

# DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang

25. Juni 1926

Heft 26

## BAUTECHNISCHE UND STATISCHE URSACHEN DER SCHÄDEN AM MAINZER DOM UND DIE SICHERUNGSGARBEITEN ZUR ERHALTUNG DES BAUWERKES.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5. März 1926 zu Berlin.

Von Prof. Dipl.-Ing. G. Rüth, Technische Hochschule Darmstadt.

(Schluß von Seite 493.)

Zur Aufnahme der schiebenden Kräfte, die durch die Turmgewölbe und die Steinbedachung der Querschiffe und des Westchores ausgeübt wurden, hat Neumann eine große Anzahl von eisernen Anker einbauen lassen, die zum Teil im Innern des Mauerwerkes liegen, zum Teil aber auch in den Dachgeschossen und außen am Turm sichtbar sind. Die meisten dieser Anker dürften wohl von vornherein beim Bau vorgesehen gewesen sein, jedoch ist es nicht ausgeschlossen, daß auch später noch Anker hinzugefügt worden sind, insbesondere im Dachraum des Westchores, bei dem sich die schiebenden Kräfte des Daches scheinbar sehr bald durch Rißbildungen bemerkbar gemacht haben. Diese alten Verankerungen sind durchweg aus Flacheisen mit Keilverschlüssen hergestellt, wobei naturgemäß viel Schweißarbeit verwandt werden mußte. Infolge der Schwäche der Schweißstellen und der Keilschloßkonstruktionen sind verschiedene Anker gerissen, die dann so gut wie möglich wieder ausgebessert wurden. Auch Lockerungen der Anker durch Einschnitten der Ankersplinte in das verankerte Mauerwerk sind mehrfach beobachtet worden. Zu diesen allgemeinen konstruktiven Schwächen im Aufbau kommt noch die starke Belastung der Fundamente, die ebenfalls nicht genügend tragfähig gegründet sind, sondern auf aufgefülltem Boden stehen. Es ist deshalb kein Wunder, daß in dieser Westgruppe im Laufe der Zeit nach und nach immer größere Schäden entstanden sind, die schließlich zu einem bedenklichen Zustand dieser Baugruppe führten.

Die Querschiffe zeigten verhältnismäßig geringe Schäden, so daß nach den im Jahre 1925 bereits durchgeführten Sicherungsarbeiten, bestehend aus der Einziehung einiger Anker zur Aufnahme des Dachscheses und der Unterfangung der Fundamente, die volle Standsicherheit dieser Querschiffe für die Zukunft gegeben ist.

Die statischen Verhältnisse des Westchores, die sich in vielen Rissen der Westchorapsiden, der Westchorgalerie

und Westchorgiebel ausgewirkt haben, werden insbesondere durch die schiebenden Kräfte der Chorgurtbögen, der Chorkuppel und des Chordaches in Verbindung mit den Fundamentverhältnissen beeinflusst. Abb. 7 zeigt das Ergebnis der in dieser Hinsicht durchgeführten statischen Untersuchungen, wodurch sich das Ausweichen der die Flankentürme tragenden Westchorpfeiler ohne weiteres erklären läßt. Durch die örtlichen Untersuchungen wurden in den alten Fundamenten des Westchores Risse an besonders ungünstigen Stellen festgestellt, die die Bodenpressungen unter den alten Fundamenten der Westchorpfeiler sehr ungünstig beeinflussten. Der in Abb. 7 nach örtlichen Aufnahmen eingetragene Fundamentriß hatte zur Folge, daß als Kantenpressung des Untergrundes unter dem alten Fundament dieses Chorpfeilers etwa  $7,5 \text{ kg/cm}^2$  errechnet wurden, eine Beanspruchung, die für den aufgefüllten Boden viel zu hoch ist. Ein ähnlicher Riß ist auch bei dem anderen Westchorpfeiler vorhanden.

Von den Schäden des Westchores, die durch die Nachgiebigkeit der Fundamente und das Ausweichen der westlichen Chorpfeiler entstanden sind, wurden im Vortrag einige besonders charakteristische im Bild vorgeführt. Ein Bild zeigte die zwischen den beiden westlichen Flankentürmen gelegene Westchorapsis mit einem von oben nach unten durchgehenden Riß, der in Höhe der Galeriebrüstung etwa 15 cm Weite besitzt. Der Riß ist oben weiter

als unten, ein Beweis, daß er auf die ausweichenden Bewegungen der Flankentürme zurückzuführen ist. Über dem Dach dieser Westchorapsis sind auch im Westchorgiebel Risse vorhanden, die später nochmals durch eine Innenaufnahme gezeigt werden. Eine Teilaufnahme des Außenrisses in Höhe der Galeriebrüstung zeigt Abb. 8. Hieraus ist auch zu erkennen, wie sich unterhalb der Brüstung der Riß auf mehrere Stellen verteilt, und wie man durch Einsetzen von Eisenbändern die Vergrößerung des Schadens verhindern wollte. Es ist selbstverständlich, daß mit solchen Hilfsmitteln nichts zu erreichen

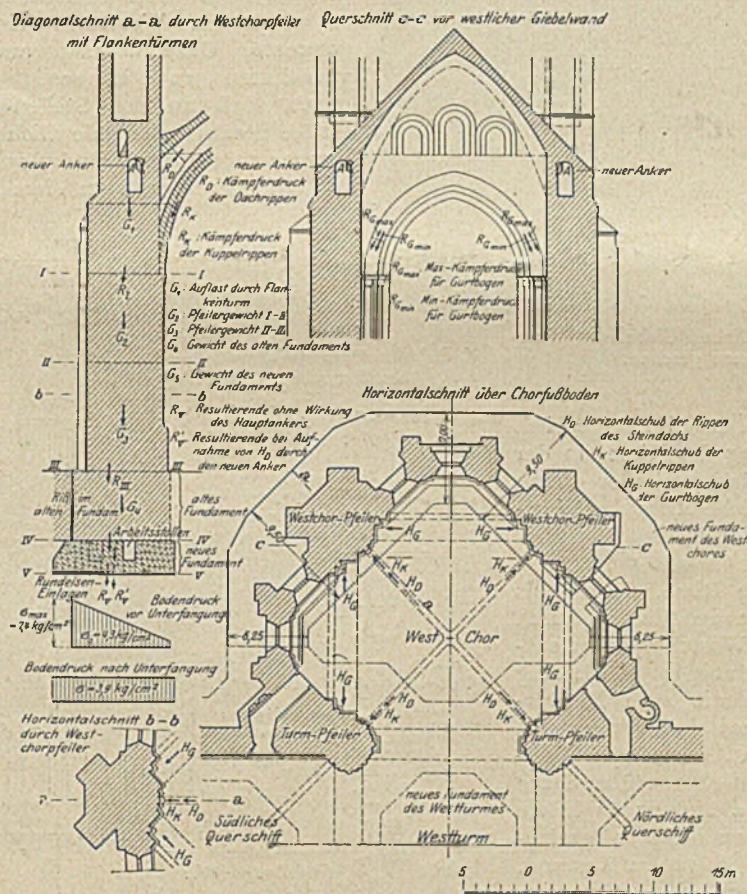


Abb. 7. Statische Verhältnisse des Westchores.

als unten, ein Beweis, daß er auf die ausweichenden Bewegungen der Flankentürme zurückzuführen ist. Über dem Dach dieser Westchorapsis sind auch im Westchorgiebel Risse vorhanden, die später nochmals durch eine Innenaufnahme gezeigt werden. Eine Teilaufnahme des Außenrisses in Höhe der Galeriebrüstung zeigt Abb. 8. Hieraus ist auch zu erkennen, wie sich unterhalb der Brüstung der Riß auf mehrere Stellen verteilt, und wie man durch Einsetzen von Eisenbändern die Vergrößerung des Schadens verhindern wollte. Es ist selbstverständlich, daß mit solchen Hilfsmitteln nichts zu erreichen

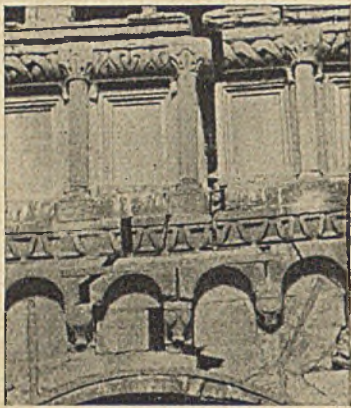


Abb. 8. Außenriß i. d. Westchorgalerie.

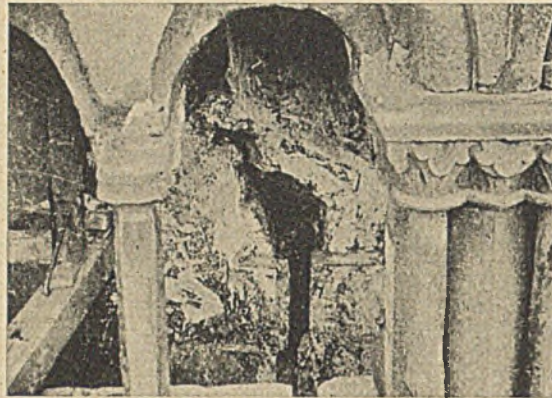


Abb. 9. Riß in der Innenwand der Westchorgalerie.

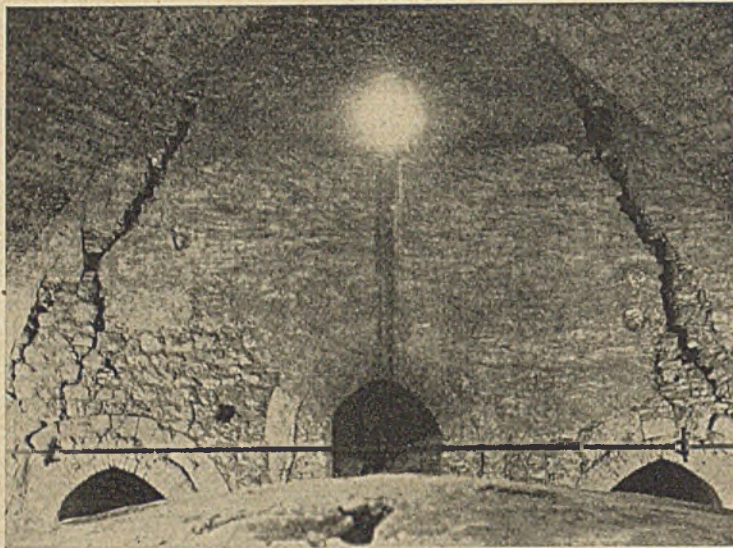


Abb. 10. Risse im westlichen Giebel des Westchores im Innern gesehen.

ist, wenn nicht die Ursache des Übels beseitigt wird. Die Abb. 9 zeigt die Fortsetzung des Risses in der inneren Wand der Westchorgalerie. Außer diesen Rissen sind noch weitere ähnliche Risse des Westchores vorhanden. In Abb. 10 sind die bereits früher erwähnten Risse des westlichen Giebels vom Dachraum aus gesehen. Auch diese Risse, die 10 bis 15 cm weit sind, lassen klar erkennen, daß sie durch das seitliche Ausweichen der Westchorpfeiler entstanden sind. Auf der Abbildung ist gleichzeitig ein alter Flacheisenringanker mit zwei Keilverchlüssen zu erkennen, von denen einer gerissen ist.

