweg genommen. Nach den Ausführungen von Dr.-Ing. Bosch ist der Ausführungsplan für die technische Ausgestaltung hervorgegangen aus der Zusammenarbeit von Bauherrschaft, Bauleitung und verschiedenen Unternehmerfirmen, nachdem zunächst nach Angaben v. Millers von der Bauleitung ein generelles Projekt aufgestellt wurde, an dem selbstverständlich auch die Architekten des Baues Gabriel und später Emanuel v. Seidl ihren hervorragenden Anteil gehabt haben. Aus den Vorschlägen einer Reihe von Großfirmen, die ihre Arbeit selbstlos zur Verfügung stellten, wurde dann das Beste herausgenommen und zu dem Ausführungsplan zusammengefügt. Die Entscheidung fiel dann zugunsten des Eisenbetonbaues.

Die Gesamtanlage (vergl. den Ausführungsplan in der Deutsch. Bztg. 1908, No. 27 und Aufnahmen der Gesamtanlage nach dem Modell 1916, S. 281) zerfällt in 2 getrennte Bauten, den Ausstellungsbau und den Bibliotheksbau, welcher letzterer bisher nicht über die Planung hinaus gekommen ist. Es sollen in ihm rd. 10 000 m<sup>3</sup> Raum umschlossen werden, die Bibliothek, Plankammer, Hörsäle und Arbeitsraum, einen Kongreßsaal usw. umfassen sollen. Beide Bauten zusammen umschließen einen architektonisch auszugestaltenden Hof und sind durch Arkaden und Verwaltungsbauten mit einander verbunden.

Der Ausstellungsbau für Meisterwerke der Naturwissenschaft und Technik ist ein 5-schiffiger Bau von etwa 12 000 m<sup>2</sup> Grundfläche, der 23 000 m<sup>2</sup> Ausstellungsraum bietet. Der Astronomiebau erhebt sich bis zu 48 m über Gelände. Die Arbeiten sind 1909 an die schon genannten 3 Firmen auf Grund eines dem Kolonial-Vertrag nachgebildeten Vertrages übertragen worden.

Die Gründung des Baues bot Schwierigkeiten. Der Untergrund auf der Kohleninsel besteht aus sehr verschiedenartigen Auffüllungen, während der feste Flioz, der den Untergrund Münchens bildet, 10—12 m tief liegt. Der Wasserandrang ist erheblich. Da die beiden, die Insel umfassenden Isararme außerdem verschiedene hohe Wasserstände aufweisen, waren besondere Schutzmaßnahmen für die tiefliegenden Räume nötig. Bis auf den Fels gegründet ist nur der Bauteil, in dem ein Bergwerksbetrieb eingebaut werden soll, sonst ist der ganze Bau auf Pfähle gestellt. Dyckerhoff & Widmann hat Straußpfähle angewendet, während Wölle Eisenbeton-Ramppfähle eigenen Systems, Gebr. Rank solche mit Züblin'scher Bauart benutzt haben.

Die Straußpfähle haben sich i. Allg. gut bewährt, jedoch stellten sich beim Stampfen unter Grundwasser Schwankungen im Wasser ein, die auf den Beton nicht günstig einwirkten. Später wurde der Beton unter Wasser in Mischung 1:3 nicht mehr gestampft, dagegen der über Wasser in Mischung 1:4. Es sind dabei Betonfestigkeiten bis 280 kg/cm<sup>2</sup> erzielt worden. Ein Pfahl von 30 cm Durchm. wird mit 30—50 t belastet. Die seitlichen Ausbreitungen des Fußes erstreckten sich stellenweise bis über 1 m.

Die Eisenbeton-Ramppfähle wurden mit fünfteiligem Querschnitt hergestellt mit 19—22 cm Durchm. des eingeschriebenen Kreises. Es wurde mit 4 t schwerem Bär gerammt und aufgehört sobald der Pfahl nach 6 Schlägen nicht mehr als 1,8 cm Einsenkung erfuhr. Die Züblin-Spitze mit eingesetztem Dorn hat sich in dem sehr groben Untergrund hier nicht so gut bewährt wie die Wölle'sche. An einigen Stellen erwiesen sich die Pfähle als zu kurz und mußten daher verlängert werden. Das ist aber eine sehr schwierige Arbeit, da das neue Pfahlstück genau in der Verlängerung der Achse des alten aufgesetzt werden muß. Diese Richtung ist nach dem kurzen, aus dem Boden herausstehenden Ende aber schwer festzustellen. Notwendig ist auch eine sehr gute Ueberdeckung der Längsisen. Gewählt ist das 40-fache der Dicke (18—20 mm). Die Aufstückelung des Pfahles sollte nach Ansicht Bosch's erst nach mindestens 8 Wochen Erhärtung weiter eingerammt werden. Man hat später vielfach vorgezogen, nicht zu verlängern, sondern lieber längere Reservepfähle daneben zu schlagen. Im Ganzen sind 1500 Pfähle mit zus. rd. 8000 lfdm Länge eingerammt worden.

Im Aufbau des Museums stecken rd. 10 000 m<sup>3</sup> eisenbewehrter und rd. 9200 m<sup>3</sup> gewöhnlicher Beton. Der Aufbau besteht aus Wänden, Säulen, Unterzügen, Decken. Die Stärke der letzteren schwankt zwischen 8 und 20 cm, ihre Bewehrung ist einfach oder doppelt. Herzstellen waren etwa 30 000 m<sup>2</sup> Decken. Der Beton ist mit 50 kg/cm<sup>2</sup>, das Eisen mit 1200 kg/cm<sup>2</sup> belastet unter der Annahme ungünstig auf kleiner Fläche konzentrierter Nutzlasten. Die Unterzüge haben alle möglichen Höhen und Formen. Es kommen Längen bis 20 m Spw. und weitgespannte Träger, Rahmenkonstruktion, bei der Kuppel des Astronomiebaues Ringträger usw. vor. Die Umfassungsmauern sind in

Stampfbeton erstellt mit 5<sup>cm</sup> Vorsatzbeton in Muschelkalkbeton, 10<sup>cm</sup> Innenverkleidung in Bimsbeton mit Sandzusatz. Das Ganze ist auf einmal gestampft, nachdem die Einbringung des Vorsatzbetons unter Zuhilfenahme von Blechen erfolgt war. Die Mauern sind gut isolierend gegen Witterungseinflüsse und haben sich als durchaus trocken erwiesen. Am oberen Turmaufbau ist der Vorsatzbeton fortgelassen worden, hier lassen die Wände aber Feuchtigkeit durch, sodaß noch anderweit Abhilfe geschaffen werden muß. An den Dachflächen hat man die Innenverkleidung z. T. nachträglich angebracht, was sich aber nicht bewährt hat. Sie fiel z. T. wieder ab. Aehnliche Erscheinungen haben sich bei den großen Terrassen der Dachfläche gezeigt, von denen man übrigens einen herrlichen Rundblick über München genießt.

Die große Ausdehnung des Baues machte natürlich die Anwendung von Temperaturfugen erforderlich, mit denen man je nach Ausbildung gute oder schlechte Erfahrungen gemacht hat. Die Architekten wünschten Verdeckung der Fugen, schräge Führung, Verzahnung, was sich nicht bewährt hat. Wenn die Fugen voll zur Geltung kommen und Risse daneben vermieden werden sollen, müssen sie nach Bosch's Ansicht streng und vollständig durchgeführt werden. Es sind daher an den Ausdehnungsfugen doppelte Träger und Säulen erforderlich. Ueber die erfolgreichen Maßnahmen gegen Schwindrisse tappen wir z. Zt. noch ziemlich im Dunkeln. Früher beachtete man diese Gefahr zu wenig, sodaß die älteren Bauten zahlreiche Schwindrisse zeigen. Jetzt wissen wir wenigstens, daß ein dichter Beton, guter Schutz gegen Sonnenbestrahlung desselben während der Erhärtung, nicht zu große Belastung des Eisens während der Erhärtung, nicht zu große Belastung des Eisens vorbeugende Maßregeln sind, um die Entstehung von Schwindrissen hinten zu halten.

Der Rohbau des Museumsbaues ist mit einem Kostenaufwand von rd. 4 Mill. M. durchgeführt. Das ergibt bei 216—217 000 m<sup>3</sup> umbauten Raumes rund 13,4 M. für 1 cbm. Das ist ein billiger Preis, es muß dabei aber berücksichtigt werden — was Redner nicht hervorhob —, daß die Rohmaterialien, vor allem der Zement, von der Industrie zum großen Teil gestiftet worden sind, sodaß nur die Transportkosten aufzuwenden waren. Zu den Kosten haben Reich, Staat, Interessenten aller Art und Industriefirmen beigetragen. Die Gesamtkosten würden heute etwa 24 Mill. M. erreichen.

Redner sprach zum Schluß die Hoffnung aus, daß es bald gelingen möge, wenigstens den Ausstellungsbau fertig zu stellen, an dessen innerer Ausschmückung übrigens bereits gearbeitet wird (das große Deckengemälde im Ehrensaal ist z. B. schon fertig). Aber auch der Bibliotheksbau möge später unter günstigeren Verhältnissen einmal erstellt werden. (Es wäre allerdings tief bedauerlich, wenn dieses große Unternehmen, mit dem in Deutschland etwas geschaffen wurde, was kein anderes Land in dieser Vollkommenheit besitzt, mit Rücksicht auf die traurige wirtschaftliche Lage unvollendet liegen bleiben müßte.) Bei dem Ausbau steht man leider jetzt vor der Schwierigkeit, einen geeigneten Architekten zu finden, der das von den beiden verstorbenen Brüdern v. Seidl so weit geförderte Werk zu einem glücklichen Ende bringt. —

Die übrigen Vorträge und die hauptsächlichsten Besichtigungen galten ausschließlich Wasserkraftanlagen, in deren Ausbau Bayern jetzt Vorbildliches leistet in der richtigen Erkenntnis von dem hohen wirtschaftlichen Nutzen, den diese trotz der derzeitigen hohen Ausführungskosten dem Lande bringen müssen.

Der Ausbau der Mittleren-Isar, über den Dr.-Ing. Rümelin sprach, auf der bisher nicht ausgebauten 51,5 km langen Strecke München-Moosburg, auf der etwa 88 m Gefälle ausgenutzt werden können, ist ursprünglich von einem privaten Konsortium, in dem Krupp, Schuckert, die Stadt München und die 4 großen bayerischen und 2 Berliner Banken vertreten waren, unternommen worden. Der geschäftsführende Direktor der von dieser Gemeinschaft begründeten G. m. b. H. war Dr. Rümelin, dem auch die spezielle Planung und bauliche Durchführung des Unternehmens oblag. Nach dem Zusammenbruch von 1918 übernahm der bayerische Staat das Unternehmen, das nun die Bezeichnung führt: „Staatlicher Ausbau der Mittleren-Isar“. Dr. Rümelin ist der Liquidator der alten Gesellschaft und weiterhin mit der technischen Durchführung betraut, während die Oberleitung in den Händen des Staatskommissars Ob.-Reg.Rat Krieger liegt, dessen Stellvertreter Ob.-Reg.Rat Dr. Kurzmann ist. Als Gutachter wird von der Regierung für dieses Unternehmen der Ziv.-Ing. Geh. Ob.-Brt. Schmick in München herangezogen.

Der Ausbau der Mittleren-Isar stellt ein Niederdruck-Kraftwerk dar, mit dessen Anlage gleichzeitig eine großzügige Melioration des rd. 30 000 ha großen

Erdinger Moores verbunden ist, während sie als notwendige Folge der Wasserentnahme aus der Isar unterhalb München eine Klärung der bisher ungereinigt der Isar zufließenden Abwässer bedingt, die in offenen Absatzbecken und Fischteichen erfolgt. Das geklärte Wasser wird dann ebenfalls in den Kraftwerken verwendet. (Vergl. die Darstellung des Gesamtunternehmens mit Plan in Deutsch. Bauztg., Jhrg. 1919, S. 330.) Die Anlage ist ferner ein Seitenkanalwerk, denn es wird nicht der Isarstrom unmittelbar, sondern ein unterhalb des Wehres abzweigender etwa 50 km langer Seitenkanal, der dann wieder in die Isar einmündet zur Anordnung der Kraftstufen verwendet. Es sind 4 (nach dem 1. Entwurf 5) solcher Stufen von 10, 25, 25 und 20 m Gefälle etwa bei km 16, 28, 35 und 42 angeordnet. Es handelt sich ferner um ein Tandemwerk, d. h. diese 4 Kraftstufen sind nicht unabhängig von einander, sondern arbeiten mit gemeinsamer Dirigierung und Regelung. Die Wasserführung der Isar ist nun eine sehr schwankende. Es ist daher, da ein natürlicher Speicherraum nicht zur Verfügung stand, oberhalb der ersten Kraftstufe parallel zum Werkkanal durch Herstellung eines zweiten Dammes ein 7,6 km langer, 1,1 km breiter, i. M. 3,6 m tiefer See geschaffen, der rd. 30 Mill. m<sup>3</sup> Wasser aufspeichern kann. Dadurch ist das Werk zu einer speicher- und spitzenfähigen Niederdruckanlage für Wochen- und Jahresspeicherung und für die sehr wichtige Tagesspitzendeckung geworden. Letztere ergeben sich einerseits aus wechselndem Wasserzustrom andererseits wechselndem Energieverlangen. Um den ersten Anforderungen zu genügen, hat der Zubringer bis zum Stauweiher einen Querschnitt für 150 m<sup>3</sup>/Sek. Wasserführung, der übrige Werkkanal einen solchen für 125 m<sup>3</sup>/Sek. Dem Unterlauf der Isar muß das Wasser wieder in gleichmäßigem Zustrom zugeführt werden, wozu ein kleiner Ausgleichsweiher unterhalb der vierten Staustufe dient. Das Kraftwerk der Mittleren-Isar vermag also auch Spitzenstrom und vor allem dessen wichtigste Form — Bahnstrom — zu liefern. Im Jahresmittel leistet das Werk rd. 87 000 PS.

Dem Betonbau stellt die Ausführung des Werkes bedeutende Aufgaben, allerdings mehr in der Richtung der zu bewältigenden Massen als der Schwierigkeit der Konstruktion. Die verschiedenen baulichen Anlagen erfordern insgesamt 750 000 m<sup>3</sup> Beton, wovon auf das Isarwehr rd. 40 000, die Krafthäuser etwa 150 000, auf die Weiherbauwerke 20 000 und auf Brücken, Durchlässe u. ä. gegen 40 000 m<sup>3</sup>, die städt. Abwasserkanäle, Druckrohre usw. rd. 100 000 m<sup>3</sup> entfallen. Eisenbeton kommt dabei verhältnismäßig selten vor, bei den Brücken ist er grundsätzlich vermieden. Grund dafür ist der augenblickliche sehr hohe Preisunterschied zwischen Stampfbeton mit rd. 200 M./cbm im August d. J. gegen 1400 M./cbm bei Eisenbeton. Das Isarwehr wird mit Luftdruckgründung hergestellt, als erstes derartiges in der Isar. Bisher hat man sie auf Betonbett und Pfähle gestellt. Aus Gründen der größeren Sicherheit hat man hier die teure Luftdruckgründung vorgezogen. Die städt. Abwässer werden auf beiden Ufern der Isar durch Eisenbeton-Druckrohre den Absatzbecken und Fischteichen zugeführt.

Ein wichtiges Problem ist die Frage der Kanaldichtung. Sie erfolgt hier auf Böschung und Sohle mit einer Betonschicht von nur etwa 20 cm Stärke. Wo auf den betreffenden Strecken guter Lehm in ausreichenden Mengen vorkommt, ist die Sohlendichtung in Lehm erfolgt. Redner weist darauf hin, daß die Frage der besten Sicherung an den oberen Partien des Kanalbettes, die Frostwirkung, Sonnenbestrahlung, wechselndem Wasserstand und Wellenantrieb ausgesetzt sind, noch nicht gelöst ist. Ob sich fertige Betonplatten, Pflaster aus Betonsteinen oder an Ort und Stelle ausgeführte Beton-Abdeckungen besser eignen, ist noch nicht entschieden. Auf einer Strecke des Kanales werden Versuche gemacht, bei welchen namentlich auch die besten Mischungsverhältnisse von Zement, Traß und Kies für die Abdeckung erprobt werden soll. Bei diesen Versuchen ist Prof. Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe, als Sachverständiger zugezogen. In der Ausschreibung ist zunächst 1 Zement : 0,6 Traß : 6 Sand : 12 Kies vorgesehen. Es wird dabei angenommen, daß der Traßzusatz die sonst vielfach vorkommenden Ausblühungen des Zementes verhindern wird. Diese erhöhen die Rauigkeit der Kanalwände. Bei Kraftkanälen spielt diese Frage ja aber auch eine wichtige Rolle. —

(Schluß folgt.)

Inhalt: Die Beton-Hohlblock-Bauweise. — Künstliche Entwässerung und Binnenwasser-Überdruck bei Hafenanlagen im Ebbe- und Flutgebiet. — Wanderversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in München. —

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

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

17. Jahrgang 1920.

NO 16.

### Verschiedene hervorragende während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten der A.-G. Wayß & Freytag.

Nach einem Vortrag, gehalten auf der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1920  
von Bauinsp. a. D. Meisenhelder, Neustadt a. d. Haardt.

#### I. Wasserturm zu Völklingen.



ur Sicherstellung der Wasserversorgung ihres Hüttenbetriebes planten die Röchling'schen Eisen- und Stahlwerke Mitte 1917 die Errichtung eines neuen Hochbehälters, da die vorhandenen eisernen, auf eisernem Unterbau aufgestellten Doppelbehälter von je  $100\text{ m}^3$  Inhalt dem Bedarf nicht mehr genügten.

Nach mehreren Vorentwürfen der Fa. Wayß & Freytag wurde der Inhalt des zu errichtenden neuen Behälters auf  $3000\text{ m}^3$  festgesetzt und eine Ausföhrung in Eisenbeton für Unterbau und Wasserbehälter gewählt. Ein Bild des Wasserturmes, wie er sich nach völligem Ausbau zeigen wird, gibt Abbildung 1 wieder, während Abbildung 2a—c, S. 122 eine Uebersicht der Gesamtanordnung zeigt.

Die Höhe des Baues beträgt danach 37 m von Oberkante Gelände bis zum First des Daches, das mit Rücksicht auf Fliegergefahr ebenfalls ganz in Eisenbeton erstellt ist, die Fundamentsohle des rechteckigen Baues hat  $40 \cdot 18\text{ m}$ . Der Unterbau besteht aus 7 Gruppen von je 3 Säulen, die jeweils auf einer gemeinsamen Querrippe der durchlaufenden Fundamentplatte stehen. Die 27 m hohen Säulen werden unterhalb des Behälters durch 2 Zwischengeschosse von je 9 m Höhe und einen Tropfboden in 22,5 m Höhe über Gelände verbunden. Durch konstruktive Maßnahmen und Berücksichtigung bei der Berechnung der Stützen und des Fundamentes ist die Möglichkeit des späteren Einziehens von 2 weiteren Zwischendecken gegeben, sodaß in dem Unterbau 6 Geschosse mit je  $500\text{ m}^2$  Grundfläche für verschiedene Zwecke zur Verfügung stehen würden. Die Decken sind, mit Ausnahme des Tropfbodens, der nur für  $300\text{ kg/m}^2$  Nutzlast bemessen ist, für  $1000\text{ kg/m}^2$  berechnet, sodaß die Geschosse auch zu Lagerzwecken ausgenutzt werden könnten. Mit Rücksicht auf die Erzielung hoher Quersteifigkeit sind die  $80 \cdot 30\text{ cm}$  starken Hauptträger quer, die  $45 \cdot 25\text{ cm}$  starken Nebenträger der Decken längs gelegt. Infolge des Zusammenbruches i. J. 1918 ist die Einziehung der weiteren Zwischen-

decken und die Ausmauerung der Außenwände unterblieben. Die jetzige Erscheinung des Wasserturmes ist in Abbildung 3, S. 124 wiedergegeben.

Der Bau ist auf gutem Baugrund errichtet, die zulässige Belastung der Fundamentplatte ist auf  $1,7\text{ kg/cm}^2$  angenommen. Abbildung 4, S. 122 zeigt die Einzelheiten der durchlaufenden Fundamentplatte. Sie hat 65 cm Stärke und ruht auf einer 7 cm starken Ausgleichsschicht. Unter den Säulen sind Querrippen angeordnet, die sich bei 75 cm Breite noch  $1,29\text{ m}$  über die Platte erheben. Wo die Säulen auf sie aufsetzen ist

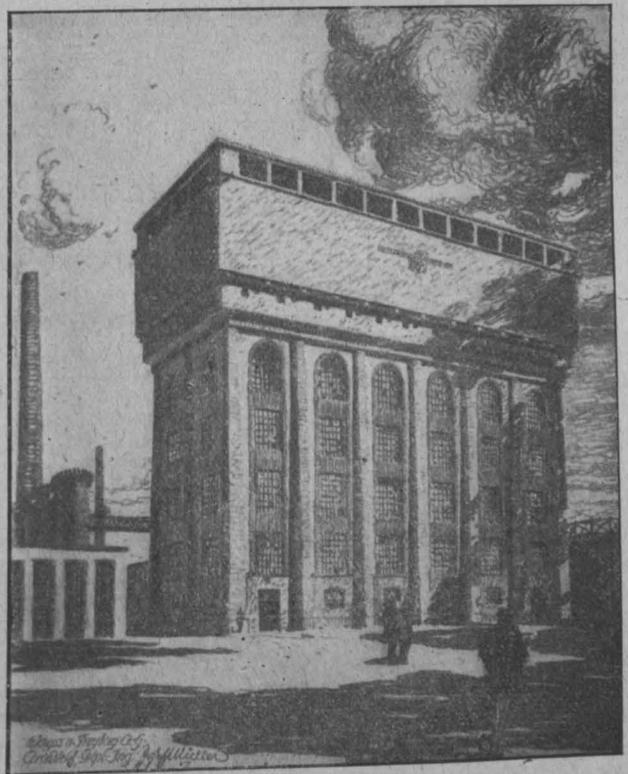
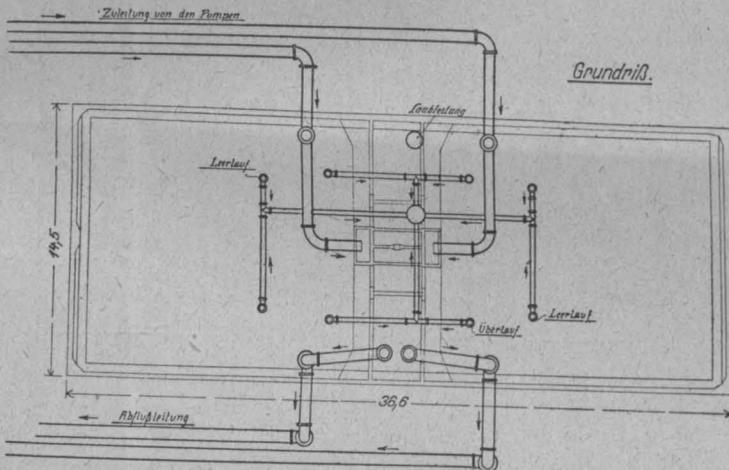
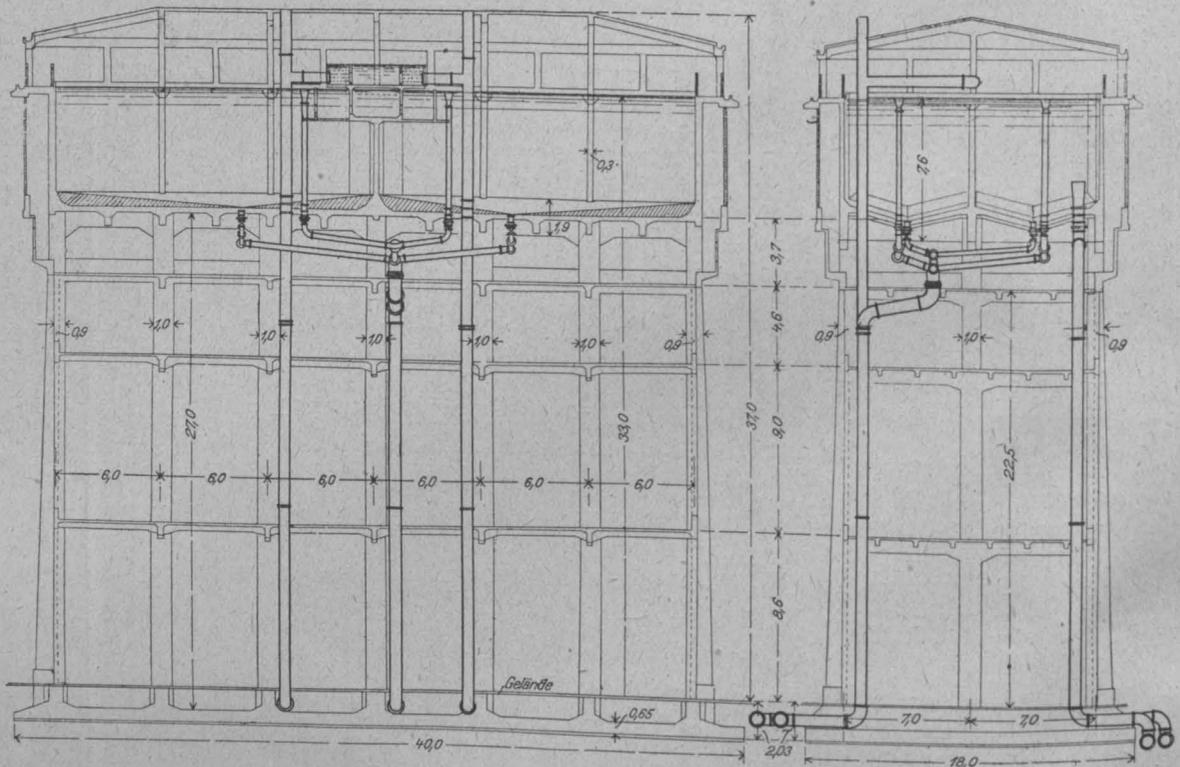


Abbildung 1. Wasserturm Völklingen.  
Schaubild nach völligem Ausbau.

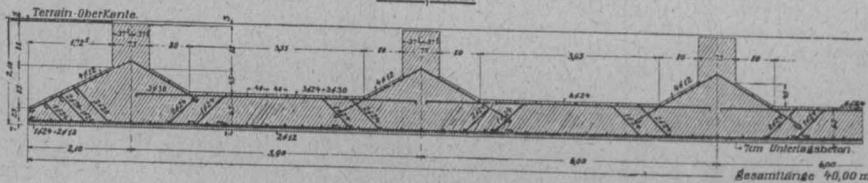
eine Verbreiterung auf 1,50 m vorgenommen. Die Berechnung der Schubkräfte ergab die Notwendigkeit einer ziemlich starken Schubbewehrung. Die Abbildung läßt alle Einzelheiten deutlich erkennen.

Längsschnitt.

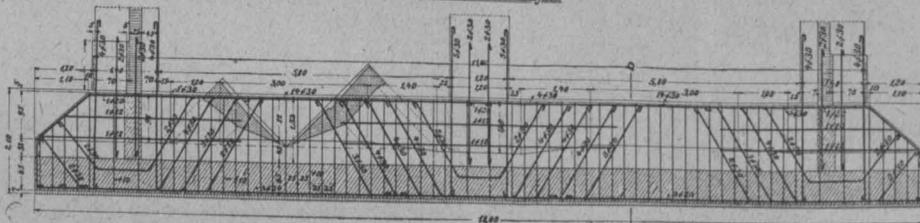
Querschnitt.



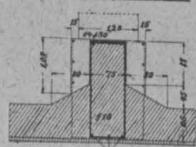
Bodenplatte.



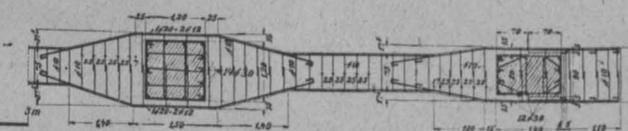
Fundamentträger.



Querschnitt a. b.



Grundriß.



Abbildungen 2a und b (oben). Gesamtanordnung des Wasserturmes.

Abbildung 2c (hierneben). Grundriß in Höhe des Wasserbehälters.

Abbildung 4 (unten). Gründungsplatte.

Der Unterbau und die Zwischendecken zeigen keine besonderen bemerkenswerten Einzelheiten; der Tropfboden nimmt die Rohrleitungen auf. Er hat wasserdichten Glattstrich und scharfes Gefälle nach 2 in Eisenbeton erstellt, an der Außenwand angeordneten Abfallrohren erhalten. Einen Blick in das Tropfbodengeschöß gibt Abbildung 5, S. 124 wieder. Die darauf sichtbaren Eisenbetontreppen machen die Schieber für die Bedienung zugänglich. Die Randträger des Geschosses haben konsolartige Verbreiterungen, die eine mit kleinen Fensteröffnungen versehene Monierwand tragen. Sie setzt sich nach oben in der Ummantelung des Behälters fort. Diese ist in 1,5 m Abstand von dem im Grundriß 14,5 · 36,6 m großen Behälter angeordnet und nur 1/2 Stein stark. Dieser Luftraum ist nach oben durch den den Behälter umgebenden Laufsteg abgeschlossen, während er nach unten mit dem Tropfbodengeschöß in Verbindung steht. Ueber dem Behälter liegt der Dachraum, sodaß er also allseitig von einer geschlossenen Luftschicht umgeben ist. Das Eisenbetondach ruht auf den durch den Behälter hindurch gehenden Stützen und dessen Querrahmen auf.

Einen Blick in den Dachraum zeigt Abbildung 6, S. 124. Die äußere Dachfläche ist nur mit einem Glattstrich versehen und ohne Pappabdeckung oder Anstrich geblieben. Es hat sich trotzdem als durchaus dicht erwiesen. Das Regenwasser wird durch Dachrinnen und Abfallrohre dem Behälter zugeführt.

Der interessanteste Teil des Bauwerkes ist das in Eisenbeton erstellte Wasserbecken, das eine lichte Breite von 14,06 m besitzt und durch eine Querwand in 2 Kammern von 17,8 m lichter Länge geteilt ist, die Wandhöhe ist 6 m. Die beiden Kammern sind mit allen Einrichtungen für einen unabhängigen Betrieb ausgestattet. Abbildung 7, hierneben, gibt den Querschnitt, Abbildung 8 den halben Längsschnitt wieder. Es ist daraus ersichtlich, daß das Traggerippe aus oben offenen Querrahmen besteht, deren wagrechter Balken sich auf die Stützen auflegt, während ein oberes Zugband den Schub auf die Stiele bei gefülltem Becken aufnimmt. Die Rahmen liegen den Säulen entsprechend ebenfalls in 6 m Abstand. Der mittlere Querrahmen ist durch die Querwand ersetzt, die oben den Zuführbehälter trägt (vergl. Abbildung 8), der so ausgebildet ist, daß er die großen Biegemomente der Querwand bei einseitiger Füllung aufnehmen kann. Der mittlere

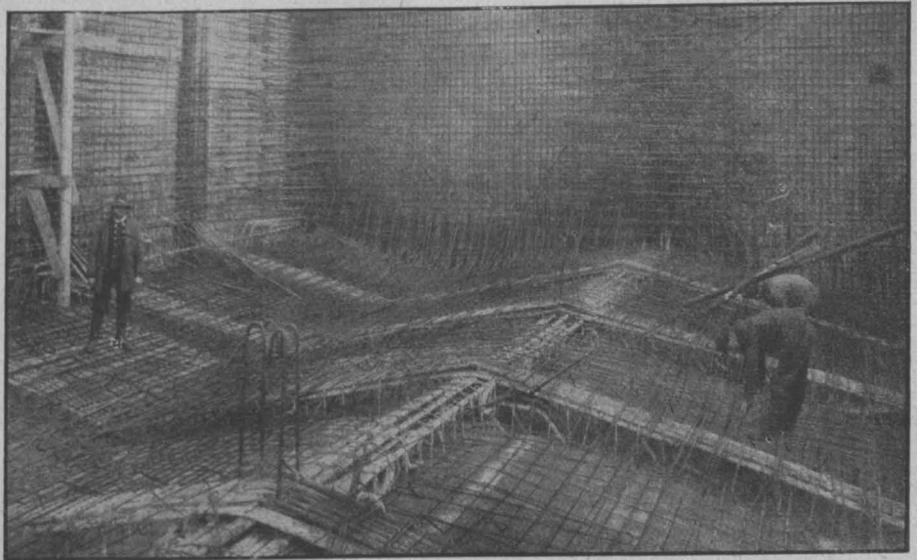
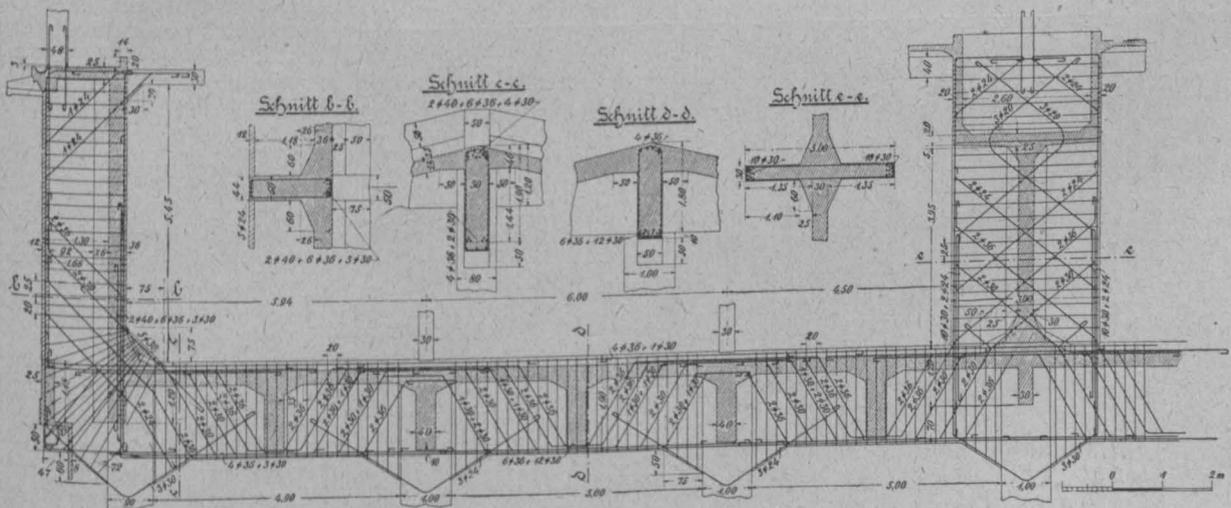
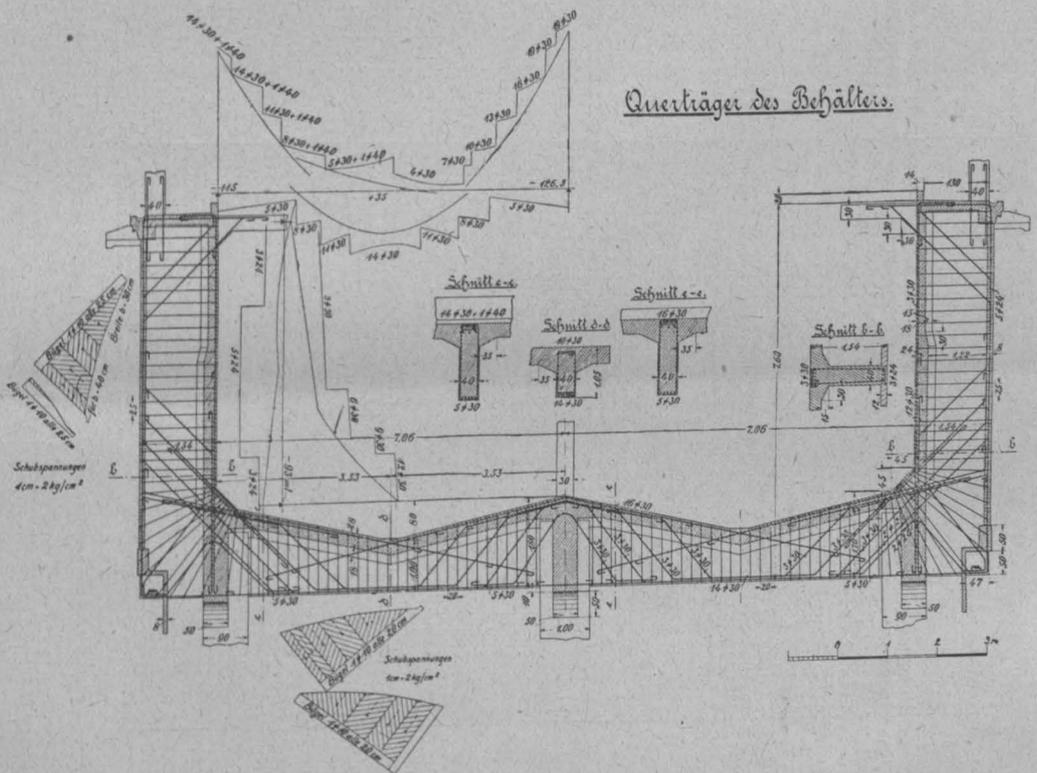


Abbildung 9. Blick in den Wasserbehälter bei Montage der Bewehrung.



Abbildungen 7 und 8. Querrahmen und mittlerer Längsträger des Wasserbehälters.

Längsträger ist ebenfalls in Verbindung mit den Rippen der Stirnwände als Rahmen mit oberem Zugband ausgebildet. Während die Querrahmen ganz außerhalb des

Beckens liegen, sodaß im Interesse einer guten Reinigung glatte Innenwände entstehen, springt der Längsträger, der zur Durchführung der Treppe vom Tropf-

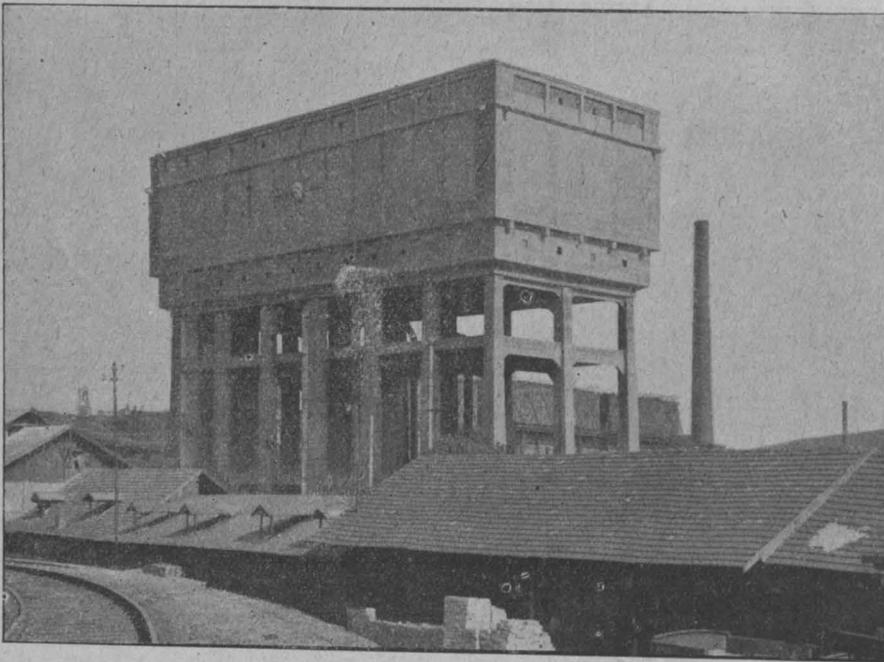


Abbildung 3. Wasserturm in seinem jetzigen Zustand ohne Ausmauerung der Wände der Untergeschosse.