Der Westturm, der nach Abb. 1a die Westgruppe beherrscht, ist in seinen oberen über Dach liegenden, durch Treppen und Galerien zugänglichen Geschossen, mit Ausnahme von äußeren geringfügigen Verwitterungsschäden, in gutem Zustand, ein Beweis, wie vorzüglich dieser schwere massive Aufbau von Neumann konstruktiv durchdacht war. Durch Verankerungen, die zum Teil im Mauerwerk, zum Teil außen liegen, wurden die schiebenden Kräfte dieses gestaffelten Kuppelturmes so sicher aufgenommen, daß keinerlei Rißbildungen zu erkennen sind, die auf statische Schwächen schließen lassen. Die statische Untersuchung der von Neumann aufgesetzten drei oberen Turmgeschosse, die in Abb. 11 wieder gegeben ist, liefert den Beweis für die Standsicherheit dieses Turmteiles, solange die Anker wirksam sind. Da jedoch 5 der oberen Turmanker

außen im Freien liegen und somit der Unterhaltung und der Kontrolle entzogen sind, sind zur Sicherung der Standsicherheit zwei neue Anker vorgesehen, und zwar einer über den Schallfenstern des Glockengeschosses und der andere in Höhe der Außengalerie. Diese Anker werden so bemessen, daß sie die Standsicherheit der drei Turmgeschosse gewährleisten, auch wenn die alten Anker nicht mehr wirken sollten. Zu dauerndem Schutz gegen Rosten werden diese Anker in eine dichte Betonmischung eingebettet.

Auch der aus der Bauperiode des 13. Jahrhunderts stammende Mittelteil des Westturmes oberhalb des Tambours

ist noch in bester Ordnung und kann auch für die Zukunft als gesichert gelten, wenn noch 2 neue Anker rostsicher eingebaut sind. Dagegen waren im Dachgeschoß an der Übergangsstelle vom Viereck ins Achteck Risse vorhanden, denen man anfänglich keine besondere Bedeutung beigelegt hat, die aber, wenn sie nach innen gingen, auf die statischen Verhältnisse von sehr schwerwiegendem Einfluß sein konnten. Da schon seit einigen Jahren ein leichtes Abbröckeln kleiner Putz- und Steinstückchen beobachtet worden war, so wurde im Westturm ein Gerüst aufgestellt, um eine genauere Untersuchung auch im Innern des Turmes vornehmen zu können. Die örtliche Untersuchung ergab, daß an den Stellen des Überganges vom Viereck ins Achteck außerordentlich schwere Schäden (vgl. Abbildungen 12 u. 13) vorhanden waren. Die Übergangswinkel, die wie Abb. 12 zeigt, vom Viereck ins Achteck überleiten, waren

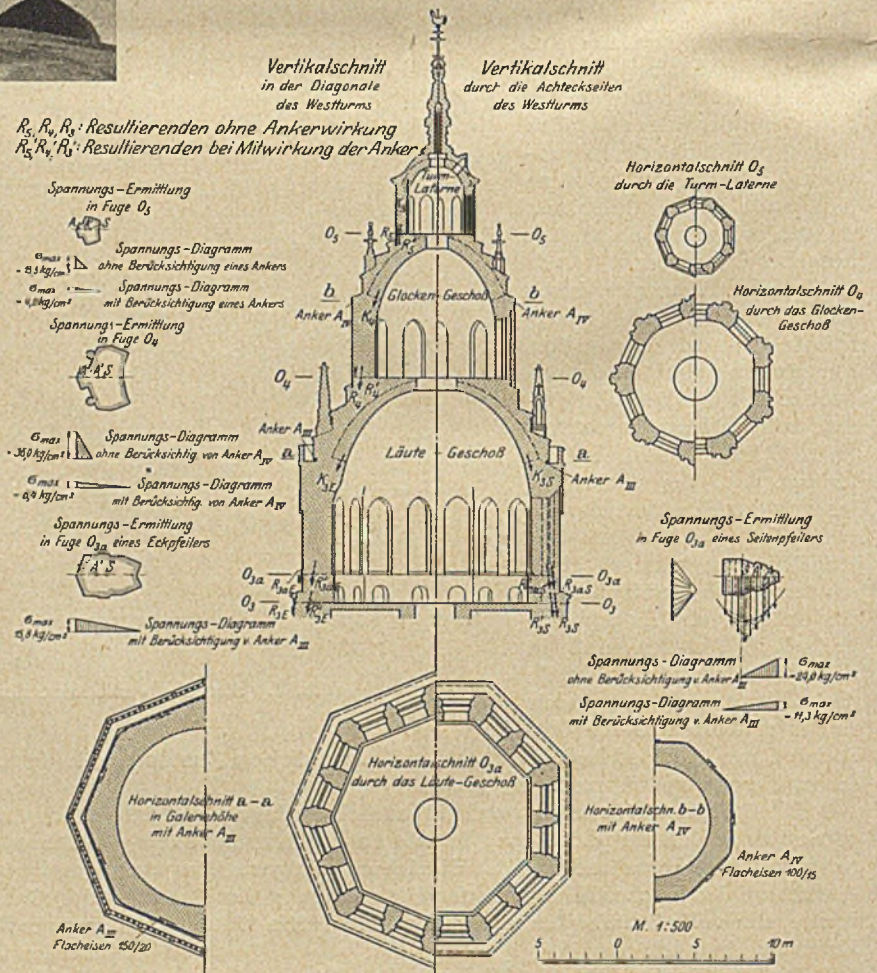


Abb. 11. Statische Verhältnisse der drei oberen Geschosse des Westturmes.

vollständig abgerissen, so daß eine Mitwirkung dieses Zwickelmauerwerkes bei der Übertragung der Turmlasten auf die Vierungspfeiler ausgeschaltet war und die Lasten der über Eck stehenden Achteckseiten durch die Pendentifbogen auf die Vierungsgurtbögen übertragen wurden. Infolgedessen sitzt die gesamte Turmlast auf den vier Gurtbögen, und zwar hauptsächlich in den Viertelpunkten, da an diesen Stellen die über Eck stehenden Tambourbögen ihre Last abgeben. Jeder Gurtbogen hat nahezu 2000 t zu tragen.

Unter der Annahme dieser Lastübertragung wurden die Gurtbögen statisch untersucht und festgestellt, daß hierbei Spannungen entstehen, die über die zulässigen Werte vielfach hinausgehen. Die Folge dieser Überbelastung der Gurtbögen hat dann auch zu sehr starken Zerstörungen an den Gurtbögen geführt, die für den Bestand des Turmes die größte Sorge bereiteten. Nachdem der Putz auf der Übermauerung und dem Zwickelmauerwerk abgeschlagen war, hat sich das Maß der Zerstörung erst in voller Größe gezeigt. Abb. 12 gibt die zeichnerische Aufnahme der Zerstörungen im östlichen Vierungsbogen und in dem östlichen Zwickelmauerwerk wieder. Es ist hieraus zu ersehen, daß der Gurtbogen besonders an den Stellen zerstört ist, hinter denen das Zwickelmauerwerk abgerissen ist, so daß ein Ausweichen der Bogen an diesen Stellen unter dem Einfluß der schweren Auflasten möglich war. Dazu kommt noch, daß die obere Bogenschicht mit ihren Kämpfern in dem schlechten Zwickelmauerwerk endigte, also so gut wie kein Widerlager hatte und deshalb nicht wesentlich mitgetragen hat. Auf dem gleichen Bild ist noch das Ausweichen des Tambours infolge des Schubes der über Eck stehenden Tambourbögen zu erkennen. Durch Abb. 13 ist noch die zeichnerische Aufnahme eines Eckzwickels gegeben, wodurch das vollständige Abreißen des Zwickels bestätigt wird. Die durch die Abb. 12 und 13 dargestellten Zerstörungen, die in ähnlicher Weise bei den vier Gurtbögen und den vier Ecken vorhanden sind, decken sich nach dem Ergebnis der statischen Untersuchungen durchaus mit den außerordentlich ungünstigen Beanspruchungen an der Übergangsstelle.

In dem Vortrag wurde noch eine größere Anzahl photographischer Aufnahmen im Lichtbild vorgeführt, die den Umfang dieser außerordentlichen Zerstörungen an der Übergangsstelle erkennen ließen. Die Vierungsgurtbögen, die die ganze Turmauflast zu tragen haben, zeigten besonders an der Stelle, wo die dritte Bogenschicht mit ihrem Kämpferstein aufhört, Absprengungen von starken Steinresten und Rißbildungen, die bis in das Innere der Bogenquader gingen. Das Steinmaterial war in der Bogenrichtung so stark auf Druck beansprucht, daß es durch Querspannungen zertrümmert worden ist. Weitere Bilder zeigten die außerordentlich starken Risse, die in der Übermauerung der Gurtbögen durch Abreißen der Eckzwickel entstanden sind, und zwar Risse, die stellenweise bis zu 5 und 8 cm klafften, so daß der Verband des Mauerwerkes fast vollständig aufgelöst war.

Das hier wiedergegebene Bild einer Ecke mit Tambourbögen (Abb. 14) läßt das Abreißen des Zwickelmauerwerkes klar erkennen, ein Beweis, daß mit dem Mittragen dieses Zwickelmauerwerkes nicht gerechnet werden kann. Dieses Bild zeigt auch die Risse im Tambourbogen, die durch Ausweichen der Turmwände entstanden sind. In Abb. 15 ist das Abreißen eines Übergangszwickels von außen zu sehen, eine Aufnahme, die in dem Dachraum des Westchores gemacht wurde. Auf dieser Abbildung sind noch zwei eiserne Anker zu erkennen, von denen der obere im vorigen Jahre gerissen war und wieder ausgebessert wurde. Der Riß durch das im Anfang des

Jahres 1925 angebrachte Gipsband zeigt, daß auch nach dem Aufbringen des Gipsbandes noch Bewegungen vorhanden waren.

Die vorgeführten Bilder zeigen in Ergänzung mit den statischen Untersuchungen den ganzen Um-

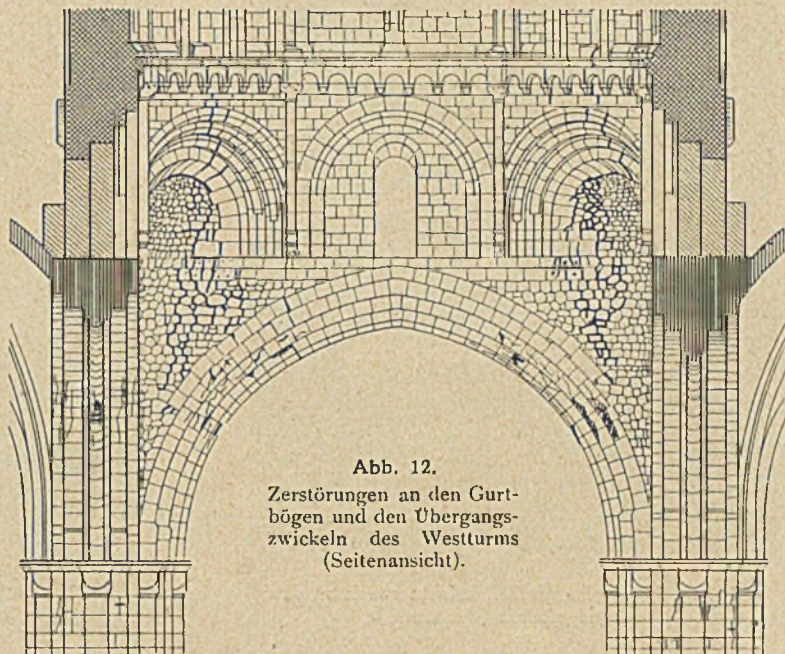


Abb. 12.  
Zerstörungen an den Gurtbögen und den Übergangszwickeln des Westturms (Seitenansicht).

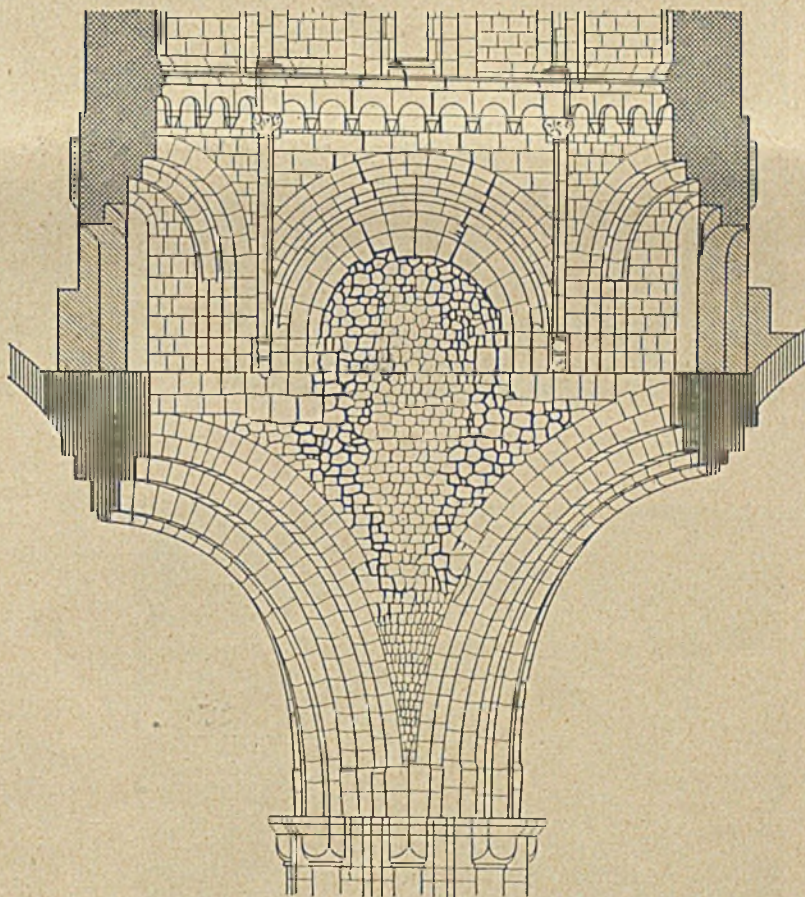


Abb. 13. Zerstörungen an den Gurtbögen und den Übergangszwickeln des Westturms (Eckansicht).

fang der großen Gefahr, in der sich der Westturm vor Inangriffnahme der Sicherungsarbeiten befand. Die statischen Untersuchungen und die örtlichen Feststellungen liefern den Beweis, daß die schweren Zerstörungen auf die Überlastung infolge des Neumannschen Turmaufbaues

zurückzuführen sind und zwar insbesondere darauf, daß die Pendentifbögen diese Überlastungen an besonders ungünstigen

wölbung nicht in der Lage, die Pendentifbögen und somit die Vierungsgurtbögen zu entlasten.

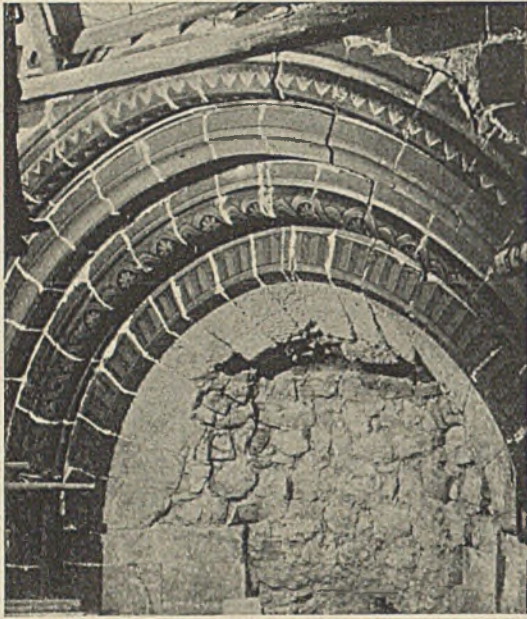


Abb. 14. Abgerissenes Zwickelmauerwerk an den Übergangsstellen (Pendentifs).



Abb. 15. Äußerer Riß im Übergangszwickel vom Dachraum aus gesehen.

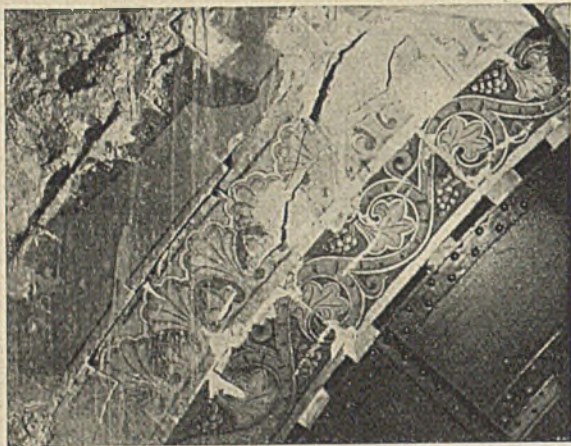


Abb. 16. Zerstörter Gurtbogen mit eingebautem Eisengerüst.



Abb. 17. Einpressen von Zementmörtel (Injektion).

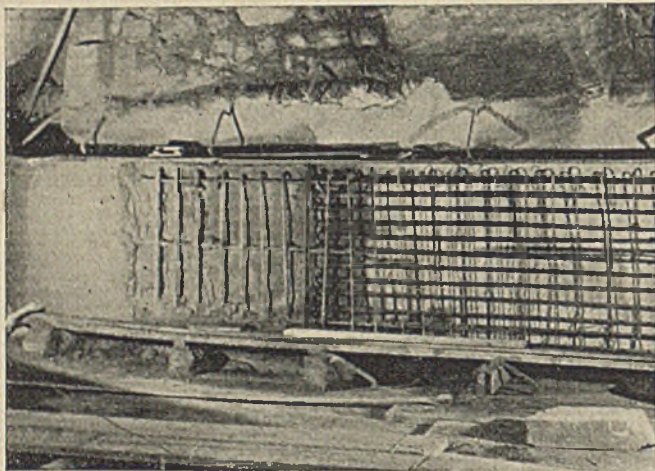


Abb. 18. Ausführung des Eisenbetonankers in Tambourhöhe durch Torkretierung.

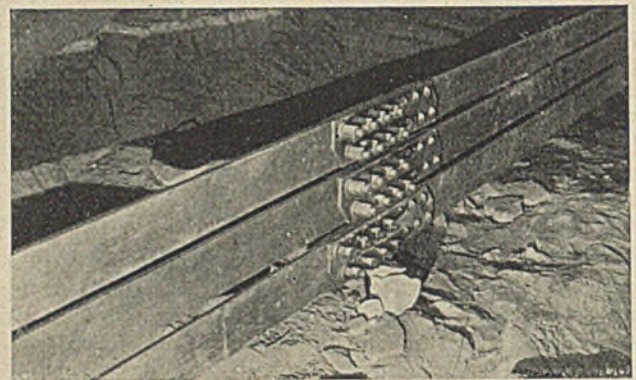


Abb. 19. Hauptanker des Westchores aus dreifachem Flachseisen.

Stellen auf die Vierungsgurtbögen übertragen haben. Das Mauerwerk der Pendentifzwickel war infolge der schlechten Beschaffenheit und infolge seiner starken muschelartigen Aus-

Eisenbetonankers in Tambourhöhe zu sehen, vor dessen Umlegen zunächst das alte Mauerwerk ausgespritzt wurde. Die Einbetonierung der Rundeisen dieses Ankers erfolgte durch

Es ist verständlich, daß nach Feststellung der großen Gefahr ernstlich die Frage erwogen wurde, ob der Turm noch zu erhalten sei. Da, wie bereits beschrieben, der obere Turmteil vollständig in Ordnung ist und auch die Vierungspfeiler stark genug sind, die gesamte Turmlast (etwa 12 000 t einschl. Eigengewicht der Pfeiler) zu tragen, so wurde mit allen zur Verfügung stehenden Mitteln die Erhaltung des Turmes angestrebt.

Um die Gefahr eines Einsturzes zu vermindern, wurden vorerst auf Grundlage statischer Untersuchungen einige Notsicherungen raschmöglichst durchgeführt. Zunächst erfolgte die Einrüstung der Vierungsgurtbögen mit eisernen Lehrbögen, die lediglich als Notgerüste den Zweck haben, während der Durchführung der Sicherungsarbeiten die stark zerstörten Gurtbögen teilweise zu entlasten. Gleichzeitig wurde das zerstörte und zerrissene Eck- und Zwickelmauerwerk durch Einpressen von Zementmörtel unter 3—5 at. Druck wieder in tragfähigen Zustand versetzt und ferner in Höhe der Tambourbögen ein Eisenbetonanker ausgeführt, um ein weiteres Ausweichen der Turmwände in Tambourhöhe zu vermeiden.

Abb. 16 stellt ein Stück eines Gurtbogens mit bereits unterbautem Eisengerüst dar. Die Ankeilung zwischen Bogen und Eisengerüst erfolgte durch trockene alte Eichenholzkeile. Abb. 17 zeigt das Einpressen des Zementmörtels (Injektion), zu welchem Zweck Bohrlöcher von etwa 1,5 m Tiefe mit pneumatischen Bohrgeräten hergestellt wurden, um eine möglichst vollkommene Ausfüllung des Mauerwerkes zu erzielen.

Auf Abb. 18 ist ein Stück des in Ausführung befindlichen

Torkretierung in vier Schichten. Sowohl für das Einpressen des Zementmörtels als auch für die Torkretierung des Tambourankers wurde hochwertiger Zement Dyckerhoff-Doppel verwendet, um auch diese Arbeit nach Möglichkeit beschleunigen zu können. Für die Einpressungen wurde ein Mischungsverhältnis

Auch dieser Anker wird später durch Betonumhüllung vor Rosten geschützt.

Die Ausführung dieser ersten Notsicherungen des Westturmes ist Ende Februar zum Abschluß gekommen, so daß dann die endgültigen Sicherungsarbeiten des Westturmes

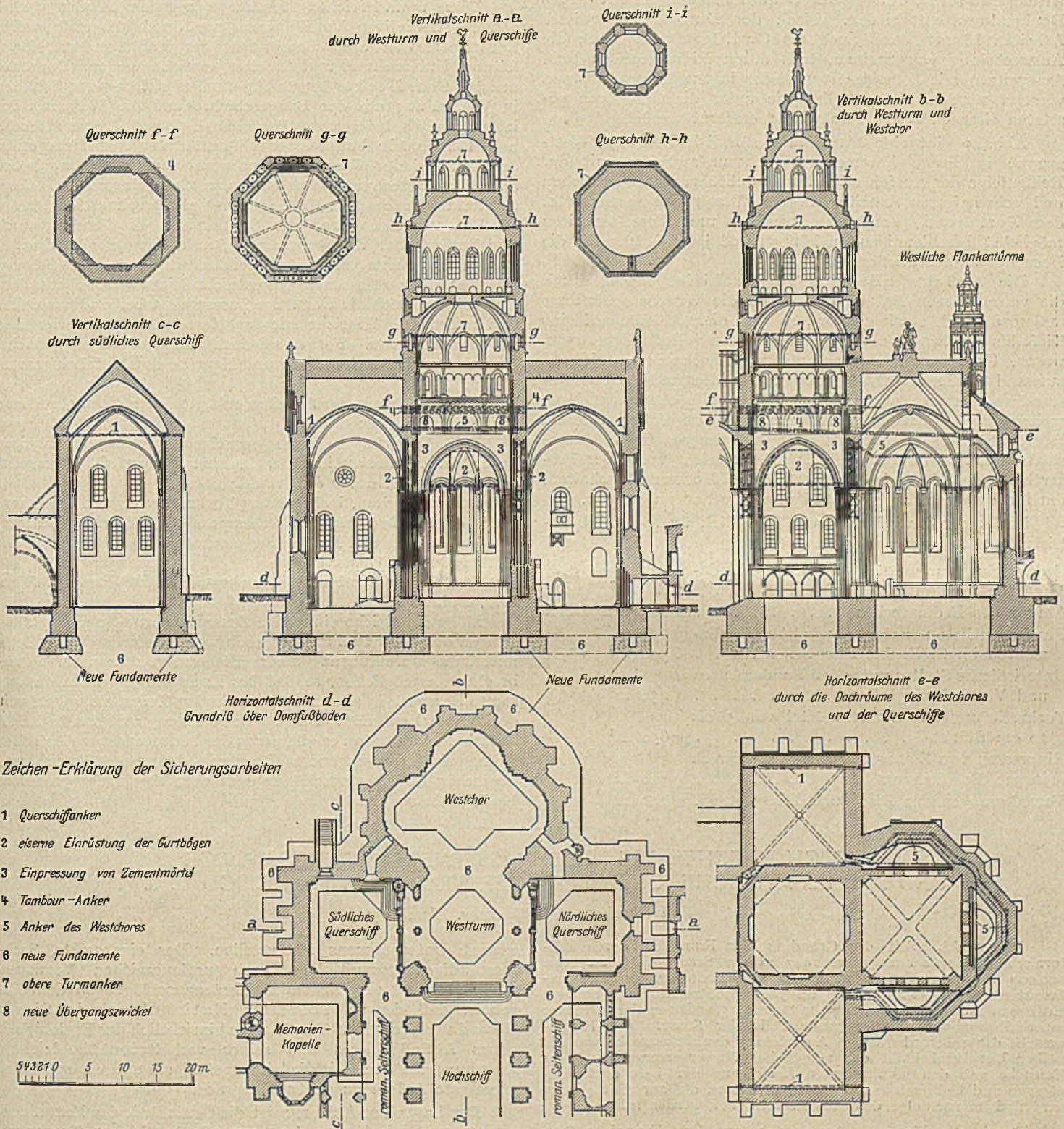


Abb. 20. Westgruppe mit Sicherungsarbeiten.

von 1 Teil Zement : 1 Teil Sand bis  $1\frac{1}{2}$  mm Korngröße und für die Torkretierung des Ankers ein Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement : 3 Teilen Kiessand bis 10 mm gewählt.