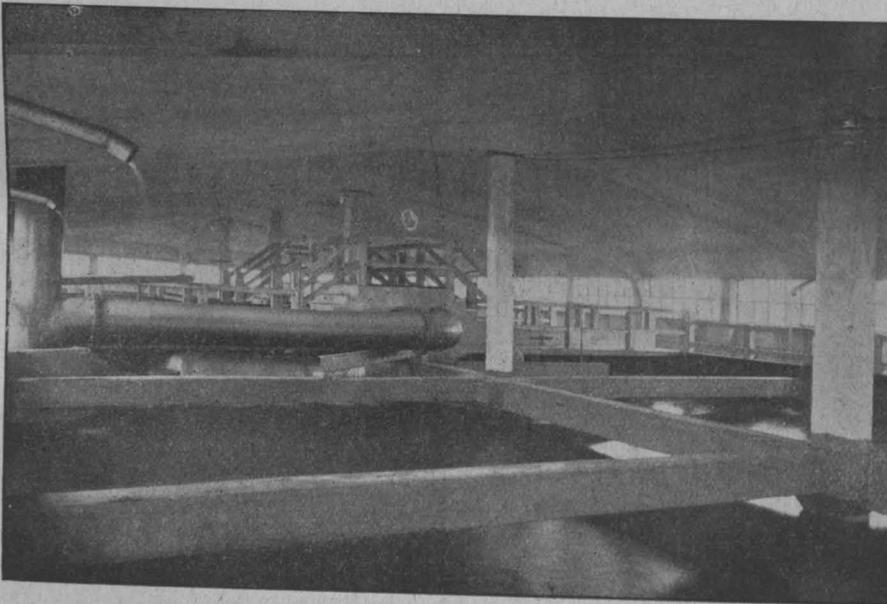


Abbildung 6. Blick in das Dachgeschoß über dem Wasserbehälter.



Abbildung 5. Blick in das Tropfboden-Geschoß des Wasserturmes.

boden zum Behälterumfang Durchbrechungen erhalten mußte, etwas nach Innen vor. Es ist hier jedoch eine sehr allmähliche Ueberführung in die Wandflächen vorgesehen. Die den Behälter am oberen Rand umziehenden Umgänge sind als wagrechte Träger ausgebildet, welche zunächst den Schub bei gefüllten Becken aufnehmen und dann an die Zugbänder abgeben. Die Wände sind daher vierseitig aufgelagert und dementsprechend bewehrt. An den Stirnen haben sie 7 m Spannweite. Die Bewehrung der Wände und des Behälterbodens geht aus Abbildung 9, S. 123, hervor.

Die Innenfläche des Behälters ist ebenfalls nur mit einem Glattstrich ohne Beimengungen zum Mörtel oder Anstrich versehen. Der Glattstrich war im Mischungsverhältnis 1 : 3 (1 Teil Rheinsand zu 1 Teil gemahlenem Schlackensand) in 2—3 cm Stärke ausgeführt und hat sich als durchaus dicht erwiesen. Anfängliche Undichtigkeiten waren auf nicht genügend abgedichtete Flanschen der im Behälterboden eingebetteten Entnahmeleitung begründet. Sie ließen sich leicht beseitigen. Der Vorfall gibt die Lehre, daß solche Verbindungen im Inneren einer Betonwand möglichst zu vermeiden, jedenfalls aber mit besonderer Sorgfalt zu behandeln sind.

Ueber die Anordnung der Rohrleitungen, die aus Abbild. 2, S. 122, hervorgeht, und die Anlagen zur Verteilung des Wassers auf die beiden Kammern usw. soll hier nicht näher eingegangen werden. Es sei nur erwähnt, daß die Steigleitungen durch den Behälter in Aussparungen hindurch geführt sind, um Pumpenstöße, die zu Ribbildungen in Behälter führen könnten, von diesen fern zu halten.

Hinsichtlich der statischen Berechnung ist der Einfluß der Winddruckes von Interesse. Der Lage, Höhe und großen Fläche des Behälters entsprechen sehr erhebliche Winddrücke, die vom Traggerüst auf das Fundament zu übertragen sind. Als Winddruck sind  $150 \text{ kg/m}^2$  angenommen, sodaß sich  $80 \text{ t}$  auf die Langseite des Behälters ergeben. Die Winddrücke auf die Stützen sind dagegen verschwindend, aber doch in der genauen Berechnung berücksichtigt. Das Traggerüst besteht aus Stockwerkrahmen mit 4 ungleichen Geschossen. Auf jedes entfallen  $80/7 \text{ t}$ . Eine Berechnung nach der Elastizitätstheorie würde die Berech-

nung von 24 unbestimmten Größen erfordern. Die Ritter'sche Methode setzt voraus, daß sämtliche Knotenpunkte zwar frei drehbar, aber unverschiebbar gelagert sind, was abgesehen von den Fußpunkten tatsächlich nicht zutrifft. Straßner behandelt in seinen „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“ zwar diesen Belastungsfall, sein Verfahren ist aber einerseits schwer verständlich, andererseits aber auch nur dann durchführbar, wenn der Einfluß der Kräfte von einem Stockwerk auf das andere sich derart rasch ändert, daß nur die Kräfte des nächsten Stock-

werkes (nach unten und oben) berücksichtigt zu werden brauchen. Das trifft hier aber ebenfalls nicht zu. Das Verfahren ist also nicht genau genug. Es ergaben sich Abweichungen von rd. 50% gegen das später angewendete genauere Verfahren. Letzteres entspricht dem in den Mitteilungen 1920, No. 10 und 11 entwickelten, sodaß hier auf ein näheres Eingehen verzichtet werden kann. Es hat sich als für die Praxis gut verwendbar erwiesen. Bei den hier vorhandenen 4-stöckigen Rahmen sind dabei 4 Verschiebungszustände zu untersuchen.

(Fortsetzung folgt.)

### Wanderversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in München. (Schluß)

**A**m Mittleren Isar-Werk sind die Arbeiten für verschiedene Lose bereits vergeben und eingeleitet. Von den 10 Losen sind bisher 6 an die Firmen Dyckerhoff & Widmann, Tiefbau- und Eisenbeton-Gesellschaft, Stöhr & Bauwens, Schramm & Krauss, Grün & Bilfinger übertragen. Eine Besichtigung der Anlagen konnte, wie gesagt, leider z. Zt. nicht stattfinden.

Es wurde jedoch eine andere im Bau befindliche Wasserkraftanlage bei München besucht und zwar das Kraftwerk Süd II an der Isar bei Thalkirchen, das die Stadtgemeinde München erbaut. Die Stadt besitzt bereits erhebliche Wasserkraft an der Isar, Leitzach usw., die zus. 17 000 PS leisten. Dazu kommen 17 400 PS Dampfreserven, sodaß im Ganzen 34 500 PS zur Verfügung stehen. Die Spitzenleistungen des Leitzachwerkes fügen dazu noch 11 000 PS hinzu. Im Winter führen Isar und Leitzach aber nur wenig Wasser, sodaß dann die Stadt stark auf ihre Dampfreserve angewiesen ist. Kohlennot und Kohlenpreise zwingen aber zu weiterem Ausbau der Wasserkraft. Am Amper und Mangfall ist solches in Aussicht genommen, das Südwerk II dagegen sichert eine weitere Ausnutzung der Isar. Es hat sich als zweckmäßig herausgestellt, dieses Werk dem vorhandenen Südwerk I, dessen Stauwehr bei Groß Hessele liegt, so anzuschließen, daß der Unterwasserkanal des alten Oberwasserkanal des neuen Werkes wird. Das alte Werk leistet durchschnittl. 3000 PS. Der Werkkanal des neuen ist auf eine Nutzwasserabführung von 70 m<sup>3</sup>/Sek. bemessen. Ein starker Hochwasserdamm in Stein- schüttung mit besonders gesichertem Fuß trennt ihn von der Isar. Das jetzige Hochwasser hat den im Bau befindlichen Damm streckenweise zerstört. Der Isarlauf selbst ist auf der ausgenutzten Strecke entsprechend zu räumen, da die Wasserbauverwaltung Abführung des gesamten Hochwassers in diesem fordert. Im Kraftwerk wird ein Gefälle von 4,2 m durch 4 Francisturbinen von je 2500 PS Leistung ausgenutzt. Die Turbinen sind, da sie nicht tief genug gestellt werden konnten, mit Saugkessel ausgerüstet, außerdem breit gestellt, sodaß an die Turbinenwellen gleich die Generatoren angehängt werden konnten. Den Unterwasserkanal des Südwerkes II bildet der große Stadtgraben, der die Stadttriebwerke speist. Es müssen von diesem daher stärkere Wasserstandsschwankungen fern gehalten werden. Unter den Generatorenschläuchen sind daher noch besondere Kanäle eingebaut, durch die mittels Heber ein Ausgleich bei hohem Stau möglich ist.

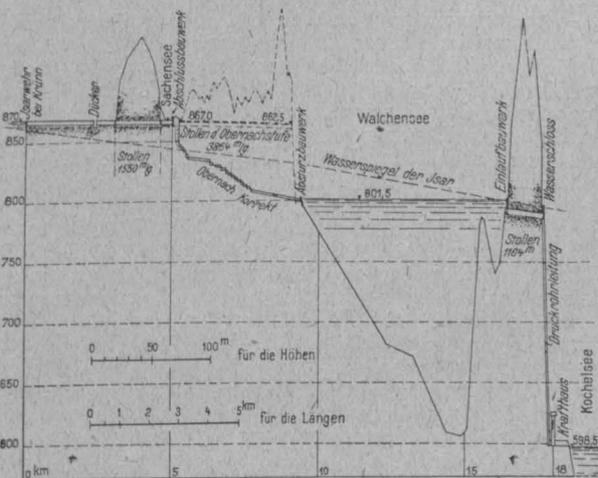
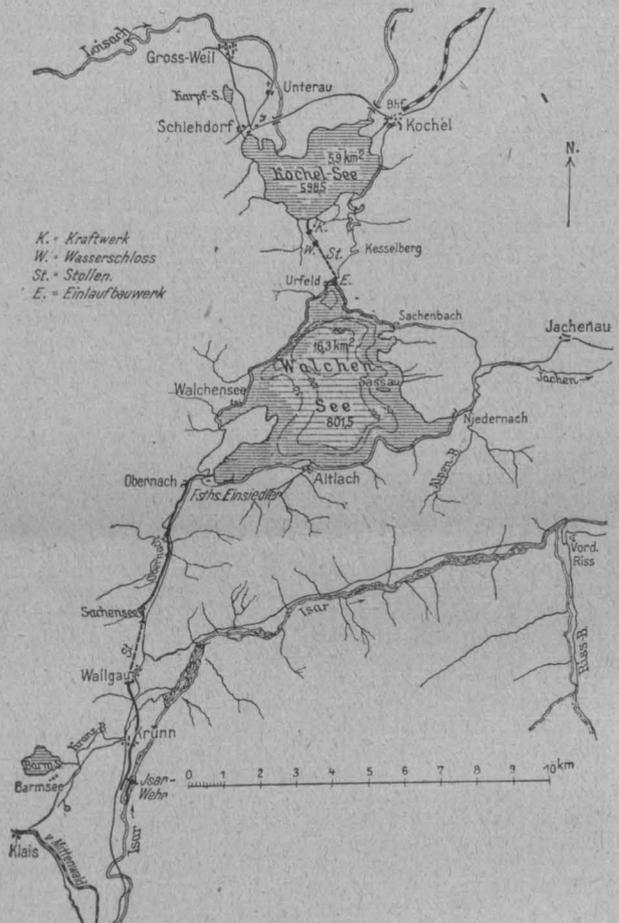
Im Bau befindlich war der H. W.-Damm. Während der Ausführung muß dem großen Stadtgraben dauernd eine Wassermenge von 34 m<sup>3</sup>/Sek. zugeführt werden, was durch ein Betongerinne geschieht, das sich auch bei Hochwasser gehalten hat. Trotz der Störung, die der Bau jetzt erlitten hat, hofft man im Frühjahr 1921 zwei Turbinenpaare in Gang bringen zu können.

Für später ist dann noch der Anschluß eines Südwerkes III geplant am Stadtgraben. Es lassen sich damit noch 34 m<sup>3</sup>/Sek. Nutzwasser mit 2—2,5 m Gefälle ausnutzen. An 2900 PS können hier noch gewonnen werden.

In der Ausführung bereits erheblich fortgeschritten ist das seit 1918 im Bau befindliche staatliche Walchensee-Kraftwerk, ein Hochdruckwerk mit außergewöhnlich hohen Spitzenleistungen, das außer in Schweden und Norwegen in Europa seines Gleichen nicht hat. Ueber die Vorgeschichte dieses Unternehmens ist in der „Deutschen Bauzeitung“ wiederholt berichtet worden.\*)

Das Werk nutzt außergewöhnlich günstige örtliche Verhältnisse aus, indem es der Isar Wasser entnimmt, die-

ses dem nur wenige Kilometer nördlich gelegenen Walchensee zuführt, der mit rd. 16 km<sup>2</sup> Oberfläche und bis 200 m Tiefe ein gewaltiges Speicherbecken abgibt, und dann das rd. 200 m betragende Gefälle zu dem nur 2 km weiter nörd-



Lage- und Höhenplan des Walchenseer Kraftwerkes.

lich gelegenen 6 km<sup>2</sup> großen Kochelsee ausnutzt, der durch die Loisach das Wasser der Isar wieder zuführt und als Ausgleichsweiher für die Wasserabführung dient. Da der Walchensee nur etwa 3 m<sup>3</sup> ständige Zuflüsse hat, so war die Anlage eines wertvollen Kraftwerkes nur möglich mit Hin-

\*) Vergl. 1908, S. 41 „Die Wasserkraft Bayerns“ mit den Plänen von Schmick, Donath, der Obersten Baubehörde; 1909, S. 393 ff die ausführliche Darstellung des Wettbewerbes um das Walchensee-Kraftwerk; 1910, S. 481 „Die Verwirklichung des Walchensee-Kraftwerkes“ mit der Regierungsvorlage; 1912, S. 61 „Die Wasserkraftausnutzung und Elektrizitäts-Versorgung in Bayern“.

zuziehung des Isarwassers. In der wasserarmen Zeit kann aber auch die Isar nur 5—6 m<sup>3</sup> abgeben, sodaß auch diese Wassermenge noch zu gering bleibt. Um das auf 12,5 m<sup>3</sup>/Sek. festgesetzte Nutzwasser gewinnen zu können, ist daher in den Zeiten unzureichenden Zuflusses, d. h. in den Wintermonaten eine Abzapfung des Walchensees erforderlich, der bis um höchstens 4,6 m abgesenkt werden soll, nach der Schneeschmelze in den Sommermonaten aber seinen gewöhnlichen Stand wieder erreicht, sodaß das Landschaftsbild dann unverändert ist. Bei 1 m Absenkung kann der Walchensee schon 16,5 Millionen m<sup>3</sup> abgeben. Bei der oben genannten Nutzwassermenge können ständig etwa 25 000 PS durch das Werk geleistet werden, die Spitzenleistung kann aber bei dem zunächst vorgesehenen Ausbau bis auf 144 000 PS, später sogar bis 168 000 PS gesteigert werden.

Die Anlage des Kraftwerkes, die wir in Lage- und Höhenplan wiedergeben, macht die Herstellung eines Stauwehres in der Isar bei Krünn nötig und von dort eine Zuleitung zum Walchensee bezw. der in diesen mündenden Oberrach; ferner ein Einlaufbauwerk am Walchensee zur Wasserentnahme und eine Regulierung des Seeabflusses in den Jachen. Vom Einlaufbauwerk führt ein Druckstollen durch den Kesselberg zum Wasserschloß oberhalb des Kochelsees, von wo eiserne Druckrohre das Wasser zum Kraftwerk leiten, dessen Unterwasserkanal in den Kochelsee mündet. Um die dem Kochelsee zufließenden größeren Wassermengen abführen zu können, ist unterhalb des Ortes Kochelsee zunächst ein Umgehungs kanal in den Kochelsee mündet. Um die dem Kochelsee zufließenden größeren Wassermengen abführen zu können, ist unterhalb des Ortes Kochelsee zunächst ein Umgehungs kanal in den Kochelsee mündet. Um die dem Kochelsee zufließenden größeren Wassermengen abführen zu können, ist unterhalb des Ortes Kochelsee zunächst ein Umgehungs kanal in den Kochelsee mündet.

Auf der Isar unterhalb Krünn muß infolge der starken Wasserentziehung die Flößerei eingestellt werden. Als Ersatz ist zwischen Tölz und Lenggries eine Lokalbahn, weiter aufwärts sind Waldbahnen anzulegen.

Die Kosten des Walchensee-Kraftwerkes waren für diesen Plan mit 20 Millionen M. veranschlagt, sie werden unter heutigen Verhältnissen nach Angabe des Vortragenden 200 bis 230 Millionen M. betragen. Trotzdem ist das Unternehmen für Bayern von höchstem wirtschaftlichem Wert. Die Eröffnung wird für 1922/23 erhofft.

Besucht wurde zunächst die Wehranlage bei Krünn, die von der Firma Buchner in Würzburg ausgeführt wird und zu etwa 45 % fertig gestellt war. Das eigentliche Wehr ist ein trapezförmiges festes Wehr aus Stampfbeton von 3,5 m Höhe (bei 3 m Stauhöhe) mit anschließendem Damm am rechten Ufer. Das Wehr ist auf Beton zwischen eisernen Spundwänden gegründet. Am linken Ufer ist ein Einlaufbauwerk zum Kraftkanal angeordnet, daneben ein als Walzenwehr von 10 m Lichtweite ausgebildeter Kiesdurchlaß. Bei der großen Breite der Isar war eine stückweise Ausführung unter entsprechender Verlegung der Wasserabfuhrungsrinne ohne Schwierigkeiten möglich. Das Betonmaterial wird an Ort und Stelle aus dem Flußbett gewonnen.

Vom Wehr führt ein etwa 3 km langer Werkkanal, der bei trapezförmigem Querschnitt für eine größte Wasserabfuhrung von 40 m<sup>3</sup>/Sek. berechnet ist, um Krünn und Wallgau herum. Boden und Wände sind mit Stampfbeton abgedichtet, unter dem Fensbach mit starker Geröllfuhrung ist der Kanal im Dücker hindurch geleitet. In 1,5 km Länge wird dann ein Höhenrücken zum Oberrach im Stollen durchbrochen, von dem etwa 600 m bereits im Vollausschub fertig gestellt waren. Der Stollen ist von beiden Seiten her angegriffen. Es wird mit Preßluft-Drehbohrern gebohrt; die Bohrleistung betrug z. Zt. in 24 Stunden 7 Bohrlöcher zu je 1,20 m Tiefe. Das Gestein ist ein sehr fester Dolomit.

Der haubenförmige Querschnitt erhält 30 cm starke Betonauskleidung. Bei 4 m Sohlenbreite hat der Stollen 3,8 m Höhe. Hinter dem Stollen tritt der Werkkanal gleich in den kleinen Sachensee ein, der mit weichen Schuttmassen angefüllt ist, sodaß zur Herstellung der Kanalrinne Steindämme hindurch geschüttet werden mußten. Da die Stollensohle unter der alten Seesohle liegt, mußte der See durch Aussprengung eines Ablaufes zunächst trocken gelegt werden, um diese Arbeit ausführen zu können. Er wird später wieder angestaut, um als kleines Ausgleichsbecken zu dienen. Am unteren Seeende ist, wie der Höhenplan des Kraftwerkes zeigt, ein Abschlußbauwerk in Beton erbaut. Zunächst wird das Wasser durch den auf 1,7 km Länge zu korrigierenden Lauf der Oberrach dem Walchensee unmittelbar zugeführt. Später sollen bis zu 16 m<sup>3</sup>/Sek. durch einen zweiten 4 km langen Stollen zum Forsthaus Einsiedler am Walchensee geführt und dort soll durch Anlage eines kleinen Kraftwerkes eine Gefällstufe von etwa 61 m Höhe ausgenutzt werden. Es können dort noch etwa

10 000 PS Höchstleistung gewonnen werden. Die Arbeiten unterhalb des Sachensees sind der Firma Edwards & Hummel in München übertragen.

Besucht wurde dann das Einlaufbauwerk am Walchensee, das nebst Druckstollen, Wasserschloß, Unterbau der Druckrohre zum Krafthaus und Gründung des letzteren der Fa. Rud. Wölle in Leipzig übertragen ist. Das Einlaufbauwerk in dem Seezipfel bei Urfeld sollte anfangs zwischen Spundwänden unter Wasserhaltung ausgeführt werden, was sich aber wegen starken Wasserandranges als unmöglich erwies, da das Bauwerk auf einen stark durchlässigen Schuttkegel zu stehen kommt. Es wurde daher in der Richtung des Druckstollens zunächst über Wasser ein Stollen bis zu genügender Tiefe in den Berg vorgetrieben und dann wurden in geringem Abstand hintereinander 2 Schächte bis unter die zukünftige Druckstollensohle abgesenkt, in die nachher die beiden Regulierungsschütze eingebaut werden. Erst nachdem das geschehen und der Druckstollen ausgebaut ist, wird nach vorn vorgebrochen. Das vom Walchensee in die Baugrube eindringende Wasser kann dann durch den Stollen mit natürlichem Gefälle abfließen und es wird nun möglich sein, die Baugrube trocken zu legen. Z. Zt. des Besuches war der eine Schacht bis Oberkante Druckstollen abgesenkt. Das Einlaufbauwerk soll eine regelmäßig wiederkehrende Absenkung des Walchensees zunächst um 4,6 m gestatten, sie kann aber später auf 6,2 m gesteigert werden. Nach geringfügiger Umänderung des Bauwerkes würde sogar eine Absenkung bis 8 m, also eine entsprechende Steigerung der Leistung des Werkes zu erreichen sein. Einstweilen ist aber die kleinste Zahl als höchste zulässige Absenkung festgesetzt.

Der Druckstollen durch den Kesselberg hat 1164 m Länge und 25 m<sup>2</sup> Querschnitt. Bisher waren etwa 486 m vom Wasserschloß her vorgetrieben. Der Stollenquerschnitt ist für eine größte Wasserabfuhrung von 60 m<sup>3</sup> bemessen. Er liegt durchweg in gutem, dichtem Dolomit, sodaß nur an wenigen Stellen ein Ausbau nötig wurde. Die Schichten sind außerdem nach dem Kochelsee zu stark geneigt, sodaß vom Walchensee her kein Wasser in den Stollen eindringt. Die Bohrung erfolgt ebenfalls mit Druckluft-Drehbohrern. Als Sprengstoff wird Astralit, Dynamit, Gelatine verwendet.

Das Wasserschloß, das einen rechteckigen Grundriß erhalten hat und gegen 10 000 m<sup>3</sup> faßt, ist mit seiner Hinterseite in den Fels eingesprengt. Es hat die Aufgabe, Rückstöße aus den Turbinenleitungen bei deren Absperrung aufzunehmen, außerdem soll es bei starker Beanspruchung des Werkes auf kurze Zeit auch einen verstärkten Wasserzufluß ermöglichen. Nach vorn wird das Wasserschloß durch eine 28 m hohe Betonsperrmauer abgeschlossen, die 15 m Sohlenbreite erhält. Die Decke wird in Eisenbeton ausgekleidet. Der Fels wird in 50 cm Stärke mit Beton verkleidet. Das aus dem Ausbruch des Stollens und Wasserschlosses gewonnene Steinmaterial wird an Ort und Stelle mit Steinbrechern zu Schotter für die Betonherstellung verarbeitet. Am Arbeitsplatz sind diese sowie Betonierungsanlagen, Schuppen und Kantine für die Arbeiter aufgestellt, während an der Kesselbergstraße Wohnbaracken für die Arbeiter angelegt sind.

Vom Wasserschloß führen 6 Druckrohre in Eisen von 2 m Durchmesser zu den Turbinen. Sie ruhen auf Betonklötzen. Die Herstellung des Unterbaues erwies sich, da der feste Fels mit viel losem Material überdeckt ist, als umfangreicher als zunächst angenommen.

Am Fuß des Berghanges wird das Krafthaus errichtet, zu dem die Arbeiten noch nicht angefangen sind. Es sind hier bisher nur Baracken und Betriebsanlagen für den Bau aufgestellt. Im Krafthaus sollen 4 Paare von Turbinen Platz finden, von denen je 2 auf einer Welle sitzen. Es sind 4 Francis-Turbinen von je 24 000 PS Höchstleistung vorgesehen, die Drehstrom für Licht und Kraft erzeugen und an das Bayernwerk abgeben sollen, ferner 4 Pelton-Turbinen von je 18 000 PS zur Erzeugung von Gleichstrom für den Bahnbetrieb. Für die baukünstlerische Ausgestaltung dieses Werkes war bekanntlich im Vorjahr ebenfalls ein Wettbewerb ausgeschrieben, der sich auch auf die übrigen in die Erscheinung tretenden Bauwerke erstreckte, denn es soll bei der Durchführung des Werkes Alles geschehen, um eine Störung der Landschaftsbildes zu verhüten.

Vom Krafthaus führt ein offener Unterwasserkanal zum Kochelsee.

An den sämtlichen Baustellen wurden z. Zt. des Besuches etwa 1400 Arbeiter beschäftigt und zwar ausschließlich Bayern, da die Arbeiten als Notstandsarbeiten betrieben werden.

Die Wanderversammlung hat mit ihren Vorträgen und Besichtigungen bei allen Teilnehmern jedenfalls einen ausgezeichneten Eindruck hinterlassen. — Fr. Eiselen.

# Die Berechnung des einhäufigen Rahmens mit ansteigendem Balken.

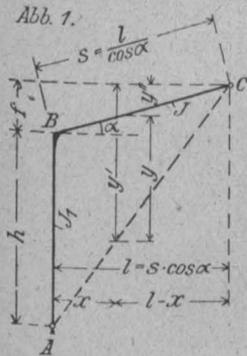
Von Ober-Ingenieur Hans Spiller in Dresden.

In einem früheren Aufsatz No. 13, S. 81, Jahrg. 1918 der „Mitteilungen“ ist die statische Untersuchung eines Zweigelenrahmens mit geknickter Balkenachse eingehender behandelt worden. Im Folgenden soll zu der Berechnung des einhäufigen Rahmens mit ansteigendem Querriegel geschritten werden. Die s. Zt. angeführte Ableitung für den Horizontalschub als einzige statisch Unbekannte behält auch hier Gültigkeit. Es ergab sich:

$$x_a = H =$$

$$\frac{\int M_o y ds \cdot \frac{J_m}{J_y} + \int N_o \cos \alpha ds \cdot \frac{J_m}{F} + \epsilon E J_m \int t \cos \alpha ds}{\int y^2 ds \cdot \frac{J_m}{J} + \int \cos^2 \alpha ds \cdot \frac{J_m}{F}}$$

Das Zählerglied stellt das statische Moment der Momentenfläche des frei gelagerten gedachten Stabes auf die Rahmenachse, das Nennerglied das Trägheitsmoment des Rahmens selbst dar. Die Rahmenachse, Abbildung 1, liegt hier nicht in einer Wagrechten, sondern als Verbindungslinie A-C in einer Schrägen. Wenn, wie früher, das Verhältnis  $\frac{J_m}{J} = 1$  gesetzt und das kleine



Nennerglied  $\int \cos^2 \alpha ds = \frac{J_m}{F}$  vernachlässigt, ferner vorläufig die Glieder, die aus der Normalkraft und der Temperaturänderung herühren, ausgeschieden werden, so

ergibt sich die einfache Formel

$$x_a = H = \frac{\int M_o y ds}{\int y^2 ds}$$

Wir schreiten zur Ermittlung des Nennergliedes  $\int y^2 ds$ .

Für den Stiel A-B ist  $\int y^2 ds = \frac{J}{J_1} \cdot \frac{h^3}{3}$ ; für den

Balken B-C wird  $\cos \alpha = \frac{l}{s}$ ;  $l = s \cdot \cos \alpha$ .

Es verhält sich  $\frac{h+f}{l} = \frac{y'}{l-x}$  und daraus finden wir  $y' = \frac{(h+f) \cdot (l-x)}{l}$ .

Es ist ferner nach Abb. 1  $y'' = \frac{f}{l} \cdot (l-x)$  und  $y = y' - y''$ .

Die Werte für  $y'$  und  $y''$  eingesetzt ergeben:  $y = \frac{1}{l} (hl - xh)$

und  $y^2 = \frac{h^2}{l^2} (l^2 - 2lx + x^2)$ . Dann ist

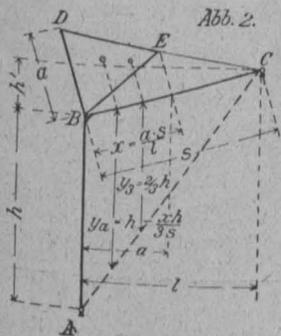
$$\int_B^C y^2 ds = \int y^2 \frac{dx}{\cos \alpha} = \frac{sh^2}{l^3} \left( l^3 - \frac{2l \cdot l^2}{2} + \frac{l^3}{3} \right) = \frac{sh^2}{3}$$

$$\int_A^C y^2 ds = \frac{J}{J_1} \cdot \frac{h^3}{3} + \frac{sh^2}{3} = \frac{h^2}{3} \left( \frac{J}{J_1} \cdot h + s \right)$$

Damit ist das Nennerglied und mit ihm das Trägheitsmoment des Rahmens gefunden.

Ermittlung des Zählergliedes:  $\int M_o y ds$ .

Um die Einflußliniengleichung für lotrechte Lasten zu erhalten, denken wir uns den Querriegel im Abstand a von A-B mit einer Last P=1 belastet. Das statische Moment der Momentenfläche erhalten wir sodann aus der Differenz der Flächen BCD und BDE wie folgt nach Abbildung 2.



$$\frac{h+h'}{l} = \frac{y'_s}{2/3 l}; y'_s = \frac{(h+h') \cdot 2/3 l}{l}$$

$$\text{und } y''_s = 2/3 h'$$

Es wird ferner der Abstand des Schwerpunktes im Dreieck BCD von der Achse A-C  $y_s = 2/3 h$  und für das Dreieck

$$BCD \text{ ist } \int M_o y ds = \frac{s \cdot a}{2} \cdot \frac{2}{3} h = \frac{s a h}{3}$$

Es verhält sich:  $\frac{x}{s} = \frac{a}{l}$ ;  $x = \frac{a \cdot s}{l}$  und  $\frac{h}{s} = \frac{y_a}{n}$ .

Wenn man mit n den Abstand von C bis  $\frac{x}{3}$  bezeichnet, also

$$s - \frac{a s}{3 l} = s - \frac{x}{3} \text{ setzt, so folgt daraus:}$$

$$y_a = \frac{h (3s-x)}{3} = h - \frac{xh}{3s}, \text{ und für das Dreieck } BCD \text{ ist}$$

sodann  $\int M_o y ds = a \cdot \frac{as}{2l} \left( h - \frac{xh}{3s} \right)$ ; setzt man darin

$$x = \frac{as}{l} \text{ so ergibt sich } \int M_o y \cdot ds = \frac{a^2 sh}{2l} - \frac{a^3 s^2 h}{6s^2}$$

Das gesamte Zählerintegral nach Potenzen von a geordnet wird demnach:  $\int M_o y ds = \frac{s \cdot h}{3} \cdot a - \frac{sh}{2l} \cdot a^2 + \frac{sh}{6l^2} \cdot a^3 =$  Einflußliniengleichung. Demnach der Horizontalschub:

$$H = \frac{\frac{sh}{3} \cdot a - \frac{sh}{2l} \cdot a^2 + \frac{sh}{6l^2} \cdot a^3}{\frac{h^2}{3} \left( \frac{J}{J_1} \cdot h + s \right)}$$

Weitere Vereinfachungen können beliebig vorgenommen werden. Ist die Belastung gleichmäßig = p erteilt, so braucht man nur zur Erhaltung der Einflußliniengleichung in den Grenzen von 0-l zu integrieren,

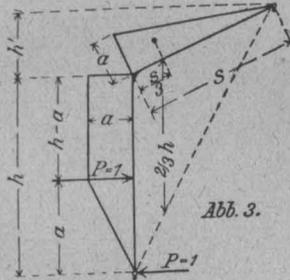
$$\int_0^l M_o y ds = p \left( \frac{sh}{3} \cdot \frac{l^2}{2} - \frac{sh}{2l} \cdot \frac{l^3}{3} + \frac{sh}{6l^2} \cdot \frac{l^4}{4} \right) = p \cdot \frac{sh}{24} \cdot l^2$$

Zu dem gleichen Ergebnis gelangt man auch, wenn man von der Momentenfläche des frei aufliegenden Trägers

$$\text{ausgeht: } \int_0^l M_o y ds = \frac{p \cdot l^2}{8} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{2} = p \cdot \frac{sh l^2}{24}$$

Einflußliniengleichung für wagrechte Lasten:

Nach Abb. 3 wirke eine Einzellast P=1 am Stiel. Es ist:



$$\int M_o y ds = a \cdot \frac{a}{2} \cdot \frac{2}{3} a + a \cdot (h-a) \cdot \left( a + \frac{h-a}{2} \right) + \frac{a \cdot s}{2} \cdot \frac{2}{3} h$$

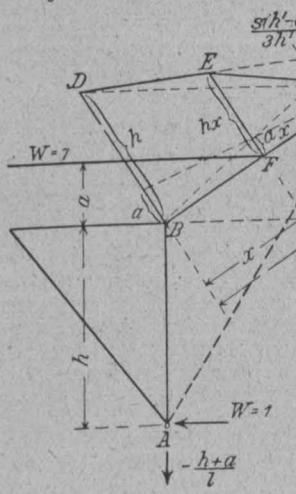
$$= \frac{J}{J_1} \cdot \frac{a^3}{3} + \frac{J}{J_1} \cdot \frac{a h^2}{2} - \frac{J}{J_1} \cdot \frac{a^3}{3}$$

$$\frac{a^3}{2} + \frac{as}{3} \cdot h = P \left( \frac{sh}{3} \cdot a + \frac{J}{J_1} \cdot \frac{h^2 a}{2} - \frac{J}{J_1} \cdot \frac{a^3}{6} \right)$$

Ist die Last über den Stiel gleichmäßig = w verteilt, so braucht man nur in den Grenzen 0-h zu integrieren =

$$\int_0^h M_o y ds = w \left( \frac{sh}{3} \cdot \frac{h^2}{2} + \frac{J}{J_1} \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h^2}{2} - \frac{J}{J_1} \cdot \frac{1}{6} \cdot \frac{h^4}{4} \right)$$

$$= w \left( \frac{sh^3}{6} + \frac{5}{24} h^4 \cdot \frac{J}{J_1} \right)$$



Liegt der Angriffspunkt der wagrechten Last = 1 im Querriegel, so entstehen an der Lastangriffsstelle Momente von der Größe  $1 \cdot (h+a)$ ; (Abbildung 4). Wie aus der Abbildung 4 ersichtlich, hat hier die Einflußfläche die Form eines unregelmäßigen Vierecks. Sind die anteilmäßigen Ordinaten  $h_x$  und  $a_x$  im Punkte

F festgelegt, so könnte die Lösung erfolgen. Bei der Addition der Momentenflächen erscheint jedoch praktisch dieser Weg nicht gangbar. Wir ermitteln daher noch die Höhe  $G C$ . In übersichtlicher Weise entstehen sodann Dreiecksflächen, die auf der Riegelänge  $s$  basieren und deren Höhen durch einfache Ausdrücke in Beziehung von  $h$  und  $h'$  bestimmt sind. Es gelten folgende Proportionen:

1.  $\frac{h'}{s} = \frac{a}{x}; x = \frac{a \cdot s}{h}$
2.  $x' = s - \frac{a \cdot s}{h'} = \frac{s(h' - a)}{h'}$
3.  $\frac{a}{s} = \frac{a_x}{x'}$ , und  $\frac{z}{s} = \frac{a_x}{x}$
4.  $z = \frac{s a (h' - a)}{h'} \cdot \frac{h'}{a \cdot s} = h' - a$ ;

damit ist die Momentenfläche  $B D E C$  bestimmt. Es errechnen sich die Schwerpunktsabstände der Dreiecksflächen  $B D C$ ,  $D C G$ ,  $E C G$  von der Rahmenachse  $A-C$ .

$$\text{Dreieck } B D C \quad y_1 = \frac{2h}{3}$$

$$\text{Dreieck } D C G \quad y_2 = \frac{h}{3}$$

$$\text{Dreieck } E C G \quad y_3 = \frac{h(h' - a)}{3h'}, \text{ da } \frac{h}{s} = \frac{y_3}{s(h' - a)}$$

Wir schreiben nunmehr den Integralwert an:

$$\int_0^a M_o y ds = \frac{J}{J_1} \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \frac{2}{3} h + \frac{sh}{2} \cdot \frac{2}{3} h + \frac{s(h' - a)}{2} \cdot \frac{h}{3}$$

### Vermischtes.

**Neubearbeitung der Bestimmungen für Eisenbeton.** Der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“ hat einen Arbeitsausschuß, dessen Aufgabe es ist, unter Berücksichtigung der seit dem Erlaß der Vorschriften gemachten Erfahrungen die wahrgenommenen Mängel einzelner Bestimmungen zu beseitigen und gegebenenfalls der veränderten wirtschaftlichen Lage Rechnung zu tragen. Der „Deutsche Beton-Verein“ richtet an seine Mitglieder das Ersuchen, ihm von allen Erfahrungen und Wünschen Kenntnis zu geben, um diese geltend zu machen. Wir richten an unseren Leserkreis die gleiche Bitte. —

**Einwirkung von Kohle auf Beton.** In der ausländischen Tages- und auch Fachpresse erschienene Berichte allgemeiner Art über die angebliche Zerstörung von Betonbauten durch Kohle haben dem „Deutschen Beton-Verein“ zu einer Rundfrage unter seinen Mitgliedern Veranlassung gegeben, da Beton- und Eisenbetonbauten zur Lagerung von Kohlen im letzten Jahrzehnt in immer steigendem Maße angewendet worden sind. Die Umfrage hat ein reiches Material über ausgeführte Bauten dieser Art gebracht, das mit einer einzigen Ausnahme nur beste Erfahrungen über die Bewährung des Betons zu solchen Bauten feststellt, und zwar gilt das nicht nur für Kohlenilos mit mehr oder weniger trockener Kohle sondern auch für Kohlenwäschchen mit breiligem Kohleschlamm. Die Ausführungen, die hierbei in Betracht kommen, reichen z. T. bis in das Jahr 1905 zurück. Der Beton ist dabei nur in einem einzigen Fall mit einem Schutzanstrich versehen gewesen, während er im übrigen nur mit Zementputz versehen, oder abgeglättet, z. T. sogar schalungsrauh gelassen war. Irgendwelche Zerstörungserscheinungen an den von der Kohle berührten Flächen sind nicht vorgefunden worden.

In dem einen Fall, in dem Zerstörungserscheinungen beobachtet worden sind, handelt es sich um einen außergewöhnlichen Fall, nämlich um Lagerung von Feinkohle hohen Schwefelgehaltes in einem Kohleturm, wobei gleichzeitig auch noch der Feuchtigkeitsgrad und Salzgehalt ein hoher war. Der Innenraum des Turmes war mit Zementmörtel geputzt, der am unteren Ende der Trichterfläche wasserdicht abgeglättet war. Nach 4-jährigem Betrieb zeigten sich an der Außenseite der freihängenden Trichter Zerstörungserscheinungen, der Beton war erweicht und fiel ab, auch waren die Eisen angerostet. Die Zerstörung ist ausgegangen von dem nicht ganz dichten Anschluß des Betons an den eisernen Auslaufschieber, die übrigen, mit einem wasserdichten Putz versehenen schrägen Bodenflächen wurden nicht angegriffen. Bei gutem Anschluß an den Trichterauslauf und bituminösem Anstrich wären wohl auch in diesem Ausnahmefall, wo eine Reihe ungünstiger Umstände zusammen trafen, Schäden vermieden worden.

Jedenfalls können aber Gefahren überhaupt nur eintreten, wenn Kohle mit hohem Schwefelgehalt lange Zeit ruhig gelagert wird unter gleichzeitiger Anwesenheit höheren

$$- \left[ (h' - a) \cdot \frac{s(h' - a)}{2h'} \cdot \frac{h(h' - a)}{3h'} \right]$$

$$= 1 \cdot \left( \frac{J}{J_1} \cdot \frac{h^3}{3} + \frac{s h^2}{3} + \frac{a s h}{3} - \frac{a^2 s h}{2h'} + \frac{a^3 s h}{6h'^2} \right)$$

Ist die Last über den Querbalken gleichmäßig  $= w$  verteilt, so wird analog wie vorher bei Integration in den Grenzen von  $0-h'$

$$\int_0^{h'} M_o y ds = w \left( \frac{J}{J_1} \cdot \frac{h^3}{3} + \frac{s h^2}{3} + \frac{s h h^2}{6} - \frac{s h h^3}{6h'} + \frac{s h h^4}{24h'^2} \right)$$

$$= w \left( \frac{J}{J_1} \cdot \frac{h^3}{3} + \frac{s h}{24} (8h + h^2) \right)$$

Zur Ermittlung des Horizontalschubes sind alle diese ermittelten Gleichungen nur noch durch das Nennerglied

$$= \frac{J}{J_1} \cdot \frac{h^3}{3} + \frac{s h^2}{3}$$

$$H_w = \frac{w \left( \frac{J}{J_1} \cdot h + s + \frac{s h^2}{8h} \right)}{\left( \frac{J}{J_1} h + s \right)}$$

Bezeichnet man mit  $\Delta l$  die Zunahme der Querriegellänge durch Erwärmung, so ist  $\Delta l = w t l = 0,0001 \cdot 15^\circ \cdot l$

$$H_t = \frac{3 w t l \cdot J \cdot E}{h^2 \left( \frac{J}{J_1} h + s \right)}$$

Im Übrigen wird auf das bereits behandelte Beispiel in No. 13, Jahrg. 1918 der „Mitteilungen“ verwiesen. —

Feuchtigkeitsgehaltes, da dann aus dem Schwefel schweflige und Schwefel-Säure entstehend können, die den Beton angreifen und zu Gipstreiben Veranlassung geben können.