Abb. 19 zeigt ein Stück des dreifachen Flacheisenankers, der als Hauptanker um Westchor und Westturm gelegt ist, um die Dachschübe des schweren Chordaches aufzunehmen.

in Angriff genommen werden konnten. Diese umfassen die Unterfangung der schwer belasteten Turmfundamente, die Ausführung noch weiterer verschiedener Anker und insbesondere den Ersatz der abgerissenen Übergangswinkel durch Winkelkonstruktionen in Eisenbeton, die so ausgebildet werden, daß die Abstützung der über Eck stehenden Achteckseiten

auf die Vierungspfeiler gewährleistet ist, und somit die gefährliche Überbelastung der Gurtbögen beseitigt wird. Da es sich hier auch um eine sehr wichtige kunsthistorische und baukünstlerische Frage handelt, wird die endgültige Lösung in Verbindung und Übereinstimmung mit dem der Dombauleitung für solche Fragen zur Seite stehenden Ausschuß des Denkmalrats entschieden. Nach der Durchführung dieser Arbeiten können dann auch die Gurtbögen teils durch die Auswechslung von Steinen, teils durch Einpressungen bzw. Ausspritzen mit Zementmörtel wieder in tragfähigen Zustand versetzt werden. Dann sollen die unter die Gurtbögen gesetzten eisernen Notgerüste wieder entfernt werden.

Abb. 20 gibt eine Darstellung sämtlicher für die Westgruppe in Frage kommenden Sicherungsarbeiten mit der Reihenfolge der Ausführung. Zur Durchführung der restlichen und schwierigsten Arbeiten an der Westgruppe mußte jetzt der Dom ganz geschlossen werden, um diese Arbeiten möglichst beschleunigen zu können und jede Gefahr für die Besucher auszuschließen.

Die Außenwände des Hochschiffes haben durch die verschiedenen Brände und durch die Witterungseinflüsse außerordentlich stark gelitten, so daß diese Wände auf eine Tiefe bis zu etwa 25 cm und mehr nahezu vollständig zerstört waren. Um diese Außenwände mit möglichst geringem Kostenaufwand wieder in tragfähigen und widerstandsfähigen Zustand zu versetzen, wurden die Fugen und Löcher durch Ausspritzen mit Zementmörtel (Torkretierung) ausgefüllt und soviel Mörtelschichten aufgetragen, bis die ursprüngliche Mauerstärke mit Architekturprofilen wieder erreicht war. Der Torkretbeton der Wände ist in seinen oberen Flächen rau gehalten, um ihn später mit einem Deckputz versehen zu können.

Nachstehend wird noch ein Überblick über die Arbeitsleistungen im Jahre 1925 gegeben:

|                                                                              |                      |
|------------------------------------------------------------------------------|----------------------|
| Erdausschachtung unter den alten Fundamenten im Stollenbetrieb . . . . .     | 7 000 m <sup>3</sup> |
| Abfuhr des Erdmaterials . . . . .                                            | 10 000 Einspänner    |
| Fundamentbeton unter den alten Fundamenten im Stollenbetriebe . . . . .      | 6 500 m <sup>3</sup> |
| Unterirdische Stollen unter den Fundamenten und Verbindungsstollen . . . . . | 450 m                |
| Torkretierung mit Zementmörtel von 5 bis 20 cm Stärke . . . . .              | 850 m <sup>2</sup>   |
| Einpressen von Zementmörtel in Mauerwerk in 310 Bohrlöcher . . . . .         | 9 700 Liter          |
| Verankerungen aus Eisen und Eisenbeton . . . . .                             | 290 m                |

Eiserne Einrüstung der Gurtbögen des Westturmes . . . . . 90 t  
Außen- und Innenrüstungen . . . . . 4 800 m<sup>2</sup>  
Arbeiterbeschäftigung durchschnittlich . . . 150 Mann,  
wovon die Hälfte aus der produktiven Erwerbslosenfürsorge.

Diese umfangreichen Leistungen konnten bei den vorliegenden schwierigen Verhältnissen nur durch die zielbewußte Zusammenarbeit aller Beteiligten, der Bauherrschaft, Bauleitung, Unternehmer und Arbeiter, erreicht werden. Dombaumeister Prof. Becker sorgte für die Feststellung der Schäden in Verbindung mit der Baugeschichte und die Wahrung der künstlerischen Interessen, Bauleiter Knopp für eine rasche und fachgemäße baupraktische Ausführung der Sicherungsarbeiten auf der Grundlage der vom Verfasser bearbeiteten statischen Berechnungen und konstruktiven Unterlagen. Caritasdirektor Stempel, Mainz, vertrat als Bevollmächtigter des Bischofs von Mainz und des Domkapitels die Bauherrschaft und hatte ferner die rechtzeitige Beschaffung der Geldmittel übernommen, eine Aufgabe, die bei den wirtschaftlichen Schwierigkeiten des verflossenen Jahres nicht leicht war. Besonders wertvoll war auch die einmütige Zusammenarbeit in finanzieller und technischer Hinsicht mit den Herren der Ministerien und des Denkmalrates. Ferner sei auch aller derjenigen gedacht, die sich für die Bereitstellung und Hergabe der Mittel eingesetzt haben.

Die Ausführung der Arbeiten erfolgte durch die nachstehend genannten Firmen:

Erd-, Unterfangungs- und sonstige allgemeine Bauarbeiten durch ein Baukonsortium der Mainzer Firmen O. Hauswald, Ph. Mertens, Schmidt & Brandel;

Spezialarbeiten, insbesondere Torkretierung und Injektion, durch die Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rhein; Herstellung und Einbau der eisernen Notgerüste durch die M. A. N., Werk Gustavsburg

Ausführung der Flacheisenanker durch die Firma J. Römheld, Mainz.

Möge die gleiche einmütige Zusammenarbeit und vor allen Dingen die Bereitstellung der noch weiter erforderlichen Geldmittel die Durchführung der restlichen Arbeiten ohne Unterbrechung ermöglichen, so daß bis Ende dieses Jahres das gesamte Bauwerk in allen seinen tragenden Teilen als vollständig gesichert gelten kann. Das ist die Hoffnung und das Ziel aller Mitarbeitenden, denn es gilt, einen der bedeutendsten deutschen Dome als hervorragendes Denkmal deutscher Kunst und deutscher Kultur am schönen deutschen Rhein der gesamten Kulturwelt zu erhalten.

## „HETCH HETCHY“, DIE NEUE WASSERVERSORGUNGSANLAGE UND DAS ELEKTRISCHE KRAFTWERK DER STADT SAN FRANCISCO U. S. A.

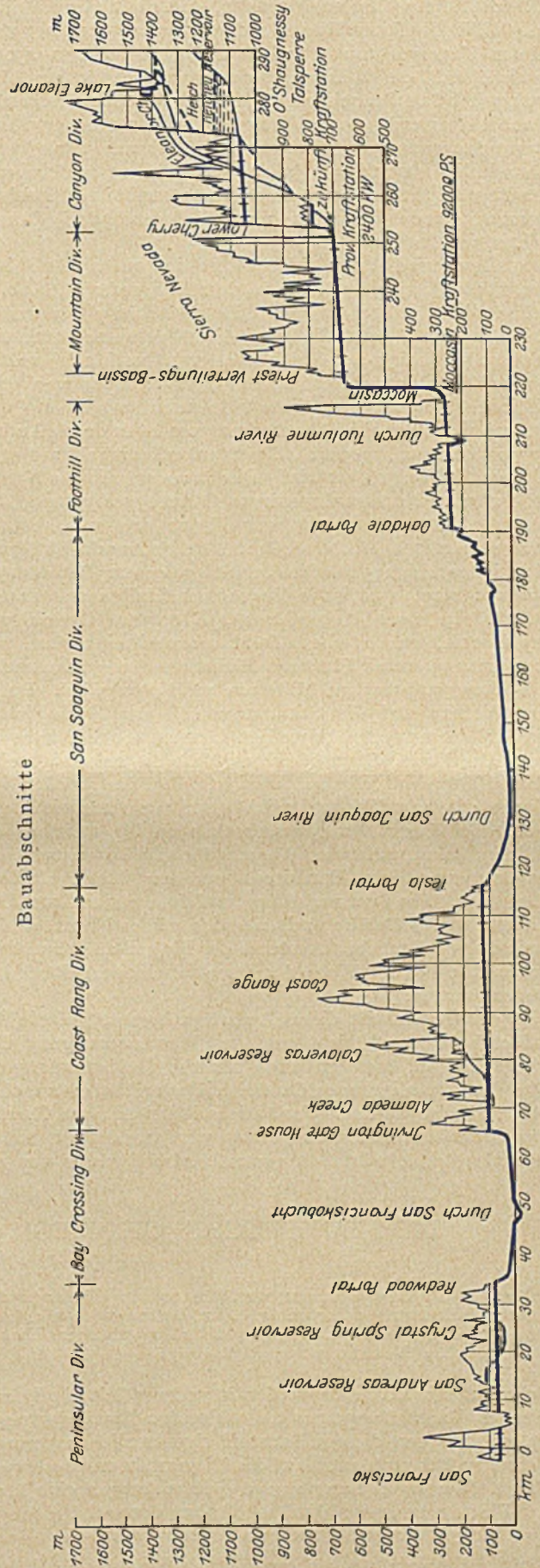
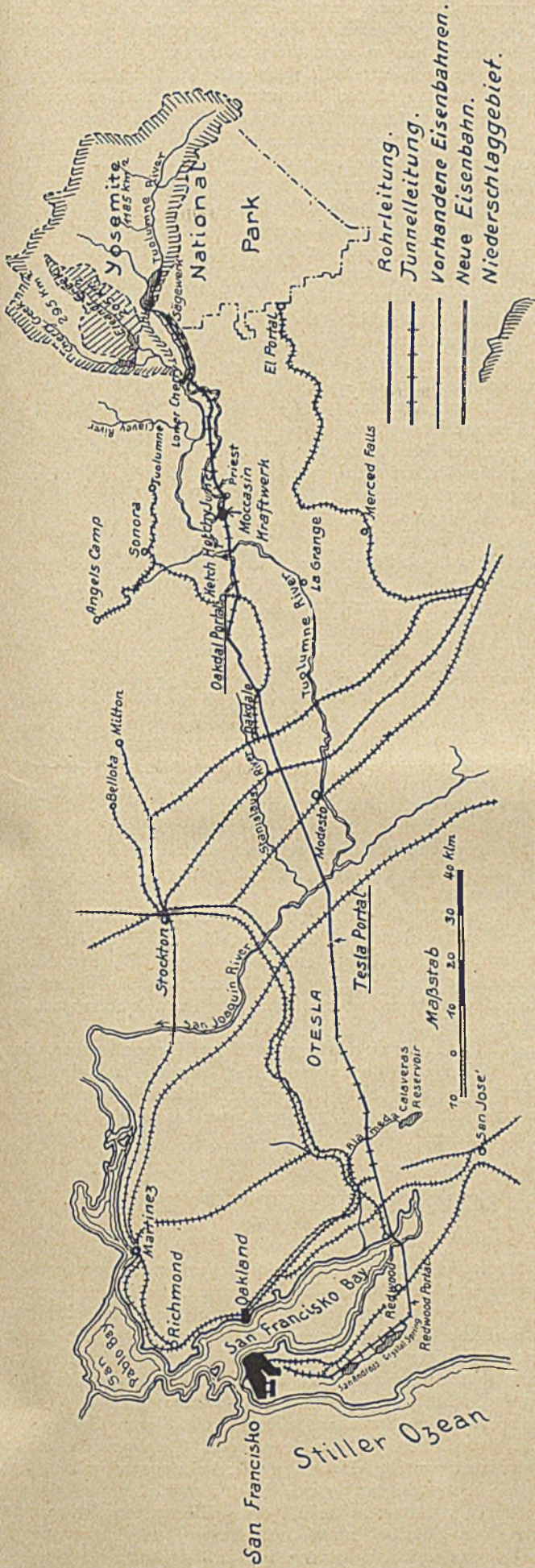
Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