Daß köhlige Beimengungen in den Zuschlägen des Betons von Nachteil sein können, indem sie eine blähende Wirkung ausüben, zu örtlichen Absprengungen im Putz usw. Veranlassung geben können, ist eine seit längerem gemachte Erfahrung. Zur Betonbereitung zu verwendender Kies und Sand soll daher nicht in Eisenbahnwagen verfrachtet werden, in denen vorher Kohle transportiert worden ist. Durch eine weitere Umfrage im Beton-Verein sollte festgestellt werden, ob aber auch größere innere Spannungen, die zu Rissen in Betonkörpern Veranlassung geben können, beobachtet sind. Das trifft nach den mitgeteilten Erfahrungen wohl für Braunkohle gelegentlich zu, nicht aber für Steinkohle. In der Oberfläche kann aber auch fein verteilte Beimischung von Steinkohle schädlich wirken, was namentlich bei Herstellung wasserdichten Putzes zu beachten ist. Hier muß ein Sand verwendet werden, der frei von jeder Kohlebeimengung ist. —

**Ein Kaminkühler in Eisenbeton,** bei dem auch die Kühleinrichtungen in Eisenbeton erstellt sind, ist von der Fa. Gebr. Huber, Breslau, für die Zementfabrik Groschwitz i. Schl. anstelle eines in kurzer Zeit baufällig gewordenen hölzernen Kühlbaues ausgeführt worden. (Ztschrft. d. V. D. I. 1920, No. 40 mit Abbild.) Der Bau besteht aus einem 13,5 m hohen Schlot in Form eines 2-geschossigen Pyramidenstumpfes von 8,5 · 5,7 m Grundfläche in Stiefrahmenkonstruktion. Seitlich schließen sich noch niedrigere Pultdächer an, die den Rest des 15 m langen Beckens überdecken. Die Seitenwände der letzten sind mit Betonsteinen ausgefacht, in deren Lagerfugen Eisen eingelegt sind. Die Lüftungsöffnungen in den Seitenwänden sind mit Eisenbeton-Jalousie-Brettern geschlossen. Die Pultdächer sind mit Eisenbetondielen abgedeckt.

Die Kühlvorrichtung besteht aus einem im Sammelbehälter aufgestellten Gerüst aus Stielen und Riegeln mit im Höhenabstand von 80 cm eingeschobenen Filterplatten aus Bimsbeton von 4 cm Dicke, die mit 5 cm breiten Lüftungen verlegt sind. Durch Eisenbetonrinnen wird das heiße Wasser der obersten Plattenlage zugeführt, sickert durch, tropft auf die nächstfolgende Filterlage, auf der es zerstäubt, wieder durchsickert usw. Diese Anlage ist ganz aus fabrikmäßig hergestellten Teilen wie eine Holzkonstruktion im Bau zusammengesetzt. Bauzeit der ganzen Anlage 8 Wochen. —

Inhalt: Verschiedene hervorragende während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten der A.-G. Wayß & Freytag. — Wanderversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in München. (Schluß.) — Die Berechnung des einfüßigen Rahmens mit ansteigendem Balken. — Vermischtes. —

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

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

17. Jahrgang 1920.

NO 17.

### Verschiedene hervorragende während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten der A.-G. Wayß & Freytag. (Fortsetzung.)

Nach einem Vortrag, gehalten auf der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1920 von Bauinsp. a. D. Meisenhelder, Neustadt a. d. Haardt. Hierzu die Abbildungen auf S. 132 u. 133.



it der Ausführung des Wasserturmes ist im Dezember 1917 begonnen worden. Im Januar und Februar mußten die Betonierungsarbeiten wegen des starken Frostes unterbrochen werden. Es trat Kälte bis  $-10^{\circ}\text{C}$ . ein, ohne jedoch dem Behälter zu schaden. Am 18. März 1918 war der Turm im Rohbau fertig gestellt. Abbildg. 10 und 11

zeigen den Turm im gleichen Ausführungszustand, das eine Mal von der Schmal-, das andere Mal von der Lang-

seite gesehen. Die Säulen sind bis zum Tropfboden ausgeschalt. Der fertige Wasserturm ohne Ausmauerung der Gefache, in der Form, wie er jetzt in Benutzung steht, wurde in Abbildung 3 in No. 16. S. 124, bereits gezeigt.

In dem Wasserturm sind  $2700\text{ m}^3$  Beton und  $380\text{ t}$  Eisen eingebaut worden. Mit Rücksicht auf die damals herrschende Zementknappheit ist zur Ausführung ein möglichst magerer Beton verwendet worden in der Mischung 1 : 6 für den Behälter, 1 : 7 für die übrige Konstruktion. Um die erforderliche Festigkeit trotzdem zu erzielen, mußten die Zuschlagstoffe mit besonderer Sorgfalt ausgesucht und zusammen gesetzt werden. —

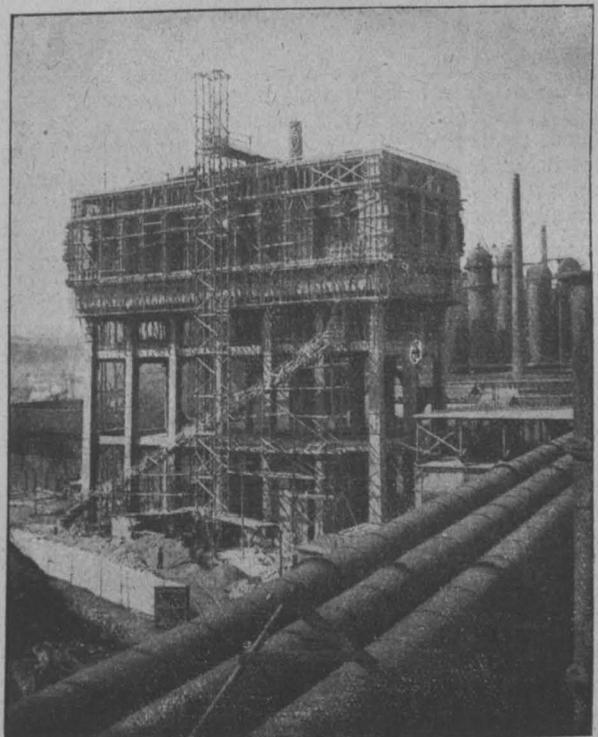
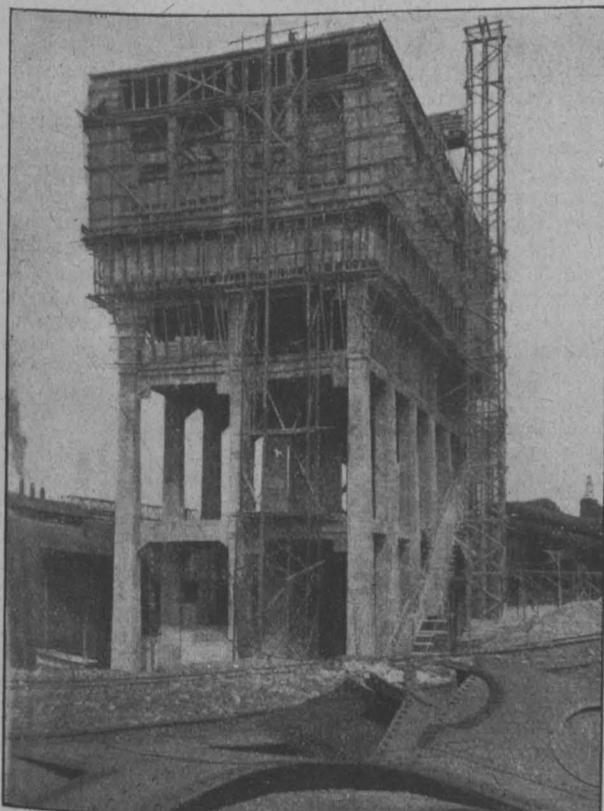


Abbildung 10 u. 11. Wasserturm zu Völklingen während der Bauausführung vom Kopf und der Langseite.

## II. Flugzeughallen bei Muggensturm in Baden.



m Jahre 1917 bestand bei der Heeresverwaltung der Plan, am Oberrhein in Abständen von 30 km vollständig ausgerüstete Flugzeughäfen mit Werften und Flugzeughallen zu errichten. Zunächst wurden 6 Flugzeughallen in Eisenbeton für den Flugzeughafen Muggensturm ausgeschrieben, da Profileisen wegen der

hohen Kosten damals überhaupt nicht in Frage kam. Trotz der für Eisenbeton außergewöhnlich großen Stützweiten brachte diese Ausführungsweise Ersparnisse mit sich.

Zu überdecken war, wie aus Abb. 12, S. 133 hervorgeht, ein Raum von 22 m Breite bei 66 m Länge, der ohne jede inneren Einbauten bleiben mußte. Die eine Längswand wurde zur Einfahrt der Flugzeuge in 3 große Türöffnungen aufgelöst, zwischen denen nur 2 schmale Stützen angeordnet werden konnten, sodaß sich also eine Einteilung der Halle in 3 Räume von 22 · 22 m Grundfläche ergibt.

fläche stark hervor, namentlich über den Seitenteilen der Halle, deren innerer Luftraum durch diese ganze Anordnung stark herabgedrückt wird. Der Forderung guter Beleuchtung und Beheizbarkeit wird also durch diese Ausbildung in hohem Maße Rechnung getragen. Die Binder haben, wie Abb. 13 erkennen läßt, rechteckigen Querschnitt und recht beträchtliche Abmessungen. Die Höhe im Scheitel beträgt 2 m, die größte Breite am oberen Ende des Stiels sogar 3 m. Zwischen die Füße sind Sockelträger gespannt zur Aufnahme der Wandmauern, die 1 Stein stark in Schwemmsteinen hergestellt sind. Das Scheitelgelenk ist in üblicher Weise durch Zusammenführen der Eisenlagen gebildet. Eine Spiralbewehrung erhöht außerdem die Druckfestigkeit in der Gelenkfläche. Die Fußgelenke sind ähnlich ausgebildet. Die Fundamente übertragen einen Druck von höchstens 3 kg/cm<sup>2</sup> auf den Baugrund.

Die Ausbildung und Bewehrung der Hauptlängsträger ist in Abb. 14, S. 133, dargestellt.

Die Ausbildung der Nebenträger und der Dachfläche geht aus Abb. 15 hervor. Sie haben 8,7 m Stützweite zwischen den Hauptlängsträgern und kragen beiderseits je 3,76 m aus. Der wagrechte Teil

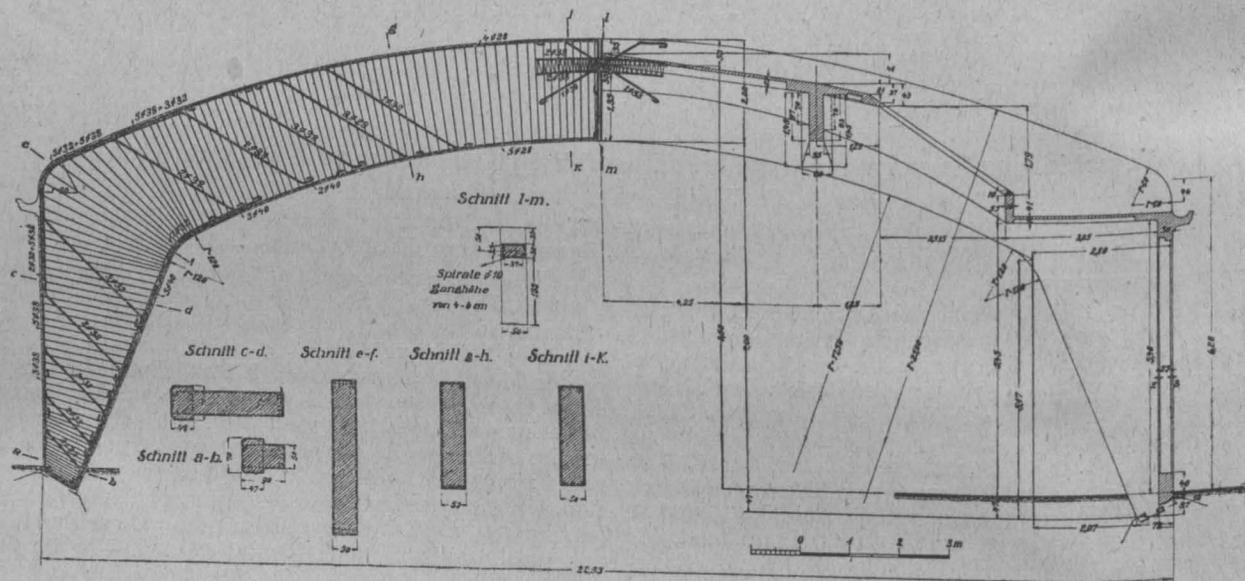


Abbildung 13. Binder der Flugzeughallen Muggensturm. (Dreigelenkbogen.)

Es wurden verschiedene Vorentwürfe aufgestellt, die aber teils in bezug auf die Beleuchtungsverhältnisse, teils auf die Größe des überdeckten Raumes, der mit Rücksicht auf Beheizbarkeit möglichst einzuschränken war, oder aber wegen der sich ergebenden Schwere der Konstruktion oder auch aus statischen Gründen nicht gefielen. Gewählt wurde schließlich die in Abb. 12 dargestellte Anordnung. Die Konstruktionsglieder der Halle bilden dabei 4 als Dreigelenkbogen von stark gedrückter Form ausgebildete Rahmenbinder von 22,2 m Stützweite, über die sich 2 durchlaufende Längsträger von je 22 m Feldweite spannen. Diese Längsträger bilden die Auflager von in 5,5 m Abstand verlegten Nebenträgern gekrümmter Gestalt mit beiderseits um je 4 m vorspringenden Kragarmen, die an den freien Enden wieder durch Längsträger verbunden sind. Ueber diese und die Längsträger in den Längswänden spannt sich beiderseits eine wagrechte Dachfläche, während das in Hohlsteinen hergestellte Dach im übrigen der oberen Begrenzung der Nebenträger erfolgt. Ueber deren Kragarmen sind Oberlichter angeordnet, die den ganzen Raum, vor allem auch den mittleren Teil der Halle, hell erleuchten. (Gegenüber dem Querschnitt in Abb. 12 ist also noch eine Veränderung des Entwurfes eingetreten.)

Aus statischen Gründen ist das Scheitelgelenk der Hauptbinder (ursprünglich waren nur Zweigelenkbögen vorgesehen), wie Abb. 13 zeigt, möglichst hoch, etwa in die Gegend, wo die Dachhaut anschließt, gelegt. Die Binder treten nach außen über die Dach-

fläche stark hervor, namentlich über den Seitenteilen der Halle, deren innerer Luftraum durch diese ganze Anordnung stark herabgedrückt wird. Der Forderung guter Beleuchtung und Beheizbarkeit wird also durch diese Ausbildung in hohem Maße Rechnung getragen. Die Binder haben, wie Abb. 13 erkennen läßt, rechteckigen Querschnitt und recht beträchtliche Abmessungen. Die Höhe im Scheitel beträgt 2 m, die größte Breite am oberen Ende des Stiels sogar 3 m. Zwischen die Füße sind Sockelträger gespannt zur Aufnahme der Wandmauern, die 1 Stein stark in Schwemmsteinen hergestellt sind. Das Scheitelgelenk ist in üblicher Weise durch Zusammenführen der Eisenlagen gebildet. Eine Spiralbewehrung erhöht außerdem die Druckfestigkeit in der Gelenkfläche. Die Fußgelenke sind ähnlich ausgebildet. Die Fundamente übertragen einen Druck von höchstens 3 kg/cm<sup>2</sup> auf den Baugrund.

Die Ausbildung und Bewehrung der Hauptlängsträger ist in Abb. 14, S. 133, dargestellt. Die Ausbildung der Nebenträger und der Dachfläche geht aus Abb. 15 hervor. Sie haben 8,7 m Stützweite zwischen den Hauptlängsträgern und kragen beiderseits je 3,76 m aus. Der wagrechte Teil der Dachfläche ist als Hohlkörperdecke ausgebildet und spannt sich quer zwischen die Längsträger der Fronten und der Kragarmenden, während sich die obere Dachfläche quer zwischen die Nebenträger spannt. Der noch etwas über die Hauptlängsträger hinausragende Teil ist dabei als Vollplatte ausgebildet, die gleichzeitig als Druckgurt für die Längsträger dient. Um Ribbildung infolge Formänderung der Dreigelenk-Binder zu verhindern, ist auch den übrigen Konstruktionsteilen freie Bewegungsmöglichkeit gegeben. Die Dachhaut ist im ersten Feld neben den Hauptbindern der Quere nach durchschnitten, ebenso die Längsträger am Fuß des Oberlichtes und das wagrechte Deckenstück. Das an den Hauptbinder anschließende Stück des Daches sowie des unteren Längsträgers wurde als Auskragung berechnet und durchgebildet. Die Hauptbinder stehen somit nur durch die oberen Hauptlängsträger mit der Dachhaut in Verbindung. Damit kommen immerhin noch Nebenspannungen in das Trägersystem und die Dachhaut, aber die Gefahr der Ribbildung in der Platte wird dadurch doch erheblich verringert. Tatsächlich sind auch Risse nicht vorgekommen.

Die Dachfläche ist als Hohlkörperdecke mit gebrannten Tonsteinen ausgeführt, die in regelmäßigem Verband verlegt wurden, da die Fläche ungeputzt nach unten sichtbar bleiben sollte. Die äußere Fläche ist abgeputzt und mit Dachpappe abgedeckt.

Die Abb. 16 u. 17, S. 132, geben einen Blick in das Innere der Halle wieder. Trotz der großen Abmessungen



schen Bodenarten. Es können da später durch einseitige Belastung und Verdrückung des Baugrundes, oder auch

durch wagrechte Kräfte (z. B. Winddruck) auf das Bauwerk, Schub- und Biegunskräfte auf die Pfähle einwirken, deren Größe man garnicht kennt.

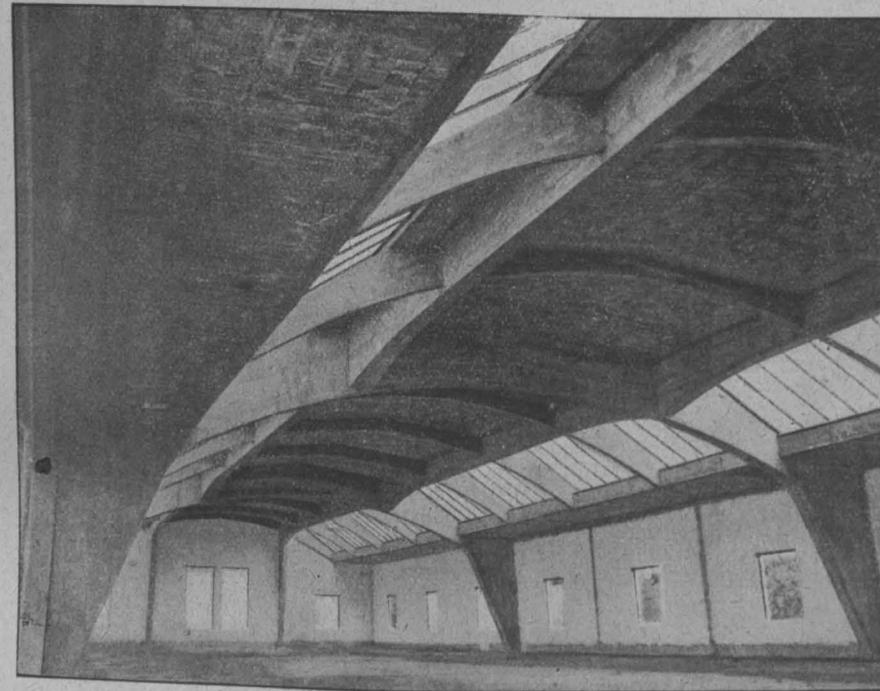
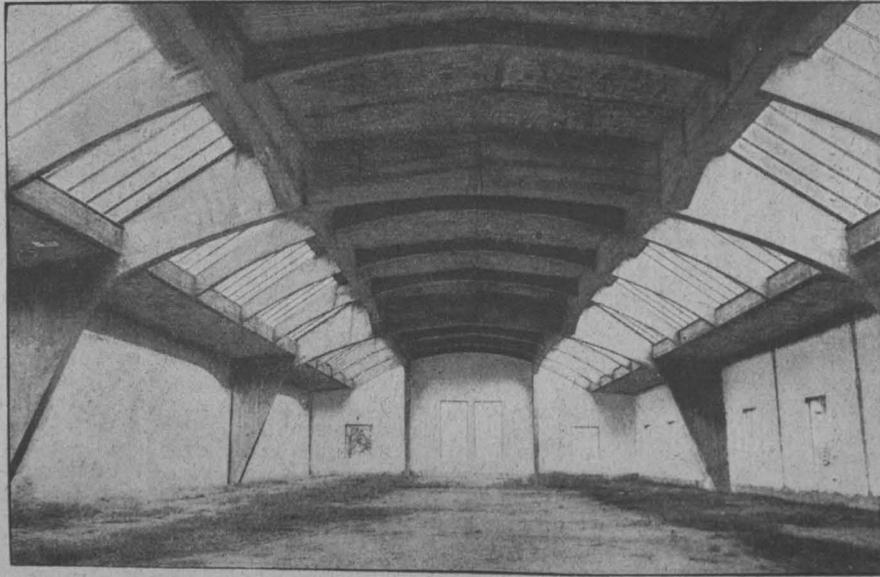
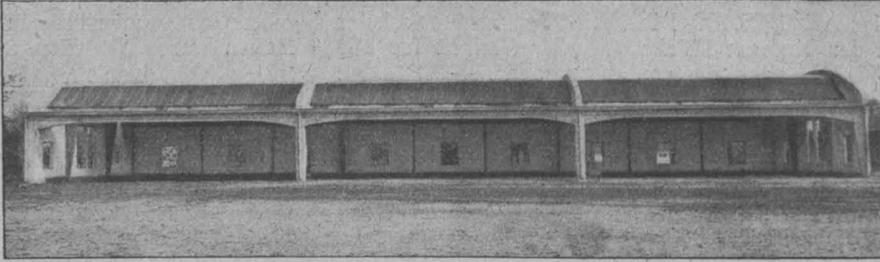


Abbildung 16—18. Flugzeughallen Muggensturm. Außen- und Innenansichten ohne die Tore. Verschiedene hervorragende während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten der A. G. Wayß & Freytag.

Ich verlange also für das Rohr dieselbe Festigkeit, wie für einen Holzpfehl vom Durchmesser gleich dem inneren Durchmesser des Rohres.

Wählt man die Beanspruchung für Holz zu  $s_h$ , für Eisen zu  $s_e$  kg/cm<sup>2</sup>, so ergibt sich aus der Formel:

$$\frac{\pi}{32} d^3 s_h = \frac{\pi}{32} \frac{D^4 - d^4}{D} s_e^*,$$

worin  $D$  den äußeren,  $d$  den inneren Rohrdurchmesser und zugleich den Durchmesser des Holzpfehles im Rohr bedeutet, die

$$\text{Blechstärke } \delta = \frac{D - d}{2}, \text{ für } s_h =$$

$= 100$	und $s_e = 1000$ kg/cm <sup>2</sup> ,
$d = 450$	$400$ $350$ $300$ mm
$\delta = 5,5$	$5,0$ $4,3$ $3,7$ mm.

Wählt man für Holz 80 kg, Eisen 1200 kg cm<sup>2</sup> Beanspruchung, so erhält man immer noch für  $d = 450$   $400$   $350$   $300$  mm  $\delta = 3,7$   $3,3$   $2,9$   $2,5$  mm, wobei für Abrostung keine Sicherheit geboten wird.

In Rücksicht auf die Abrostung rechnen wir in Lübeck mit Beanspruchungen von 100 und 1000 kg/cm<sup>2</sup>, wobei wir uns bewußt sind, daß wir bei einer Beanspruchung von 80 und 1200 kg cm<sup>2</sup> etwa 1,5 mm für Abrostung übrig haben.

Man wird vielleicht erwidern, daß man dem Abrosten durch einen guten Anstrich begegnen kann. Dies ist aber nur mangelhaft der Fall, denn erstens weiß man meistens nicht, wie der gewählte Anstrich sich in dem betreffenden Grundwasser bewährt und zweitens ist es ganz ungewiß, wie der Anstrich nach der Rammung noch aussieht. Soviel ist gewiß, daß ein Innenanstrich auf der Länge  $x$  (Abbildung 1) beim Aufbringen des Rohres auf den Pfahl bereits mehrfach beschädigt wird. Auf der Strecke  $y$  kann das Rohr inwendig ungestrichen bleiben, weil die Jungfer beim Tanzen während des Rammens die Farbe doch beschädigen würde und weil hier das Rohr durch den Zement des Eisenbetonaufsatzes gegen Rosten geschützt wird. Dieser Zementschutz wirkt aber auf den unteren Teil des Rohres nicht, denn da, wo das Holz so schließend in das Rohr paßt, daß beim Aufbringen die Farbe beschädigt ist, dringt meistens auch kein Zement mehr hinein, sodaß ein Abrosten von innen nach außen wenigstens stellenweise zu erwarten ist. Aber auch der Außenanstrich kann beim Rammen bereits durch das Scheuern

\*) Um bei größeren Rohren mit geringer Blechstärke das Widerstandsmoment auch mit dem Rechenschieber rechnen zu können, ändert man die Schreibweise der Formel für Ringquerschnitte zweckmäßig etwas ab. Setzt man  $D = d + 2\delta$ , so erhält man nach einiger Umformung für das Trägheitsmoment:  $J = \frac{\pi d^2}{4} \left( \frac{d \cdot \delta}{2} + \frac{3\delta^2}{2} + \frac{2\delta^3}{d} + \frac{\delta^4}{d^2} \right)$  und für das Widerstandsmoment:  $W = \frac{\pi d^2}{4} \left( \delta + \frac{\delta^2}{d} + \frac{2\delta^3}{d^2} - 2 \frac{\delta^4}{d^2 D} \right)$ , wo  $\pi \frac{d^2}{4}$  bekanntlich den Flächeninhalt des inneren Kreises bedeutet. Hierbei kann man die zwei letzten Summanden in der Klammer fast immer vernachlässigen, und für  $\delta = 5$  mm,  $d = 400$  mm bringt

auch der zweite Summand nur 1,23 % vom Ganzen (der dritte 0,031 %, der vierte 0,0038 %). Vernachlässigt man auch diesen Wert, so erhält man für vorliegenden Fall:  $\frac{\pi d^2}{4} \frac{d}{8} s_h = \frac{\pi d^2}{4} \delta s_e$  oder  $\delta = \frac{d s_h}{8 s_e}$  entsprechend für  $s_h = 100$ ,  $s_e = 1000$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\delta = \frac{d}{80}$  für  $s_h = 80$ ,  $s_e = 1200$  kg/cm<sup>2</sup>:  $\delta = \frac{d}{120}$ . Man könnte also rund  $\delta = \frac{d}{100}$  nehmen.

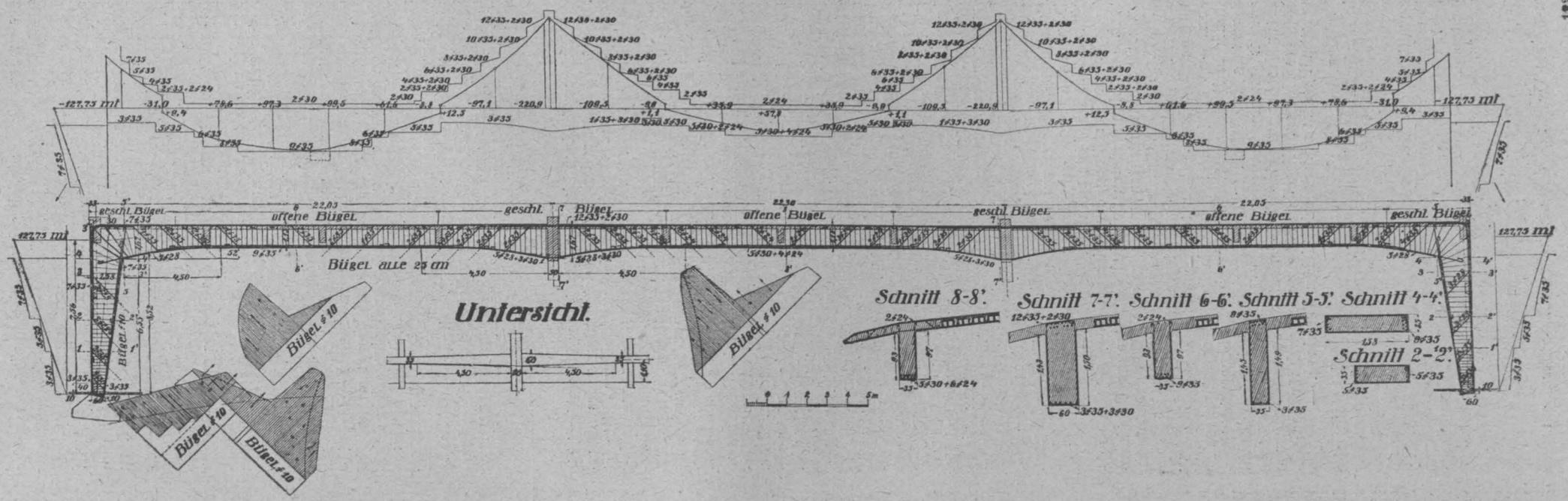


Abbildung 14. Ausbildung der durchlaufenden Hauptlängsträger.

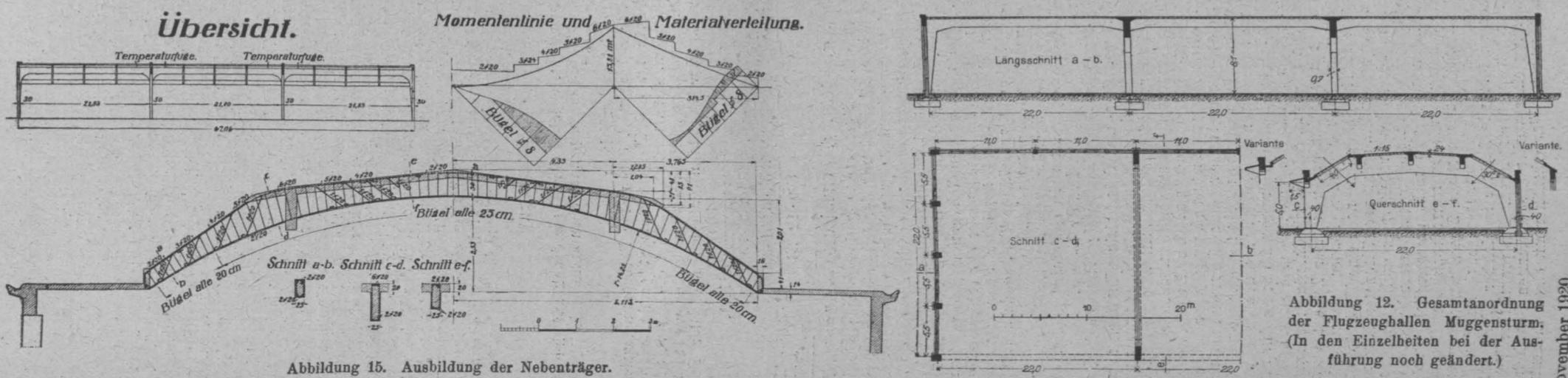


Abbildung 15. Ausbildung der Nebenträger.

Abbildung 12. Gesamtanordnung der Flugzeughallen Muggensturm. (In den Einzelheiten bei der Ausführung noch geändert.)

Verschiedene hervorragende während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten der A.-G. Wayß & Freytag. II. Flugzeughalle zu Muggensturm.

des umliegenden Erdreiches beschädigt werden, wenn das Rohr auf eine längere Strecke durch sandigen oder steinigen Boden zu räumen ist. Hinzu kommt, daß die Rohre gewöhnlich erst im letzten Augenblick entweder ungenügend oder frisch gestrichen zur Baustelle gelangen. Es ist deshalb auch in anderer Weise versucht worden, nach dem Durchrosten des Rohres noch eine gewisse Sicherheit zu behalten.

Dies ist in dem einen Fall dadurch geschehen, daß auf der Länge des Rohres und am Umfange des Pfahles gleichmäßig verteilt 4 Rundeisenstäbe von 20 mm Durchmesser mit eingelegt wurden. Der Kopf des Pfahles wurde deshalb auf der Länge  $x$  mit 4 Nuten versehen (siehe Abb. 3, S. 131). Die Eisen wurden vor dem Aufstülpen des Rohres in diese Nuten eingelegt und durch Krampen gehalten.

Die Arbeit ist etwas umständlich, die Weiterrammung mit den eingelegten Eisen nicht schön. Abb. 4, S. 131 zeigt, daß das Rohr im oberen Teil an den Stellen, wo die Eisen liegen, unrund geworden ist. Auch drängt durch die Nuten das Grundwasser im Rohr hoch, sodaß man diese nachher mit Putzwolle oder dergleichen abdichten muß, um im Trocknen betonieren zu können. Durch eine solche Dichtung der Nuten geht die Wahrscheinlichkeit, daß die Eisen auch im unteren Teil noch mit Zement umhüllt werden, verloren.

Auch ohne besondere Eiseneinlagen werden die Rohre nicht vollkommen dicht gegen das Grundwasser abgeschlossen. Die Dichtigkeit genügt aber vollständig, um beim Rammen das Spritzen des Wassers zu vermeiden und um nach einmaligem Auspumpen vor dem Betonieren den oberen Teil im Trocknen fertig stellen zu können.

### Vermischtes.

#### Sachverständigen-Liste des „Deutschen Beton-Vereins“.

Die als Anhang zu der Schiedsgerichtsordnung des „Deutschen Beton-Vereins“ gehörige Sachverständigen-Liste ist jetzt in neuer Fassung erschienen, die eine gegen früher abweichende Anordnung zeigt. Sie ist fortlaufend alphabetisch nach den Namen der Sachverständigen geordnet. Bei jedem Namen ist einerseits die Fachgruppe, andererseits der Bezirk angegeben, in welchem der Sachverständige vorwiegend tätig sein will. Es sind 9 geographische Bezirke und 9 Fachgruppen vorgesehen, nämlich: 1. Bezirke: Mittel-Deutschland I (Berlin, Brandenburg, Vorpommern); Mittel-Deutschland II (Sachsen, Prov. Sachsen, Anhalt und Thür. Staaten); Südost-Deutschland (Schlesien und Posen); Nordost-Deutschland (Ost- und Westpreußen, Vorpommern); Nordwest-Deutschland (Hannover, Schleswig-Holstein, Mecklenburg-Schwerin, Mecklenburg-Strelitz, Oldenburg, Braunschweig, Hamburg, Bremen, Lübeck); West-Deutschland (Rheinprovinz, Birkenfeld, Westfalen, Lippe-Detmold, Waldeck und Schaumburg-Lippe); Südwest-Deutschland (Hessen-Nassau, Hessen und Rheinpfalz); Süd-Deutschland I (Bayern); Süd-Deutschland II (Württemberg, Hohenzollern-Sigmaringen und Baden). 2. Fachgruppen: Stampfbeton-Bauten; Eisenbeton; Zementröhren und sonstige Kanalisationsgegenstände; sonstige Zementwaren und Betonwerksteine; Kanalisationsen und die damit in Verbindung stehenden Ausführungen; Statik der Beton- und Eisenbetonbauten; Tiefbau (Erd-, Ramm-, Gründungs-, Wasserbauarbeiten u. dergl.); Auslegung von Bauverträgen und -Angeboten; Baustoffe für Beton und Eisenbeton. Die Liste umfaßt z. Zt. 209 Namen.

Für die Vergütung der Leistungen der Schiedsrichter nach der angewendeten Zeit sind die Sätze der Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure 1920 angenommen, d. h. 12 M. für die Stunde, mindestens aber 30 M. Als Reiseaufwandsentschädigung sind entsprechend der G.-O. 40 M. für den Tag ohne, 60 M. mit Uebernachten angesetzt. Nachdem der AGO (Ausschuß für die Gebührenordnung) durch Rundschreiben vom 1. Juli 1920 eine Erhöhung des Stundensatzes bis 50 % als zulässig bezeichnet hat mit Rücksicht auf die jetzigen Teuerungsverhältnisse, hat der „Deutsche Beton-Verein“ für seine Schiedsrichter eine Erhöhung um 50 % beschlossen. Dieselben Sätze gelten auch für die Sachverständigen im schiedsgerichtlichen Verfahren. —

**Zum Aufsatz: „Wasserturm der Reichsstickstoffwerke in Piesteritz bei Wittenberg“.** In No. 13 der „Mitteilungen“ findet sich die Bemerkung: „Weitere kritische Erwägungen verursachte die statisch nicht eindeutig lösbare Frage nach Bewertung der Einspannung der Ringwand in die Sohle. Eine Berechnung der Einspannungsmomente nach den von Dr. Lewe in „Beton und Eisen“ 1915 Heft IV/V veröffentlichten Annahmen ergab zu große Werte gegenüber dem erfahrungsgemäß angenommenen Einspannungsgrad

$$\alpha = \frac{M_1}{M_0} = \frac{3900}{30000} = \frac{1}{7,7} = 0,13,$$

also dem Verhältnis des wirklichen Einspannmomentes zu

Bei späteren Anwendungen wurden anstatt der 4 Einlegeisen 2—4 Längseisen von 60 · 12 mm mit dem Rohr und den Verstärkungsringen vernietet. Durch diese Längsverstärkung kann man das Rohr mittels größerer Kraft durch den Rammhären mit untergelegter schmiedeeiserner Platte über den Pfahlkopf drücken. Ferner dienen diese Flacheisen dazu, eine aufzusetzende Eisenkonstruktion mit dem Blechmantel zu verschrauben (siehe Abbildung 5, S. 131) und endlich war natürlich der Hauptzweck, nach dem Durchrosten des Bleches noch eine gewisse Verbindung zwischen dem oberen und unteren Teil des Pfahles zu haben. Diese Verbindung würde aus den 3 Verstärkungsringen und den damit vernieteten Längseisen bestehen. Ob dieses Gerippe große Biegungskräfte aufnehmen kann, ist mit Sicherheit nicht anzugeben, weil man nicht weiß, wie fest der untere Ring den Pfahl umschließt. Allerdings kann man den Pfahl an dieser Stelle etwas dicker lassen und den Ring beim Ueberstülpen fest aufschlagen. Auch könnte man über den unteren Ring noch kräftige Hakennägel (Schienennägel oder dergleichen) durch den Blechmantel in den Holzpfahl einschlagen, doch werden diese beim Rammen leicht lose.

Gegen die Aufnahme der Schubkräfte nach Durchrostung des Bleches könnte man sich in der Weise sichern, daß man entweder den mittleren Ring breiter macht und dafür sorgt, daß dieser Ring mittlich zur Trennungsfuge liegt, oder in der Mitte des Pfahles einen kräftigen Dorn anbringt. Allerdings müßte alsdann die zum Weiterrammen dienende Junger mit einer entsprechenden Aussparung versehen sein. —

(Schluß folgt.)

dem Eckmoment, welches der Wasserdruck auf eine ebene unten vollständig eingespannte oben anliegende Wand erzeugen würde.“

Hierzu ist zu bemerken:

1. Die Behauptung, daß meine Berechnungsweise zu große Werte für das Einspannmoment ergibt, muß auf Irrtum beruhen, denn tatsächlich zeigt die auf S. 82 der „Mitteilungen“ gebotene Eisenzeichnung eine weit stärkere senkrechte Bewehrung als sie nach der Formel

$$n = \frac{h}{\sqrt{a \cdot \delta_u}} = \frac{800}{\sqrt{900 \cdot 36}} = 5,85,$$

$$M_1 = \frac{a^2 \gamma J}{h F} 2n(n-1) = \frac{900^2 \cdot 0,001 \cdot 36^3}{800 \cdot 12 \cdot 36} \cdot 2 \cdot 5,85 \cdot 4,85 = 6200 \text{ mkg}$$

$\sigma_b = 20,2$ ,  $\sigma_s = 1200$ ,  $f_s = 0,123 \sqrt{6200} = 9,7 \text{ cm}^2$  auf 1 m erforderlich wäre. Noch etwas geringere Werte würden übrigens bei Berücksichtigung der Ausweichung der Sohle, wie es in einem demnächst von mir im „Bauingenieur“ erscheinenden Aufsatz geschieht, erhalten werden.

2. Vor Anwendung „von erfahrungsgemäßen Einspannungsgraden“, mit anderen Worten Rückkehr zu Faustformeln, kann nicht eindringlich genug gewarnt werden; z. B. ist für sehr große Durchmesser der Ringwand offenbar ein der ebenen Wand ähnlicher Spannungszustand vorhanden, der nicht zum 7,7ten Teil, sondern fast zum ganzen ebenen Wandmoment führt.

3. Mit dem vorangekindigten Aufsatz ist die Frage der Sohleneinspannung „statisch eindeutig“ gelöst.

Dr.-Ing. Dr. Lewe,

Privatdozent der Technischen Hochschule, Berlin.

**Einfluß von Gips- und Chlorkalzium-Zusätzen zum Zement auf dessen Schwinden.** Von Dr. A. Guttman werden in Heft 25 und 34 der Zeitschrift „Zement“, 1920, interessante Versuchsergebnisse veröffentlicht, die die Frage klären, ob durch solche Zusätze dem schädlichen, zur Entstehung von Rissen führenden Schwinden des Zementmörtels und Betons in solchem Maße entgegen gewirkt werden kann, daß sich daraus ein für praktische Zwecke verwendbares Verfahren ableiten läßt. Die Versuche sind veranlaßt worden durch den Umstand, daß ein mit Chlorkalzium zur Verlangsamung seines Abbindens versetzter Zement auch bei Luftlagerung die bei der vorhergehenden Wasserlagerung eingetretene übliche Schwellung noch eine Weile fortsetzte, statt gleich zu schwinden, sodaß nach 7 Monaten immer noch eine größere Länge des Probekörpers vorhanden war, als dieser sie bei der ersten Einlegung ins Wasser besessen hatte. Das Schwinden wird also nicht unwesentlich verzögert. Diese Erscheinung wurde der hygroskopischen Eigenschaft des mit Chlorkalzium versetzten Zementmörtels zugeschrieben. Es lag dann nahe, zu untersuchen, ob nicht zu Treibererscheinungen führende Zusätze in gleicher Weise auf die Schwinderscheinungen einwirken. Ein praktischer Versuch bei Schließung eines vorher ausgestemmt Schwindrisses in einem Eisenbeton-Wasserbehälter mit einem Zementmör-

tel, dem 10 % Gipssteinzusatz beigemischt war, ergab, daß sich nach 3 Jahren an der so geschaffenen Fuge noch keine neuen Risse wieder gebildet hatten.

Es wurden nun eingehende Versuche angestellt mit 3 im Handel aufgekauften Zementen, einem Portland-, einem Eisenportland- und einem Hochofen-Zement, die sich jedoch alle 3 bei der Analyse nicht als eigentlich typische Vertreter erwiesen, sodaß aus dem sich ergebenden unterschiedlichen Verhalten der 3 Zemente noch keine allgemeinen Schlüsse auf das gegenseitige Verhalten der 3 Zementarten gezogen werden dürfen. Zunächst wurde den Zementen fein gemahlener Gipsstein in 3, 5 und 10 % Menge durch Mischen in der Kugelmühle innig beigemischt. Es wurden dann reine Zement- und normale Mörtel-Probekörper hergestellt und unter verschiedenen Verhältnissen gelagert. Die Versuchsergebnisse bis zu 1 Jahr Alter liegen vor.

Die Versuche zeigten für reine Zemente, daß diese weder ohne noch mit Gipszusatz, auch wenn dieser nur in geringen Mengen verwendet wird, zum Abdichten von Schwindfugen an Betonbauwerken im Freien (wo sie also abwechselnd ausgetrocknet und durchfeuchtet (wo sie also abwechselnd ausgetrocknet und durchfeuchtet) verwendbar sind, da im günstigsten Fall mit dem Auftreten von neuen, wenn auch nur feinen Rissen in absehbarer Zeit zu rechnen ist. Bei dauernd durchfeuchteten Bauwerken dagegen erscheinen solche reifen, gegipsten Zemente zu diesem Zweck wohl anwendbar. Ein größerer Gipszusatz als 3 % ist aber auch hier nicht zu empfehlen.

Wichtiger sind die Versuche mit Normenmörtel. Zunächst wurden Proben untersucht, die 6 Tage im Wasser gelagert waren, dann geschützt im Trockenem (im Zimmer) weiter erhärteten. Es zeigte sich, daß bei allen 3 Zementen durch Gipszusatz eine erhebliche Hinausschiebung des Eintretens der Schwinderscheinungen möglich ist (bis zu einem Jahr und darüber), wobei der Gipszusatz, um nicht eine erheblichere Festigkeitsherabsetzung zu bewirken, der jeweiligen chemischen Zusammensetzung des Zementes angepaßt werden muß. Diese Mörtel werden in dem Zeitpunkt, in dem schließlich die Länge unter die Anfangslänge sinkt, eine erheblich größere Festigkeit haben als bei 28 Tagen oder selbst 6 Monaten, sodaß sie in der Lage sein werden, die Schwindspannungen dann aufzunehmen, ohne zu reißen. Für trocken liegende Bauwerke wäre damit also ein geeigneter Schwindfugenmörtel gewonnen.

Bezüglich der im Freien gelagerten, also häufiger Durchfeuchtung ausgesetzten Proben ist das Ergebnis ein ähnliches und zwar wird die Schwindung hier noch auf längere Zeit hinaus geschoben. Das ist für im Freien stehende Eisenbeton-Bauwerke besonders wichtig. Man kann also derartige Langsamchwinder, die nach Ansicht des Berichterstatters am besten in der Zementfabrik herzustellen wären, entweder zum späteren Schluß von Schwindrisen, oder überhaupt gleich zur Betonierung von Bauwerken benutzen, die rissfrei bleiben sollen. Der zulässige und zweckmäßige Grad des Gipszusatzes müßte jeweils auf Grund besonderer Versuche im Werk erfolgen, das die Festigkeitsänderungen bei steigendem Gipszusatz zu ermitteln hätte. Hr. Dr. Guttman bezeichnet „auf Grund seiner Versuche den Gipszusatz eines Langsamchwinders dann für richtig, wenn die Längenzunahme des Normenmörtels bei Lagerung im Freien nach einem längeren Zeitraum ( $\frac{1}{2}$ —1 Jahr) etwa ebenso groß ist, wie sonst die Längenabnahme durch Schwinden und wenn eine Festigkeitsverminderung von praktischer Bedeutung nicht erfolgt“. Er weist gleichzeitig darauf hin, daß es bei Benutzung eines solchen Langsamchwinders Sache der Betonfirmen sein würde, die anderen, das Schwinden auch beeinflussenden Umstände (Wasserzusatz, Behandlung der Betonmasse, Art der Zuschläge usw.) möglichst gering zu halten.

Dieselben Zemente wurden auch als Normenmörtel mit Zusatz von 5%-iger Chlorkalziumlösung untersucht. Hier ist das Ergebnis weniger klar, da ein Ausgleich der Schwindung durch gleich großes Treiben nicht immer erreicht ist. In einigen Fällen trat dagegen eine namhafte und vorteilhafte Verzögerung der Schwindung ein. Man wird auch hier nur auf empirischem Wege von Fall zu Fall die richtige Menge des Zusatzes durch Längen- und Festigkeitsmessungen ermitteln können. —

**Verstärkung beschädigter Maschinenfundamente.** In der „Zeitschr. d. V. D. I.“ 1920 No. 40 (mit Abbildungen) wird ein allerdings mit Rücksicht auf die Zeitverhältnisse nicht zur Ausführung gekommener Vorschlag für die Verstärkung beschädigter Maschinenfundamente veröffentlicht, der Interesse verdient. Es handelt sich um ein zusammenhängendes Betonfundament in einem Großkraftwerk, das 3 Dampfturbinen von 3000, 4000 und 6000 PS Leistung nebst Generatoren usw. trägt. Der ganze Maschinensaal ist durch eine 1,5 m starke Betonplatte ausgefüllt, die sämtliche Ma-

schinen trägt, mit dem aufgehenden Mauerwerk aber nicht in Berührung steht. Die Maschinen selbst stehen im Erdgeschoß auf gemauerten Wangen, die, mit Luftschlitz von der Kellerdecke getrennt, bis auf die Fundamentplatte herabgeführt sind. Nach etwa 10 Jahren zeigten sich Risse in den Mauern, die Fundamentplatte setzte sich stellenweise und die Maschinenfundamente verschoben sich dadurch und drückten unter Schließung der Luftschlitze gegen die Kellerdecke, wodurch weitere Zerstörungen entstanden. In der Platte zeigten sich Risse. Durch von der Seite vorgetriebene kurze Stollen und Bohrlöcher wurden die Bodenverhältnisse untersucht, die nicht als eigentlich schlecht zu bezeichnen sind, aber der Boden besteht aus Schichten verschiedener Feinheit, die außerdem an verschiedenen Stellen der großen Gebäudegrundfläche verschieden hoch liegen. An einzelnen Stellen fand sich auch eine Lage Schliefsand vor. Dieser Umstand hat in Verbindung mit einer benachbarten Neuausführung mit starker Grundwassersenkung bis mehr als 4 m unter Unterkante Betonplatte Veränderungen des Gleichgewichtes herbeigeführt. Die Erschütterungen durch die Maschinen haben dann diese Bewegung gefördert. Gefahr für die Platte kann auch von seitlich derselben, teils in gleicher Höhe, teils tiefer geführten Kanälen ausgegangen sein, von denen ausfließendes Wasser die Schliefsandschichten beeinflusst haben kann.

Verstärkung des Fundamentes durch Einpressen von Zement durch Bohrlöcher unter der Platte erschien bei dem feinsandigen Untergrund nicht aussichtsvoll, es wurde daher vorgesehen, nach zeitweiliger Entfernung aller Maschinen, die Fundamentplatte unter den Pfeilern durch Unterfahren zu fassen und die tragenden Fundamenteile durch Eisenbetonpfähle bis auf den einwandfreien Baugrund herbei zu führen. Die Pfähle sollten durch Bohrlöcher in der Platte bis 2,5 m unter Plattenunterkante hinabgetrieben und dann oben durch einen kräftigen Eisenbetonbalken verbunden werden, der die Mauerpfeiler trägt, über die Differinger Träger gestreckt werden sollten zum Tragen der Maschinen, die auf diese Weise getrennt, bis auf die tragfähigen Schichten herabgeführten Fundamente erhalten hätten. Die Ausführung der Arbeiten bedingt allerdings eine 6-monatliche Stilllegung des Betriebes. Sie ist daher, da die Dampfturbinen bisher betriebsfähig erhalten bleiben konnten und die Schäden sich zunächst nicht weiter verstärkt haben, zurückgestellt worden. Jedenfalls aber dürfen in der Nähe des Bauwerkes Arbeiten unter Grundwassersenkung nicht weiter ausgeführt werden. —

**Verstärkung eines Turmpfeiler-Fundamentes am Straßburger Münster durch Eisenbeton-Konstruktionen.** Am Turm des Straßburger Münsters, an dem überhaupt weitergehende Sicherungsarbeiten durchgeführt werden müssen, hat sich ein innerer Pfeiler infolge mangelhafter Gründung gesenkt. Nach den Untersuchungen der Bauverwaltung steht dieser Pfeiler auf einer kreuzförmigen, offenbar schon aus älterer Zeit stammenden Fundamentmauer, neben der Fundamentverstärkungen ausgeführt waren, die sich aber gesetzt hatten. Das ältere, zu schwache Fundament hatte daher jetzt die ganze Last aufzunehmen und übertrug diese mit 13 kg/cm<sup>2</sup> Pressung, d. h. einem Vielfachen der für den betr. Untergrund zulässigen Belastung auf diesen. Unter Zuziehung der Ingenieure Th. Wagner und Ed. Züblin wurde dann die Ausführung einer Fundamentverstärkung vorgesehen, über die das „Zentrabl. d. Bauverwltg.“ vom 8. 5. 1920 eingehender berichtet. (Verfasser K. Bernhard, Berlin.)

Es sind dabei auch interessante Hilfskonstruktionen in Eisenbeton zur Abfangung der Pfeilerlast während der Ausführung und zur Uebertragung dieser Last auf das neue Fundament nötig.

Der Bauvorgang ist ein solcher, daß zunächst nach sorgfältiger Auszimmerung der an den Pfeiler anschließenden Gewölbe usw. in den offenen Winkeln des Fundamentkreuzes umfangreiche neue Fundamente hergestellt werden, auf die dann der Pfeiler mit einer Hilfskonstruktion abgestützt wird. Dann kann der alte Fundamentkern unter dem Pfeiler herausgebrochen und durch ein neues Fundament ersetzt werden, das mit den vorher fertig gestellten Fundamentteilen zu einer einheitlichen Platte verbunden und durch besondere Maßregeln auch dicht und fest unter den Pfeiler geschoben wird, sodaß nach Erhärtung des Ganzen die abstützenden Hilfskonstruktionen wieder entfernt werden können. Die gesamte auf das mit Pfahlwänden umschlossene neue Fundament entfallende Turmlast ist 10 550 t, die Grundfläche 180 m<sup>2</sup>, sodaß die Belastung später höchstens 5,9 kg/cm<sup>2</sup> erreicht und zwar auf einem kiesigen Untergrund, der durch Bearbeitung mit Preßluftschlämmern und Zementeinpressung noch gehärtet ist. Die Sicherheit ist also gegen früher um ein Vielfaches erhöht. Während der Bauausführung können vorübergehend allerdings Belastungen bis 8,5 kg/cm<sup>2</sup> eintreten.

Zunächst wurden die alten Mauern bis zur Fundament-

sohle abgegraben und dann bis 3 m unter zukünftige Fundamentsohle starke Eisenbeton-Pfahlwände hinunter gebracht, die ein Ausweichen des Betons unter den Nachbarfundamenten beim Tieferschichten verhindern sollen. Die Wände werden dicht an die alten Fundamente herangebracht. Nach kräftiger Aussteifung der Baugruben wurde zunächst auch  $\frac{1}{3}$  der Fundamentbreite längs der Schutzwand ein Streifen in ausgesteifter Baugrube bis 8,4 m Tiefe unter Kirchenfußboden ausgeschachtet und in derselben Breite ebenfalls unter Auszimmerung die alte Fundamentmauer unterfahren. Nach Dichtung der Sohle der Baugrube, wie oben beschrieben, wurde dann der mit Eiseneinlagen verstärkte 3 m starke neue Fundamentbeton eingebracht, dann nach seiner Erhärtung in gleicher Weise mit dem mittleren und schließlich mit dem inneren Streifen verfahren. Durch Einpressen von Zement wurde ein dichtes Aufsitzen der alten Fundamentmauer auf dem neuen Betonring gesichert.

Um nun auch einen neuen Fundamentkern herstellen zu können, soll die ganze Pfeilerlast durch einen bis 7,3 m über Kirchenfußboden reichenden, den Pfeilerfuß dicht umfassenden stark bewehrten Eisenbetongürtel, der nach unten in 4 Schrägstreben von 3,4 · 1,7 m Querschnitt ausläuft, abgefangen und durch die 4 Streben, an deren Fuß je 4 Druckwasserpennen zwischen Stahlplatten eingeschaltet sind, auf das neue Ringfundament abgegeben. Die Lastübertragung vom Pfeiler auf den Gürtel soll durch die Reibung erfolgen, die infolge Querdehnung des gepreßten Pfeilermaterials und Schwinden des Betons entsteht, sowie durch konsolartige Eingriffe. Der Gürtel muß die ganze Pfeilerlast oberhalb des Kirchenfußbodens, d. h. 7500 t tragen können, zunächst jedoch nur einen Teil der Last.

Unter den abgefangenen Pfeilerfuß soll dann ein Eisenbetonschemel untergeschoben werden, der die Aufgabe hat, die Ausschachtung und Ausbetonierung des neuen Fundamentkerns zu ermöglichen. Er besteht aus einer 3,2 m hohen, unter Kirchenfußboden liegenden Platte mit 4 kurzen Füßen, die mit Verzahnung in die Streben des Pfeilergürtels eingreifen und sich mit den Füßen auf das neue Ringfundament stützen. Nach Erhärtung dieses Schemels werden die Druckwasserpennen der 4 Streben, die hydraulisch gesteuert werden, so lange angehoben, bis die volle Pfeilerlast von 7500 t abgefangen ist. Der Eisenbetonschemel wird dabei durch die Verzahnung mitgehoben. Nun kann das Mauerwerk unter dem Schemel abgebrochen, bis zur neuen Tiefe ausgeschachtet, der Fundamentkern bis unter Schemelplatte hergestellt werden. Durch einbetonierte Röhren kann den verbleibenden Fugen unter 8—10 At. Pressung Zementmörtel zugeführt werden, sodaß schließlich ein einheitliches Fundament entsteht, auf dem die ganze Pfeilerlast sicher aufgenommen wird, sobald die Pressen nachgelassen werden. Die Entfernung des Abfanggürtels und die Ausbesserung des Pfeilerschaftes beschließen die Arbeit.

Eine 50 m hohe bogenförmige Stauwand in Stampfbeton wird für das neue Kraftwerk Broc an der Jogne (Kanton Freiburg) nach der „Schweizer, Bauztg.“ v. 16. 10. 1920 z. Zt. errichtet. Sie besitzt ein sehr schlankes Profil und die beiderseitige Verschalung wird durch die zuerst versetzte Betonquader-Verkleidung gebildet. Zur genauen Herstellung der gekrümmten Sichtflächen werden Lehren benutzt, die sich auf in die untere Schichtfugen eingemauerte Bügel stützen. Um ein Schwinden des Betons während der Abbindezeit ohne Gefahr für die Mauer zu ermöglichen, ist diese durch 4 lotrechte Fugen geteilt, die schachtartig ausgebildet sind und mit einer Verzögerung von etwa 6 Wochen gegenüber der Mauerkörper-Betonierung aufgefüllt und nachgenommen werden. Die Abdichtung im Mauerwerk bildet ein beiderseits einbetoniertes federndes Kupferblech. Die einzelnen Mauerabschnitte sind rd. 30 m lang und die größte Schwindung erreicht nach 3—4 Wochen etwa das Maß von 2,5 mm. Die Betonquader werden oberhalb der Baustelle in einer zu dem Zweck eingerichteten Steinfabrik hergestellt. Sie sind hart, sorgfältig verputzt und sehr dicht, erhalten wasserseitig aber noch einen Anstrich von Inertol.

Als widerstandsfähigen Bodenbelag für Walzwerke, Schmieden, Schmelzereien, bei denen es bekanntlich recht schwierig ist, die Bodenflächen in gutem Zustande zu erhalten, empfiehlt „Der Bautechn.“ nach den „Techn. Blättern“ Heft 39/20 eine patentierte Hartsteinmosaikplatte von quadratischer Form, deren obere Schicht aus handgroßen Stücken natürlichen Hartsteines und einem aus Portlandzement, Flußsand und Eisenfeilspänen zusammen gesetzten Fugenmörtel besteht. Die Hartsteine werden in Zementmörtel auf einer Eisenbeton-Unterschicht aufgebracht, die 1:6 in Kiesbeton gemischt und mit an den Enden umgekröpften Eisenstäben bewehrt ist. Die so entstehenden Platten werden auf den festgestampften Boden, auf Ziegelpflaster, Unterbeton usw. in verlängertem Zementmörtel verlegt. Auch die Fugen zwischen den Platten werden mit Zementmörtel ausgegossen bis auf Ausdehnungsfugen in 2 bis

3 m Abstand, die mit Gußasphalt ausgegossen werden sollen, da bei dem starken Temperaturwechsel in solchen Werkstätten auch mit stärkeren Längenänderungen gerechnet werden muß. Bei Verlegung auf Anstrichpflaster ist auch dieses mit solchen Ausdehnungsfugen auszustatten.

## Literatur.

Zur Frage des Eisenbeton-Schiffbaues. Von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Petry, Dir. des Deutsch. Beton-Vereins. Heft 13 der „Zementverarbeitung“. Herausgeber Brt. Dr.-Ing. Riepert. Berlin 1920. Zementverlag G. m. b. H. —

Die kleine Schrift (kl. °, 87 S. mit 42 Textabb.) stellt eine Erweiterung eines Vortrages dar, den Verfasser 1919 auf der 22. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Nürnberg gehalten hat. Sie betrachtet die Frage des Eisenbeton-Schiffbaues vom Standpunkt des Eisenbetonbaues mit einem gesunden Optimismus und zugleich mit Rücksicht auf Eisenersparnis als eine zwingende Notwendigkeit für Deutschland, selbst wenn die sogen. „siegereichen“ Nationen, wie in der Tagespresse vielfach angeführt wird, wieder zu den altbewährten Bauweisen zurückkehren sollten. Verfasser wehrt sich daher auch mit Recht gegen eine zu weit gehende Belastung des Eisenbeton-Schiffbaues durch Vorschriften, die eine übergroße Sicherheit erstreben und dadurch die Entwicklungsfähigkeit in konstruktiver und wirtschaftlicher Beziehung behindern.

Verfasser erörtert zunächst die Vor- und Nachteile des Eisenbeton-Schiffbaues und die Anforderungen, die zu stellen sind. Die Rohstofffrage ist für erstere besonders maßgebend, dazu kommen Kürze der Bauzeit, Verwendungsmöglichkeit von weniger ausgebildeten Arbeitskräften, hohe Festigkeit, lange Lebensdauer, leichte Ausbesserungsfähigkeit und auch Wirtschaftlichkeit bei heutigen Preisen. Hauptnachteil ist das höhere Gewicht, das namentlich bei der Binnenschiffahrt mit festzuhaltenden Mäßen der Schiffe eine wichtigere Rolle spielt, sodaß es eine der Hauptaufgaben der Ingenieure sein muß, es hier durch konstruktive Maßnahmen herabzudrücken. Ein kurzer geschichtlicher Ueberblick über Eisenbeton-Schiffbau im Ausland und Inland, über theoretische und praktische Untersuchungen, Bauvorschriften usw. schließt sich an. Näher behandelt werden die an die Baustoffe zu stellenden Anforderungen, wobei der Frage des Leichtbetons und der Festigkeitsanforderungen einige kritische Betrachtungen gewidmet sind. Bei der Erörterung der Berechnungsgrundlagen, die einen beiteren Raum einnimmt, werden die bei verschiedenen Ländern z. Zt. gültigen Vorschriften herangezogen. Verfasser wendet sich dabei gegen die Forderung, die für das Eisenbetonschiff zugrunde zu legenden Momente und Querkraft ohne Abzug aus den Materialstärken des Eisenschiffes gleicher Tragfähigkeit abzuleiten, weil das eine überflüssige Sicherheit für das Eisenbetonschiff ergibt. Richtiger sei jedenfalls der Weg der unmittelbaren Bemessung nach den auf das Eisenbetonschiff wirkenden Kräften. Mindestens aber sei im ersten Fall eine um 25—30 % höhere Betonbeanspruchung zuzulassen, als sonst üblich. Eingehender wird auch die wichtige Frage der Verhütung der Ribbildung besprochen. Wie weit man dabei gehen kann und soll ist noch eine umstrittene Frage. Verfasser spricht sich gegen die rechnungsmäßige Begrenzung der zulässigen Zugspannung im Beton aus, die doch keine rissefreien Konstruktionen schafft. An zahlreichen Balkenversuchen wird gezeigt, daß Betonquerschnitt, Eisenquerschnitt und Bewehrungsverhältnis auf die rechnungsmäßigen Betonzugspannungen gar keinen so großen Einfluß haben, daß vielmehr die sachgemäße Verteilung der Eiseneinlagen wichtiger ist. Konstruktive Maßnahmen, Anwendung eines Betons, der möglichst wenig schwindet und große Elastizität und Zugfestigkeit besitzt, sind also wichtiger als Anwendung eines Berechnungsverfahrens zur Ermittlung der Zugspannungen im Beton. Den Beschluß bildet ein Abschnitt über die bisherigen Hauptbauweisen und über einige Ausführungen in Deutschland, die an Zahl einstelligen hinter denen des Auslandes noch erheblich zurück stehen. Immerhin waren auch z. Zt. des Vortrages bereits eine Reihe sachgemäß durchgeführter deutscher Eisenbetonschiffe zu verzeichnen.

Die Schrift gibt mehr als eine gedrängte Uebersicht über das Gebiet, denn sie hebt einige Hauptfragen deutlich heraus, auf die es besonders ankommt, und nimmt auch kritisch dazu eine bestimmte Stellung ein. — Fr. E.

Inhalt: Verschiedene hervorragende während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten der A.-G. Wayß & Freytag. (Forts.) — Holzpfähle mit Eisenbetonaufsatz System Heimbach. — Vermischtes. — Literatur. —

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

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

17. Jahrgang 1920.

№ 18.

### Verschiedene hervorragende während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten der A.-G. Wayß & Freytag.

Nach einem Vortrag, gehalten auf der 23. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ zu Berlin 1920  
von Bauinsp. a. D. Meisenhelder, Neustadt a. d. Haardt. (Schluß.)

#### III. Montagehalle der Daimler-Motoren- Gesellschaft Untertürkheim.



Bei dem letzten Beispiel, das hier vorgeführt werden soll, handelt es sich um einen Werkstättenbau von 60 · 60 m<sup>2</sup> Grundfläche mit Stützenteilung von 10 bzw. 15 m, bei dem durch geschickte Ausbildung der Konstruktion an Ausführungszeit und kostspieliger Schalungsarbeit erheblich gespart worden ist. Es handelt sich um

eine Montagehalle im Anschluß an eine Reparaturwerkstätte, die in sehr kurzer Zeit fertig gestellt werden sollte. Es war daher anfangs Holz für die Ausführung in Aussicht genommen, abgesehen von den eine Kranbahn tragenden Stützen, für die Eisenbeton vorgesehen war. Die Stuttgarter Niederlassung der A.-G. Wayß & Freytag bot aber eine Ausführung des Ganzen in Eisenbeton an, wobei sie durch Anwendung vorher fabrikmäßig fertig gestellter Bauteile eine solche Abkürzung der Bauzeit zusicherte, daß ihr trotz der Mehrkosten der Auf-  
trag erteilt wurde.

Zugestanden war für die Erstellung des ganzen Baues von 3600 m<sup>2</sup> Grundfläche und 26000 m<sup>3</sup> umbauten Raumes einschließlich Verlegen des Fußbodens und Ausmauern der Wände nur eine Frist von 16 Wochen, bis zur Verkleidung und Eindeckung des Daches mit Ruberoid von nur 11 Wochen. Mit Rücksicht auf den Umstand, daß zur Zeit des Auftrages im Sommer 1918 die Beschaffung brauchbarer und leistungsfähiger Arbeiter schon eine schwierige Sache war, ist das eine außerordentlich kurze Bauzeit.

Eine Uebersicht der ganzen Anlage in Längs-

und Querschnitt zeigt Abbildung 19, Seite 138. Der rechts erscheinende hohe Bau ist die Reparatur-Werkstatt. Die Halle ist im Längsschnitt in 6 Felder von je 10,2 m Stützweite zerlegt, im Querschnitt zeigt sie Stützen-Entfernungen von je 15 m Abstand. Die Hauptträger laufen über die 4 Felder der Quere nach durch und sind als Plattenbalken mit fast dreieckförmigem Druckgurt ausgebildet, in dessen oberer Fläche nur eine trapezförmige Vertiefung für die Einlegung der Dachrinne ausgespart ist. Diese Hauptträger sind an Ort und Stelle zwischen Schalungen betoniert. Abbildung 20, S. 139 zeigt das Gerüst mit dem Schalungstrog der Hauptträger. Diese sind in 2 Abschnitten betoniert, zunächst im Steg, dann nach Auflagerung der vorher fertig gestellten Nebenträger (in der Längsrichtung der Halle) im oberen dreieckförmigen Teil.

Die Nebenträger, deren Form und Bewehrung Abbildung 21, S. 138 erkennen läßt, haben 10,1 m Stützweite und wurden in 2,5 m Abstand verlegt. Sie schieben sich mit ihren abgeschragten Enden unter die Drei-

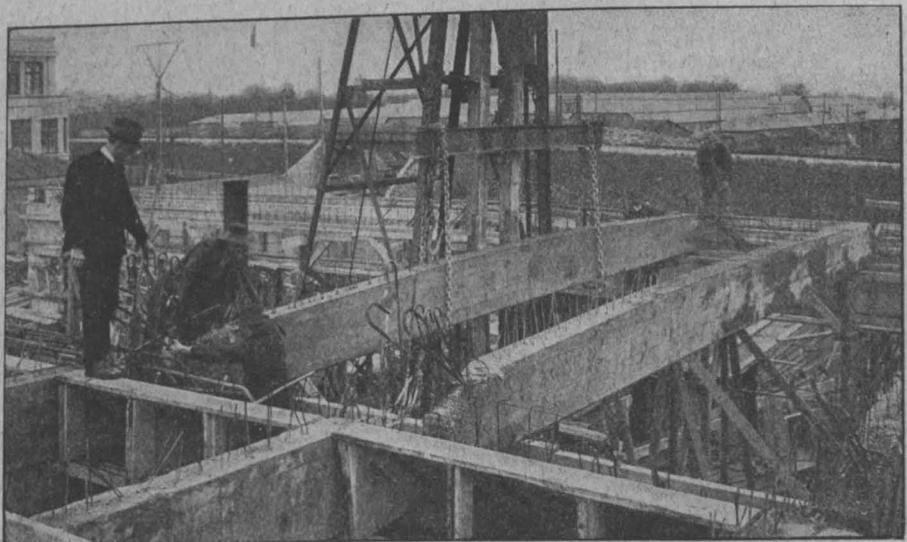


Abbildung 23. Verlegen der Nebenträger auf den Schalungskasten der Obergurte der Rahmenträger.

ecksflächen des Druckgurtes der Hauptträger und werden mit diesen durch die überstehenden Enden der Eiseneinlagen fest verbunden. Sie wirken daher im Bau als durchlaufende Träger und sind auch als solche berechnet und bewehrt. Diese Nebenträger wurden an Ort und Stelle neben dem Bauwerk betoniert, dann mit Kran hochgehoben und verlegt. Ihr Obergurt folgt der Form der Dachfläche. Die Oberlichter sind dann parallel zu den Hauptträgern aufgesetzt.

Die Konstruktion ist also eine einfache, das Interessante liegt in der Ausführung.

geraden Nummern betoniert, dann die Aussteifungen der Zwischenfelder heraus genommen und nun die geraden Felder einbetoniert. Die Trägerstapel waren dabei, wie der Plan zeigt, etwas seitlich von ihrem Feld gelagert, sodaß sie dessen Montage nicht behinderten.

Die überstehenden Enden der Eisen des Obergurtes der Nebenträger waren, wie Abb. 23, S. 137 deutlich zeigt, zunächst etwas hochgebogen, um beim Versetzen nicht im Wege zu sein. Wie die Längsseiten standen auch die Bügel etwas über die Trägeroberfläche vor, damit sie nachher in die Dachhaut eingreifen. Zwei besonders

Abbildungen 19 a und b. Längs- und Querschnitt der Halle.

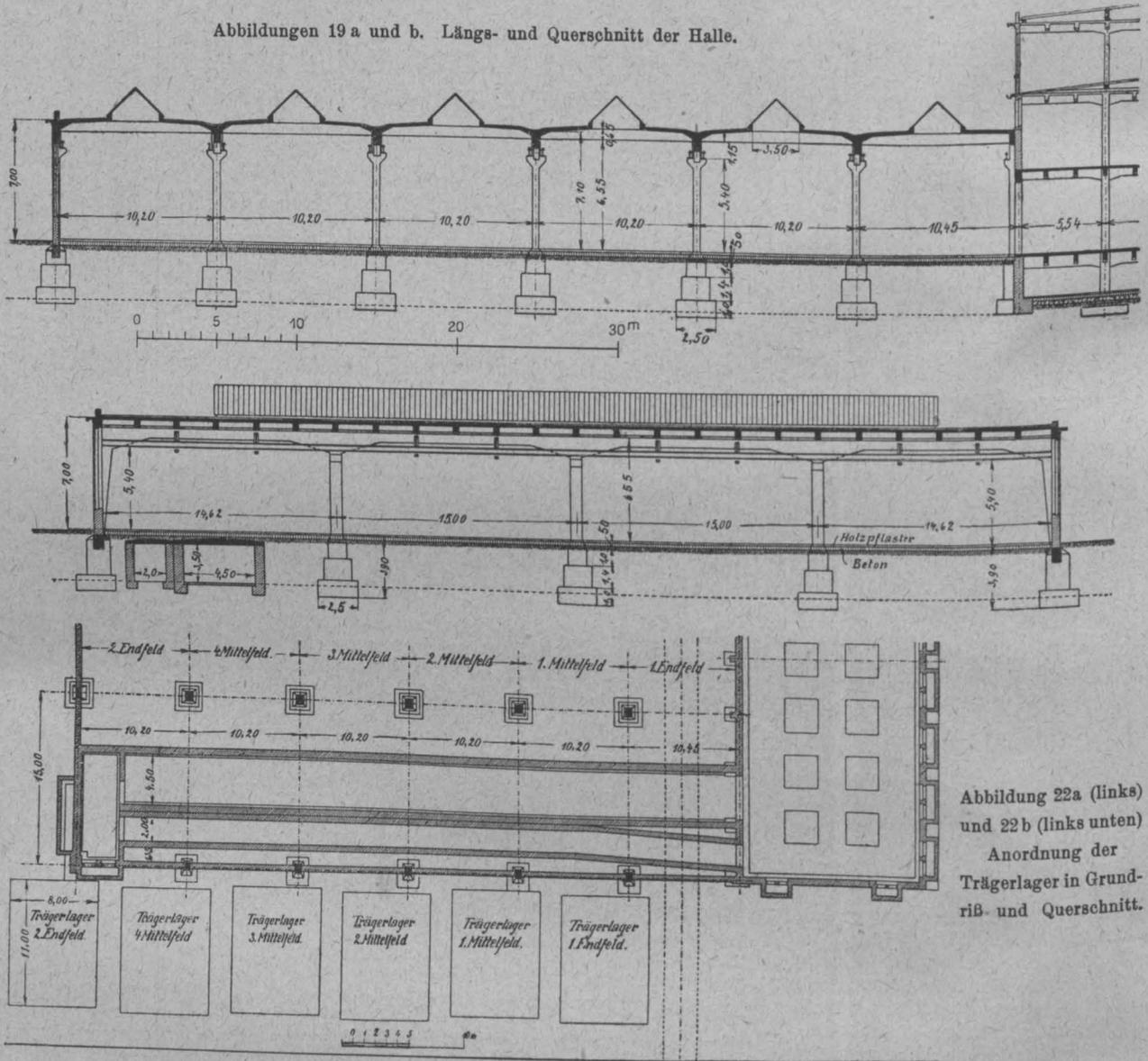


Abbildung 22a (links) und 22b (links unten) Anordnung der Trägerlager in Grundriß- und Querschnitt.

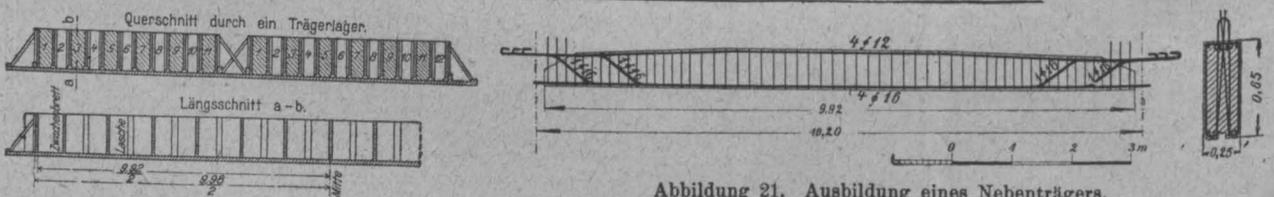


Abbildung 21. Ausbildung eines Nebenträgers.

Während die Fundamente ausgeschachtet und betoniert wurden, stellte man die 138 Stück Nebenträger her und zwar unmittelbar neben der Halle und für jedes Hallenfeld für sich und in solcher Lage, daß die fertigen Nebenträger leicht vom Trägerlager abgehoben, geschwenkt und in das betreffende Feld mittels fahrbaren Kranes — als welcher hier eine Dampftramé diente — eingefahren und an der richtigen Stelle versetzt werden konnten. Abbildung 22a und b läßt diese Disposition erkennen. Die Einstampfung der 23 Träger jedes Feldes erfolgte dicht neben einander auf einem Bretterboden, sodaß je 2 eine gemeinsame Seitenschalung besitzen. Es wurden zunächst die Träger mit un-

kräftige Bügel waren außerdem (vergl. Abbildung 21) an den Stellen einbetoniert, wo die Hebeketten beim Versetzen angreifen sollen. Beim Verlegen der Nebenträger war der Zuggurt der Hauptträger schon einbetoniert, das ganze Versatzgerüst daher schon genügend steif. Dann wurden die kastenförmigen Verschaltungen des Druckgurtes aufgebracht und dann die aufgebogenen Eisen der verlegten Nebenträger zurückgebogen. Ueber die Nebenträger wurden dann Bimsdielen der Bauart Remy verlegt, die Bügel der Nebenträger über diese umgebogen und nun wurde die Eisenbewehrung der eigentlichen Dachhaut geflochten. Nunmehr erfolgte die Einbetonierung der Dachhaut einschl. des Druckgurtes

der Hauptträger in einem Stück, sodaß ein zusammenhängendes Tragwerk entstand. Besondere Sorgfalt wurde dabei auf das gute Aneinanderbinden der beiden Teile der Hauptträger und der aufgerauhten Enden der Nebenträger (vergl. Abbildung 23) mit dem frischen Beton gelegt.

Der Ausführungsvorgang ist aus den beiden Abbildungen 20 und 23 deutlich erkennbar. In ersterem hat die Ramme den erhärteten Nebenträger vom Lager schon ganz hochgehoben und ist im Begriff, sich um 90° zu drehen, um in ein Querfeld der Halle einzufahren.

Bügel deutlicher. Zwei Mann genügen, um den Träger beim Verlegen zu dirigieren. Auch die Schalkasten für die Druckgurte der Hauptträger sind auf diesem Bilde zu erkennen.

Nachdem 2 Felder fertig gestellt waren, hatte das Personal eine solche Uebung erworben, daß ein ganzes Feld der Halle mit 23 Nebenträgern in 1 Tag versetzt werden konnte. Ein weiterer Tag war zum Versetzen der Ramme zum Nebefeld und zum Vorstrecken des Gleises erforderlich. Am nächsten Tag konnte ein weiteres Feld von 6100 m<sup>2</sup> fertig versetzt werden.