**Übersicht.** Seit der Gründung San Franciscos durch kalifornische Goldgräber im Jahre 1847 ist die Stadt, die jetzt etwa 600 000 Einwohner zählt, mehrmals von Erdbeben und Feuersbrünsten heimgesucht worden. Im Jahre 1906 zerstörte ein heftiges Erdbeben im Zusammenwirken mit einem gewaltigen Schadenfeuer innerhalb weniger Stunden große Teile der Stadt. Die Hauptursache der außerordentlichen Ausdehnung der Katastrophe war die völlige Unzulänglichkeit der städtischen Wasserversorgung. Diese Tatsache gab den unmittelbaren Anstoß zu der besonders großzügigen und technisch hervorragenden Anlage, die zur Zeit gebaut wird und im nachfolgenden näher beschrieben werden soll.

Durch die Kommunalverwaltungen „San Francisco City and County“ wurde kurz nach dem Erdbeben im Jahre 1906 grundsätzlich beschlossen, die Stadt mit einer zeitgemäßen und für abschbare Zukunft absolut ausreichenden Wasserversorgungsanlage zu versehen. Von diesem Zeitpunkt an wurden sofort energische Arbeit eingesetzt und große Summen Geldes aufgewendet, um das günstigste Entnahmegebiet zu finden und in den Besitz der Stadt zu bringen, sowie um die zweckmäßigste und wirtschaftlich vorteilhafteste Planung des

ganzen Unternehmens festzustellen. Der eingesetzte Sachverständigenausschuß kam nach umfangreichen Voruntersuchungen und vergleichenden Kostenanschlägen zu dem Ergebnis, daß der in Yosemite Nationalpark in Sierra Nevada gelegene Fluß Tuolumne hinsichtlich der Ergiebigkeit seines Abflußgebietes und seiner verhältnismäßig leichten Aufstauungsmöglichkeit die leistungsfähigste und wirtschaftlich günstigste Anlage zu geben versprach.

Der Lageplan, Abb. 1, zeigt die Örtlichkeit des Entnahmegebietes und die Trasse der etwa 282 km langen Transportleitung. Das mit Schraffurumrandung angedeutete Niederschlaggebiet des oberen Teiles des Tuolumne Rivers und seiner Nebenflüsse Eleanor Creek und Cherry Creek wird durch das Projekt ganz erfaßt. Die Bauarbeiten, die bei Ausbruch des Krieges im vollen Gange waren, sind in der Folge unter dem Einfluß der Kriegsereignisse ziemlich vernachlässigt worden. Erst nach Kriegsende wurden sie wieder energisch weitergefördert; man nimmt an, daß die gesamte Anlage,



die den Namen „Hetch Hetchy“ erhielt, im Jahre 1929 fertiggestellt sein wird.

„Hetch Hetchy“ ist so bemessen, daß die Anlage täglich etwa 1,4 Milliarden Liter Wasser abführen kann. Rechnet man mit einem Tagesverbrauch auf den Einwohner von 450 l, ergibt sich, daß die Wasserversorgungsanlage für eine Bevölkerungszahl San Franciscos von etwa 3 Millionen ausreicht. Die Staubecken werden so groß angelegt, daß sie das erwähnte Quantum dauernd auch dann liefern können, wenn sechs außergewöhnlich trockene Jahre unmittelbar aufeinander folgen sollten, eine Annahme, die sehr ungünstig ist, da bislang geschlossene Trockenperioden von höchstens drei Jahren beobachtet worden sind.

Der Bau wird zu gleicher Zeit in acht Arbeitsabschnitten (Divisions), die in dem Längsschnitt, Abb. 2, angeben sind, gefördert. Bei „Hetch Hetchy“, ungefähr 1100 m über dem Meeresspiegel, wird im Tuolumne River eine Staumauer (O'Shaugnessy-Talsperre) von vorläufig 104 m Höhe über Talsohle und einem Fassungsvermögen von etwa 300 Millionen m<sup>3</sup> errichtet. Sie erhält einen so breiten Querschnitt, daß sie später ohne Verstärkung um 26 m durch Aufbau erhöht werden kann, wodurch der Staubeckeninhalt auf etwa 510 Millionen m<sup>3</sup> vergrößert wird. Die Talsperre, die den Namen ihres Konstrukteurs, des Ingenieurs O'Shaugnessy, trägt, ist fertiggestellt. Ihre Länge, in der Krone gemessen, beträgt bei dem vorläufigen Ausbau 183 m, später, nach Erhöhung um 26 m, im ganzen 275 m. Sie enthält 478 000 m<sup>3</sup> Beton 1:3:5 (cyclopean concret) und ist in Bogenform (Halbmesser 214 m) ausgeführt. In zwei Nebenflüssen, Eleanor Creek und Cherry Creek, wurden ebenfalls Staumauern eingebaut, und zwar im erstgenannten Fluß am Eleanorsee eine Staumauer, deren Becken zunächst 32 Millionen m<sup>3</sup> fassen wird. Durch späteren Aufbau auf die Staumauer soll der Beckeninhalt auf 227 Millionen m<sup>3</sup> erhöht werden können. Schließlich wird in Cherry Creek eine Staumauer errichtet, die sofort in voller Höhe ausgeführt wird, also später nicht vergrößert werden soll, und durch die 82 Millionen m<sup>3</sup> Wasser zur Aufspeicherung gelangen. Bei diesen Nutzwasserbecken findet meistens ein allmähliches Ansammeln des Wassers für die Verwertung zur Wasserversorgung San Franciscos und zu wirtschaftlichen Zwecken statt. Die Speisungsflüsse und Bäche sind ihrer Örtlichkeit und ihrem Gefälle nach ziemlich wilder Natur, so daß auch mit einem plötzlichen Ansturm der Fluten zu rechnen ist. Hierauf mußte bei der Wahl der Bauart besondere Rücksicht genommen werden.

Wie die Überschrift dieses Aufsatzes besagt, soll die Anlage „Hetch Hetchy“ nicht nur der Wasserversorgung San Franciscos dienen, sondern auch für die Belieferung der Stadt und der umliegenden Landdistrikte mit elektrischer Kraft ausgebaut werden. Vorläufig soll bei „Lower Cherry“ ein provisorisches Kraftwerk gebaut werden. Später, sobald der Bedarf wächst, wird das gesamte Abflußwasser von der

O'Shaugnessy-Talsperre durch einen 19 km langen Tunnel bis „Lower Cherry“ geleitet, wo eine endgültige Kraftstation auf Höhenkurve 700 m errichtet werden wird, die 60 000 PS elektrischer Energie dauernd liefern soll. Von hier soll das Abflußwasser nach erfolgter Ausnutzung der Fallhöhe weiter durch einen 29 km langen Tunnel nach dem Verteilungsbassin bei „Priest“ geleitet werden, das auf einer Höhe über dem Meeresspiegel von 662 m liegen wird. Von diesem Bassin sollen 4 parallele Druckrohrleitungen von je etwa 1 m Durchmesser zu der geplanten Moccasin-Kraftstation auf Höhenkurve 271 m führen, die für eine Dauerleistung von 92 000 PS eingerichtet werden wird. Damit sind aber bei weitem nicht alle Fallhöhen auf der 282 km langen

Strecke ausgenutzt. Durch restlose Ausnutzung aller Gefälle kann man zu den bereits erwähnten Kraftwerken noch weitere Anlagen gleicher Art mit einer Gesamtleistung von etwa 190 000 PS ausführen. Der Bedarf San Franciscos an elektrischer Energie ist gegenwärtig etwa 360 Millionen kWh und verteilt sich wie folgt: Straßen- und Vorortbahnen 63,6%, Straßenbeleuchtung 2,23%, Privatbeleuchtung einschließlich kleinerer Kraftversorgung 30,62% und Verschiedenes 3,55%.

Für die Anlage „Hetch Hetchy“ wird eine besondere Eisenbahn gebaut, die im Orte „Hetch Hetchy Junct“ an die Sierra Railway angeschlossen wird und bis zur O'Shaugnessy-Talsperre führt (s. Abb. 1). Diese soll nicht nur dazu dienen, während der Bauzeit die Arbeiter und Baustoffe zu befördern, sondern bleibt auch nach Fertigstellung des Baues als endgültige Bahn für den Personen- und Güterverkehr bestehen. Dem bergigen Gelände entsprechend und zur Herabsetzung der Baukosten sind für diese Bahn Steigungen bis zu 4% zugelassen worden.

Die Gesamtlänge der Leitung von O'Shaugnessy bis San Francisco beträgt 282 km. Davon entfallen auf Tunnelstrecken 170 km und auf Rohrleitungen, die an verschiedenen Stellen, insbesondere an der Kreuzungsstelle mit der San-Francisco-Bucht, gedückert werden, 112 km. Der Tunnelquerschnitt ist in Abb. 3 gezeigt.

Zur Finanzierung des gewaltigen Unternehmens, das auf 45 Millionen Dollar veranschlagt worden ist, gibt San Francisco City and County 45 000 Schuldscheine zu je 1000 Dollar aus, die mit 4½% verzinst und bis zum Jahre 1964 eingelöst werden.

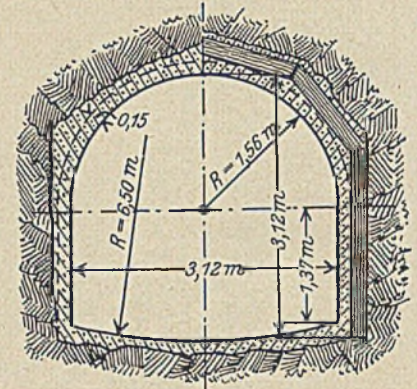


Abb. 3. Tunnelquerschnitt.

## DIE BEANSPRUCHUNGEN BIEGUNGSFESTER SCHORNSTEINFUNDAMENTE.

Von Dr. Ing. H. Craemer, Düsseldorf.

**Übersicht.** Die Spannungsverhältnisse in biegungsfesten Schornsteinfundamenten unter senkrechten Lasten werden erörtert und Tabellen für die wichtigsten Werte an Stelle des bisher üblichen, nicht zutreffenden Verfahrens gegeben.