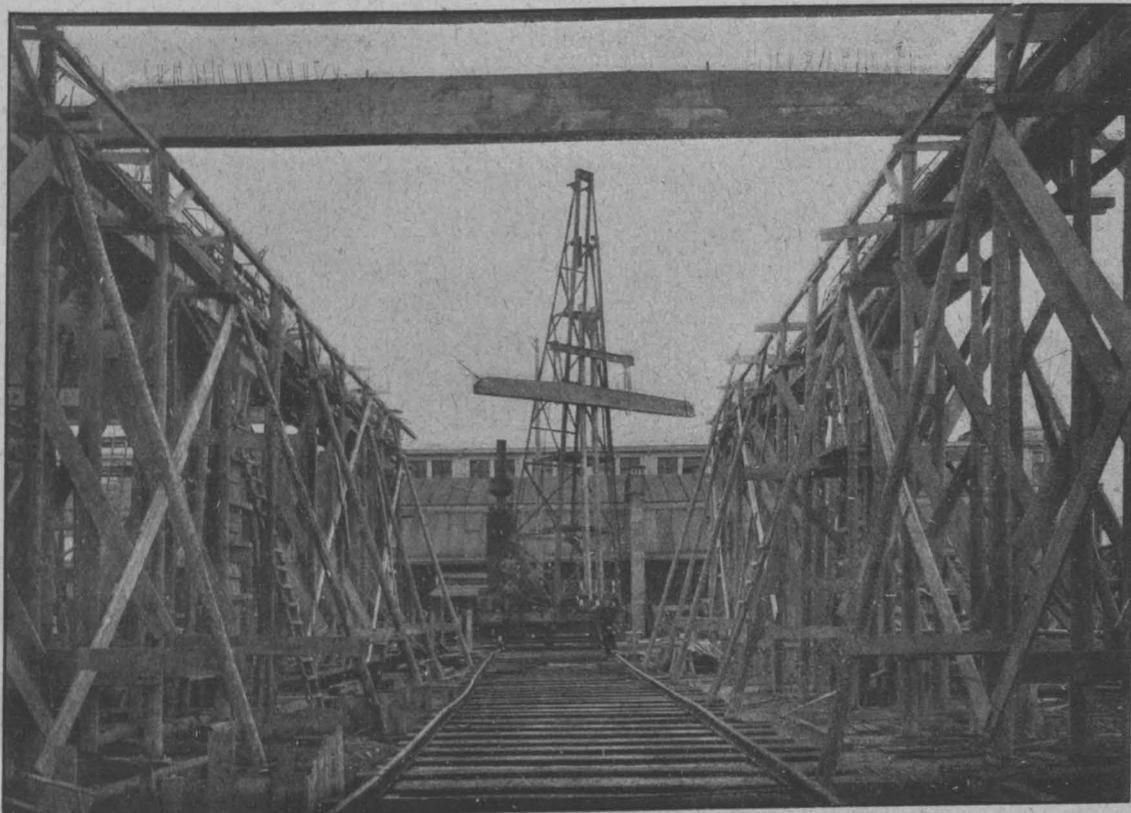


Abbildung 20. Gerüste für die Rahmenbinder und Versetzen der Nebenträger.

Rechts und links sind die Rüstungen der Hauptträger sichtbar und im Vordergrund ist schon ein Nebenträger verlegt. Die zweite Abbildung schließlich zeigt die Verlegung der Nebenträger, die zunächst hochgebogenen Längseisen, sowie auch die oben heraus stehenden

Bei diesem Verfahren ist die zeitraubende und kostspielige Schalungsarbeit auf ein Mindestmaß verringert. Bei großen Flächen und einfachen Verhältnissen lassen sich damit beträchtliche Leistungen in kürzester Frist erreichen —

### Ausführung von Wohnhäusern in Gußbeton.

Nach dem Verfahren der Deutschen Gußbaugesellschaft „Lösch“ in Berlin.

**I**n dem vom preuß. Wohlfahrts-Ministerium herausgegebenen kleinen Sammelheft über Ersatz-Bauweisen hat bereits ein neues Gußbau-Verfahren für kleinere Wohnhäuser der Gebr. Lösch in Karlsruhe Aufnahme gefunden, das auch auf der diesjährigen Baumesse in Leipzig vorgeführt worden ist und dort Aufmerksamkeit erregt hat\*). Nach verschiedenen Ausführungen in Süddeutschland sind in diesem Jahr auch in der Siedelung Eichkamp bei Berlin für die „Märkische Heimstätte“ einige Mehrfamilien- und Einzelhäuser nach dieser Bauweise erstellt worden, die Beachtung verdienen. Unsere beiden Abbildungen a. f. S. zeigen Beispiele aus dieser Siedelung während der Ausführung.

kies, der einen vortrefflichen Wärmeschutz abgibt, auf dem der Putz gut haftet und der leicht nagelbar ist, ist dem Beton auch im Wohnhausbau, vor allem dem Kleinsiedelungsbau, ein weiteres Arbeitsfeld eröffnet worden.

Das Lösch'sche Verfahren verwendet solchen Beton und bedient sich außerdem einfacher Holzformen, die aus handlichen, abgebundenen, auf dem Lagerplatz vorrätig gehaltenen Tafeln von 1 m Breite und Stockwerkshöhe, die ein Mann transportieren kann, zusammen gebaut werden. Unter Festhaltung der Stockwerkshöhe allerdings lassen sich dann mit denselben Schalungselementen ohne weiteren Verschnitt in Größe und architektonischer Ausgestaltung recht verschiedene Bauten ohne Schwierigkeit herstellen. Verbunden werden die einzelnen Tafeln durch zweckmäßig ausgebildete Verzapfung der Pfetten-Pfosten und Riegel, während die Fenster- und Türleibungen die Verbindung der Außen- und Innenschalung herstellen. Ein solches Modell läßt sich mindestens 10 mal verwenden und hat sich dann auch bereits amortisiert nach Angabe der Firma. Will man es sehr häufig wieder benutzen, so werden die Innenflächen mit Blech beschlagen, was die Anschaffungskosten natürlich verteuert.

Die Balken und sonstigen inneren Hölzer des Baues lassen sich gleich mit in die Form einziehen, sodaß die Decken und Zwischenwände mit den Außenwänden zusammen stockwerksweise gegossen werden können. Man kann aber auch den Bau gleich im Ganzen einschalen und dann den Beton von der Giebelspitze her eingießen. Der dünnflüssige Mörtel kann der Form durch verschieden gestaltete Hebevorrich-

Das Gußverfahren für ganze Häuser ist zuerst in Amerika, in sehr vervollkommener Form von Edison, angewendet worden unter Benutzung eiserner Formen, deren Kosten jedoch recht beträchtlich sind, sodaß eine große Anzahl von Bauten nach genau demselben Typ hergestellt werden müssen, um das Verfahren wirtschaftlich erscheinen zu lassen. Außerdem ist dabei Kiessandbeton verwendet worden, der zwar eine überflüssig hohe Festigkeit, aber mit Rücksicht auf seine Wärmeleitungsverhältnisse unwohnliche und ungesunde Häuser ergibt und gerade für den Wohnhausbau auch sonst Nachteile mit sich bringt. Erst durch Verwendung eines porösen Betons mit Zusatz von Schlacke oder Bims-

\*) Kurz besprochen mit Abbildung der Verschalungsform in „Deutsche Bauzeitung“, Jahrgang 1919, S. 210.

tungen zugeführt werden. In Eichkamp sind Versuche mit einer Transportschnecke gemacht worden.

Die Firma hat im Material-Prüfungsamt Berlin-Lichterfelde eine Reihe von Versuchen bezüglich der Betonfestigkeiten durchführen lassen. Aus einer 35 cm starken Außenwand (das übliche Maß für diese, während die Zwischenwände 10, 12 bis höchstens 15 cm, je nach Bedarf, stark gemacht werden), die bereits auf Tragfähigkeit geprüft war,

gangen. Eine aus dieser Mischung hergestellte 35 cm starke Wand von nur 1 m Breite bei 4 m Höhe trug 40 300 kg Last, ohne auszubauchen oder Risse zu zeigen. Die Zusammendrückung der Mauer betrug nach mehrtägiger Belastung nicht mehr als 0,3 mm. Herausgestemte Probewürfel ergaben noch Druckfestigkeiten von über 25 kg/cm<sup>2</sup>, d. h. für zweigeschossige Bauten noch eine hohe Sicherheit.

Aus diesem Beton sind die ganzen Häuser hergestellt, nur für die Tür- und Fensterstürze ist ein fester Kiessandbeton mit Eiseninlagen verwendet, ebenso ein solcher ohne Eisen für die Schornsteine. Die Kellerräume der Häuser in Eichkamp sind in der üblichen Weise gegen aufsteigende Erdfeuchtigkeit von Außen isoliert. Die Wände zeigten sich durchaus trocken, leicht verputzbar und überall nagelbar. Die Mauern lassen sich zur Ausführung der Installationen sehr leicht ausstemmen, außerdem ist die Installation selbst eine sehr einfache und billige, da das Einmauern besonderer Holzdübel zur Befestigung in Wegfall kommt.

Gegenüber der üblichen Herstellung im Ziegelmauerwerk bedeutet das Gußverfahren eine sehr wesentliche Zeitersparnis. Für ein Einfamilienhaus wird die Aufstellungszeit für die Schalung mit 1 Tag, dgl. die Ausführung des Gusses mit 1 Tag angegeben bei je 5 Arbeitern. Auch die Zeit für die Erhärtung des Betons, die 6—8 Tage in Anspruch nimmt, geht nicht verloren, da inzwischen der Dachstuhl aufgestellt und die Dachdeckung aufgebracht werden kann. Nach Ausschalung erfolgt zunächst der innere Ausbau, zuletzt der Außenputz. Die Austrocknung geht rasch vor sich, so daß das fertige Haus nach etwa 10 Wochen bezogen werden kann.

Was die Kosten anbelangt, so haben Zahlenangaben heute wenig, oder doch nur zeitlichen und örtlichen Wert. Als Vergleich mit Ziegelbauten gleicher Bauart kann jedoch für das Beispiel in Eichkamp angegeben werden, daß die Kostenersparnis gegenüber Ziegelbauten nach Angaben der ausführenden Firma etwa

40 % betrug. Das Verfahren eignet sich besonders für Kleinhäussiedelungen, namentlich wo die Baustoffe am Bauplatz oder doch in der Nähe zu haben sind. Im übrigen lassen sich aber auch andere, wiederkehrende Nutzbauten damit vorteilhaft herstellen, wobei dann jedoch, um die dann erforderliche höhere Festigkeit zu erreichen, Kiessandbeton zur Verwendung kommt. —

Fr. E.



Gußbeton-Häuser System „Lösch“ in der Siedlung Eichkamp bei Berlin in der Ausführung.

wurden Würfel herausgeschnitten und nach Abgleichung der Druckflächen mit Zementmörtel 1:1 auf Druckfestigkeit geprüft. Die Mischung war 1 Raumteil Portlandzement zu 5 Rtl. Kiessand zu 7 Rtl. grober Kesselschlacke. Im Alter von 91 Tagen geprüft ergaben diese Würfel i. M. 94 kg/cm<sup>2</sup> Festigkeit. Man ist daher in Eichkamp zu einer Mischung 1:20 aus 1 Zement:6 Kiessand:14 Kesselschlacke überge-

### Der Einfluß der Stützkopfausbildung bei Pilzdecken.<sup>1)</sup>

Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

**D**as vom Verfasser zum erstenmal für die Pilzdecken angezogene Kreisplattenproblem<sup>2)</sup> ersetzt die quadratische Platte durch eine gleich große Kreisplatte, die im Mittelpunkte punktförmig unterstützt ist und an deren Peripherie radiale und tangentielle Momente angreifen, die bewirken, daß hier die Tangenten der Verbiegungs-

fläche wagrecht sind. Für die Feld- und Stützmit-

<sup>1)</sup> Aus der Habilitationsschrift des Verfassers, die der Zeitumstände halber nicht gedruckt werden kann. Ein weiterer Teil, die genaue Lösung des Pilzproblems behandelnd, erscheint gleichzeitig im „Bauingenieur“.

<sup>2)</sup> Lewe, Kreis- und Ringplatten usw., „Beton und Eisen“ 1914, Heft XII.

Momente bedeuten die erhaltenen Werte nur eine rohe Annäherung. Für die Verhältnisse in der Nähe der Stütze jedoch zeigt der Vergleich mit den genau berechenbaren

Werten der einfachsten Ausbildungsform, daß die Stützmomente und die Verbiegungen in der Nähe der Stütze ziemlich richtig, wenigstens auf Rechenschieber-Genauigkeit, auch für verwickeltere Formen durch das entsprechende Kreisproblem dargestellt werden können.

Die einfachste Form ist eine Kreisplatte, von oben belastet und unten über einem kleinen konzentrischen

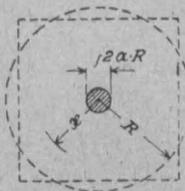


Abb. 1.

Kreis unterstützt (siehe Abbildung 1).

Die Lösung der Diff.-Gleichung

$$1) \quad D \cdot \left( x^2 \frac{d^2 \varphi}{dx^2} + x \frac{d\varphi}{dx} - \varphi \right) + Q_x \cdot x^2 = 0,$$

wo  $Q_x = p \frac{1 - a^2 x^2}{a^2}$  für  $0 < x < a$  und  $D = \frac{m^2 EJ}{m^2 - 1}$

bezw.  $= p \frac{a^2 - x^2}{2x}$  für  $a < x < a$

ist  $\varphi_1 = -\frac{p}{2D} \frac{1 - a^2 x^3}{a^2} + B_1 \cdot x$  für  $0 < x < a$

2) bzw.  $\varphi_2 = \frac{p}{2D} \left( \frac{x^3}{8} - \frac{a^2 x}{2} \ln x \right) + B_2 \cdot x + C_2 \frac{1}{x}$  für  $a < x < a$

Die Grenzbedingungen

$\varphi_1 = \varphi_2$  und  $\varphi_1' = \varphi_2'$  für  $x = a$ ,  $\varphi_2 = 0$  für  $x = a$

führen zu  $B_1 = \frac{p a^2}{4D} \left( \frac{a^2 - 1}{4} - \ln a \right)$ ,  $B_2 = \frac{p a^2}{4D} \left( \frac{a^2 - 1}{4} + \ln a \right)$

3)  $C_2 = -p \frac{a^2 a^4}{16D}$ .

Man hat zu unterscheiden zwischen radialen und tangentialen Momenten  $M_r$  und  $M_t$ . Für  $0 < x < a$  wird (also über der Stütze):

4)  $M_{r1} = -D \left( \frac{d\varphi}{dx} + \frac{1}{m} \frac{\varphi}{x} \right) = \frac{1}{16} p a^2 \left( \frac{x}{a} \right)^3 \frac{3m+1}{m} \frac{1-a^2}{a^2} + (1-a^2+4 \ln a) \frac{m+1}{m}$

und  $M_{t1} = -D \left( \frac{1}{m} \frac{d\varphi}{dx} + \frac{\varphi}{x} \right) =$

5)  $\frac{1}{16} p a^2 \left( \frac{x}{a} \right)^3 \frac{3+m}{m} \frac{1-a^2}{a^2} + (1-a^2+4 \ln a) \frac{m+1}{m}$

In der Mitte über der Stütze wird für  $x=0$ :

6)  $M_{r1} = M_{t1} = \frac{p a^2}{16} \frac{m+1}{m} (1-a^2+4 \ln a)$ .

Setzt man  $m = \frac{1}{\mu} = \frac{10}{3}$  und um der eingangs erwähnten

Forderung der Ersetzung des Quadrats (Seitenlänge  $2d$ ) durch einen gleichgroßen Kreis gerecht zu werden  $a^2 = \frac{4d^2}{\pi}$ ,

so wird das Moment über der Stütze bei quadratischer Grundrißteilung

$$M_{Sx} = M_{Sy} = p d^2 \cdot (1 - a^2 + 4 \ln a) \cdot 0,0811,$$

z. B. für

$$a = 0,1 \quad M_S = -0,852 p d^2$$

$$a = 0,2 \quad M_S = -0,569 p d^2$$

$$a = 0,3 \quad M_S = -0,405 p d^2$$

Das sind aber genau dieselben Werte, wie sie nach der genauen Lösung für die entsprechende quadratische Grundrißteilung gefunden werden<sup>3)</sup>. Das berechtigt allgemein zu dem Schluß:

$$M_x = -p \cdot a^2 \cdot \frac{2}{\pi^2} \left( \sum \frac{\sin m \pi \alpha \cos m \pi \frac{x}{a}}{m \pi \alpha m^2} + \mu / \pi^2 \sum \frac{\sin n \pi \beta \cos n \pi \frac{y}{b}}{n \pi \beta n^2} + \sum \sum \frac{2 \sin m \pi \alpha \sin n \pi \beta}{m \pi \alpha \cdot n \pi \beta} \cdot \frac{m^2 + \mu \cdot x^2 n^2}{(m^2 + x^2 n^2)^2} \cos \frac{m \pi x}{a} \cos \frac{n \pi y}{b} \right)$$

<sup>3)</sup> Die oben erwähnte Arbeit im „Bauingenieur“ gibt die Momentenformel der genannten Lösung wie folgt an.

Daraus erhält man für die Mitte der Stütze:

$$M_{Sx} = M_{Sy} = -p a^2 \cdot \frac{2}{\pi^2} \left\{ \sum \frac{\sin m \pi \alpha}{m \pi \alpha} \frac{1}{m^2} \cdot (1 + \mu) + \sum \sum \frac{2 \sin m \pi \alpha \sin n \pi \beta}{m \pi \alpha n \pi \beta} \cdot \frac{m^2 (1 + \mu)}{(n^2 + n^2)^2} \right\}$$

für  $a = \beta = 0,1$

$$= -p a^2 \cdot \frac{2}{\pi^2} \left\{ \frac{\pi^2}{2} \left( \frac{1}{3} - 0,05 + 0,0017 \right) + 0,928 \cdot 2 \right\} (1 + \mu)$$

$$= -p a^2 (1 + \mu) \cdot (0,285 + 0,371) = -0,85 p a^2$$

für  $a = \beta = 0,2$

$$= -p a^2 \cdot \frac{2}{\pi^2} \left\{ \frac{\pi^2}{2} \left( \frac{1}{3} - 0,1 + 0,0067 \right) + 0,481 \cdot 2 \right\} (1 + \mu)$$

$$= -p a^2 (1 + \mu) \cdot (0,240 + 0,192) = -0,56 p a^2$$

für  $a = \beta = 0,3$

$$= -p a^2 \cdot \frac{2}{\pi^2} \left\{ \frac{\pi^2}{2} \left( \frac{1}{3} - 0,15 + 0,015 \right) + 0,280 \cdot 2 \right\} (1 + \mu)$$

$$= -p a^2 (1 + \mu) \cdot (0,1983 + 0,112) = -0,405 p a^2.$$

Das sind aber dieselben Werte wie oben für das Kreisproblem, wie behauptet.

In der Nähe der Stütze sind die Spannungsverhältnisse der Pilzdecke in Rechenschieber-Genauigkeit dieselben wie bei einer Kreisplatte gleichen Flächeninhalts.

Dieses Ergebnis reizt dazu, auch andere Auflagerungsformen der Kreisplatte zu untersuchen, um in den Ergebnissen der Rechnungen Annäherungsformeln für diejenigen Verhältnisse der Pilzdeckenkonstruktionen zu finden, denen die erwähnte genauere Berechnung nicht gerecht wird, weil die Durchführung der Rechnung wegen der eigenartigen Ausbildung der Stützköpfe zu schwierig und langwierig würde.

Unterscheidet man bei der Stützkopfausbildung die eigentliche Säule  $s$  und das Kapitell  $k$ , sowie etwa eine

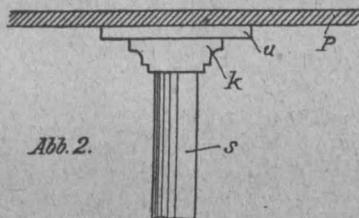
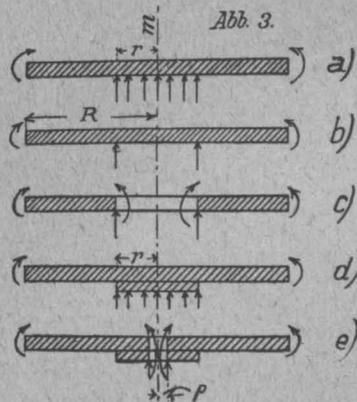


Abb. 2.

noch aufliegende Unterlagsplatte  $u$  und dann erst die Deckenplatte  $p$  (Abbildung 2), eine Anordnung, wie sie nach den Regeln der Architektur etwa zu schaffen wäre, so ist es klar, daß die theoretische Behandlung sehr schwierig wäre, wenn nicht

die nachfolgende Untersuchung darlegen würde, daß schon bei etwa gleicher Stärke der Platte  $u$  mit der Deckenplatte  $p$  das Gesamtträgheitsmoment des innerhalb  $u$  liegenden Deckenteils als unendlich gegenüber dem Trägheitsmoment innerhalb  $p$  angesehen werden könnte, oder daß es genügt, für die Berechnung die Deckenplatte  $p$  als längs des Randes von  $u$  wagrecht eingespannt anzunehmen. Um dieses zu beweisen, wird es notwendig sein, auch einige schwierigere Beispiele einer Decke mit Kopfplatte durchzurechnen.

In der Abbildung 3 sind nun in Diametralschnitten die verschiedenen in Folgenden zu betrachtenden Fälle der Kreisplatte angegeben. Durch Drehung um die Mittellinie  $m-m$  entsteht die jeweils vorliegende Belastungsform. Die Pfeile mit geradem Schaft bedeuten Auflagerkräfte, die mit gebogenem Schaft die Momente, die hier wagrechte Tangenten



bewirken sollen. Die Belastung  $p$  ist nicht gezeichnet. In allen Fällen a, b, c, d ist eine Durchbiegung des Randes wegen Fehlens der Auflagerkräfte vorhanden. Die 3 in Betracht kommenden Halbmesser der ganzen Platte, des mittleren Auflagerkreises oder der Unterlagsplatte und der Säule im Fall d seien  $R, r, \rho$ .

Fall a. Im Fall a sind die Momente  $M_r$  und  $M_t$  bereits in den Formeln 4) und 5) für  $x < r$  angegeben. Für  $r < x < R$  lassen sich diese aus  $\varphi_2$  in 2) leicht ableiten.

Setzt man wieder  $\frac{r}{R} = \alpha$  und  $\frac{x}{R} = \xi$ , so ist für  $r < x < R$

7)  $\varphi_a = \frac{p R^2}{16D} \left( \frac{x^3}{R^2} + 4x \ln \frac{x}{R} + [\alpha^2 - 1] x - \frac{\alpha^2 R^2}{x} \right)$

$$8) M_{ra} = -\frac{p R^3}{16} \left[ (3 + \mu) \xi^2 - 4(1 + \mu) \ln \xi + \frac{\alpha^2}{\xi^2} (1 - \mu) + \alpha^2 (1 + \mu) - 5 - \mu \right]$$

$$9) M_{ta} = -\frac{p R^2}{16} \left[ (3\mu + 1) \xi^2 - 4(1 + \mu) \ln \xi + \frac{\alpha^2}{\xi^2} (\mu - 1) + \alpha^2 (1 + \mu) - 5\mu - 1 \right]$$

Für den Rand erhält man  $\xi = 1$  und  $M_{r_2} = M_{rR}$ ,  $M_{t_2} = M_{tR}$

$$10) M_{rR} = \frac{p R^2}{8} (1 - \alpha^2)$$

$$11) M_{tR} = \frac{p R^2}{8} (1 - \alpha^2) \cdot \mu$$

Für  $x = r$  oder  $\xi = \alpha$  erhält man:

$$12) M_{rr} = -\frac{p R^2}{8} [(2 + \mu)(\alpha^2 - 1) - 2(1 + \mu) \ln \alpha]$$

$$13) M_{tr} = -\frac{p R^2}{8} [(2\mu + 1)(\alpha^2 - 1) - 2(1 + \mu) \ln \alpha]$$

Fall b. Der Fall b ist in der Entwicklung bereits vom Verfasser gelegentlich in einem Aufsatz<sup>4)</sup> behandelt worden. Die radialen Randmomente, die nach Formel 30) dieses Aufsatzes angreifen müssen, um am Rande  $\varphi = 0$  zu erzielen, sind  $M = \frac{1}{1 - \mu} \cdot M_{tR} = \frac{1}{16} p R^2 (2 - 4\alpha^2)$ .

Nimmt man die Ergebnisse der Formel 22) des angezogenen Aufsatzes negativ und addiert die vorstehende Formel, so werden die Momente:

außen für  $r < x < R$ :

$$14) M_{ra} = -\frac{p R^2}{16} \left[ (3 + \mu)(\xi^2 - 1) - 4(1 + \mu) \ln \xi + 2(1 - \mu) \frac{\alpha^2}{\xi^2} - \alpha^2 - 2 + 4\alpha^2 \right]$$

$$15) M_{ta} = -\frac{p R^2}{16} \left[ (3\mu + 1)\xi^2 - 4(1 + \mu) \ln \xi - 2(1 - \mu) \left( \frac{\alpha^2}{\xi^2} + \alpha^2 \right) + 4\alpha^2 - 5\mu - 1 \right]$$

innen für  $0 < x < r$ :

$$16) M_{ri} = -\frac{p R^2}{16} [(3 + \mu)\xi^2 - 4(1 + \mu) \ln \alpha + (1 + \mu)(2\alpha^2 - 3)]$$

$$17) M_{ti} = -\frac{p R^2}{16} [(1 + 3\mu)(\xi^2 - 1) - 4(1 + \mu) \ln \alpha + 2(1 + \mu)\alpha^2 - 2]$$

Im Zentrum für  $\xi = 0$  erhält man:

$$18) M_{ro} = M_{to} = -\frac{p R^2}{16} [-4 \ln \alpha + 2\alpha^3 - 3](1 + \mu)$$

Für  $\xi = \alpha$  oder  $x = r$  ergibt sich:

$$19) M_{rr} = -\frac{p R^2}{16} [(5 + 3\mu)\alpha^2 - 3(1 + \mu) - 4(1 + \mu) \ln \alpha]$$

$$20) M_{tr} = -\frac{p R^2}{16} [(5\mu + 3)\alpha^2 - 3(1 + \mu) - 4(1 + \mu) \ln \alpha]$$

Für den Rand  $\xi = 1$  oder  $x = R$  wird:

$$21) M_{rR} = -\frac{p R^2}{16} [-2 + 4\alpha^2] = \frac{p R^2}{8} (1 - 2\alpha^2)$$

$$22) M_{tR} = \frac{p R^2}{8} \cdot \mu \cdot (1 - 2\alpha^2)$$

Fall c. Die Lösung der Differentialgleichung 11) ist bei

$$Q_x = p \frac{R^2 - x^2}{2x}$$

$$\varphi = \frac{p}{2D} \left( \frac{x^3}{8} - \frac{\alpha^2 x}{2} \ln x \right) + Bx + C \frac{1}{x}$$

Die Grenzbedingungen  $\varphi = 0$  für  $x = r$  und  $x = R$  führen zu

$$B = -\frac{1}{r^2 - R^2} \cdot \frac{p}{16D} [(r^4 - 4R^2 r^2 \ln r) - (R^4 - 4R^4 \ln R)]$$

$$C = -\frac{1}{1/r - 1/R} \cdot \frac{p}{16D} [(r^3 - 4R^2 r \ln r) - (R^3 - 4R^3 \ln R)]$$

Man erhält nach derselben Methode wie oben:

$$23) M_r = -\frac{p R^2}{16} \left[ (3 + \mu) \xi^2 - 4(1 + \mu) \ln \xi + (1 + \mu) \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2} (\alpha^2 - 4 \ln \alpha - 1) - 4 + \frac{1}{\xi^2} (1 - \mu) \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2} (\alpha^2 - 1 - 4 \ln \alpha) \right]$$

$$24) M_t = -\frac{p R^2}{16} \left[ (3\mu + 1) \xi^2 - 4(1 + \mu) \ln \xi + (1 + \mu) \frac{1}{1 - \alpha^2} (\alpha^4 - 4\alpha^2 \ln \alpha - 1) - 4\mu - \frac{1}{\xi^2} (1 - \mu) \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2} (\alpha^2 - 1 - 4 \ln \alpha) \right]$$

Für  $\xi = \alpha$  oder  $x = r$  wird:

$$25) M_{rr} = -\frac{p R^2}{16} (-8 \ln \alpha + 2\alpha^2 - 5 + \mu)$$

$$26) M_{tr} = -\frac{p R^2}{16} (8\mu \ln \alpha + 2\mu\alpha^2 - 5\mu + 1)$$

Für  $\xi = 1$  oder  $x = R$  erhält man

$$27) M_{rR} = -\frac{p R^2}{16} \left[ 2 \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2} (\alpha^2 - 4 \ln \alpha - 1) - (1 - \mu) \right]$$

$$28) M_{tR} = -\frac{p R^2}{16} \left[ 2\mu \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2} (\alpha^2 - 4 \ln \alpha - 1) + (1 - \mu) \right]$$

Fall d. Diese und die nachfolgende Untersuchung sollen über die Verbesserung des Stützkopfes durch eine zwischengeschaltete Platte Auskunft geben. Wie ist der Einfluß derselben auf die Feldmomente, welche Ausdehnung  $r$  der Lastverteilung nach Fall a bewirkt annähernd dieselben Feldmomente? Für Fall d lauten die Differentialgleichungen

$$D(x^2 \frac{d^3 \varphi}{dx^2} + x \frac{d \varphi}{dx} - \varphi) + Q \cdot x^2 = 0$$

$$\text{wo für } 0 < x < r \quad D = D_i \quad Q = Q_i = p \frac{1 - \alpha^2 x}{\alpha^2 - x^2}$$

$$\text{für } r < x < R \quad D = D_a \quad Q = Q_a = p \frac{R^2 - x^2}{2x}$$

Entsprechend Formel 2) sind die Lösungen:

$$\varphi_i = -\frac{p}{2D_i} \frac{1 - \alpha^2 x^3}{\alpha^2} + B_i x$$

$$\varphi_a = \frac{p}{2D_a} \left( \frac{x^3}{8} - \frac{R^2 x}{2} \ln x \right) + B_2 x C_2 \frac{1}{x}$$

Die Grenzbedingungen

$$\varphi_i = \varphi_a \text{ und } \varphi'_i = \varphi'_a \text{ für } x = \alpha R$$

$$\varphi_a = 0 \text{ für } x = R$$

führen zu:

$$29) B_1 = \frac{p R^2}{16} \left[ \frac{-\alpha^4 + 4\alpha^2 - 3 - 4 \ln \alpha}{D_a} + \frac{(1 - \alpha^2)(2 - \alpha^2)}{D_i} \right]$$

$$B_2 = \frac{p R^2}{16} \left[ \frac{-\alpha^4 + 2\alpha^2 - 1 + 4 \ln R}{D_a} - \frac{\alpha^2(1 - \alpha^2)}{D_i} \right]$$

$$30) C_2 = \frac{p R^4}{16} \left[ \frac{\alpha^2(\alpha^2 - 2)}{D_a} + \frac{\alpha^2(1 - \alpha^2)}{D_i} \right]$$

Es interessieren hauptsächlich die Momente an den Stellen  $x = r$  und  $x = R$  also  $M_{rr}$ ,  $M_{tr}$  und  $M_{rR}$  und  $M_{tR}$ . Alle lassen sich aus  $\varphi_a$  entwickeln gemäß den Formeln 14) und 15):

$$31) M_{ra} = -\frac{p}{16} [x^2(3 + \mu) - 4R^2 \ln x \cdot (1 + \mu) - 4R^2] - B_2 D_a (1 + \mu) + \frac{C_2 D_2}{x^2} (1 - \mu)$$

$$M_{ta} = -\frac{p}{16} [x^2(3\mu + 1) - 4R^2 \ln x \cdot (1 + \mu) - \mu 4R^2] - B_2 D_a (1 + \mu) - \frac{C_2 D_a}{x^2} (1 - \mu)$$

und hieraus die gewünschten Formeln:

$$32) M_{rr} = \frac{p R^2}{16} \alpha^2 (3 + \mu) + (1 + \mu) \left[ 4 \ln \alpha + 1 - \alpha^2 \frac{2n - 1}{n} + \alpha^4 \frac{n - 1}{n} \right] + (1 - \mu) \cdot \left( \alpha^2 - 2 + \frac{1 - \alpha^2}{n} \right) + 4$$

$$33) M_{tr} = \frac{p R^2}{16} - \alpha^2 (3\mu + 1) + (1 + \mu) \left[ 4 \ln \alpha + 1 - \alpha^2 \frac{2n - 1}{n} + \alpha^4 \frac{n - 1}{n} \right] + (1 - \mu) \cdot \left( \alpha^2 - 2 + \frac{1 - \alpha^2}{n} \right) + 4\mu$$

$$34) M_{rR} = \frac{p R^2}{16} - (3 + \mu) + (1 + \mu) \left( 1 - \alpha^2 \frac{2n - 1}{n} + \alpha^4 \frac{n - 1}{n} \right) + (1 - \mu) \alpha^2 \left( \alpha^2 - 2 + \frac{1 - \alpha^2}{n} \right) + 4$$

$$35) M_{tR} = \frac{p R^2}{16} - (3\mu + 1) + (1 + \mu) \left( 1 - \alpha^2 \frac{2n - 1}{n} + \alpha^4 \frac{n - 1}{n} \right) - (1 - \mu) \alpha^2 \left( \alpha^2 - 2 + \frac{1 - \alpha^2}{n} \right) + 4\mu$$

Fall e. Dieser Belastungsfall unterscheidet sich von dem vorigen durch die andere Reaktionswirkung der Stütze. Die Auflagerreaktionen sind über der Peripherie des Stützenhalbmessers  $\varphi$  verteilt gedacht, an der Stütze herrscht volle Einspannung. Die sehr weitläufige Behandlung der Aufgabe soll hier nur angedeutet werden. Die Momenten-

<sup>4)</sup> „Beton und Eisen“ 1914, Heft XIII, S. 279 u. 280, Formel 22.

formeln werden die Integrationskonstanten enthalten, die also vorher auszurechnen sind. Die Differentialgleichungen sind:

$$36) \quad D(x^2 \frac{d^2 \varphi}{dx^2} + x \frac{d\varphi}{dx} - \varphi) + Q \cdot x^2 = 0$$

wo für  $\varphi < x < r$   $D = D_i$   $Q = p \frac{R^2 - x^2}{2x}$

für  $r < x < R$   $D = D_a$   $Q = p \frac{R^2 - x^2}{2x}$

Lösungen

$$37) \quad \varphi_i = \frac{p}{2D_i} \left( \frac{x^3}{8} - \frac{R^2 x}{2} \ln x \right) + B_1 x + C_1 \frac{1}{x}$$

$$\varphi_a = \frac{p}{2D_a} \left( \frac{x^3}{8} - \frac{R^2 x}{2} \ln x \right) + B_2 x + C_2 \frac{1}{x}$$

Die 4 Integrationsbedingungen sind:

Für  $x = \varphi = aR$  wird  $\varphi_i = 0$

„  $x = r = aR$  „  $\varphi_i = \varphi_a$  und  $\varphi'_i = \varphi'_a$

„  $x = R$  „  $\varphi_a = 0$

Durch Ansetzen der entsprechenden Gleichungen erhält man 4 lineare Gleichungen, aus denen die Integrationskonstanten zu berechnen sind. Dieses soll hier übergangen werden. Die Konstanten  $B_1, B_2, C_1, C_2$  haben die Werte,

wenn hier  $m = \frac{1}{\mu}$ : Nennerdeterminante  $N$ .

$$\frac{p}{2} N = D_i(m+1) \left( -\frac{R}{r\varphi} + \frac{r}{R\varphi} \right) + D_a(m+1) \left( \frac{\varphi}{Rr} - \frac{r}{r\varphi} \right) + \frac{1-m}{r^2} D_i \left( -\frac{r\varphi}{R} + \frac{R\varphi}{r} \right) + D_a \frac{(1-m)}{r^2} \left( \frac{rR}{\varphi} - \frac{R\varphi}{r} \right)$$

$$B_1 \cdot 8N = \left( \frac{D_a}{D_i} - 1 \right) (r^3 - 4R^2 r \ln r) \left( \frac{m+1}{R\varphi} + \frac{m-1}{r^2 \varphi} \right) -$$

$$- (R^3 - 4R^3 \ln R) \left( -\frac{m+1}{r\varphi} + \frac{1-m}{r^2 \varphi} \right) + (\varphi^3 - 4R^2 \ln \varphi)$$

Die nachstehenden 3 Tabellen geben die Momente in der Nähe der Stütze für 3 verschiedene Stützweiten  $\alpha = 0,1, = 0,2, = 0,3$  für Trägheitsmomentenverhältnisse  $n = 2, = 8, = 32$ . Die erste Tabelle bezieht sich auf kreisförmige Platten, die zweite auf rechteckige Grundrißeinteilung mit 2a und 2b Seitenlänge.

Tabelle 1.

$\alpha$	Fall a				Fall b				Fall c			
	$M_{rr}$	$M_{tr}$	$M_{rR}$	$M_{tR}$	$M_{rr}$	$M_{tr}$	$M_{rR}$	$M_{tR}$	$M_{rr}$	$M_{tr}$	$M_{rR}$	$M_{tR}$
0,0	$-\infty$	$-\infty$	0,125	$0,038 pR^2$	$-\infty$	$-\infty$	0,125	$0,038 pR^2$	$-\infty$	$-\infty$	0,125	$0,038 pR^2$
0,1	-0,464	-0,550	0,124	0,037 „	-0,508	-0,507	0,123	0,037 „	-0,78917	-0,23675	0,115	0,034 „
0,2	-0,247	-0,331	0,120	0,036 „	-0,294	-0,291	0,115	0,035 „	-0,46827	-0,14048	0,096	0,029 „
0,3	-0,130	-0,209	0,114	0,034 „	-0,181	-0,173	0,103	0,031 „	-0,29777	-0,08933	0,077	0,023 „

Fall d

$n$	$M_{rr}$ für $\alpha = 0,1$	$M_{rr}$ für $\alpha = 0,2$	$M_{tr}$ für $\alpha = 0,1$	$M_{tr}$ für $\alpha = 0,2$	$M_{rR}$ für $\alpha = 0,1$	$M_{rR}$ für $\alpha = 0,2$	$M_{tR}$ für $\alpha = 0,1$	$M_{tR}$ für $\alpha = 0,2$
	2,0	$-0,486 pR^2$	$-0,270 pR^2$	$-0,529 pR^2$	$-0,312 pR^2$	$+0,123 pR^2$	$+0,118 pR^2$	$+0,037 pR^2$
8,0	-0,502 „	-0,287 „	-0,513 „	-0,297 „	+0,123 „	+0,116 „	+0,037 „	+0,035 „
32,0	-0,506 „	-0,291 „	-0,509 „	-0,293 „	+0,123 „	+0,115 „	+0,037 „	+0,035 „

Tabelle 2.

	$\xi$	$n = 2$		$n = 8$		$n = 32$	
		$M_r$	$M_t$	$M_r$	$M_t$	$M_r$	$M_t$
$\alpha = 0,1$	0,1	$-0,48578 pR^2$	$-0,52909 pR^2$	$-0,50232 pR^2$	$-0,51315 pR^2$	$-0,50646 pR^2$	$-0,50916 pR^2$
	0,2	-0,21763 „	-0,35643 „	-0,22200 „	-0,35267 „	-0,22309 „	-0,35173 „
	0,3	-0,08709 „	-0,23968 „	-0,08919 „	-0,23818 „	-0,08972 „	-0,23780 „
	0,4	-0,00485 „	-0,15767 „	-0,00617 „	-0,15696 „	-0,00650 „	-0,15678 „
	0,5	+0,05058 „	-0,09731 „	+0,04963 „	-0,09696 „	+0,04939 „	-0,09687 „
	0,6	+0,08795 „	-0,05192 „	+0,08720 „	-0,05177 „	+0,08701 „	-0,051731 „
$\alpha = 0,2$	0,2	$-0,26936 pR^2$	$-0,31163 pR^2$	$-0,28655 pR^2$	$-0,29705 pR^2$	$-0,29078 pR^2$	$-0,29340 pR^2$
	0,3	-0,11219 „	-0,22176 „	-0,12036 „	-0,21593 „	-0,12241 „	-0,21448 „
	0,4	-0,02055 „	-0,14917 „	-0,02565 „	-0,14640 „	-0,02693 „	-0,14571 „
	0,5	+0,03924 „	-0,09316 „	+0,03555 „	-0,09181 „	+0,03463 „	-0,09147 „
$\alpha = 0,3$	0,6	+0,07898 „	-0,05014 „	+0,07606 „	-0,04956 „	+0,07533 „	-0,04941 „
	0,3	$-0,15290 pR^2$	$-0,19271 pR^2$	$-0,17033 pR^2$	$-0,18028 pR^2$	$-0,17468 pR^2$	$-0,25217 pR^2$
	0,4	-0,04599 „	-0,13538 „	-0,05689 „	-0,12948 „	-0,05961 „	-0,20300 „
	0,5	+0,02086 „	-0,08644 „	+0,01299 „	-0,08356 „	+0,01102 „	-0,082836 „
	0,6	+0,06443 „	-0,04725 „	+0,05820 „	-0,04601 „	+0,05664 „	-0,04570 „

**Vermischtes.**

**Kostensteigerung bei Ausführungen von Tiefbauarbeiten.** Ueber die ungeheure Steigerung der Kosten bei Tiefbauarbeiten infolge erhöhter Stundenlöhne, Zement- und Kohlenpreise bei gleichzeitiger Verringerung der Leistung gibt der Geschäftsbericht der „Emschergenossenschaft“ für die Zeit vom 1. April 1919 bis 31. März 1920

$$\left[ \frac{D_a}{D_i} \frac{m+1}{rR} + \frac{m-1}{R^2} \left( -\frac{r}{R} + \frac{R}{r} \right) + \frac{D_a}{D_i} \frac{1-m}{r^2} \frac{R}{r} \right]$$

$$C_1 = -B_1 \cdot \varphi^2 - \frac{p}{16 D_i} \varphi (\varphi^3 - 4 R^2 \varphi \ln \varphi)$$

$$B_2 = \frac{1}{R/r - r/R} - \frac{p}{16 D_a \cdot r} (R^3 - 4 R^3 \ln R) -$$

$$\frac{1}{R} \left[ p \frac{1/D_i - 1/D_a}{16} (r^3 - 4 R^2 r \ln r) + B_1 r + C_1 \frac{1}{r} \right]$$

$$C_2 = -B_2 \cdot R^2 - p \frac{R}{16 D_a} (R^3 - 4 R^3 \ln R)$$

Nach Berechnung der Werte ist es ratsam mittels der Bedingung:

$$B_1(m+1) D_i - B_2(m+1) D - \left[ C_1 \frac{D_i}{r^2} - C_2 \frac{D_a}{r^2} \right] (m-1)$$

die Richtigkeit der Werte nachzuprüfen.

Die Biegemomente werden nun:

$$38) \quad M_{ra} = -\frac{p}{2} \left( \frac{x^2}{8} \frac{3m+1}{m} - \frac{R^2}{2} \ln x \frac{m+1}{m} - \frac{R^2}{2} \right) - B_2 D_a \frac{m+1}{m} + \frac{C_2}{X^2} D_a \frac{m-1}{m}$$

$$39) \quad M_{ta} = -\frac{p}{2} \left( \frac{x^2}{8} \frac{3+m}{m} - \frac{R^2}{2} \ln x \frac{m+1}{m} - m \frac{R^2}{2} \right) - B_2 D_a \frac{m+1}{m} - \frac{C_2}{X^2} D_a \frac{m-1}{m}$$

Nachstehend sind in der Tabelle 1 die Momente für die Fälle a bis d (Abbildung 3) ausgewertet und zusammengestellt und zwar, für engere und ausgedehntere Kraftübertragung an der Stütze ( $\alpha = 0$  bzw.  $\alpha = 0,1$  bis  $0,3$ ).

Die Tabelle 2 gibt die gleichen Momente in der Entfernung  $x = \xi \cdot R$  von der Stütze an. Der Wert  $n$  bedeutet das Verhältnis der Trägheitsmomente der Deckenplatte  $p$  zur Stützkopfplatte ( $u + p$ ), siehe Abbildung 2. —

ein anschauliches Bild. Wir entnehmen dem Bericht daher die nachstehenden Ausführungen und (verkleinerten) Diagramme:

„Ein ungefähres Bild, wie sich die Kostenentwicklung im letzten Jahr bei den Bauten der Genossenschaft zuge- tragen hat, gibt nebenstehende zeichnerische Darstellung. Die in ihr verwandten Zahlen können auf mathematische

Genauigkeit keinen Anspruch machen, da die Verhältnisse auf einer Tiefbaustelle nicht so klar liegen wie anderwärts, wo die Arbeitsbedingungen dauernd gleichbleiben. Die Leistungen im Tiefbau sind abhängig von der Bodenbeschaffenheit, der Witterung, dem Wasserandrang; die verschiedenartigen Arbeiten laufen vielfach in ihrer Bezahlung ineinander. Aus allen diesen Gründen lassen sich die maßgebenden Zahlen nur annähernd finden. Das Beispiel, das für die Darstellung gewählt ist, gibt aber die Verhältnisse einer Baustelle, bei der dauernd wenigstens ungefähr gleiche Verhältnisse geherrscht haben und auch der größte Teil der Arbeiterschaft in den letzten Jahren derselbe geblieben ist. Das allem. Ergebnis darf als richtig angenommen werden.

Die Linien in Abb. 1 für Löhne von Arbeitern und Arbeiterinnen, Zement- und Kohlenpreis, Leistungen auf der Baustelle und Baukosten zeigen die prozentuale Entwicklung. Man sieht, daß der Lohn der Arbeiter vom 1. August 1914 ab ganz allmählich gestiegen ist, bis zum 1. November 1916 auf das 1,2-fache. Bis zum 9. Juli 1917 ist ein stärkeres Ansteigen zu erkennen, dem wieder eine schwache Steigerung bis zum 19. August 1918 folgt bis auf das 1,9-fache. Von diesem Zeitpunkt ab ist ein ganz ungeheures Emporschnellen zu vermerken, sodaß am 1. April 1919 bereits das rund 4-fache, am 1. Oktober 1919 mehr als das 5-fache und am 1. April 1920 fast das 11-fache der Friedenslöhne sich ergibt. Die Kurve für Arbeiterinnen verläuft in ähnlicher Weise, und hat schließlich zum Endergebnis am 1. April 1920 das 6,8-fache des Friedenslohnes. Auf der für die Darstellung gewählten Baustelle waren in gleicher Zahl Arbeiter und Arbeiterinnen beschäftigt. Die mittlere Lohnsteigerung ergibt in ihrem Endergebnis am 1. April 1920 das 8,8-fache des Friedenslohnes. Die Stundenleistungen der Arbeiter nehmen vom August 1914 an allmählich ab und fallen bis zum Oktober 1917 auf 79 % der Friedensleistungen. Von da ab geht es schnell abwärts, der Tiefstand wird im Februar 1919 mit 37 % erreicht. Dann ist wieder ein schnelleres Aufsteigen bis zum Oktober 1919 erkennbar, wo fast wieder die Leistungen des Oktober 1917 erreicht werden, um mit etwa 78 % der Friedensleistungen von da ab gleich zu bleiben. Die Tagesleistung ist der Stundenleistung entsprechend. Die verkürzte Arbeitszeit macht sich von Oktober 1917 ab bemerkbar; die Tagesleistung beträgt am Schluß 54 % der Friedensleistung. Um dasselbe Ergebnis zu erzielen, muß also zurzeit etwa die doppelte Zahl von Arbeitskräften als früher bei einer Baustelle beschäftigt werden. Lohn und Leistungen sind in der Hauptsache ausschlaggebend für die Kosten einer Baustrecke. Von geringerem Einfluß sind noch Materialkosten und Gerätemieten. Die Baukostenkurve verläuft vom August 1914 ab allmählich ansteigend bis zum April 1917 und erreicht hier das 1½-fache des Friedenspreises. Von da ab ist ein starkes Ansteigen bis zum Oktober 1919 bemerkbar, von wann ab ein ganz außerordentliches Emporschnellen zu beobachten ist, sodaß am 1. April 1920 das 13-fache der Friedenskosten erreicht ist. Zwischen dem 1. April 1918 und 1. Oktober 1918 ist ein schwächeres Ansteigen der Kurve zu erkennen, was auf den Einfluß der Kosten der Betonplatten, mit denen die Sohle ausgelegt wurde, zurückzuführen ist. Diese Kosten hängen ab vom Zementpreis. Der Preis für Zement steigt vom 1. August 1914 ab allmählich bis zum 1. Januar 1917, von da ab stark bis zum Januar 1918, bleibt bis zum April 1919 auf gleicher Höhe und drückt dadurch die Baukostenkurve herunter, steigt von nun ab ganz außerordentlich und erreicht im April 1920 das etwa 18-fache des Friedenspreises. Des allgemeinen Interesses halber ist auch die Kohlenpreiskurve eingezeichnet. Die Ursache für die dauernde Minderleistung ist bei der zugrunde gelegten Baustelle nicht etwa in Arbeitsunlust zu suchen, sie hängt vielmehr damit zusammen, daß einmal etwa die Hälfte Arbeiterinnen beschäftigt sind, zum anderen Mal nicht mehr dieselben Erdarbeiter, die im Frieden beschäftigt wurden, zur Verfügung stehen. Damals waren in erster Linie ausländische Arbeiter, Holländer, Italiener, Polen und Slowaken tätig, während jetzt diese Art von Arbeiten nicht so geeignete Deutsche verrichten, die vielfach auch noch aus anderen Berufen stammen. Das Bestreben, gute Leistungen zu erzielen, kann gerade bei dieser Baustelle nicht bezweifelt werden.

Wie verschieden bei ganz gleichen Verhältnissen die Leistungen der Arbeiterschaft sein können, zeigt Abb. 2 betr. Herstellung von Zementplatten, die die Genossenschaft zur Befestigung ihrer Bachläufe in großem Umfange braucht, Arbeiten, die unabhängig von der Witterung in Schuppen unter überall gleichen Bedingungen verrichtet werden. Zementpreis, Stundenlohn, Stücklohn und Leistungen sind dargestellt. Auch hier ist die ungeheure Preissteigerung zu erkennen. Während aber in einer Fabrik die Stundenleistungen der Arbeiter seit Januar 1918 gestiegen sind, gegenüber der Friedensleistung um etwa 50 %, ist die Leistung in einer anderen Fabrik um ebenso viel gefallen. Die Tagesleistung ist im erste-

Abb. 1. Baukosten-Verteuerung eines Bachlaufes. Stundenlöhne, Stunden- u. Tagesleistungen, Zement- u. Kohlenpreis.

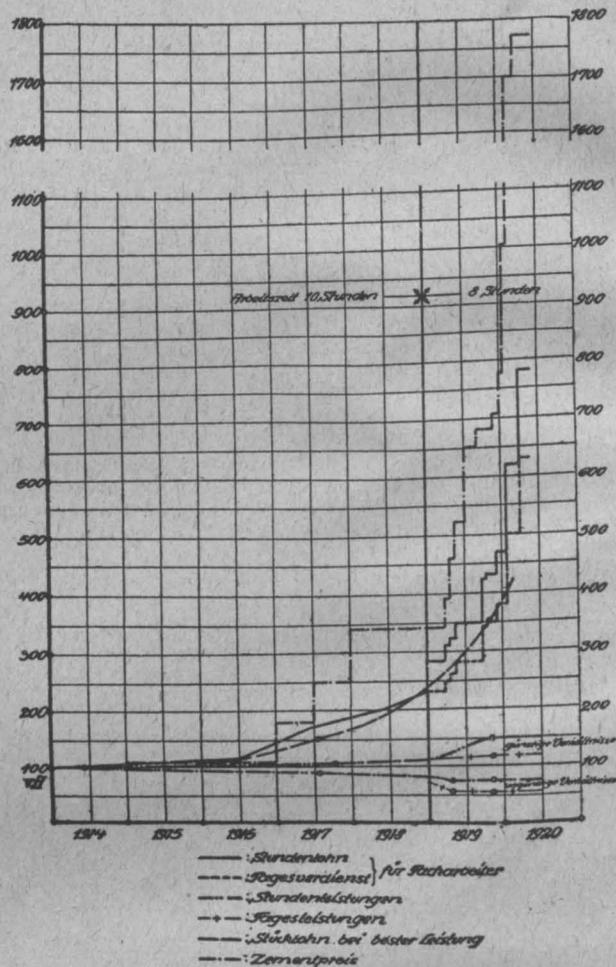
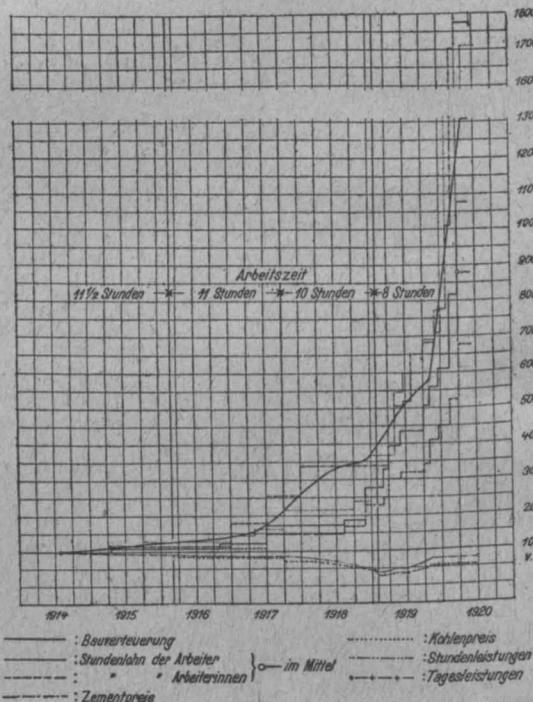


Abb. 2. Stunden- und Tagesleistungen, Stundenlöhne, Tagesverdienst u. Stücklohn bei versch. Betonwarenfabriken.



ren Fall trotz der verkürzten Arbeitszeit gestiegen, im anderen bleibt sie stark hinter der Friedensleistung zurück."

Inhalt: Verschiedene hervorragende während des Krieges ausgeführte Eisenbetonbauten der A.-G. Wayß & Freytag. (Schluß.) Ausführung von Wohnhäusern in Gußbeton. — Der Einfluß der Stützkopfausbildung bei Pilzdecken. — Vermischtes.

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

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

17. Jahrgang 1920.

№ 19.

### Holzpfähle mit Eisenbetonaufsatz System Heimbach.

Von Baumeister C. Busemann in Lübeck. (Schluß aus No. 17.) Hierzu die Abbildungen S. 148 und 149.



s seien nun einige Anwendungen besprochen. Zunächst wurden die Rohre — wie vom Patentinhaber vorgeschlagen, also in geringer Stärke — bei einer auf Pfähle gegründeten 6 m hohen Brandmauer zur Begrenzung eines Holzlagerplatzes benutzt (Abb. 6 u. 7 a. f. S.).

Die Brandmauer wurde in Pfeiler von 9,2 m Entfernung und dazwischen betonierte Eisenbetonplatten aufgelöst. Die Einzelheiten der Ausbildung gehen aus der Abbildung hervor. Jeder Pfeiler ruht auf 4 Schrägpfehlern mit einer Neigung 1 zu 6. Der Baugrund ist sumpfiges Wiesenland mit Sand-1 zu 6. Der Baugrund ist sumpfiges Wiesenland mit Sand-1 zu 6. Untergrund in — 12,0 m N. N. (d. s. 14,3 m unter Gelände), mit 2,5 m oberer Sandaufschüttung. Durch die Aufsatzpfähle sollte vermieden werden, die obere aufgespülte Sandschicht, die infolge des Spülverfahrens noch einen hohen Grundwasserstand aufwies, von der Geländehöhe (+ 2,30 m N. N.) bis zur Fäulnisgrenze (— 0,20 m N. N.) aufzugraben. Die Holzpfähle waren gesunde Landsberger Kiefern. Die Rohre waren 2 m lang und hatten eine Wandstärke von 2,5 mm. Bei diesem gesunden dichten Holz mußte der Pfahlkopf so weit vorgearbeitet werden, daß das Blechrohr sich ohne großen Druck überstülpen ließ, weil man sonst Gefahr lief, daß das Rohr zusammen gestaucht wurde (Abbildung 8, S. 148) oder mitsamt den Verstärkungsringen aufplatzte (Abbildung 9, S. 148). Auch kam es vor, daß die Pfähle zu früh fest wurden, dann mußte die Baugrube an dieser Stelle durch Spundwände abgeschlossen und unter Wasserhaltung soweit ausgeschachtet werden, daß man den Pfahl auf die Fäulnisgrenze abschneiden und mit einem Rohr versehen konnte. (In solchen Fällen geht natürlich der Vorteil des Verbundpfahles verloren.) Hierbei zeigte es sich, daß die Gußeisenringe immer in vielen Stücken im Holz eingeschlossen waren (Abbildung 10, S. 148). Da die Ringe den Pfahlkopf aber nur aufspalten sollen und immer bis zur Kopfoberfläche eingetrieben werden konnten, so haben sie — ob nachher ganz oder zerbrochen — ihren Zweck erfüllt. Legt man Wert darauf, daß die Keilringe ganz bleiben, so müssen sie für gesunde dichte Kiefernpfähle aus Schmiedeeisen oder Stahlguß hergestellt werden.

Nach diesen Erfahrungen wurden die Rohre für die späteren Bauten nur noch in der oben angegebenen Weise berechnet, also für 400 mm Pfahlkopf 5 mm stark genommen und mit 2 (einer unten, einer am Übergang zwischen Holz und Beton) oder 3 (zwei wie vor, einer oben) Ringen aus Halburdeisen, 60 · 16 mm stark, versehen.

Als zweite Anwendung kam ein Gerüst für eine bewegliche mit dem Wasser auf und ab gehende Klappe einer Wagenfähre in Frage. Hier sollten die Eisenpfosten aus breitflanschigen Trägern No. 20 je auf einem Holzpfahl stehen. Die Pfosten wurden nach Abbildung 5 in No. 17, S. 131 mit dem Rohr verschraubt. Alsdann wurde das Rohr ausbetoniert, um den ins Wasser hineinragenden Träger gegen

Rosten zu schützen. Obwohl die aus Abbildung 5 ersichtlichen Laschen zur Verbindung zwischen Rohr und Pfosten durch verschiedene Kröpfung eine gewisse Ungenauigkeit in der Rammung ausgleichen konnten, so machte doch das Hinbringen des Pfahles an die richtige Stelle mittels Schwimmramme soviel Schwierigkeiten, daß bei der zweiten Landungsbrücke die Heimbach'schen Pfähle vermieden wurden, indem die Holzpfähle zunächst durch einen Rost verbunden wurden, auf welchen sich das Eisengerüst an die richtige Stelle hinschieben ließ.

Ferner wurden die Verbundpfähle für zwei Stromjoche einer Feldwegbrücke über die Obertrave zwischen Reecke und Hamberge benutzt, deren Gesamtansicht Abb. 11, S. 149 zeigt. Der Oberbau besteht aus über 3 Felder von 6,26, 11,0; 6,26 m durchlaufenden Mittelträgern. Die schweren Holme der Joche erklären sich daraus, daß hier vorhandene Blechträger verwendet wurden, die einbetoniert sind. Hier steht jedes Joch aus Eisenbeton (vergl. Abbildung 12 und 13, S. 149) auf 2 mal 3 Verbundpfählen. Eine gewisse Verschiebung des Joches auf den Pfählen, wenn diese nicht genau an der gewollten Stelle gerammt sind, ist hierbei möglich. Die aufgelösten Widerlager dieser Brücke (Abbildung 14) zeigen zugleich ein Beispiel, wie man auf schlechtem Boden billig und sicher bauen kann.

Abbildung 15, S. 149 zeigt ein Zollhäuschen am Traveufer, dessen Flurplatte aus Eisenbeton 2,5 m über Mittelwasser liegt und auf 12 Heimbach'schen Pfählen ruht.

Abbildung 16 zeigt ein Eisenbetonfundament auf 6 Verbundpfählen für eine Eisenbahndrehscheibe von 8 m Durchmesser. Diese Lösung kam nicht zur Ausführung, weil die Firma Christiani & Nielsen, Hamburg, ganz in der Nähe 4 Eisenbetonpfähle von 18 m Länge von der Kaimauer am Hochofenwerk liegen hatte und hierauf das Fundament zu billigerem Preis errichtete.

Was nun die Kosten anlangt, so konnte man diese vor dem Krieg schätzungsweise etwa wie folgt ermitteln: Für das Herrichten des Pfahlkopfes, das Aufsetzen des Rohres, das Einschlagen des Ringes und das langsamere Einrammen mittels Jungfer sind etwa dieselben Kosten zu rechnen wie für das Einrammen eines Pfahles von voller Länge. Also ist für das Einrammen des Verbundpfahles etwa das Doppelte von dem für einen einfachen Pfahl zu rechnen. Für das Blechrohr konnte man früher bei 40 cm Durchmesser für 1 mm Blechstärke und 1 m Länge rund 5 M., heute rund 50 M. rechnen (also für ein Rohr von 2 m Länge, 5 mm Blechstärke 5 · 2 · 5 = 50 bzw. 500 M.). Hierzu kommt der Gußeisenring mit rd. 11 kg Gewicht gleich 5 M. vor dem Krieg, 50 M. jetzt, ferner eine Lizenzgebühr von 10—20 M. für den Pfahl (je nach Vereinbarung) und der Betoninhalt.

Rechnet man dies alles zusammen, so wird man finden, daß überall dort, wo es sich wegen der Menge der Pfähle

lohnt, eine gute Eisenbeton-Pfahlramme hinzuschaffen und anzustellen, der Verbundpfahl gegen den Eisenbetonpfahl nicht wettbewerbsfähig ist. Bei gleichen Kosten ist natürlich der einheitliche Eisenbetonpfahl vorzuziehen. Auch dort, wo mit nicht allzu hohen Kosten bis zur Fäulnisgrenze des

Einfluß auf den Beton zweifelhaft ist, oder wenn plötzlich festgestellt wird, daß eine Stelle ausgerammt werden muß, Eisenbetonpfähle aber nicht so schnell zu haben sind, oder auch, wenn so wenig Pfähle in Frage kommen, daß es sich nicht lohnt, hierfür erst eine schwere Eisenbeton-Pfahlramme

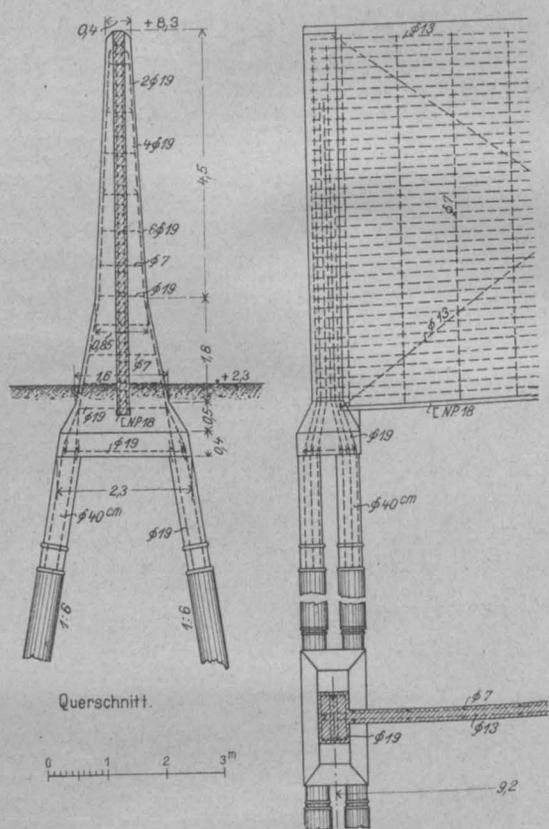
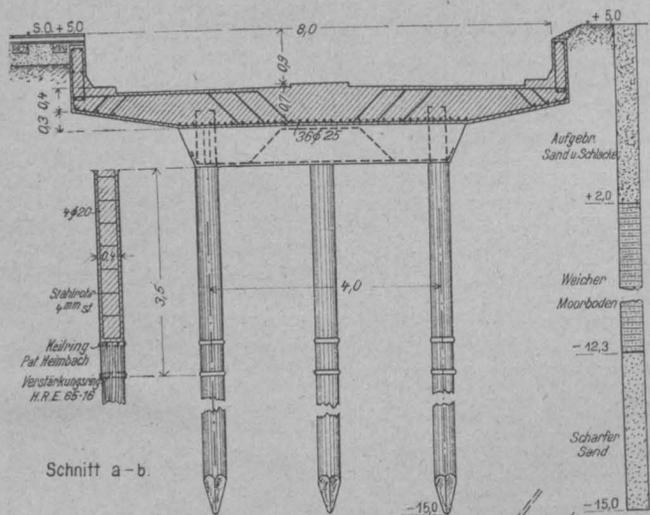


Abbildung 7. Einzelheiten der Ausbildung der Brandmauer in Abbildung 6 und ihrer Pfahlgründung.

Abbildung 16 (links). Drehscheibe auf Rampfpfählen System Heimbach.

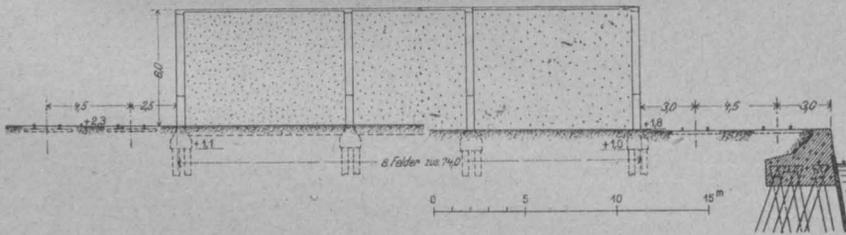


Abbildung 6 (links). Übersichtszeichnung einer Eisenbeton-Brandmauer zur Abgrenzung eines Lagerplatzes auf Heimbach-Pfählen.

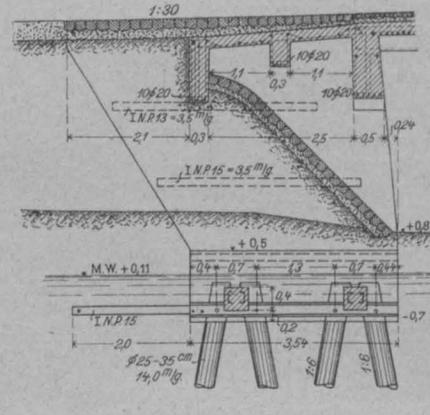
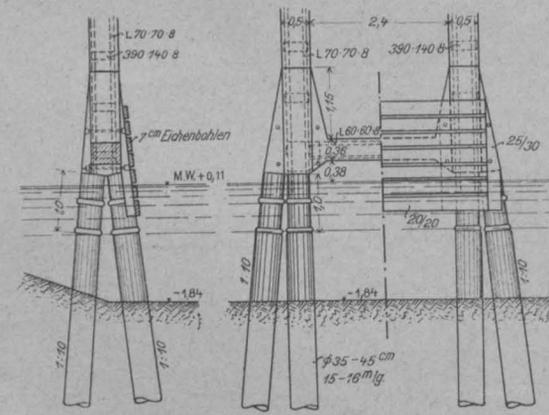


Abbildung 14 (links). Feldweg-Brücke in Eisenbeton (vergl. Abb. 11) auf Heimbach-Pfählen, Joche und Widerlager.

Holzes auszuschichten ist, sollte man die Holzpfähle nicht aufpfropfen. Dennoch kann der Verbundpfahl an vielen Stellen sehr wohl in Frage kommen, wenn z. B. im Untergrund eine moorige Schicht oder Grundwasser vorhanden ist, dessen

herzuschaffen, aufzurichten und ein Gerüst hierfür zu schlagen. Letzterer Grund war hier für die obengenannten Bauwerke (mit Ausnahme der Brandmauer) maßgebend. Dennoch bin ich überzeugt, daß der Betriebstechniker, der die Unterhaltung der Bauwerke mit freistehenden Ver-

bundpfählen zu überwachen hat, nach einigen Jahren, wenn er trotz sorgfältigem Außenanstrich bei Niedrigwasser merkt, daß der Blechmantel — sei es von innen nach außen oder von außen nach innen — durchgerostet ist, die Sparsamkeit bei der ersten Herstellung bemängelt. Allerdings muß die

Erfahrung noch lehren, ob ein frei im Wasser stehender Eisenbetonpfahl sich zwischen Luft und Wasser länger hält. Vielleicht muß man beide später durch eine längsgeteilte Blechhülse einfassen und den Zwischenraum mit Zementmörtel ausgießen oder auspressen. —

### Die Einwirkung von Oelen auf Beton und Schutzmaßregeln für Beton-Oelbehälter.



Daß fette Oele, also solche pflanzlichen oder tierischen Ursprunges, auf Beton schädlich einwirken, indem sich die Fettsäuren der Oele mit dem Kalk des Zementes zu Kalkseifen verbinden, so daß der Beton erweicht wird, ist seit langem bekannt. Von C. Schumann sind schon 1892 Versuche nach dieser Richtung mitgeteilt worden (vergl. Protokoll des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ 1892 S. 73 und „Der Portland-Zement und seine Anwendung im Bauwesen“ 4. Aufl. 1912 S. 48). Es wurde dabei festgestellt, daß sich die Einflüsse besonders geltend machen bei magerem also porösem Beton (Mörtel 1:3), daß dagegen bei dichtem Beton (Mörtel 1:1), besonders wenn sich infolge längerer Erhärtung an der Luft kohlenaurer Kalk an der Oberfläche gebildet hat, die Einwirkung kaum nennenswert ist. Zerstörungen an Maschinenfundamenten und Fußböden in Werkstätten durch abtropfendes Oel und zur Aufnahme fetter Oele hergestellter Betonbehälter lieferten dafür auch den praktischen Beweis. Maßgebend für die Zerstörungserscheinung ist also nicht das Fett an sich, sondern dessen Gehalt an Säure. Von Einfluß ist ferner der Wärmeegrad des Oeles, da bei höherer Temperatur das dann dünnflüssige Oel leichter in die Poren des Betons dringt. Betonbehälter für fette Oele ohne besondere Schutzmaßregeln sind also nicht haltbar.

Mineralöle, die sich nicht zersetzen und keine Säuren bilden können, üben dagegen nach den bisherigen Anschauungen auf Beton keinen schädlichen Einfluß aus. Die oben erwähnten Versuche Schumanns erstreckten sich auch auf solche Oele (Petroleum und Vulkanöl). Beton und Eisenbetonbehälter zur Aufnahme von Petroleum haben sich vielfach bewährt, ebenso solche zur Aufnahme von Teerölen. Es sind jedoch mit Behältern für Teeröle auch hier und da schlechte Erfahrungen gemacht worden und bei der Mannigfaltigkeit der jetzt zu Heiz- und Treibzwecken verwendeten mineralischen Oele ist die Frage wieder in den Vordergrund getreten, ob nicht auch bei Behältern für Mineralöle, wenigstens gewisser Art, besondere Schutzmaßregeln notwendig werden.

Ein Rundschreiben des „Deutschen Betonvereins“ an seine Mitglieder (No. 17 vom 27. Mai 1920) über die Einwirkung von Oel auf Beton, bringt diese Tatsachen in Erinnerung, gibt eine Zusammenstellung der in Frage kommenden fetten und mineralischen Oele, verweist auf die oben erwähnten Versuche, sowie auf neuere in Amerika und namentlich auf umfangreiche Versuche, die das Reichsmarineamt ausgeführt hat, das sich während des Krieges vor die Aufgabe gestellt sah, große unterirdische Behälter in Eisenbeton für die Aufnahme von Heiz- und Treibölen verschiedenster Art zu schaffen. Schließlich wird eine Zusammenstellung der Schutzmittel gegeben, die einer Schädigung des Betons vorbeugen sollen, wobei eine besonders sorgfältige Ausführung und auf Grund der statischen Berechnung sachgemäß ausgebildete Konstruktion, die einer Rißbildung vorbeugt und auch der Aufnahme von Wärmeschwankungen genügende Rücksicht widmet, als Vorbedingung für gutes Verhalten bezeichnet wird. Verputzen mit einer öldichten, oder durch geeignete Mittel öldicht gemachten Putzschicht, u. U. vollständige Auskleidung mit verschiedenen Stoffen sind die angewendeten Schutzmittel. Diese haben die Aufgabe zu erfüllen, das Oel sicher abzuweisen und selbst unempfindlich gegen die im Oel enthaltenen Säuren zu sein, den Behälter auch für den Fall zu sichern, daß er statt mit Oel auch mal mit Wasser gefüllt wird, wie bei der ersten Prüfung auf Dichtigkeit, und auch bei bis zur Siedehitze erwärmtem Oel (höhere Wärmegrade sind oft erforderlich, um das Oel leicht abzugießfähig zu erhalten) den Beton gegen Beschädigungen zu schützen.

Schutzanstriche müssen so beschaffen sein, daß sie nicht durch das Oel aufgelöst werden (wie z. B. asphaltartige Erzeugnisse). Dagegen sind mit Fluten vielfach gute Erfahrungen gemacht. Nach Mitteilung des Materialprüfungsamtes Lichterfelde soll sich ferner ein neues Anstrichmittel „Margalit“ von Prof. Dr. Marcusson (Kunstharz gewonnen durch Kondensation von Formaldehyd mit Phenol) während mehrerer Wochen dauernden Beobachtungen gegen alle pflanzlichen, tierischen und mineralischen Oele als unempfindlich erwiesen haben. Es wird wie ein Oelfarben-Anstrich aufgetragen (auch auf rauhen und feuchten Beton). Auskleidungen ver-

schiedenster Art sind außerdem mit mehr oder weniger Erfolg verwendet worden.

Von besonderem Interesse sind die auf mannigfaltige Schutzmittel sich erstreckenden, oben erwähnten Versuche des Reichsmarineamtes, die kürzlich in der Zeitschrift „Zement“ No. 41—43 und 46 v. J. 1920 durch die Herren Dr. Calame und Baurat E. Beck in Wilhelmshaven veröffentlicht worden sind. Die wichtigsten Ergebnisse seien nachstehend mitgeteilt:

Die Versuche erstreckten sich zunächst auf den Einfluß verschiedener Oele auf Festigkeit und Volumbeständigkeit des Betons. Da rasch Ergebnisse erzielt werden mußten, sind kleine Zugprobenkörper in der Mischung 1:3 (Gewichtsverhältnis = 1:2,8 Raumverhältnis) aus Portlandzement und Normensand hergestellt worden. Die Proben erhärteten 28 Tage an der Luft und wurden dann z. T. in Steinkohlen-Teeröl und Petrolöl gelagert, während ein anderer Teil in die warme Zimmerluft gebracht wurde. Es ergaben sich folgende Zugfestigkeiten:

	bei Luftlagerung	in Steinkohlen-Teeröl	in Petrol-Oel
nach 28 Tagen	37,0 kg/cm <sup>2</sup>	—	—
„ 3 Monaten	33,5 „	26,9 kg/cm <sup>2</sup>	32,2 kg/cm <sup>2</sup>
„ 6 „	37,3 „	23,7 „	32,9 „
„ 1 Jahr	32,5 „	16,3 „	31,3 „
„ 2 Jahren	40,0 „	8,0 „	28,0 „

Den Rückgang in der Festigkeit der Luftproben zwischen 1. und 3. Monat erklären die Berichtersteller durch die Umlagerung aus dem Probekasten in die trockene Luft des geheizten Zimmers. Schon nach kurzer Zeit zeigt sich der Einfluß des Oeles auf die Festigkeit, die im Petrolöl nicht mehr fortschreitet, in Steinkohlen-Teeröl ständig und stark zurückgeht.

Versuche mit einem Hochofen-Zement, bei dem die Proben aber schon nach 7 Tagen in die warmen Oele eingelagert wurden, zeigten ähnliche Ergebnisse.

Interessant ist ein Vergleich mit den Versuchen, die Dr. A. Guttmann, Düsseldorf, mit Petroleum-Heizöl und Steinkohlen-Teeröl, und zwar mit Druckproben (Normenwürfeln) Mischung 1:3 (3 verschiedene Zemente und Rheinsand) gemacht hat. Die Körper wurden nach 7-tägiger Luftlagerung mit einem Wasserglas-Anstrich versehen und dann in die Oele gebracht (Zement 1920 No. 40). Die Ergebnisse waren folgende:

Marke	in Petrol-Heizöl		in Steinkohlen-Teeröl	
	28 Tage	6 Monate	28 Tage	6 Monate
Zement A	210	192	168	185
„ B	287	272	242	252
„ C	262	288	193	238

Auch hier zeigen die in Oel gelagerten Körper trotz des Wasserglas-Anstriches gegenüber den an der Luft gelagerten eine geringere Festigkeit. Im Uebrigen ist die Empfindlichkeit der Zemente gegen die Oele verschieden. Bei den Wilhelmshavener Zugproben sowohl, wie bei den hier erwähnten Druckproben zeigte sich, daß das schwerflüssige Steinkohlen-Teeröl rascher in die Körper eindringt als das leichtere Petrolöl. Während die Zugproben im ersten schon nach 1—2 Monaten 2—3 mm tief durchdrängt waren, zeigte sich das bei Petrolöl erst nach 5 Monaten. Zu diesem Zeitpunkt waren die ersteren Proben schon ganz durchdrungen. Nach 1 Jahr zeigten die in Steinkohlen-Teeröl gelagerten Proben einzelne, nach 2 Jahren starke Risse, während die im Petrolöl rissefrei blieben. Auch kleine, mit Eisendraht bewehrte Säulchen zeigten dieselbe Erscheinung. Auch bei den Guttmann'schen Versuchen ergaben sich bei den Probekörpern in Steinkohlen-Teeröl Risse.

Weitere Versuche erstreckten sich auf die Untersuchung von Schutzvorrichtungen, um das Eindringen des Oeles in den Beton zu verhindern. Während es leicht ist, einen Wasserbehälter dicht herzustellen, ist es selbst mit bestem Portlandzement-Putz 1:1 unmöglich, Oelbehälter vollkommen abzudichten. Eine Abdichtung mit Mitteln, die gegenüber Wasser sich bewährt haben, versagt hier ebenfalls, sobald es solche sind,

die sich in Oel auflösen, d. h. also alle, die bituminöse Stoffe, Seifen oder Fettsäuren enthalten. Auch Pech wird aufge-



Abbildung 8. Beim Rammen zusammengestauchtes Blechrohr.

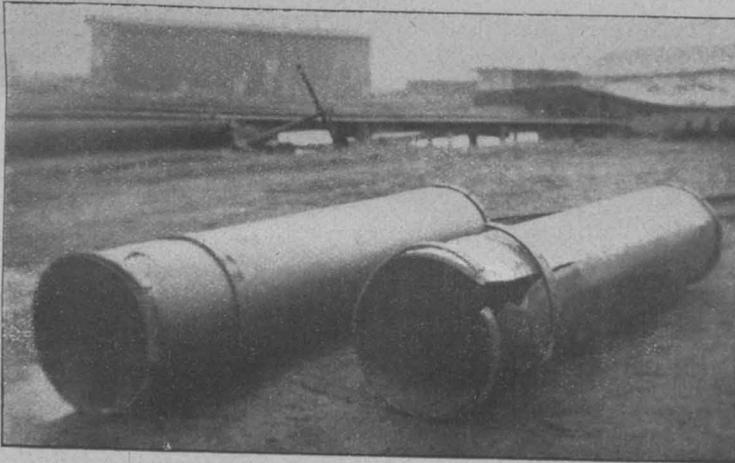


Abbildung 9. Beim Rammen aufgeplatzt Blechrohr.



Abbildung 10. Aufgegrabener Pfahlkopf mit zerstörtem Gußeisenring. Holzpfähle mit Eisenbetonaufsatz System Heimbach.

löst. Nur solche organische Stoffe, wie z. B. Wasserglas, die in Wasser und Oel unlösliche Verbindungen eingehen

und so die Poren des Betons schließen, sind brauchbar. Sie dürfen natürlich auch keine Treib-Erscheinungen hervorrufen, also auch nicht in großen Kristallen auskristallisieren.

Es wurden Versuche durchgeführt mit Wasserglas, mit dem Verfahren von C. Brandt, Bremen (Fluätieren, darauf Anstrich mit Eironit, darauf Fliesenbelag), mit Glutin (Knochenleim), mit Metallüberzug (Patent Henry Welte, Znaim i. Böhmen), mit Cellonkitt und Cellonlacken (Dr. Eichengrün, Charlottenburg), mit Steinholzmasse, mit Papiermasse als Fugenfüllung für Steinplatten, mit Ton und schließlich mit Celluloid. Durchweg wurde Petrol-Heizöl und Steinkohlen-Teeröl bei der Erprobung verwendet.