Schornsteinfundamente werden in neuerer Zeit häufig zum Zwecke der Baustoffersparnis als vieleckige Eisenbetonplatte ausgeführt; bei den diesem Baustoff eigentümlichen geringen Abmessungen hat man auch auf die Biegungsbeanspruchungen zu achten. Wir legen nun unseren Betrachtungen eine kreisförmige Platte zugrunde; die Verhältnisse der meist als regelmäßiges Vieleck ausgeführten Fundamentplatten sind damit genügend genau erfaßt. Die Bodenpressungen infolge zentrischer Belastung durch Eigengewicht nehmen wir als über die ganze Ausdehnung des Fundaments gleichmäßig verteilt an. In

Wirklichkeit nehmen dieselben nach dem Rande hin ab; nach den Ergebnissen der Theorie des Trägers auf elastischer Bettung sowie der Theorie der elastisch gelagerten Kreisplatte von Hertz ist diese Wirkung um so geringer, je stärker die Platte und je nachgiebiger der Boden ist. Statisch stellt sich daher das Fundament dar als Kreisplatte konstanter Dicke vom Radius  $r$  mit einer gleichmäßig verteilten Flächenlast  $p$  über ihre ganze Ausdehnung und einer längs eines Kreises vom Radius  $\alpha r$  angreifenden Linienlast, die jener das Gleichgewicht hält; ein etwa auftretender elastischer Verdrehungswiderstand bei  $\xi = \alpha$  infolge monolithischer und durch Anschlußisen gesicherter Verbindung mit dem Schaft eines Eisenbetonschornsteins ist gering und bleibt, zumal bei gemauerten Schornsteinen diese Wirkung nicht vorhanden ist, außer Betracht.



Innerhalb der Gültigkeitsgrenzen, wie sie durch die Anwendbarkeit der Plattentheorie überhaupt gegeben sind, kann daher die Lösung ohne weiteres auf Grund der besonderen Vereinfachungen, die sich in der Theorie der Kreisplatten ergeben, angegeben werden.

Die Anwendung der Plattentheorie ist notwendig, weil durch die gekennzeichnete Belastung die Kreisplatte in eine doppelt gekrümmte, nämlich eine Rotationsfläche, übergeführt wird, so daß die gewöhnliche Balkentheorie nicht mehr gültig bleibt. Infolge der doppelten Krümmung treten auch Biegungsspannungen in allen möglichen Richtungen auf, von denen im allgemeinen diejenigen in radialer und tangentialer Richtung für die Betrachtung genügen.

Wir verweisen hierzu auf das Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, V. Band, Seite 131, wo diese Rechnung von Dr.-Ing. Dr. Lewe bereits, wenn auch in anderem Zusammenhange, durchgeführt ist. Nennt man  $\mu$ , den reziproken Wert der Querkontraktionskonstanten, so ist nach Lewe das radiale Biegemoment, d. h. das Moment der in radialer Richtung wirkenden Biegungsspannungen, bezogen auf die Längeneinheit des betrachteten Schnitts, zunächst innerhalb des Lastkreises, also im Bereich  $0 < \xi < \alpha$

Wir verweisen hierzu auf das Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, V. Band, Seite 131, wo diese Rechnung von Dr.-Ing. Dr. Lewe bereits, wenn auch in anderem Zusammenhange, durchgeführt ist. Nennt man  $\mu$ , den reziproken Wert der Querkontraktionskonstanten, so ist nach Lewe das radiale Biegemoment, d. h. das Moment der in radialer Richtung wirkenden Biegungsspannungen, bezogen auf die Längeneinheit des betrachteten Schnitts, zunächst innerhalb des Lastkreises, also im Bereich  $0 < \xi < \alpha$

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

wobei Momente, denen oben Druckspannungen entsprechen, positiv gezählt werden. Die radialen Momente im äußeren Bereich  $\alpha < \xi < 1$  sind:

$$2) M_{ra} = \frac{p r^2}{16} (3 + \mu) (\xi^2 - 1) - 4(1 + \mu) \ln \xi + 2(1 - \mu) \alpha^2 \frac{1 - \xi^2}{\xi^2}.$$

Die tangentialen Biegemomente, d. h. die in tangentialer Richtung auf radiale Schnittflächen wirkenden Spannungsmomente sind für  $0 < \xi < \alpha$ :

$$3) M_{ti} = \frac{p r^2}{16} (1 + 3\mu) (\xi^2 - 1) - 4(1 + \mu) \ln \alpha - 2(1 - \mu) \alpha^2,$$

|           |              | $\alpha = 0$ | 0,1    | 0,2    | 0,3    | 0,4    | 0,5    | 0,6    | 0,7    | 0,8    | 0,9    | 1,0    |               |
|-----------|--------------|--------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------------|
| $M_{ra}$  | $m = \infty$ | $+\infty$    | +0,514 | +0,342 | +0,244 | +0,177 | +0,126 | +0,088 | +0,057 | +0,033 | +0,014 | 0      | $\times pr^2$ |
|           | $m = 2$      | $+\infty$    | +0,711 | +0,454 | +0,310 | +0,213 | +0,142 | +0,092 | +0,059 | +0,028 | +0,010 | 0      | „             |
| $M'_{ra}$ | —            | $+\infty$    | +2,83  | +1,173 | +0,626 | +0,360 | +0,208 | +0,160 | +0,058 | +0,023 | +0,004 | 0      | „             |
| $M_{ta}$  | $m = \infty$ | $+\infty$    | +0,513 | +0,337 | +0,233 | +0,157 | +0,095 | +0,043 | -0,004 | -0,047 | -0,087 | -0,125 | „             |
|           | $m = 2$      | $+\infty$    | +0,710 | +0,451 | +0,304 | +0,202 | +0,127 | +0,069 | +0,023 | -0,013 | -0,042 | -0,063 | „             |
| $M_{t1}$  | $m = \infty$ | +0,125       | +0,124 | +0,115 | +0,103 | +0,085 | +0,063 | +0,035 | +0,003 | -0,035 | -0,078 | -0,125 | „             |
|           | $m = 2$      | +0,063       | +0,062 | +0,058 | +0,052 | +0,043 | +0,032 | +0,018 | +0,002 | -0,018 | -0,039 | -0,063 | „             |
| $M_0$     | $m = \infty$ | $+\infty$    | +0,513 | +0,334 | +0,228 | +0,147 | +0,079 | +0,021 | -0,035 | -0,087 | -0,138 | -0,187 | „             |
|           | $m = 2$      | $+\infty$    | +0,709 | +0,445 | +0,290 | +0,177 | +0,088 | +0,013 | -0,054 | -0,113 | -0,168 | -0,219 | „             |

Abb. 4.

sowie für  $\alpha < \xi < 1$ :

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

Im Handbuch für Eisenbetonbau 3. Aufl., XIII. Band, S. 597 ff, Kapitel über Schornsteinbau, wird dagegen folgendes Verfahren zur Ermittlung der radialen Momente unter der Lastangriffslinie, d. h. für  $\xi = \alpha$ , eingeschlagen: Für einen Sektor von der Breite  $d\varphi$ , Abb. 2, ist sowohl die Größe als auch der Angriffspunkt (Trapezschwerpunkt) der von unten nach oben wirkenden Belastung bekannt, so daß ihr Moment in bezug auf die Tangente im Querschnitt  $\xi = \alpha r$  bestimmt werden kann. In den radialen Schnittflächen von der Länge

$(1 - \alpha)r$  sind keine Kräfte angesetzt. Hierbei wird das Biegemoment, bezogen auf die Längeneinheit, erhalten zu

$$5) M'_{ra} = \frac{p r^2}{6\alpha} (2 + \alpha) (1 - \alpha)^2.$$

Wie die vorher skizzierte Berechnung auf Grund der Plattentheorie zeigt, sind aber die radialen Schnitte nicht spannungsfrei, sondern erhalten tangentiale Biegungsspannungen, so daß die zur Gleichung (5) führenden Voraussetzungen nicht erfüllt sind. Das Verfahren geht eben fälschlich von einer durch sehr viele radiale Schnitte in lauter Sektoren zerschnittener Kreisplatte aus<sup>1)</sup>. Selbstverständlich hat aber eine Kreisplatte eine viel größere Tragfähigkeit als eine Vielzahl lose nebeneinander liegender Sektoren, und das genannte Verfahren bedarf der Richtigstellung um so mehr, als es in einem angesehenen Nachschlagewerk veröffentlicht ist und dadurch Anspruch auf Geltung hat.

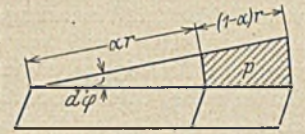


Abb. 2.

Um zunächst eine Vorstellung von dem wahren Verlauf der Biegemomente zu geben, sind für den häufig vorkommenden Fall  $\alpha = 0,5$  — Fundamentdurchmesser = doppelter Schornsteindurchmesser — unter Annahme  $\mu = 0$ , also mangelnder Querkontraktion, die Momente  $M_{r\xi}$  und  $M_{t\xi}$  aus den Gleichungen (1) bis (4) ermittelt und in Abb. 3 aufgetragen.

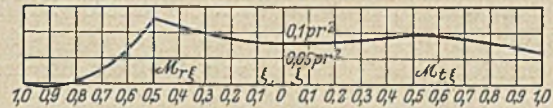


Abb. 3.

Beide haben ihren Höchstwert bei  $\xi = 0,5$ , d. h. unter der Last, und behalten ihre Vorzeichen auch im mittleren Plattenenteil, da der Einfluß der äußeren Auskrägung überwiegt.

Für die Bemessung wird es im allgemeinen genügen, die Momente in Plattenmitte,  $\xi = 0$ , unter der Last,  $\xi = \alpha$ , und am Plattenrande,  $\xi = 1$ , zu kennen; hierbei ist noch zu beachten, daß in Plattenmitte aus Gründen der Kreissymmetrie die radialen und tangentialen Beanspruchungen dieselben sind, sowie daß die Radialmomente im Plattenrande verschwinden. Um

ein jedesmaliges Berechnen dieser Größen überflüssig zu machen, sind die Werte  $M_0$ ,  $M_{ra}$ ,  $M_{ta}$  und  $M_{t1}$  aus den Gleichungen (1) bis (4) errechnet und in Abb. 4 als Funktion von  $\alpha$  aufgetragen; ferner sind die aus der unrichtigen Gleichung (5) sich ergebenden Werte dargestellt; wie man sieht, beträgt  $M'_{ra}$  teilweise das Doppelte des richtigen Wertes und mehr; das Verfahren bedingt daher eine erhebliche Materialvergeudung, die um so mehr vermieden werden sollte, als die Berechnung nach der Plattentheorie bei Benutzung der gegebenen Tafel keinen größeren Zeitaufwand verursacht.

<sup>1)</sup> Die auf Seite 559 und 560 a. a. O. gegebene Berechnung mit Rücksicht auf den nach dem Rande abnehmenden Bodendruck sowie der unsymmetrischen Beanspruchung infolge Winddruck beruht auf der gleichen Annahme und ist daher ebenfalls abzulehnen.

## VERSUCHE ÜBER DAS HAFTEN VON TONERDEZEMENTMÖRTEL AUF PORTLANDZEMENTMÖRTEL.

Von Baudirektor Dr.-Ing. e. h. Helbing, Essen.

Über die Schwierigkeiten, mit denen die Emschergenossenschaft bei der Verwendung von Beton im Industriebezirk zu kämpfen hat, ist des öfteren berichtet worden. Die Zerstörungserscheinungen sind in fast allen Fällen auf sulfathaltige Wasser zurückzuführen, die durch Auslaugung von Halden- und Schlackenablagerungen entstanden sind<sup>1)</sup>. Als Fachzeitschriften zu berichten wußten, daß Tonerdezementbeton widerstandsfähig gegen sulfathaltige Wasser sei, lag der Gedanke nahe, diesen Umstand auch im Emschergebiet nutzbar zu machen. Bedenklich war nur, daß — wenigstens bis jetzt — Tonerdezement ein nur aus dem Ausland zu beziehender Baustoff ist, und daß die Kosten ein Mehrfaches von denjenigen deutschen Zements ausmachen. Deshalb wurde erwogen, den Kern von Betonbauwerken aus deutschem Zement zu bilden und nur einen Panzer aus Tonerdezement zu verwenden. Dem aber standen angebliche Erfahrungen entgegen<sup>2)</sup>, nach denen die Berührungsschicht von Tonerdezement — mit Portlandzementbeton zerstört worden war. Um hierüber Gewißheit zu erhalten, veranlaßte der Verfasser die Vornahme von Versuchen in der bautechnischen Versuchsanstalt für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule in Karlsruhe, die durch Vereinbarung mit deren Leiter, Professor Dr. Probst, wie folgt durchgeführt wurden:

Hergestellt wurden 7 Serien von Achterzugkörpern, und zwar:

1. Achterzugkörper aus nur Tonerdezementmörtel. Herstellung nach den Normen.

2. Achterzugkörper aus nur Portlandzementmörtel. Herstellung nach den Normen.

3. Achterzugkörper zur Hälfte bestehend aus Tonerdezementmörtel, zur Hälfte aus Portlandzementmörtel. Die Herstellung erfolgte so, daß in der Mitte der Achterform ein Blechstreifen in die Form gestellt und sodann auf beiden Seiten dieses Blechstreifens der entsprechende Mörtel eingebracht wurde. Alsdann wurde der Blechstreifen herausgezogen, und der Versuchskörper wie üblich mit dem Hammerapparat eingeschlagen. Diese Herstellungsart würde etwa einem Vorsatzbeton der Praxis entsprechen.