Die Versuche, das in gelatinöser Auflösung auf rauhen Beton aufgestrichen wurde, haben kein befriedigendes Ergebnis gehabt, da die Leimschicht im warmen Oel mit der Zeit rissig wird und abblättert. Auch das Verfahren mit Metallüberzug auf Kunststein hat sich als nicht geeignet erwiesen, da das Steinkohlen-Teeröl rasch durch den Ueberzug in den Beton eindringt. Steinholzmasse als Auskleidungsmittel hat sich ebenfalls nach den Versuchen nicht als brauchbar erwiesen, denn die Schicht wurde unter dem Einfluß der Oele weich. Steinholzmasse ist ja außerdem gegen Wasser empfindlich, sodaß solche Behälter nicht auf Dichtigkeit mit Wasser geprüft werden könnten, auch setzt sich in den beiden Oelen stets Wasser ab. Die Auskleidung mit Steinplatten mit Auskalfaterung der Fugen mit durchgearbeiteter und ausgepreßter Papiermasse bietet zwar für den darunter liegenden Beton einen guten Wärmeschutz, die Papiermasse wird aber bald ganz von Oel durchtränkt, so daß dieses wieder den Beton angreifen könnte, falls er nicht durch Tränkung usw. noch einen besonderen Schutz erhält.

Cellonkitt hat sich bei den Versuchen als selbst dicht gegen die beiden Oele, auch bei höherer Temperatur derselben erwiesen; es ist aber schwierig, ihn durchaus sicher mit der Betonfläche zu verbinden und die Fugen der verkleidenden Fliesen sicher damit zu schließen. Cellonlack-Anstrich setzt die Wahl bestimmter Marken voraus, da sich nicht alle eignen. Es haftet auch schlecht auf glatten Flächen, ebenso auf feuchtem Beton und kann auf ölige Flächen nicht aufgestrichen werden, was Ausbesserungen erschwert und durch die Notwendigkeit, auch den Putz zu beseitigen, verteuert. Auch gegen Amoniakwasser ist Cellonlack wenig widerstandsfähig.

Eine Schutzschicht aus zusammengeklebten Celluloid-Streifen hat sich bei Auswahl einer entsprechenden Marke (Celluloid kommt im Handel in sehr verschiedener Zusammensetzung und verschiedenen Eigenschaften vor) als brauchbar erwiesen. Eine untersuchte Marke zeigte sich als durchaus widerstandsfähig gegen beide Oele, eine andere dagegen wurde in dem Steinkohlen-Teeröl spröde und brüchig. Die Celluloid-Schicht muß also noch durch eine besondere, nicht zu schwach zu bemessende Wärmeschutzschicht gegen zu hohe Erwärmung geschützt werden. Die Versuche zur Gewinnung einer besonders geeigneten Celluloidmasse konnten wegen des Kriegsausfalles nicht mehr zu Ende geführt werden.

Bei Petrolöl und Steinkohlen-Teeröl gut bewährt hat sich dagegen ein Anstrich mit einer starken Lösung von Natronwasserglas (40° Beaumé) auf vorher sorgfältig mit der Kelle verriebenem, also möglichst dichtem Zementputz. Nachdem sich schon früher bei kleinen Betonhohlkörpern von 30 cm Kantenlänge, mit Zementmörtel 1:1 verputzt und doppeltem Wasserglas-Anstrich auf dem vorher gut getrocknetem Putz, bei einjähriger Beobachtungszeit völlige Dichtheit ergeben hatte, auch unter 1,5 Atm. Druck, wurden nun, um den Einfluß der Schwindung des Betons in größeren Flächen beurteilen zu können, größere Hohlwürfel von 1 m<sup>3</sup> Inhalt aus 1 Zement: 4 Sand: 6 Steinschlag hergestellt, d. h. also aus einem infolge des mageren Zementmörtels porösen Beton. Die Innenseite wurde 1 cm stark mit Zementmörtel 1:1 verputzt, der mit der Kelle gut abgerieben war. Nach 14-tägiger Austrocknung wurde mit Wasserglas von 40° Bé. zweimal gestrichen. Nachdem sich die Körper als wasserdicht erwiesen hatten, wurden sie mit je einem der beiden Oele gefüllt. Sie waren noch nach Jahresfrist durchaus fest und dicht. Für Te-

Uralin, einem aus Naphthalin mit Hinzufügung von 4 Wasserstoffatomen hergestellten flüssigen Kohlenwasserstoff, ist jedoch mit Wasserglas Dichtigkeit nicht zu erzielen. Das Verfahren der Firma Karl Brandt, Bremen (D. R. P.) erwies sich dagegen auch für dieses Öl als brauchbar. Nach diesem Verfahren wird der Zementputz zunächst mit auf 50°C. erhitztem, dann mit kochendem Fluat bestrichen. Dann wird ein Anstrich zunächst aus dünnflüssigem, darauf ein zweiter aus breiigem Eironit aufgebracht und schließlich als Schutz eine Fliesenbekleidung darüber gelegt, deren Zementmörtelfugen in gleicher Weise behandelt werden. Nach Versuchen des Erfinders dieses Verfahrens, Eugen Kehren, Bremen, haben Betonstücke, die mit heißem Fluat von etwa 50°C. (kaltes hat nicht die Wirkung) gestrichen worden sind, sich sowohl in Olivenöl wie in auf 100°C. erhitztem Steinkohlen-Teeröl unversehrt und hart gehalten, ebenso bei Anstrich mit heißem Fluat und darüber noch mit Eironit (Dauer der Beobachtung 1 Monat). Durchaus befriedigt haben auch Versuche mit Probebehältern von 1 m<sup>3</sup> Inhalt, die ganz nach Brandtscher Art ausgebildet waren. Nicht so gut wie eine Auskleidung mit Tonfliesen hat sich eine solche mit Glasplatten bewährt, da diese nicht so gut haften und in heißem Öl auch z. T. zersprangen.

Schließlich lag es nahe, auch Ton als Dichtungsmittel heran zu ziehen, da in Galizien und Rumänien, wo das Erdöl unter einer Tonschicht liegt, und diese trotz hohen Druckes nicht durchdringt, mehrfach Erdölbehälter im gewachsenen Ton ausgehoben worden sind, die sich gut bewährt haben. Mit nicht ganz gleich gutem Erfolg hat man in Rumänien auch tiefere, im Erdreich ausgehobene Erdölbehälter mit Tonausstampfungen zu dichten versucht, denn der gestampfte Ton kommt dem gewachsenen an Dichtigkeit doch nicht gleich. Andererseits war mit anscheinendem Erfolg auf Helgoland von der Marine bei kleinen Behältern die Tondichtung schon angewendet worden. Die Firma Wayss & Freytag, Hamburg, machte ebenfalls Vorschläge zu solchen Ausführungen. Die Schwierigkeit liegt in der Beschaffung eines geeigneten Tons, der fett genug sein muß, um undurchlässig zu sein, und doch nicht bei Austrocknung so scharf schwinden darf, daß er Risse bekommt. Es sind eine Reihe von Versuchen gemacht worden, nachdem ein geeignetes Material gefunden war. Namentlich wurden Versuche durchgeführt zur Untersuchung, ob eine plastisch zwischen Betonschichten eingebrachte Tonschicht beim Erhitzen des Behälters auch noch die genügende Feuchtigkeit behält, um nicht zu reißen. Die Versuche ergaben jedenfalls, daß Ton als brauchbares Hilfsmittel mit heran gezogen werden kann.

Der Beschluß des Berichtes bildet die von Konstruktions-Zeichnungen begleitete Beschreibung von 2 unter ganz verschiedenen Verhältnissen und nach 2 verschiedenen Verfahren von Wayss & Freytag, Hamburg, an der Elbe und C. Brandt, Bremen an der Weser ausgeführten größeren Ölbehältern von je 10 000 m<sup>3</sup> Inhalt. An der Elbe ist sandiger Untergrund, hoher Grundwasserstand, an der Weser lehmiger Untergrund, sehr tiefer Grundwasserstand vorhanden. Im ersteren Fall war daher ein höher gelegener flacher Behälter mit geneigten Wänden, im zweiten ein tiefer hinreichender mit mehr lotrechten Wänden am Platz. Die Behälter an der Elbe sind mit geböschten Wänden, Schutz durch Tondichtung und geschlossener fester Sohle, die an der Weser mit hohler Sohle und einem von der äußeren, den Erddruck aufnehmenden tragenden Hülle ganz losgelösten dichten inneren Trog ausgeführt, der sich also frei ausdehnen kann unter

dem Einfluß der Beheizung des Behälters. Bei den Behältern an der Elbe besteht die Beckenwandung und Sohle aus Eisenbeton, der geputzt und mit 25 cm starker Tonschicht überdeckt ist. Darauf ruht eine 20 cm starke Eisenbetonschutzschicht mit einem mit Wasserglas gedichteten Putz. Ebenso sind die die Decke tragenden Säulen mit Wasserglas gestrichen. Die Tonschicht hält die Wärmewirkung von der tragenden Eisenbetonhülle ab und schützt diese gegen Ribbildung. In Bremen ist die eigentliche Beckenkonstruktion durch Fluatierung und Fliesenbelag geschützt. Der Kriegsausgang hat es zu einer Inbetriebnahme und Er-



Abbildung 13. Zollhäuschen am Trave-Ufer auf Heimbach-Pfählen.



Abbildung 11. Eisenbeton-Feldwegbrücke auf Heimbach-Pfählen.

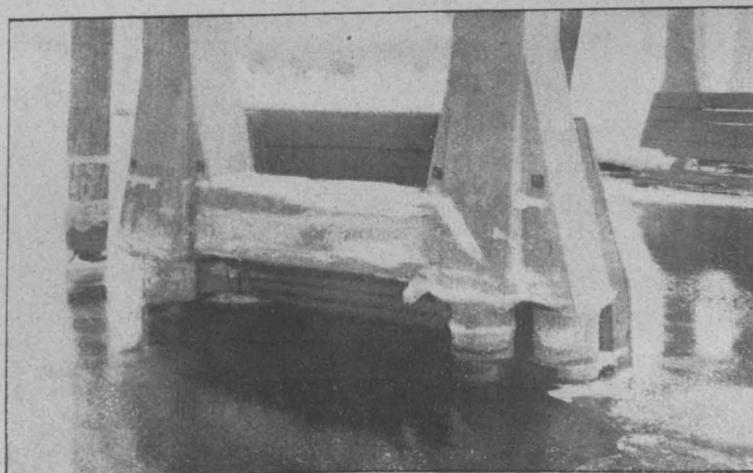


Abbildung 12. Unterteil der Joche zu Abbildung 11. Holzpfähle mit Eisenbetonaufsatz System Heimbach.

probung dieser Becken nicht mehr kommen lassen. Dagegen haben sich kleinere Behälter in Brügge nach Brandtscher Ausbildungsweise, aber ohne Beheizung, in einjährigem Betriebe bewährt. —  
Fr. E.

#### Zulässige Pfeilerbeanspruchungen.

**D**ie in dem Aufsatz des Hrn. Dipl.-Ing. Henkel in No. 13, S. 98 mitgeteilten zeichnerischen Darstellungen der für Pfeiler bestimmungsgemäß zulässigen Beanspruchungen  $k$  in ihrer Abhängigkeit von dem Verhältnis  $\frac{s}{h}$  lassen eine Übereinstimmung mit den sonst meist üblichen Dar-

stellungen zur Veranschaulichung der mit Rücksicht auf Knicksicherheit zulässigen Spannungswerte nicht unmittelbar erkennen, weil als Abszissen nicht, wie meist gebräuchlich, die Schlankheitsgrade, oder, was für den vorliegenden Fall ungefähr auf dasselbe hinauskommt, die Werte  $\frac{h}{s}$ , sondern die reziproken Werte  $\frac{s}{h}$  gewählt sind. Für

die Hartbrandziegel- und Klinker Pfeiler ist das mit gutem Grund geschehen, denn die Vorschriften sehen hier eine geradlinige Einschaltung nach Maßgabe der Veränderung von  $\frac{s}{h}$  vor usw.; die a. a. O. vorgeschlagenen Einschaltungsgeraden entsprechen daher genauestens den Bestimmungen. In untenstehender Abbildung 1 sind die Einschaltungslinien für Hartbrandziegel- und Klinker Pfeiler derart dargestellt, daß als Abszissen die Werte  $\frac{h}{s}$  aufgetragen sind; die Ordinaten entsprechen den zugehörigen Werten nach Henkel und demgemäß den Bestimmungen.<sup>1)</sup> Das Linienbild ist den sonst zur Darstellung zulässiger Knickbeanspruchungen üblichen Kurven nicht unähnlich. Mehr als das anschaulich zu machen und Vergleiche zu ermöglichen, nimmt die betreffende Abbildung nicht für sich in Anspruch.

Anders liegt die Sache bei den Betonpfeilern. Hier sagt Henkel nach Mitteilung der Bestimmungen, die eine geradlinige Einschaltung nach Maßgabe der Veränderung von  $\frac{h}{s}$  vorsehen: Um den Zusammenhang zwischen Schlankheit und Spannung zu veranschaulichen, ist es vorteilhafter, das umgekehrte Verhältnis  $\frac{s}{h}$  einzuführen. Dem vermag ich nicht beizupflichten. In Abbildung 2

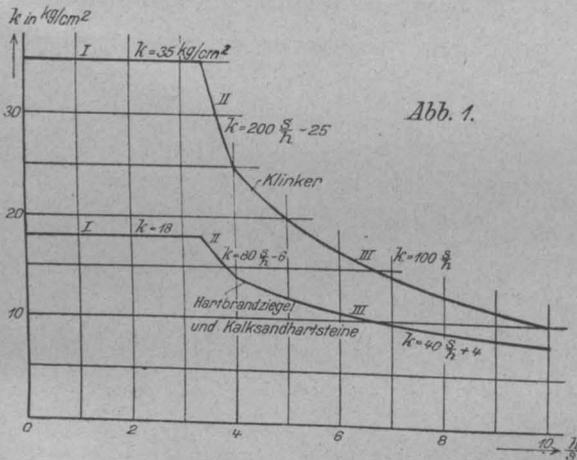


Abb. 1.

wird durch die Geraden II und III eine geradlinige Einschaltung nach  $\frac{h}{s}$  dargestellt, während die Ordinaten der gestrichelt gezeichneten Kurven die Henkel'schen Einschaltungsformeln nach  $\frac{s}{h}$  wiedergeben.<sup>1)</sup>

Den Geraden II und III entsprechen die leicht herzuleitenden Einschaltungsformeln  $k = \frac{K}{40} \left(9 - \frac{h}{s}\right)$  für Abschnitt II und  $k = \frac{K}{100} \left(15 - \frac{h}{s}\right)$  für Abschnitt III.

Vom Standpunkt der Sicherheit aus wird man zwar — bei Kenntnis der durch die Abbildung 2 klargelegten Verhältnisse — gegen die Henkel'schen Formeln keine Einwendungen erheben können, da sie für  $k$  stets kleinere Werte ergeben als die Geraden II und III; wenn man aber nahe an die Grenze der bestimmungsgemäß noch zulässigen Spannungswerte herangehen will, kann gelegentlich der Unterschied wirtschaftlich ins Gewicht fallen. Er wird am größten für  $\frac{h}{s} = 2,236$  oder  $\frac{s}{h} = 0,447$ ; dann ist nach

Henkel  $k_1 = \frac{K}{8} (0,6 + 0,447) = 0,131 k$ , nach der hier neu mitgeteilten, besser mit den Bestimmungen im Einklang stehenden Einschaltungsformel  $k = \frac{K}{40} (9 - 2,236) = 0,169 K$ ; das ist 0,038 K oder 29 % mehr als der Henkel'sche Wert.

<sup>1)</sup> Beiläufig sei bemerkt: Besteht die lineare Beziehung  $z = a + \beta \cdot x$  und ist  $x = \frac{1}{y}$ , so folgt  $y \cdot z - a y = \beta$ , das heißt, die zwischen  $z$  und  $y$  bestehende Beziehung wird durch eine gleichseitige Hyperbel dargestellt, deren eine Asymptote die  $z$ -Achse ist. Demzufolge sind die in den Abbildungen 1 und 2 dargestellten Kurven solche gleichseitige Hyperbeln.

(Vergl. Abbildung 2. Bei etwas größeren Werten  $\frac{h}{s}$  ist die Abweichung prozentual noch etwas größer; für  $\frac{h}{s} = 2,5$  ergibt sich z. B.  $k_1 = 0,125 K$ ,  $k_2 = 0,1625 K$ , der Unterschied mit 0,0375 K erreicht dann genau 30 % von  $k_1$ . Innerhalb des Abschnittes III ist die Abweichung in % am größten bei  $\frac{h}{s} = 7,5$  und beträgt dann 12,5 % von  $k_1$ ).

Wendet man nach dem Vorbilde von Henkel die Einschaltungsformeln an, um für rechteckige und quadratische Pfeiler Regeln zur Ermittlung der erforderlichen Abmessungen zu gewinnen, so gelangt man mit den oben angegebenen Formeln II und III zu Gleichungen, deren Grad stets um 1 niedriger ist als derjenige der nach Henkel sich ergebenden Beziehungen, also auch in dieser Hinsicht bringt eine Zugrundelegung der Werte  $\frac{s}{h}$  keinen Vorteil. Es ergeben sich die folgenden Gebrauchsformeln, deren Nummern mit den entsprechenden Gleichungen des zur Erörterung stehenden Aufsatzes übereinstimmen.

Für rechteckige Pfeiler folgt mit  $P + b \cdot s \cdot h \cdot \gamma = b \cdot s \cdot k$  innerhalb des Abschnittes II (an Stelle einer quadratischen Gleichung)

$$P + b \cdot s \cdot h \cdot \gamma = \frac{9b \cdot s \cdot K}{40} - \frac{b \cdot h \cdot K}{40} \text{ oder}$$

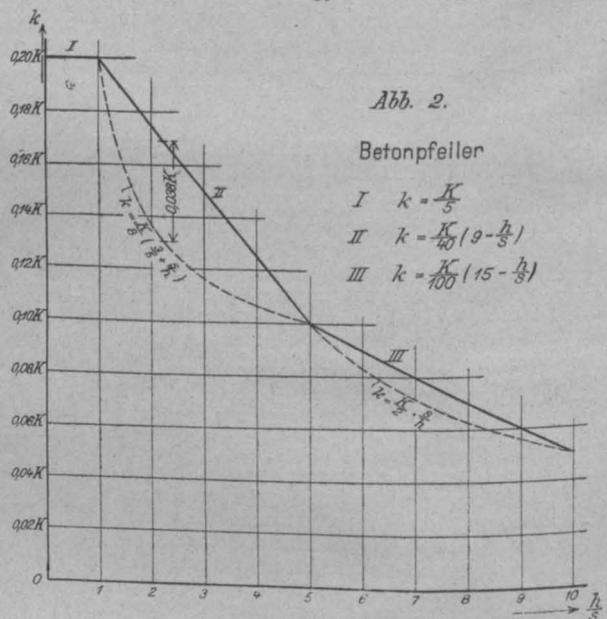


Abb. 2.

Betonpfeiler

$$\begin{aligned} \text{I} \quad k &= \frac{K}{5} \\ \text{II} \quad k &= \frac{K}{40} \left(9 - \frac{h}{s}\right) \\ \text{III} \quad k &= \frac{K}{100} \left(15 - \frac{h}{s}\right) \end{aligned}$$

$$\text{XIV) } s = \frac{40 P + b \cdot h \cdot K}{9 b \cdot K - 40 b \cdot h \cdot \gamma}$$

und bei Vernachlässigung des Eigengewichtes

$$\text{XIV a) } s = \frac{1}{9} \left( h + \frac{40 P}{b \cdot K} \right)$$

Entsprechend gilt innerhalb des Abschnittes III:

$$\text{XV) } s = \frac{100 P + b \cdot h \cdot K}{15 b K - 100 b \cdot h \cdot \gamma}$$

und bei Vernachlässigung des Eigengewichtes

$$\text{XV a) } s = \frac{1}{15} \left( h + \frac{100 P}{b \cdot K} \right)$$

Für quadratische Pfeiler folgt mit  $P + s^2 \cdot h \cdot \gamma = s^2 k$  innerhalb des Abschnittes II (an Stelle einer für die Anwendung lästigen Gleichung 3. Grades) die quadratische Gleichung

$$P + s^2 h \gamma = \frac{9 s^2 K}{40} - \frac{s \cdot h \cdot K}{40} \text{ oder}$$

$$\text{XVII) } \left\{ \begin{aligned} (9K - 40h \cdot \gamma) s^2 - h \cdot K \cdot s &= 40 P \text{ bzw. (zur Auswahl)} \\ s &= \frac{h \cdot K}{18K - 80h \cdot \gamma} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{P}{h^2 K^2} (1440K - 6400h \cdot \gamma)} \right) \end{aligned} \right.$$

und bei Vernachlässigung des Eigengewichtes:

$$\text{XVII a) } s = \frac{h}{18} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{1440 P}{h^2 \cdot K}} \right)$$

Entsprechend gilt innerhalb des III. Abschnittes:

$$\text{XVIII) } \left\{ \begin{aligned} (15K - 100h \cdot \gamma) s^2 - h \cdot K \cdot s &= 100 P \text{ bzw. (zur Auswahl)} \\ s &= \frac{h \cdot K}{30K - 200h \cdot \gamma} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{P}{h^2 K^2} (6000K - 40000h \cdot \gamma)} \right) \end{aligned} \right.$$

und bei Vernachlässigung des Eigengewichtes:

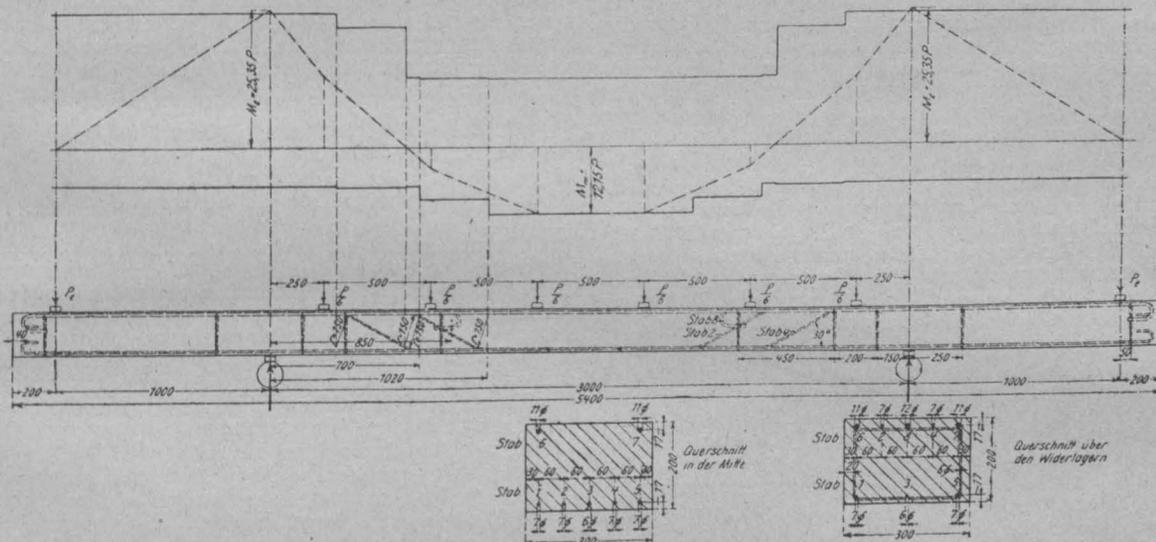
$$\text{XVIII a)} \quad s = \frac{h}{30} \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{6000 P}{h^2 \cdot K}} \right)^2$$

<sup>2)</sup> In diesem einen Fall ist der aus der Henkel'schen Formel sich ergebende Wert  $s = \sqrt[3]{\frac{2 P \cdot b}{K}}$  (im Aufsatz — S. 103 — fehlt versehentlich der Wurzelexponent) einfacher und unter Umständen zur Benutzung zu empfehlen, da ja nach obigem im Abschnitt III die Abweichungen nicht sehr erheblich sind.

### Literatur.

**Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. Heft 45.** Versuche mit eingespannten Eisenbetonbalken. Ausgeführt i. d. Mat.-Prüf.-Anstalt der Techn. Hochsch. zu Stuttgart i. d. J. 1914, 19 u. 20. Bericht erstattet von Staatsrat Prof. Dr.-Ing. C. Bach, Vors. d. Mat.-Prüf.-Anstalt und O. Graf, Ing. dieser Anst. Berlin 1920. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 17 M. —

In Heft 18 der Mitteilungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ hat Prof. Dr.-Ing. Mörsch\*) die Beziehungen zwischen Formänderung und Biegemoment bei Eisenbetonbalken auf Grund der bis 1911 ausgeführten Versuche entwickelt. Er kommt zu dem Ergebnis, daß der nach der Elastizitätstheorie ermittelte Verlauf der Momente hinreichend genau mit dem auf Grund der tatsächlichen Formänderung des Eisenbetons sich ergebenden übereinstimmt bei den an beiden Enden eingespannten Balken. Auch bei den nur einseitig eingespannten, andererseits frei aufliegenden Balken



Balken mit 0,8% Bewehrung. (Der untere ausgezogene Linienzug zeigt die berechneten inneren Biegemomente für  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$  bei den unteren Eiseneinlagen ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen, der obere Linienzug für  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$  für die oberen Eiseneinlagen, der mittlere punktierte Linienzug zeigt für die äußeren Kräfte den Verlauf der Momentenlinie für vollständige Einspannung und  $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$  in Balkenmitte.)

zeigten sich keine beträchtlichen Abweichungen. Es wurden jedoch noch weitere Versuche für nötig erachtet, für die der Arbeitsplan von Dr. Mörsch im Einvernehmen mit der Stuttgarter Anstalt aufgestellt und vom Deutschen Ausschuss 1912 genehmigt worden ist. Soweit sich diese auf das Verhalten von Eisenbetonbalken beziehen, werden ihre Ergebnisse in dem jetzt vorliegenden Heft behandelt (38 S. Text, 10 Zahlentafeln, 58 Abbildungen, Diagramme und Aufnahmen der Balken).

Die Versuche erstrecken sich auf 7 Balken verschiedener Ausbildungsweise, von denen je 3 hergestellt wurden. Sie hatten 3 m Stützweite und wurden auf dieser Strecke durch 6 gleiche Einzellasten, erzeugt durch Druckwasserstempel, möglichst gleichmäßig belastet. Die Einspannung wurde erzeugt durch über die Auflager überstehenden Enden, auf die in 1 m Abstand vom Auflager eine Last  $P_e$  (später Einspannlast genannt) wirkt, die bei jeder Laststufe so bemessen ist, daß die Querschnitte über den Auflagern lotrecht bleiben, die Tangenten an die elastische Linie an dieser Stelle also stets wagrecht sind. (Also volle Einspannung.) Ob das der Fall ist, läßt sich durch Einspielen von empfindlichen, über den Auflagern auf den Balken befestigten Libellen leicht feststellen. Das so gemessene  $P_e$  ist dann in Vergleich gestellt mit dem nach dem üblichen Berechnungsverfahren ermittelten  $P_e'$ . Die Abweichungen lassen erkennen, inwieweit zwischen Theorie und Wirklichkeit Übereinstimmung herrscht. Diese Untersuchung ist für

(Die Gleichungen XIII) und XVI) des Aufsatzes bleiben unberührt).

Henkel erzielt durch das angewandte Verfahren allerdings den Vorteil, daß Ziegel- und Betonpfeiler tunlichst einheitlich behandelt werden. Doch vermag ich den vorstehenden Darlegungen gegenüber diesen Vorteil nicht als durchschlagend anzuerkennen und empfehle für Betonpfeiler die Anwendung der oben mitgeteilten Einschaltungs-

formeln nach  $\frac{h}{s}$ .

Dr.-Ing. Ellerbeck.

alle Balken durchgeführt\*\*). Von den 7 Balkenformen waren 5 beiderseits, 2 einseitig eingespannt. Von ersteren hatten 3 einfache Rechteckform von 20 cm Höhe, 30 cm Breite in ganzer Balkenlänge, bei den beiden anderen waren die Balken nach den Auflagern voutenförmig auf 40 cm Höhe verstärkt. Die einseitig eingespannten Balken hatten wieder 20/30 cm Querschnitt in ganzer Länge.

Von den Balken mit beiderseitiger Einspannung war bei 2 Reihen die Bewehrung in üblicher Anordnung (mit nach den Auflagern aufgebogenen Eisen und einigen Bügeln) so getroffen, daß unter Voraussetzung vollkommener Einspannung die Zugbeanspruchung der Eisen in der Mitte des Balkens unten und über den Auflagern gleich groß ist. Die Bewehrung betrug 0,30 bzw. 0,77 % für die Balkenmitte in der Zugzone. Die beigegebene Abbildung veranschaulicht diese Bewehrungsweise an einem Balken. Bei einer Reihe war dagegen die Bewehrung über den Auflagern absichtlich zu schwach gewählt, d. h. es handelte sich hier um Balken, die für den Fall voller Einspan-

nung bei Zugrundelegung der üblichen Bewehrungsweise als falsch bewehrt zu bezeichnen sind. Bei den Voutenbalken ist die Bewehrung 0,77 %, und zwar einmal in der üblichen Weise mit geraden und aufgebogenen Eisen, das andere Mal nach Art der Koenen'schen Voutenplatte bewirkt. Bei den einseitig eingespannten Balken ist die Bewehrung wieder in üblicher Weise mit 0,30 bzw. 0,77 % in der Zugzone in Balkenmitte durchgeführt.

Außer den Balken wurden aus demselben Beton noch Probewürfel von 30 cm Kantenlänge, Prismen von 80 cm Länge und 20 · 20 cm Querschnitt zur Ermittlung der Druckelastizität und Prismenfestigkeit, sowie Zugkörper von 20 · 20 cm Querschnitt zur Ermittlung der Zugelastizität und Zugfestigkeit des Betons hergestellt.

Verwendet wurde Heidelberger Zement, Rheinsand und Rheinkies in der Mischung 1 Rt. Z. : 2 Rt. S. : 3 Rt. K.; dazu 9,2 Gewichtprozent Wasser zu den Proben vom 17. 4., 10 % zu den späteren mit feinkörnigerem Sand. Während der Zement bei den ersten und den späteren Proben fast die gleiche Festigkeit lieferte (341 bzw. 352 kg/cm<sup>2</sup> Druck bei Wasserlagerung nach 28 Tagen, 400 bzw. 404 kg/cm<sup>2</sup> bei

\*) Besprechung in unseren „Mitteilungen“ 1912 S. 127.

\*\*\*) Bei der Berechnung ist das Trägheitsmoment des Balkenquerschnittes als gleich über die ganze Balkenlänge vorausgesetzt, was tatsächlich mit Rücksicht auf die verschiedene Größe der Eiseneinlagen in den verschiedenen Querschnitten nicht ganz zutrifft, aber nach dem Bericht mit großer Annäherung zulässig ist.

kombinierter Erhärtung), ergaben die Betonproben unter den erwähnten Verhältnissen stark von einander abweichende Werte, nämlich 238 bzw. 185 kg/cm<sup>2</sup> i. M. Die Prismenfestigkeit war bei den späteren Proben 152 kg/cm<sup>2</sup>, also das Verhältnis zur Würfel Festigkeit 0,82. Die Zugfestigkeit des Betons stellte sich auf 15,3 kg/cm<sup>2</sup> i. M. Die verwendeten Eisen bewegten sich in ihren Stärken zwischen 6 und 20 mm, ihre Streckgrenzen lagen zwischen 2670 und 4222 kg/cm<sup>2</sup>, die Zugfestigkeiten zwischen 3916 und 5884 kg/cm<sup>2</sup>.

Das Alter der Balken, die bis zur Erprobung feucht gelagert wurden, war 45 Tage.

Bei den beiderseits eingespannten Balken mit der normalen Bewehrung stimmten die gemessenen  $P_e$  mit den berechneten  $P_e'$  gut überein bis zum Auftreten der ersten Risse. (Höchstens 2% Abweichung nach oben und unten.) Erst nach dem Auftreten von größeren Rissen wurden die Abweichungen erheblicher, aber noch bis nahe zur Höchstlast bleibt die Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung befriedigend. Berechnet man mit  $m = 15$  die Zugspannungen im Beton kurz vor Eintritt der Ribbildung, so ergeben sich über den Auflagern 31,3, in Balkenmitte unten 22,6 kg/cm<sup>2</sup>, d. h. ein Unterschied von 38%. Das erklärt der Bericht einerseits aus dem Unterschied der Bewehrungsstärke am Auflager gegenüber der Mitte, andererseits damit, daß das Moment in der Mitte auf größere Länge gleich bleibt, über dem Auflager dagegen rasch nach beiden Seiten abfällt. Die berechnete Eisenanspannung, bei der sich die Risse schon erheblich öffnen, ist nach der Berechnung um etwa 17% größer als die durch Versuch festgestellte Streckgrenze des Eisens (wie früher auch schon bei den frei aufliegenden Balken ermittelt), was der Bericht damit erklärt, daß der Hebelsarm des inneren Momentes infolge Verschiebung der Nulllinie gegen die Druckzone größer wird, als ihn die Rechnung voraussetzt, sodaß die Eisenanstregung kleiner ist. Die Zerstörung der Balken erfolgte infolge Ueberschreitens der Streckgrenze der Eiseneinlagen in der Zugzone über den Auflagern.

Für die Balken mit 0,77% ist auch die Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung eine befriedigende. Bei den Balken mit falscher Bewehrung ist Übereinstimmung dagegen nur in den unteren Laststufen vorhanden, bei höheren nahmen die Abweichungen stark zu, nach dem Auftreten von Rissen nimmt das Verhältnis  $P_e : P_e'$  bei dem einen Balken stark zu, bei dem anderen bis auf 0,5 ab. Berechnung und Versuch stehen hier also nach dem Auftreten der ersten Risse auch nicht mehr annähernd im Einklang. Entsprechend der schwächeren Bewehrung über den Auflagern ist hier der Unterschied zwischen der berechneten Betonzugspannung kurz vor Auftreten der ersten Risse rund um 14% größer über den Auflagern als in Balkenmitte, also wesentlich kleiner als bei den richtig bewehrten Balken.

Bei den Balken mit Vouten und üblicher Bewehrung haben  $P_e$  und  $P_e'$  bis zum Auftreten durchlaufender Risse fast gleiche Werte. Bei höherer Belastung blieben die Versuchswerte bis zu 12% unter den berechneten. Der Bericht hält an dieser Erscheinung den Umstand für beteiligt, daß hier in d. R. eine Ribbildung außerhalb der Querschnitte über den Auflagern gegen die Balkenenden nicht stattfand. Auch bei den Balken mit einer Bewehrung nach Koenen stimmen bei 2 Balken  $P_e$  und  $P_e'$  bis nahe zur Höchstlast gut überein, während beim dritten, wohl infolge zufälliger Ribbildung unter der höheren Last, die Versuchswerte hinter den berechneten mehr und mehr zurück bleiben.

Für die einseitig eingespannten Balken gilt etwa dasselbe, was von den normal bewehrten beiderseits eingespannten gesagt ist.

Nach diesen Versuchen kommt der Bericht zu dem Gesamtergebnis, daß bei den Eisenbetonbalken (die für die volle Einspannung richtig bewehrt sind), sowohl bei den einseitig wie bei den zweiseitig voll eingespannten, noch über die zulässige Beanspruchung hinaus die durch Versuch ermittelte Einspannlast  $P_e$  nicht oder nicht erheblich verschieden ist von der Einspannlast  $P_e'$ , die die übliche Rechnung ergibt. Abweichungen treten erst nach Eintritt von Rissen auf. Die Versuche bestätigen also die Schlußfolgerungen in Heft 18. — Fr. E.

### Vermischtes.

Zwei neue Ehrendoktoren des Beton- und Eisenbetonbaues. Wie in der „Deutschen Bauzeitung“ No. 95 schon mitgeteilt worden ist, hat die Technische Hochschule zu Berlin den verdienstvollen Vorsitzenden des „Deutschen

Beton-Vereins“, Hrn. Ing. Alfred Hüser in Obercassel (Siegburg), und die Technische Hochschule zu Braunschweig Hrn. Kommerzienrat Rud. Wölle in Leipzig, den Inhaber der gleichnamigen Firma, zu Doktor-Ingenieuren ehrenhalber ernannt. —

### Der Einfluß der Stützenkopfausbildung bei Pilzdecken.

In dem gleichnamigen Aufsatz in No. 18 ist durch ein Versehen des Setzers die Fußnote 3 in der linken Spalte in ihrem Formeln enthaltenden Hauptteil in die rechte Spalte oben in den Text geraten. Der ganze Abschnitt von „Daraus erhält man ... bis ... für das Kreisproblem wie behauptet“, gehört in die Fußnote. Der Text setzt sich erst wieder fort bei „In der Nähe der Stütze ...“ Die Red.

**Die Clapeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung.** Der Satz 2 in der sehr schönen Abhandlung von Dipl.-Ing. Ehlers über das obige Thema in No. 19 der „Mitteilungen“ v. J. 1918: „Sie gilt auch bei verschiedenem Trägheitsmoment der Stäbe usw.“ ist in dieser allgemeinen Fassung nicht richtig. Die Richtigkeit des Verfahrens ist an die Bedingung geknüpft, daß die Winkeländerungen zweier aufeinander folgenden Winkel (S 121) entgegengesetzt gleich sind. Dies ist offenbar nur solange der Fall als auch die Symmetrie des Systemes gewahrt bleibt, was bei verschiedenen Trägheitsmomenten sämtlicher Stäbe nicht mehr der Fall ist. Der Schlußsatz, daß auf diesem Wege „jede“ Aufgabe gelöst werden kann, ist daher auch unhaltbar. Das Verfahren kann besonders bei einseitiger Belastung und bei verschiedenen Trägheitsmomenten der Stäbe zu größeren Fehlern führen, besonders da die Empfindlichkeit der Elastizitätsgleichungen bei mehrfach statisch unbestimmten Systemen nicht nur bei verschiedenen Trägheitsmomenten sondern auch bei verschiedenen Elastizitätsziffern (z. B. gegen Zug und Druck beim Beton) usw. sehr fühlbar in die Erscheinung tritt. Reg.-Baumstr. Schack, Hannover.

**Für eine neue Brücke über das Tal der Saane in Freiburg (Schweiz),** für die bereits i. J. 1908 ein Wettbewerb veranstaltet worden ist, wurde in diesem Herbst nach der „Schweiz. Bztg.“ der Grundstein gelegt. Da der Kern der Stadt von der tief eingeschnittenen Saane halbinselartig umflossen wird, spielen die Brücken für den Verkehr und im Stadtbild eine wichtige Rolle. Die Stadt besitzt bisher 4 Brücken, von denen die Hängebrücke die weitest gespannte Brücke der Schweiz darstellt. Die neue Brücke soll eine Verbindung mit dem Stadtteil von Péroles herstellen, in dem sich einerseits große Industrie-Anlagen, andererseits Universität und Polytechnikum befinden. In dem Wettbewerb fiel der I. Preis den Ingenieurfirma J. Jaeger & Cie. in Zürich mit den Architekten Broillet & Wulfleff in Freiburg zu (vergl. Schweiz. Bztg. 1908, Bd. 52, S. 78 ff.). Gegenüber dem Wettbewerbsentwurf ist der Ausführungsentwurf in bezug auf Lage der Brücke, Spannweiten und Breite noch etwas geändert, vor allem verbilligt. Die Brücke liegt mit der Brückenbahn 76 m über dem Wasserspiegel der Saane und hat 5 gleiche Spannweiten von je 56 m. Die Brückenbreite ist 9,95, davon je 1,5 m für die beiderseitigen Bürgersteige. Die Gesamtlänge beträgt etwa 510 m. Die schlanken Pfeiler sind in Stampfbeton, die korbboogenförmigen Gewölbe, auf die die Fahrbelastung mit Stützen übertragen wird, sind einschl. der Fahrbahnkonstruktion in Eisenbeton gedacht. Die Kosten sind auf 4,7 Mill. Frs. geschätzt, die Fertigstellung ist Ende 1922 in Aussicht genommen. Die Ausführung ist der Fa. Ed. Züblin & Cie. in Zürich übertragen worden. —

**Einem Wettbewerb für den Neubau der Trisanna-Brücke in Tirol,** für den aus Billigkeitsrücksichten ein Eisenbau vorgesehen ist, hat zuerst Dr. v. Emperger das Wort geredet. Ein solcher, der sich aber auf alle deutschen Ingenieure ausdehnen sollte bei völliger Freiheit der Bauart, wird an dieser hervorragenden Stelle jetzt von Professor Kreuter, München, in den „Techn. Blättern“ mit Nachdruck gefordert, wobei er dem Bau einer Steinbrücke das Wort redet. Wir können uns seinen Ausführungen über das Bauwerk usw. durchaus anschließen, wenn wir auch das, was er über die Ausgestaltung unserer Bahnhöfe sagt, nicht so ohne weiteres unterschreiben möchten. Die Not der Zeit wird ja auch hier ohnehin zu größter Sparsamkeit zwingen. —

Inhalt: Holzpfähle mit Eisenbetonaufsatz System Heimbach. (Schluß). — Die Einwirkung von Oelen auf Beton und Schutzmaßregeln für Beton-Oelbehälter. — Zulässige Pfeilerbeanspruchungen. — Literatur. — Vermischtes. —

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



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

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

17. Jahrgang 1920.

NO 20.