4. Halbe Achterkörper aus Portlandzementmörtel wurden nach drei Tagen durch Tonerdezementmörtel ergänzt. Die Herstellung erfolgte so, daß zunächst Achterzugkörper hergestellt wurden, die genau in der Mitte einen Pappstreifen erhielten, so daß sich die Hälften nicht verbinden konnten. Nach drei Tagen wurden die Hälften je für sich wiederum in eine Achterform gelegt; sodann wurde nach Entfernung des Pappstreifens die fehlende Hälfte durch Einbringen eines Tonerdezementmörtels mit Hilfe der Kalknormenspachtel angetragen. Dies würde etwa dem Aufbringen eines Putzes in der Praxis entsprechen. Die halben Achterformen wurden vor Aufbringen „des Putzes“ in Wasser getaucht.

5. Halbe Achterzugkörper aus Portlandzementmörtel wurden nach sieben Tagen durch Tonerdezementmörtel ergänzt. Die Herstellung erfolgte im übrigen wie bei Serie 4.

6. Halbe Achterzugkörper aus Portlandzementmörtel wurden nach drei Tagen durch Portlandzementmörtel ergänzt. Die Herstellung wie bei Serie 4.

7. Halbe Achterzugkörper aus Portlandzementmörtel wurden nach sieben Tagen durch Portlandzementmörtel ergänzt. Die Herstellung wie bei Serie 4.

<sup>1)</sup> Helbing u. Bach: Mitteilung über Beschädigungen von Betonbauwerken durch Grundwasser und Abwasser, Anlage zum Jahresbericht der Emschergenossenschaft 1918/19. Helbing u. Bach: Über Zerstörungen von Betonbauwerken durch Sickerwasser, Zentralblatt der Bauverwaltung 1919, Nr. 87. Helbing u. von Bülow: Chemische Angriffe auf Beton, Bauingenieur 1925, Nr. 3.

<sup>2)</sup> Schlechte Erfahrungen mit Ciment fondu, Electric Railway Journal 24, Bd. 63, Heft 16.

Das Mischungsverhältnis beider Zemente war 1 : 3 unter Zusatz von 8,9% Wasser. Sämtliche Versuchskörper wurden in feuchter Luft gelagert. Die Zugfestigkeit wurde 7 und 28 Tage nach Herstellung der Versuchskörper geprüft. Die Ergebnisse im einzelnen waren:

|                                                                                    |                                 |                         |
|------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|-------------------------|
| Serie 1.<br>(nur Tonerdezementmörtel)                                              | Nach: 7 Tagen                   | 28 Tagen                |
|                                                                                    | 29,2 kg/cm <sup>2</sup>         | 34,0 kg/cm <sup>2</sup> |
|                                                                                    | 28,1 „                          | 33,2 „                  |
|                                                                                    | 33,3 „                          | 34,6 „                  |
|                                                                                    | 32,4 „                          | 34,0 „                  |
|                                                                                    | 33,1 „                          | 34,7 „                  |
|                                                                                    | 28,5 „                          | 34,4 „                  |
|                                                                                    | 26,0 „                          | 34,4 „                  |
|                                                                                    | 27,5 „                          | 33,9 „                  |
|                                                                                    | 28,2 „                          | 34,8 „                  |
|                                                                                    | 31,2 „                          | 34,2 „                  |
| Mittel: 29,8 kg/cm <sup>2</sup>                                                    |                                 | 34,2 kg/cm <sup>2</sup> |
| Serie 2.<br>(nur Portlandzementmörtel)                                             | 26,7 kg/cm <sup>2</sup>         | 39,7 kg/cm <sup>2</sup> |
|                                                                                    | 28,6 „                          | 32,0 „                  |
|                                                                                    | 26,3 „                          | 31,5 „                  |
|                                                                                    | 27,7 „                          | 31,2 „                  |
|                                                                                    | 30,2 „                          | 32,0 „                  |
|                                                                                    | 25,9 „                          | 31,7 „                  |
|                                                                                    | 27,2 „                          | 30,1 „                  |
|                                                                                    | 26,1 „                          | 36,6 „                  |
|                                                                                    | 25,4 „                          | 39,7 „                  |
|                                                                                    | 19,8 „                          | 33,2 „                  |
|                                                                                    | Mittel: 26,4 kg/cm <sup>2</sup> |                         |
| Serie 3.<br>(„Vorsatzmörtel“)                                                      | 12,9 kg/cm <sup>2</sup>         | 21,0 kg/cm <sup>2</sup> |
|                                                                                    | 14,6 „                          | 18,0 „                  |
|                                                                                    | 15,4 „                          | 18,5 „                  |
|                                                                                    | 14,7 „                          | 15,7 „                  |
|                                                                                    | 15,8 „                          | 15,0 „                  |
|                                                                                    | 18,2 „                          | 18,3 „                  |
|                                                                                    | 18,5 „                          | 19,9 „                  |
|                                                                                    | 14,0 „                          | 11,6 „                  |
|                                                                                    | 18,4 „                          | 11,1 „                  |
|                                                                                    | 20,1 „                          | 15,4 „                  |
|                                                                                    | Mittel: 16,3 kg/cm <sup>2</sup> |                         |
| Serie 4.<br>(„Putz“ aus Tonerdezementmörtel auf 3 Tage altem Portlandzementmörtel) | 5,6 kg/cm <sup>2</sup>          | 4,2 kg/cm <sup>2</sup>  |
|                                                                                    | 4,2 „                           | 4,5 „                   |
|                                                                                    | 4,2 „                           | 7,3 „                   |
|                                                                                    | 4,2 „                           | 6,4 „                   |
|                                                                                    | 10,6 „                          | 4,2 „                   |
|                                                                                    | 4,2 „                           | 4,2 „                   |
|                                                                                    | 5,6 „                           | 7,8 „                   |
|                                                                                    | 8,5 „                           | 5,9 „                   |
|                                                                                    | 4,2 „                           | 6,6 „                   |
|                                                                                    | 6,5 „                           | 4,2 „                   |
|                                                                                    | Mittel: 5,8 kg/cm <sup>2</sup>  |                         |
| Serie 5.<br>(„Putz“ aus Tonerdezementmörtel auf 7 Tage altem Portlandzementmörtel) | 4,2 kg/cm <sup>2</sup>          | 4,2 kg/cm <sup>2</sup>  |
|                                                                                    | 4,2 „                           | 7,5 „                   |
|                                                                                    | 4,2 „                           | 4,5 „                   |
|                                                                                    | 5,7 „                           | 4,2 „                   |
|                                                                                    | 7,7 „                           | 4,2 „                   |
|                                                                                    | 10,0 „                          | 4,2 „                   |
|                                                                                    | 6,2 „                           | 4,0 „                   |
|                                                                                    | 5,2 „                           | 4,0 „                   |
|                                                                                    | 6,3 „                           | — „                     |
|                                                                                    | 5,8 „                           | — „                     |
|                                                                                    | Mittel: 5,9 kg/cm <sup>2</sup>  |                         |

|                             |                         |                        |
|-----------------------------|-------------------------|------------------------|
| Serie 6.                    | 12,9 kg/cm <sup>2</sup> | 5,2 kg/cm <sup>2</sup> |
| („Putz“ aus Portlandzement- | 4,6 „                   | 19,0 „                 |
| mörtel auf ebensolchem 3    | 4,5 „                   | 4,0 „                  |
| Tage alten Mörtel)          | 8,4 „                   | 9,4 „                  |
|                             | 4,5 „                   | 9,8 „                  |
|                             | 6,2 „                   | 14,6 „                 |
|                             | 8,0 „                   | 10,6 „                 |
|                             | 7,9 „                   | 6,8 „                  |
|                             | 5,9 „                   | 4,0 „                  |
|                             | — „                     | 4,0 „                  |
| Mittel:                     | 6,3 kg/cm <sup>2</sup>  | 8,7 kg/cm <sup>2</sup> |
| Serie 7.                    | 5,5 kg/cm <sup>2</sup>  | 5,8 kg/cm <sup>2</sup> |
| („Putz“ aus Portlandzement- | 4,0 „                   | 7,0 „                  |
| mörtel auf ebensolchem 7    | 4,0 „                   | 10,7 „                 |
| Tage alten Mörtel)          | 4,0 „                   | 4,0 „                  |
|                             | 4,0 „                   | 4,0 „                  |
|                             | 4,0 „                   | 4,0 „                  |
|                             | 4,0 „                   | 4,0 „                  |
|                             | 4,0 „                   | 4,0 „                  |
|                             | — „                     | 4,0 „                  |
|                             | — „                     | 4,0 „                  |
| Mittel:                     | 4,4 kg/cm <sup>2</sup>  | 4,9 kg/cm <sup>2</sup> |

Sämtliche Versuchskörper der Serien 3–7 rissen in der Stoßfuge. Auffallend sind die starken Verschiedenheiten der Festigkeit innerhalb der einzelnen Serien, die wohl auf die nicht zu vermeidenden Zufälligkeiten bei der Herstellung zurückzuführen sind. Die Versuche zeigen, daß Tonerdezementmörtel auf Portlandzementmörtel ebenso gut haftet, wie Portlandzementmörtel auf Portlandzementmörtel. Mithin scheint die Annahme gerechtfertigt, daß ein Schutzpanzer aus Tonerdezementputz einen Kern aus Portlandzementbeton schützen wird. Um noch einwandfreiere Ergebnisse zu bekommen, sollen weitere Untersuchungen in folgender Weise angestellt werden:

Auf Portlandzementbetonprismen von 10 . 10 . 30 cm wird allseitig Tonerdezementputz aufgebracht. Die Prismen werden alsdann in eine 2,5%ige Magnesiumsulfatlösung gebracht. Die Putzschicht soll 2,4 und 6 cm, das Mischungsverhältnis des Putzes 1 : 1, 1 : 2, 1 : 3 und 1 : 4, dasjenige des Portlandzementbetons 1 : 8 bei plastischer Konsistenz betragen. Nach ein-, zwei- und dreijähriger Lagerung werden die Prismen sowohl auf Strukturänderung als auch auf Festigkeit geprüft werden.

## AUSSICHTS- UND LEUCHTTURM AUF DER VERKEHRS-AUSSTELLUNG MÜNCHEN 1925.

*Erbaut in Eisenbeton durch Firma Karl Stöhr, Baugeschäft für Hoch- und Tiefbau, München.*

Jeder Besucher, der durch die beiden Haupteingänge das Gelände des Ausstellungsparkes auf der Theresienhöhe Münchens betritt, richtet unwillkürlich seinen Blick auf den im Jahre 1925 erbauten Aussichtsturm, der einfach und schlicht in seinem dunkelroten Gewande gen Himmel ragt.

An Flächenausmaß gering, nur 7,5 × 7,5 m auf der Außenseite, besitzt er doch die stattliche Höhe von 41 bzw. mit Aufbau 45,5 m, die durch 250 Stufen oder durch den elektrischen Aufzug, der die acht Stockwerke in wenigen Sekunden durchreißt, erreicht wird. Der Abschluß des Turmes wird gekrönt durch einen runden Aufbau, der ein Blinkfeuer von großer Reichweite in sich birgt.