### Anregungen für die Neubearbeitung der deutschen Bestimmungen für Eisenbeton.\*)

Von Regierungs-Baumeister Schack in Hannover-Linden.

**M**it Beziehung auf die Aufforderung in No. 16 der Mitteilungen betr. Neubearbeitung der Bestimmungen für Eisenbeton möchte ich Einiges andeuten, wogegen zum Teil augenscheinlich vergebens angekämpft wird. Ich muß mich bei der Schwierigkeit des Stoffes allerdings darauf beschränken, nur einige der gröberen Mängel zu behandeln, die mich wenigstens immer sehr stören.

Da heißt es u. a. in § 16 der deutschen Vorschriften: „Wenn nur ständige Belastung vorkommt, darf das Feldmoment bei gleichen Stützweiten nicht unter  $\frac{pl^2}{24}$  angenommen werden.“ „Platten usw.“ „An den Rippen ist vollkommene Einspannung anzunehmen.“ — Hier also  $\frac{pl^2}{12}$ , und

zwar ohne Rücksicht auf die Zahl der Stützungen und ohne Rücksicht auf wechselnde Last, wenigstens ist dies nicht näher ausgeführt. Auch in Gehlers Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen ist dies nicht auseinander gehalten, was auch für die folgenden Ausführungen gilt.

Nun beobachte man die Wirkung derartiger einseitiger theoretischer Festlegungen in der Praxis. Da werden alle möglichen Fälle „blindlings“ (vergl. Mitt. 1920, S. 37) nach diesen starren Zahlen berechnet, unbekümmert darum, ob nicht u. U. wesentlich höhere Werte anzusetzen sind, ohne Rücksicht auf Temperatur- und Schwindspannungen, Ungenauigkeiten der Ausführung, Durchbiegung der Unterzüge, Stützensenkungen usw. (vergl. u. a. den Aufsatz von Fiebig im Profanbau 1910, Heft 7). Man wird vielleicht einwenden, das ist ja in Anbetracht der ungünstigen Belastungsannahmen, der abwechselnden Vollbelastung der Felder, die in Wirklichkeit von selbst nicht auftritt, der entsprechend niedrigeren zulässigen Beanspruchungen bei schwachen Platten usw. nicht so schlimm. Mag sein. Es ist aber oft genug betont worden, daß Vorschriften nicht Lehrbücher und Schrifttum überflüssig machen und der freien Entwicklung der Wissenschaft nicht hinderlich sein sollen.

Man vergleiche auch nur andere Vorschriften hiermit, z. B. die neuen schweizerischen (Mitt. 1916, No. 9). Da heißt es auf S. 71 oben: „Für die Berechnung werden ebenfalls nur Grundlagen gegeben, von der Vorschrift eines bestimmten Rechnungsverfahrens wird abgesehen.“

Ferner die neuen holländischen Vorschriften (Mitt. 1917, No. 16, 17). Da heißt es auf S. 128 u. a.: „Die Clapeyron'schen Gleichungen und die Formeln für vollkommenene Einspannung dürfen also nicht zur Anwendung kommen“ . . .

\*) Anmerkung der Schriftleitung. Wir bringen die nachfolgenden etwas temperamentvollen Ausführungen, die wohl auch nicht unmittelbar zur Veröffentlichung geschrieben sind, ohne uns jedoch mit ihnen deshalb durchweg einverstanden erklären zu wollen. —

„selbst bei vollkommen eingespannten und über mehrere Felder durchlaufenden Balken ist bei gleichmäßiger Belastung eine Verringerung des Feldmomentes auf höchstens  $\frac{ql^2}{12}$ , des Stützmomentes im Allgemeinen nur bis  $\frac{ql^2}{10}$  zugelassen.“

Am richtigsten erscheint mir der Mittelweg, der schon von Fiebig empfohlen wurde (a. a. O. S. 205, 206, Fußnoten), nämlich die Feldmomente nicht kleiner als  $\frac{ql^2}{20}$  anzusetzen,

wie das ebenso auch von Lewe (Mitt. 1915, S. 95) und Mörsch (Eisenbetonbau, 3. Aufl. S. 374, Fußnote) vertreten wird. Es ist auffallend, daß diese Quellen bei Abfassung der Deutschen Vorschriften vom Jahr 1916 nicht beachtet worden sind. Das Stützenmoment beträgt beim gleichmäßig vollbelasteten Träger auf drei Stützen bekanntlich  $\frac{ql^2}{8}$ , im übrigen stellt  $\frac{ql^2}{10}$  einen guten Mittelwert dar (genauere Angaben s. Fiebig a. a. O.).

Unklar ist auch die nicht unterschiedliche Behandlung der einerseits „oder“ beiderseits mit Eisenbetonrippen starr verbundenen Platten in § 16, 8. Hiernach sind also die Endfelder stets mit  $\frac{ql^2}{11}$  zu berechnen, was doch nicht nötig ist, wenn sie beiderseits eingespannt sind. In diesem Fall kann doch weniger genommen werden.<sup>1)</sup>

Ich komme im Anschluß hieran auf die wenig besagenden und bei näherer Prüfung durchaus ungenügenden beiden ersten Sätze des § 16, 6 zu sprechen:

„Bei Berechnung des Momentes in den Feldmitten darf eine Einspannung an den Balken- und Plattenenden nur soweit berücksichtigt werden, als sie durch bauliche Maßnahmen gesichert und rechnerisch nachweisbar ist.“ Was ist damit eigentlich gemeint? Ferner: „Wenn freie Auflagerung im Mauerwerk angenommen wird, muß gleichwohl durch obere Eiseneinlagen und einen ausreichenden Betonquerschnitt an der Unterseite einer doch vorhandenen, unbeabsichtigten Einspannung Rechnung getragen werden.“ Warum wird denn nicht einfach vorgeschrieben, daß die Stütz- und Einspannungsquerschnitte durchgehender Tragteile gehörig<sup>2)</sup> zu decken<sup>3)</sup> sind?

Man beachte wiederum die diesbezügliche Handhabung in der Praxis! Oder handelt es sich nur um eine falsche Theorie? Da werden von unsoliden Firmen zum Nachteil der soliden und der Bauherren die negativen Momente über

1) Der entsprechende Satz in Gehler's Erl. zu den Eisenbeton-Bestimmungen zu Ziff. 5 des § 16: „Für die Bem. des Balkens im Endfeld usw.“ geht zu weit.

2) Der entsprechende Satz in Gehler's Erl. zu den Eisenbeton-Bestimmungen zu Ziff. 5 des § 16: „Für die Bem. des Balkens im Endfeld usw.“ geht zu weit.

den Einspannungsstellen vielfach garnicht berechnet und ungenügend gedeckt, unter dem Vorwand, daß dies zulässig sei, wenn die Feldmomente reichlich hoch, etwa gleich  $\frac{ql^2}{10}$  oder gar gleich  $\frac{ql^2}{8}$  angesetzt werden. Es werden also

durchgehende Betonkonstruktionen einfach statisch bestimmt berechnet und auch so bewehrt, nichts destoweniger aber im Zusammenhang ausgeführt. Denn man wird doch über den Stützen in der Regel wenigstens — keine Fugen lassen. Diese Erfahrung habe ich als prüfender Baupolizeibeamter sogar stellenweise mit unter akademischer Leitung arbeitenden angesehenen Firmen gemacht. Die Folge ist natürlich bei ganz gewaltiger Unwirtschaftlichkeit der Konstruktion ein ganz ungleichmäßiger Sicherheitsgrad der Einzelquerschnitte. Dieser Uebelstand ist in der Literatur schon oft genug gerügt worden, so namentlich in der Zeitschrift Beton und Eisen, auch neuerdings wieder von Boost (Mitt. 1918, S. 146), bisher aber immer fruchtlos infolge der „Bestimmungen“.

Ebenso unzulänglich ist übrigens auch ein diesbezüglicher Satz in den holländischen Vorschriften (a. a. O. S. 128): „Ein zufälliges Spannungsmoment von  $\frac{1}{3}$  (!) des größten positiven Momentes ist bei Berechnung des Auflagerquerschnittes auch bei freier Balkenauflagerung zu berücksichtigen“. Den Kopf schütteln kann man — nach meinem Empfinden wenigstens — auch nur über folgende Sätze der schweizerischen Vorschriften (a. a. O. S. 71): „An den Auflagern sind diejenigen Einspannungen vorzunehmen, die durch die bauliche Anordnung gewährleistet werden“. „An den Enden sind die angenommenen (!) Momente voll (!) zu berücksichtigen.“ Was ist darunter zu verstehen?

Die Verschiedenheit dieser wenigen mir vorliegenden einschlägigen Stellen beweist schon zur Genüge ihre Verbesserungsbedürftigkeit. Es muß in den Vorschriften klar zum Ausdruck gebracht werden, daß die Berechnung sich stets sorgfältigst der Konstruktion anzupassen hat und umgekehrt, die Konstruktion und die Ausführung der Berechnung, da sonst alle drei ihren Zweck verfehlen. Man wende nicht ein, daß das zu teuer sei; das lohnt sich durch die Ersparnisse, die durch die richtige Berechnung und Materialverteilung erzielbar sind.

Es ist auch richtiger, nicht so viel Gewicht auf die sich nur bei freier Auflagerung unter theoretisch übertriebenen einseitigen Belastungen ergebenden, aufwärts biegenden Feldmomente durchgehender Träger zu legen. Sie werden von Leuten mit gutem statischen Verständnis und gesundem Menschenverstand allgemein als „Unsinn“ empfunden, da sie in der Tat in erster Linie durch die Verdrehungswiderstände der Unterzüge bzw. Stützen zum mindesten stark abgeschwächt werden. Es ist also richtiger, die Unterzüge und Stützen entsprechend zu bewehren, was im Zusammenhang mit § 18, 12 deutlicher zum Ausdruck zu bringen wäre.

Bezüglich der Annahme der Druckplattenbreite bei einseitigen Plattenbalken besteht eine Unklarheit bezüglich deren ich mich darauf beschränken kann, auf Beton und Eisen 1918 und 1919 zu verweisen (Skall).

Die Bewehrung der Betonstützen scheint trotz der zahlreichen Versuche, die diesbezüglich bereits vorliegen, mehr Modesache zu sein als eine ernst zu nehmende Konstruktionsmaßnahme. Dies verrät sich durch mancherlei auffallende Erscheinungen, mit denen die Versuche begleitet zu werden pflegen, so namentlich durch das frühzeitige Abplatzen der Schale der Umschnürung (s. u. a. Gehler, Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen: Zu Ziffer 7), was auf eine wesentlich höhere Beanspruchung des Betons hindeuten scheint, als man durch die Bewehrung verhindern zu können glaubt. „Die Risse in der äußeren Betonumhüllung der Spiralen treten ein, wenn der Beton eine solche Beanspruchung auf  $1 \text{ cm}^2$  erreicht hat, die der Prismenfestigkeit des nicht bewehrten Betons entspricht. Die Gesamtlast ist dann etwa um den Lastanteil der Längseisen größer, weil die Spiralen erst später zur richtigen Wirkung kommen“ (Mitt. 1912, S. 107). „Der Wirkung der Umschnürung ist mit rein theoretischen Betrachtungen nicht beizukommen.“ „Störende Einflüsse führen bei den Säulenversuchen leicht zu Ergebnissen, die über den wirklichen Sachverhalt täuschen (Mitt. 1920, S. 39).“ Die Verlegenheit um eine in jeder Hinsicht befriedigende Berechnungsformel geht auch aus einem neuerlichen Aufsatz von v. Thullie in Beton und Eisen 1918 hervor. Vergl. auch v. Emperger: „Ein logischer Fehler in der Formel für die umschnürten Säulen“ (Beton und Eisen 1917, S. 87), ferner Mitt. 1912, S. 101 usw.

Es ist jahrtausende lang in Stützen, Gewölben und sonstigen Druckgliedern ohne Eisen gegangen. Warum sollte dies neuerdings, wo sogar die Lehmbauweise ohne Bewehrung wieder in Aufnahme gekommen ist, nicht mehr zweckmäßig sein? In der Tat zielen neuerliche Bestrebungen bereits darauf hin, die Erhöhung der Tragkraft von Druckgliedern durch andere Mittel als durch Eiseneinlagen zu

steigern. Ist doch sogar „die Umschnürung eines besonders stark gedrückten Querschnittsteiles allein, wie z. B. der unteren Fasern eines durchgehenden Balkens an den Schrägen über den Stützen vom „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ bereits als nicht zulässig erklärt worden“ (Gehler, Erläuterungen: Zu Ziffer 7). In Hamburg ist die Bewehrung der Druckzonen von Platten und Balken schon lange verpönt (s. Kersten, Grundformen). Sie gilt auch bei uns nur als „Notbehelf“ (Gehler, Erläuterungen: Zu Ziffer 6). Die Erhöhung der Tragkraft kann auch durch andere Mittel, u. U. billiger als durch Eiseneinlagen erreicht werden (Mitt. 1915, S. 94). Dies dürfte heute mehr denn je zutreffen (Mitt. 1920, S. 107: Umschnürte Betonsäulen mit Steinkernen), zumal da die Druckeisen rechnermäßig nicht ausgenutzt werden können und das Eisen gegenüber anderen Baustoffen unverhältnismäßig hoch im Preise steht, auch noch lange knapp sein wird (Mitt. 1919, S. 155). Hinzu kommt, daß man auch den Wert der Umschnürungen bisher überschätzt zu haben scheint, wenigstens bei dem an sich schon sehr tragfähigen fetten Beton (Mitt. 1920, S. 107). Es erscheint richtiger, für solchen Beton lieber die zulässige Beanspruchung zu erhöhen.<sup>2)</sup> Tritt tatsächlich eine nennenswerte exzentrische Belastung auf, so genügt die Anordnung einer schwachen Längsbewehrung, die aber bei der Tragfähigkeitsberechnung außer Betracht bleibt (Gehler, Erl. z. Z. 6 des § 17).

Eine Regelung der Mindeststärken für die Bewehrungseisen (vergl. Mitt. 1917, S. 77) erscheint allerdings auch wünschenswert, da neuerdings mit Rücksicht auf übertriebene Sparsamkeit vielfach Bügeleisen für Bewehrungszwecke gewählt werden, ungeachtet ihres verhältnismäßig hohen Ueberpreises und ihrer geringen Widerstandsfähigkeit während der Ausführung.

Sehr beachtenswert scheint mir auch die Vorschrift der holländischen Eisenbetonvorschriften zu sein, die Schubspannungen nach der Formel  $\tau = \frac{Q}{bh}$  zu berechnen, worin  $h$  die volle Balkenhöhe bedeutet (Mitt. 1917, S. 136).

Ferner möchte ich erwähnen die Versuche mit zweiseitig aufliegenden Eisenbetonplatten bei konzentrierter Belastung des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“, Heft 44, nach denen die Widerstandsfähigkeit breiter Platten durch die amtlichen Bestimmungen erheblich unterschätzt wird (Mitt. 1920, S. 112).

Hinsichtlich der Bügelanordnung in den Balken bestehen auch noch mancherlei Unklarheiten und Verschiedenheiten in den verschiedenen Vorschriften, da ein bestimmtes Verfahren zu ihrer Berechnung nicht vorgeschrieben ist (Gehler, Erl. zu Ziff. 3 des § 17). Er dürfte sich empfehlen, den Hauptteil der Schubspannungen durch die Aufbiegungen der Haupteisen aufzunehmen und den Rest durch Bügel zu decken, so zwar, daß gewisse kleinste und größte Bügelabstände dabei innegehalten und durch Rechnung nachgewiesen werden können. Die von Gehler gewählten Zahlenbeispiele sind insofern zu willkürlich, als hierbei für die Bügelberechnung einerseits von der zulässigen Spannung  $1000 \text{ kg/cm}^2$  (ohne Begründung) ausgegangen wird, während andererseits die Beanspruchung der Schrägeisen zu nur  $857 \text{ kg/cm}^2$  nachgewiesen wird. Eine vollkommene Anpassung an die zul. Beanspruchung wird sich freilich nicht immer erreichen lassen.

Schließlich möchte ich noch auf eine deutsche Eigentümlichkeit zu sprechen kommen, an der wohl hauptsächlich das Fehlen einer Vorschrift schuld ist. Das ist die Schwerfälligkeit, die man bei uns der Einführung von Neuheiten, die im Ausland längst mit Vorteil und gutem Erfolg erprobt sind, gegenüber an den Tag legt. Ich meine die Pflzdecken, über die ich trotz eifriger Nachforschens eigentlich noch nichts Ungünstiges gelesen habe. Denn ihre theoretische Empfindlichkeit gegenüber schachbrettartig verteilten Nutzlastverteilungen<sup>3)</sup> kann man doch nicht ernst-

<sup>2)</sup> Es scheinen allerdings neuerdings Bestrebungen dahin zu gehen, die zulässige Beanspruchung der Anläufe der Plattenbalken an Stützen noch weiter zu erhöhen (Mitt. 1920, S. 87), was eine Abminderung des Eisenaufwandes in den Stützquerschnitten bedeutet. Bei Plattenbalken liegt auch die Sache wegen der breiten Zug- und schmalen Druckzone wesentlich anders als bei Platten.

<sup>3)</sup> Die tiefe Hinabführung der Tragstäbe in die Randträger der Platten ist auch etwas, was in der Praxis nur sehr wenig beachtet wird, obgleich sie in den verbreitetsten Büchern usw. gelehrt wird (z. B. in Henkels Leitfaden, im Zementkalender, in Beton und Eisen 1915 usw.). In der Regel begnügt man sich damit, die Tragstäbe mit den Bügeln zu verknüpfen.

<sup>4)</sup> Es dürfte sich empfehlen, für Stampfbeton ohne Eiseneinlagen die zulässigen Spannungen in ähnlicher Weise festzusetzen, wie dies in den neuen Hochbauvorschriften für Hartsteine und Klinker geschehen ist (vergl. Mitt. 1920, S. 102 sowie die neuen österreichischen Vorschriften, Mitt. 1919, S. 6).

<sup>5)</sup> Mitt. 1919, S. 158; vergl. auch die neuesten Aufsätze in Beton und Eisen von Dr. Polivka usw.

lich in's Feld führen, nachdem dieser rein akademischen Annahme Dr. Bohny vor vielen Jahren bereits im „Zentralblatt der Bauverwaltung“ (1912?) unbekümmert um alle Einreden überzeugend genug zu Leibe gerückt ist. Fachleuten und Firmenvertretern gegenüber, denen ich ihre Ausführung noch dazu als Baupolizeibeamter empfahl, konnte ich meist nur ein verständnisloses Lächeln abgewinnen — und die Ausrede, daß ja hierüber in Deutschland noch keine „Bestimmung“ (!) bestehe. Es sind dieselben Leute, die sich

### Literatur.

**Der Beton- und Eisenbetonbau.** Ein kurzgefaßter Abriss über Theorie, Ausführung und Anwendung dieser Bauweisen für Lernende und Lehrende. Von Hermann Boost, Geh. Reg.-Rat, odentl. Prof. d. Techn. Hochschule Berlin-Charlottenburg, 4<sup>o</sup>, 248 S. Text mit 300 Text-Abb. Darmstadt 1920. Verlag Hugo Sadowsky. Pr. brosch. etwa 30 M. —

Das ganze weite Gebiet des Beton- und Eisenbetonbaues in einem Bande von immerhin mäßigem Umfange zu erschöpfen, ist eine Aufgabe, die leicht zu einer ungleichmäßigen Behandlung des Stoffes, je nach der besonderen Neigung des Verfassers für die theoretische, die Versuchs- oder die praktische Seite, oder zu einem schwer verständlichen Telegrammstil führt, wenn der Verfasser zuviel des Wissens in den engen Raum hinein pressen will. Vor dem Zuviel, aber auch vor allgemeiner Oberflächlichkeit, kann nur eine weise Beschränkung schützen. Diesen verschiedenen Klippen ist der Verfasser aus dem Wege gegangen, indem er den Rahmen in den Grenzen zieht, wie er in einem, dem Lehrplan einer Technischen Hochschule eingegliederten allgemeinen Vortrag über das vorliegende Gebiet ausgefüllt werden kann. Gewissermaßen als einen Niederschlag seiner seit 1903 über dieses Thema gehaltenen Vorträge bezeichnet daher auch Verfasser selbst seine Arbeit. Diese zerfällt in 3 Hauptabschnitte. Der erste verbreitet sich über Beton, d. h. über dessen Bestandteile und die an diese zu stellenden Ansprüche, ihre Zusammensetzung zum Beton, über dessen Festigkeits- und elastische Eigenschaften; dann folgt ein Abschnitt über Eisenbeton, der zunächst die wichtigsten Bauteile, aus denen sich ein Eisenbeton-Bauwerk zusammensetzt, dann die Festigkeits-Eigenschaften des Eisenbetons und die Berechnung der Eisenbeton-Bauten bespricht; den Schluß bildet ein Abschnitt über praktische Beispiele, der einige der häufig vorkommenden Anwendungsformen des Eisenbetonbaues behandelt und an ihnen noch eine Reihe wichtiger, vorher nur angedeuteter praktischer Gesichtspunkte hervorhebt. Einige Tabellen, Abdrucke der Deutschen Bestimmungen über Zement, Beton und Eisenbeton, sowie ein Literatur- und Sachverzeichnis vervollständigen den Inhalt, dem zahlreiche gut ausgeführte und klare Abbildungen beigegeben sind. Im theoretischen Teil beschränkt sich Verfasser auf die Entwicklung der amtlichen Berechnungsweise, deren praktische Anwendung an ein Paar bis ins Einzelne durchgerechneten Beispielen einfacherer und schwieriger Art in zweckmäßiger Form erläutert wird. Bezüglich der Eigenschaften des Betons und Eisenbetons werden einige wichtige Beläge aus der überreichen Literatur des Versuchswesens beigebracht, die namentlich aus den Arbeiten des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ entnommen sind. So ist es dem Verfasser gelungen, ein klares und doch in sich abgerundetes Bild von dem zu geben, was Jeder zunächst wissen muß, um überhaupt an den Entwurf und die Berechnung von Aufgaben des vorliegenden Gebietes herantreten zu können und diese mit den Mitteln der anerkannten Regeln und Erfahrungen zu lösen. —

Fr. E.

**Baumechanik für Eisenbeton.** Von Prof. Dr.-Ing. Ludwig Hess. 3. umgearbeitete Aufl. des früheren Werkes „Eisenbeton“ (10. Bd. von „Die gesamte Hochbaukunde“, Herausg. von K. A. Romstorfer). 8<sup>o</sup>, 102 S. Text mit zahlreichen Beispielen, Abbildungen und Tabellen. Wien und Leipzig 1920. Verlag Franz Deuticke. Pr. geh. 6 M. —

Die vorliegende Schrift beschränkt sich ausschließlich auf die Berechnung der Grundformen des Eisenbetons im Hochbau, d. h. auf Platten, Balken und Säulen, nachdem einige allgemeine Bemerkungen über die grundlegenden Voraussetzungen für die Berechnung und die übliche Ausbildungsweise der Grundformen und über diejenigen Punkte der österreich. Vorschriften vom 15. Juni 1911, die für die statische Berechnung notwendig sind, voraus geschickt wurden. Bei der Entwicklung der Berechnung werden dann noch die in den Vorschriften gegebenen praktischen Gesichtspunkte erläutert, die für den Entwurf maßgebend sind. Die Arbeit bezieht sich in der allgemeinen Entwicklung auf Methoden Wuezkowski's, entnimmt auch die zahlreichen, durchgehenden Beispiele Veröffentlichungen dieses Verfassers, gibt dann aber, namentlich für die Querschnittsbemessung und die Bemessung der Eiseneinlagen zweck-

leicht über die Bestimmungen hinwegsetzen, wenn sie ihnen nicht bequem sind.

Die wirtschaftliche Ueberlegenheit der Pilzdecken über die Balkendecken ist mit Rücksicht hierauf allerdings nur in den durch ihre Balkenlosigkeit bedingten Vorteilen zu suchen (Einschränkung der Geschoßhöhen, glatte Unterflächen usw.), die insofern doch erheblich ins Gewicht fallen, als die Balkendecken unverhältnismäßig hohe Balkenstege und Vouten erhalten müssen, um wirtschaftlich zu bleiben. —

mäßige abgekürzte Verfahren und zahlreiche Hilfstabellen und zeigt an den Beispielen, daß trotz dieser wesentlichen Vereinfachungen doch für die Praxis genügend genaue Werte gewonnen werden. In einem Nachtrag werden dann noch aus den während der Drucklegung erschienenen Verbesserungen der österreich. Bestimmungen die für die Berechnungsgrundlagen wichtigen Bestimmungen mitgeteilt. —

Fr. E.

**Bericht über die XXII. Haupt-Versammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ 1919 in Nürnberg.** Berlin 1920. Verlag der Tonindustrie-Zeitung.

Mit einiger Verspätung ist der offizielle Bericht über die am 23. u. 24. September v. J. ausnahmsweise in Nürnberg veranstaltete Tagung des Vereins soeben erschienen. (18<sup>o</sup>, 352 S. Text mit zahlreichen Abbildungen). Er enthält, wie üblich die stenographische Wiedergabe der Verhandlungen und den Abdruck der auf der Versammlung gehaltenen wertvollen Vorträge. Von diesen sind diejenigen von Prof. Dr.-Ing. Mörsch über „Eisenbeton-Schiffsbauausführungen der A.-G. Wayß & Freytag“, von Prof. Dr.-Ing. Birkenstock über den „Stand des Eisenbetonbaues in Belgien“ und „Das Verhalten der Eisenbetonbauten im Kriege“, von Dr.-Ing. H. Marcus über „Tragfähigkeit und Wirtschaftlichkeit trägerloser Pilzdecken“ und Staatsbahnrat Spindel über „Hochwertige Speziallemente“ ganz oder auszugsweise schon in unseren „Mitteilungen“ veröffentlicht worden. Der Vortrag von Ob.-Ing. Schuster über den „III. Hochbehälter für die Wasserversorgung der Stadt Nürnberg“ ist im Protokoll nicht zum Abdruck gekommen, da infolge späterer Erkrankung des Redners das Material nicht zusammen gestellt werden konnte. Wir hoffen, über diesen bedeutenden und interessanten Bau im nächsten Jahr von anderer Seite einen eingehenden Bericht veröffentlicht zu können. Die sich an die Vorträge schließende Aussprache und eine Reihe von Verhandlungsgegenständen gaben im übrigen über verschiedene Fragen des Betonbaues interessante Aufschlüsse, sodaß auch dieses Protokoll eine wertvolle Bereicherung der einschlägigen Fachliteratur darstellt. —

### Vermischtes.

**Anerkennung des „Deutschen Beton-Vereins“ durch die Berliner Technische Hochschule.** Gelegentlich der Verleihung der Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber an den Vorsitzenden des Vereins, hat der Rektor der Technischen Hochschule den Verein gleichzeitig „zu der darin auch für ihn und seine Bestrebungen auf wissenschaftlich-praktischem Gebiet liegenden Anerkennung seitens der Hochschule“ beglückwünscht. —

**Die Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1921** soll am 9.—11. März in Berlin stattfinden. Mitglieder, die auf dieser Versammlung Vorträge halten wollen, werden von der Geschäftsstelle des Vereins um baldige Angabe des Themas ersucht. —

**Grünfuttersilos in Eisenbeton.** In der Schweiz hat sich, wie wir dem Rundschreiben No. 35 des „Deutschen Beton-Vereins“ an seine Mitglieder entnehmen, ein neues Verfahren der „Süßgrünfütterbereitung“ neuerdings eingebürgert einerseits als Folge der Unsicherheit der Witterungsverhältnisse im Frühjahr und Herbst, andererseits mit Rücksicht auf Lohnsteigerung und Mangel an Arbeitskräften. Nach diesem Verfahren wird das geschnittene, fast noch frische Gras in Eisenbetonkästen eingebracht und unter hohem Druck und Luftabschluß in diesen gelagert. Infolge der günstigen Erfahrungen sind bereits viele Hunderte solcher Anlagen entstanden. Die Kästen erhalten bei 10—15 m<sup>2</sup> Grundfläche 6—7 m Höhe, also 80 bis 120 m<sup>3</sup> Inhalt, werden meist in Scheunen eingebaut, sonst mit eigenem Dach versehen. Durch Türen, die während der Lagerung dicht geschlossen und mit Lehm verstrichen sind, kann das Futter später nach Bedarf entnommen werden. Ein Kasten von 80—100 m<sup>3</sup> faßt den Futterbedarf für 10 Stück Großvieh, für größere Betriebe werden mehrere Kästen aufgestellt. Die Ausführung erfolgt auf 15 cm starker Betonplatte aus vorher fertig gestellten Betonbohlen, die an den Ecken und Stoßstellen mit nachträglich betonierten

Pfosten verbunden werden. Durch sorgfältige Herstellung der Wände und Glattputz muß Luftdichtigkeit erzielt werden, auch sind scharfe innere Ecken zu vermeiden. Das Futter wird in die oben offenen Behälter eingebracht, mit Brettern und Balken abgedeckt und dann durch über den Kasten angeordnete Preßvorrichtungen oder Bescherung fest zusammengepreßt und gegen die Außenluft abgeschlossen. Der Bedarf an Lagerraum bei diesem Verfahren ist nur etwa  $\frac{1}{3}$  desjenigen bei Lagerung von Heu. Das so behandelte Futter soll wohlschmeckend und kräftig sein und vom Vieh gern genommen werden. Das Verfahren erscheint auch für deutsche Verhältnisse empfehlenswert. —

**Die Clappeyron'sche Gleichung als Grundlage der Rahmnberechnung.** Die Zuschrift des Hrn. Reg.-Bmstr. Schack, Hannover, meine im Jahrgang 1918 der „Mitteilungen“ erschienene Abhandlung über obiges Thema betreffend, erscheint mir einigermaßen befremdend, da sie durch die Beweisgänge in meiner Abhandlung von vornherein widerlegt ist. Es läge nahe, anzunehmen, daß dem Hrn. Verfasser meine Abhandlung nicht vollständig zu Gebote stand, wenn nicht gerade auf der von ihm zitierten Seite 121, die Anwendung des Verfahrens auf beliebig gestaltete, also auch unsymmetrische Rahmen erläutert würde.

Ich verweise im übrigen auf die Abhandlung selbst und stelle nur erneut fest: Die von mir entwickelte Beziehung zwischen den Winkeländerungen (dazu gehört unter anderem die Bedingung, daß beispielsweise beim Rechteckrahmen zwei aufeinander folgende Winkeländerungen entgegengesetzt gleich sind) ist, wie sich aus ihrer Herleitung ergibt, rein geometrischer Natur, also vollständig unabhängig von Trägheitsmomenten, Elastizitätsziffern und der Art der Belastung. Eine irgendwie geartete Symmetrie des Systems ist daher für die Anwendung des Verfahrens nicht erforderlich; selbstverständlich wird die praktische Durchführung — wie auch bei jeder anderen Methode —, durch Symmetrie-Eigenschaften des Systems wesentlich vereinfacht. Das Verfahren stellt keine Näherungsmethode oder dergl. dar, sondern nur einen neuen Rechnungsgang, der in jedem Fall zum gleichen Ergebnis, wie ein beliebiges anderes genaues Verfahren, führt. Dies läßt sich nicht nur durch Versuchsrechnung, sondern auch durch rein theoretische Ableitung nachweisen. — G. Ehlers.

**Eisenbeton-Schiffbau in Oesterreich.** Wie wir den von Prof. Dr.-Ing. A. Birk, Prag, geleiteten „Technischen Blättern“ entnehmen, hat sich in Deutsch-Oesterreich unter Mitwirkung der Bauunternehmerfirma Gebr. Redlich, der Linzer Werft und der Oesterreich. Kreditanstalt ein Syndikat für die Einführung des Eisenbeton-Schiffbaues gebildet. Ein ähnliches Syndikat ist für die Tschechoslowakei in Bildung begriffen. Ferner ist von der oben genannten und anderen Firmen eine Studiengesellschaft für den Bau von Zementschiffen und Zementwagen begründet worden. —

**Versuche über den Seitendruck frischen Betons auf die Schalung.** In den „Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers“ Bd. 187, 2. 1, die allerdings schon eine Reihe von Jahren zurückliegen, findet sich eine kleine Veröffentlichung von Hector H. George Robinson über dieses Thema, die gewisses Interesse verdient, da dieser Frage auf dem Versuchswege näher zu kommen, wohl nur vereinzelte unternommen worden ist, während sie für die Frage der Bemessung der Schalung bei höheren Bauwerken namentlich von Interesse sein kann. Zunächst wurde versucht, die Seitenpressung aus der Durchbiegung von wagrechten Bohlen zwischen den lotrechten Ständern der Einschaltung einer schweren Stützmauer zu ermitteln. Um genauere Messungen anzustellen, wurde später ein starker Gußeisenkasten mit verschiebbarer Stirnwand angewendet, der in die Schalung des Bauwerkes so eingesetzt wird, daß der frische Beton seinen Druck auf die bewegliche Stirnfläche überträgt. Der Kasten ist mit Wasser oder einer anderen geeigneten Flüssigkeit gefüllt und der durch den Beton und die Verschiebung der Stirnwand auf diese ausgeübte Druck wird mittels Manometers gemessen.

Es sind dann eine ganze Reihe von Versuchen an verschiedenartigen Betonbauwerken ausgeführt worden. Bei Bauwerken stärkerer Abmessungen ergab sich ein ziemlich gleichmäßiger Verlauf der Pressungen, die für die gleichen Druckhöhen gleich groß sind. Bei Eisenbetonsäulen geringer Abmessung, dünnen Mauern usw. ergeben sich dagegen infolge der Reibung an der mehr oder weniger rauen Schalung erheblichere Druckunterschiede und Druckverringierungen. Die gemessenen Werte sind als Kurven aufgetragen und in Vergleich gestellt mit dem Wasserdruck. Die Abweichung des Verlaufes, aufgetragen nach den Mittelwerten von je 4—6 Versuchen, von der Geraden ist nur eine geringe, sodaß man also auch hier sagen kann, daß der Druck proportional der Druckhöhe ist. Eine Versuchsreihe wurde angestellt beim Bau einer rd. 1 m starken Stütz-

mauer, die in einem plastischen Beton 1:3:6 aus langsam bindendem Zement, Sand und gebrochenem Granit, mit einem Gewicht von 2240 kg/m<sup>3</sup> hergestellt wurde. Die Mauer wurde mit größerer Geschwindigkeit als üblich bis 2,5 m über die Mitte der Druckfläche hochgeführt. Bei einem zweiten Versuch handelte es sich um die Herstellung eines Pfeilers von etwa 1,2 m im Quadrat aus Beton 1:2:4 aus Zement, Sand und Themse-Kies mit einem Gewicht von 2320 kg/m<sup>3</sup>. Hier wurden Messungen bis zum 3 m Druckhöhe durchgeführt. Im ersten Fall war die Lufttemperatur während der ganzen Versuchsdauer ziemlich gleich bleibend, im zweiten Fall stärker wechselnd, ein Einfluß des Temperaturunterschiedes auf die Seitenpressung war aber nicht festzustellen.

Aus den Versuchen zieht der Verfasser den Schluß, daß man den Druckverlauf wie beim Wasserdruck proportional der Druckhöhe machen darf, wenn man bei einem Beton durchschnittl. Beschaffenheit, für den Betondruck einen Flüssigkeitsdruck für ein Gewicht von 1360 kg/m<sup>3</sup> einführen darf. Bei weniger feuchtem Beton sinkt der Druck entsprechend, für ziemlich trockenen Beton bis zu einem Gewichtsäquivalent von 1020 kg/m<sup>3</sup>. Während also z. B. bei einer Druckhöhe von 3 m dem Wasserdruck eine Pressung von 3600 kg/m<sup>2</sup> entsprechen würde, steigt sie bei plastischem Beton bis auf rd. 4000 kg/m<sup>2</sup>, während sie bei trockenem etwa dem Wasserdruck entspricht. —

**Neuere Wassertürme in Eisenbeton** nach Entwurf und Ausführung der Gebr. Rank in München werden in No. 13 und 15 der Ztschrft. „Der Bauingenieur“, Jahrg. 1920 von Dipl.-Ing. Escher veröffentlicht, die konstruktiv von Interesse, sich außerdem durch eigenartige und glückliche, den jeweiligen Verhältnissen angepaßte architektonische Ausgestaltung auszeichnen. Es handelt sich um einen Wasserturm auf dem Verschiebebahnhof Hohenbudberg bei Crefeld, um einen Wasserturm für eine industrielle Anlage in Ingolstadt und schließlich um einen solchen für eine Fabrik in Baden in Verbindung mit kleinem Trinkwasserbehälter.

Der erste Wasserturm ist für eine Aufspeicherung von 1000 m<sup>3</sup> Inhalt berechnet, der sich auf 2 kreisrunde Behälter von je 9,8 m Durchm. mit kuppelförmigem Boden bei 29 m Wasserspiegelhöhe über S. O. verteilt. Im tragenden Unterbau ist die Teilung auch zum Ausdruck gebracht. Er hat eine Achteckform mit geradem Mittelstück. Die beiden konstruktiv getrennten Wasserbehälter sind dagegen äußerlich zu einer Einheit und unter gemeinsamem Dach zusammen gefaßt. Ein auskragender Bogen vermittelt hier den Uebergang vom Unter- zum Oberbau. Ein Schutz gegen Einfrieren war hier nicht nötig, in den äußeren Teilen liegen die Behälterwände daher frei. Die Gründung bot Schwierigkeit, da der Baugrund nur geringe Tragfähigkeit besitzt. Unter den getrennten Türmen ist daher die im übrigen einheitlich durchgeführte Eisenbetonplatte kuppelförmig ausgestaltet, was auch gegen Ribbildung durch Wasserdruck bei hohem Grundwasserstand schützt.

Bei dem Wasserturm in Ingolstadt ist der 1000 m<sup>3</sup> fassende Behälter in einer kreisrunden Kammer von 16 m Durchm. zusammen gefaßt. Hier erfolgt die Stützung teils durch die achteckige Umfassungswand, teils durch Mittelstützen, die den flachen Boden tragen, der gleichzeitig die Decke des obersten Geschosses bildet und sehr steif konstruiert ist. Die Gründung bot hier keine Schwierigkeit, es sind daher ein Ringfundament und Einzelfundamente vorhanden. Das Becken war gegen Einfrieren zu schützen, was durch einen architektonisch ausgenutzten Umgang erreicht ist. Der Wasserturm, der gleichzeitig als Fliegerabwehr-Station ausgenutzt wurde, trägt eine Plattform, während die Notwendigkeit eines kleinen Kranaufzuges durch eine Erkerbildung auch in der Architektur zum Ausdruck kommt.

Der letztgenannte Wasserturm faßt einen Kubikinhalte von 600 m<sup>3</sup> wieder in einem kreisrunden Behälter von 9,8 m Durchmesser bei i. M. 8 m Wassertiefe. Auch hier ist der Vorteil einer kuppelförmigen Bodengestalt ausgenutzt, außerdem aber hat das Becken am oberen Rand noch eine Ringplatte zur Aussteifung der hohen Wände erhalten. Der Wasserspiegel liegt hier 33,8 m über Gebäude, der Turm konnte infolge des tiefen Beckens eine ziemlich schlanke Gestalt erhalten. Der Unterbau ist achteckig bis auf den mit Nebenräumen umgebenen quadratischen Sockel. Das Becken war wieder durch einen Umgang gegen Einfrieren zu schützen. Der kleine Trinkwasserbehälter von 70 m<sup>3</sup> Inhalt ist unter dem großen Behälter angeordnet und überträgt durch ein Bockgerüst seine Last auf die Umfassungswände. Diese lösen sich im Unterbau, um den Uebergang aus dem Achteck in das Quadrat zu ermöglichen, in kräftige Pfeiler auf. —

**Inhalt: Anregungen für die Neubearbeitung der deutschen Bestimmungen für Eisenbeton. — Literatur. — Vermischtes. —**

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