Erbaut wurde der Turm in der kurzen Zeit von 40 Tagen vom 2. April bis 16. Mai 1925 aus Eisenbeton mit der geringen Betonwandstärke von 45 cm, sich verjüngend bis 25 cm. Ermöglicht wurde die schnelle Ausführung vor allem durch den hochwertigen Doppelzement der Portlandzementwerke Heidelberg-Mannheim-Stuttgart, der gestattete, das fertige Geschoß nach 4 bis 5 Tagen auszuschalen, um Schalung und Bolzung in den oberen Stockwerken wieder zu verwenden, so daß mit dem geringsten Verbrauch von Holz gearbeitet werden konnte.

Die erste Schwierigkeit ergab sich bei der Platzfrage, die allerdings zu ungunsten des Objektes in konstruktiver und statischer Hinsicht gelöst werden mußte. Der Platz, der aus architektonischen Gründen gewählt wurde, war vor etwa 25 bis 30 Jahren noch eine 10 bis 13 m tiefe Kiesgrube; sie wurde damals mit Bauschutt ausgefüllt. Angelegte 3 m tiefe Schürfgaben ergaben kein genaues Bild über die Bodenverhältnisse und über die zulässige Beanspruchung des Bodens. Der Vorschlag, mittels Rammen von Pfählen die Tiefe und Lage der ehemaligen Kiesgrube festzustellen und auch gleichzeitig Anhaltspunkte über die Tragfähigkeit des Bodens zu gewinnen, konnte nicht zur Ausführung gelangen, da die Zeit für das Aufstellen des Gerüsts und das Rammen selbst den Fertigstellungstermin sehr in Frage gestellt hätten.

So entschloß man sich, den Turm auf eine Eisenbeton-Fundamentplatte zu setzen mit einer zulässigen Bodenpressung von 1 bis 1,3 kg/cm<sup>2</sup>, die zuerst in Anbetracht des schlechten Bodens wohl zu hoch erschien, aber auf Grund der

statischen Berechnung trotz der Vergrößerung der Platte merklich nicht herabzudrücken war. Es ergab sich eine Plattengröße von 16 × 16 m, bedingt durch die Auflast des Turmes mit Nutzlast, Blinkfeuer, Aufzug und Glockengewicht . . . 1634 t  
Fundamentplatte mit Unterzügen . . . . . 688 t  
Auffüllung . . . . . 514 t  
somit Gesamtgewicht von . . . . . 2836 t  
bei einer Bodenpressung von 1,11 kg/cm<sup>2</sup>.

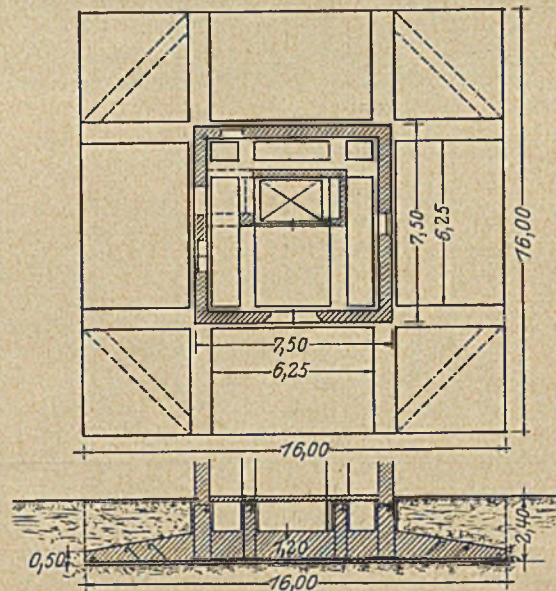


Abb. 1. Fundamentplan.

Der Einfluß des Windes auf die Fundamentspannungen, der mit 150 kg/m<sup>2</sup> angesetzt wurde, ist trotz des großen Gesamtwindmomentes von 1214 mt im Verhältnis zu den Normalspannungen sehr klein und beträgt im ungünstigsten Falle in der Diagonalachse des Fundamentes ± 0,252 kg/cm<sup>2</sup>, wodurch

die äußere Bodenpressung auf  $\max = 1,37 \text{ kg/cm}^2$  erhöht wird.

Zur Übertragung der Gesamtlast des Turmes auf die Fundamentplatte ordnete man unter den vier Umfassungsmauern

im Mittelfeld nur negative Momente auftreten; und zweitens in die Berechnung von 85 cm starken Balken zur Aufnahme des Bodendruckes auf die durch die Hauptunterzüge gebildeten Eckfelder, die in der Diagonale der letzteren angeordnet sind.

Vor dem Verlegen der Fundamenteisen wurde der Boden eingestampft, mit Zementmilch ausgegossen und dann eine ca. 5 bis 8 cm starke Magerbetonschicht eingebracht, um eine feste Basis zu gewinnen. Die Betonierung des Fundamentes gestaltete sich wegen der über die Platte heraustretenden Unterzüge sehr schwierig.

Der Fundamentbeton ( $287 \text{ m}^3$  mit 17 000 kg Eisen) wurde im Mischungsverhältnis 1 : 6 aus Portlandzement der Portlandzementwerke Heidelberg-Mannheim-Stuttgart hergestellt.

Die vier Umfassungswände des Turmes und die Treppenhausmauern (Abb. 2) sind aus Gußbeton mit Doppelzement der vorhergenannten Firma im Mischungsverhältnis 1 : 6 aufgeführt. Die vier Ecken sowie die stark beanspruchten Stellen der Mauern sind durch Rundeiseneinlagen in Form von Eisenbetonständern verstärkt. In Höhe eines jeden Stockwerkes ist der Turm durch einen Eisenbetonkranz umschnürt. Die Eckständer sowie die Bügel vorgenannten Eisenbetonkranzes greifen in das nächste Stockwerk über und bilden somit eine gute Verbindung.

Der Beton wurde durch einen in dem abgebundenen Lehrgerüst fahrenden Aufzugskübel in die Höhe gefördert und stockwerksweise eingebracht. Nach 4 bis 5 Tagen war die Abbindung des Betons so weit fortgeschritten, daß die Schalungen weggenommen werden konnten, ohne das Bauwerk zu gefährden, um diese sogleich wieder in dem übernächsten Stockwerk zu verwenden.

Sehr zweckentsprechend erwies sich das abgebundene Lehrgerüst (Abb. 3), bestehend aus Kant-hölzern 16/16 bei 4,8 bis 5 m freier Stützhöhe, das zuerst bis 20 m Höhe aufgestellt und während des Baufortschrittes auf 40 m Höhe ergänzt wurde. Es umfaßte auf allen vier Seiten geschlossen den Turm. Eine Holzterrasse ermöglichte einen raschen, bequemen und sicheren Verkehr. Man war nicht gebunden an die Massivterrasse im Turm, die erst nachträglich eingebaut werden konnte. Als Materialaufzug für das erforderliche Schalungsmaterial und für das Eisen diente ein Ausleger, der am Lehrgerüst befestigt war.

Bei dem Fundament des Turmes war zu befürchten, daß es mit der großen Auflast sich ungleichmäßig setzen würde, um so mehr, als man annehmen mußte, daß das Bauwerk vielleicht am Rand der früheren Kiesgrube zu stehen kommt. Es wurden deshalb Vorkehrungen getroffen, um gegebenenfalls durch Einbringen von Straußpfählen den Boden auf der nach-

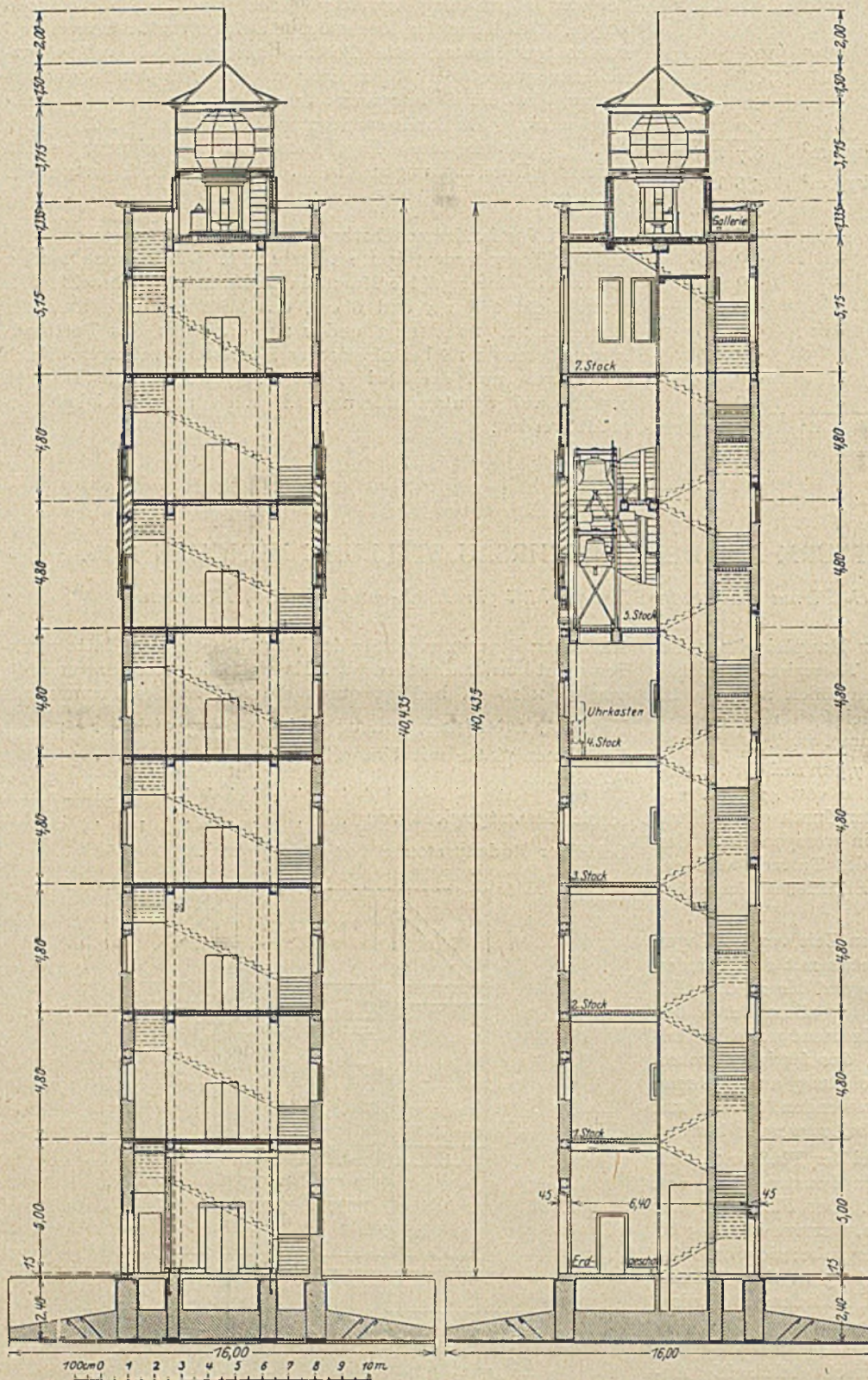


Abb. 2.

2,4 m hohe Unterzüge mit beiderseitigen Kragarmen an, auf die auch die Einzel- und Streckenlasten der Treppenhausmauern durch gleichhohe Unterzüge übertragen werden. So gliederte sich die Berechnung der Fundamentplatte in zwei Teile: Erstens in die Berechnung der Platte mit 6,25 m Breite auf zwei Stützen mit zwei Kragplatten von 4,475 m Ausladung, die bewirken, daß

gebenden Seite zu verdichten und der Setzung des Fundamentes einen Widerstand entgegenzustellen. Um nun die Bewegungen des Fundamentes genau feststellen zu können, wurde es nach jedem Stockwerksaufbau einnivelliert und auf einen Höhenfixpunkt bezogen. Das Ergebnis des Nivellements nach Fertig-

elektrischem Antriebswerk auf, die beim Schwingen die Standfestigkeit des Turmes stark beanspruchen, was bei der Fundamentberechnung ebenfalls berücksichtigt wurde.

In den gleichen Geschossen befindet sich auf drei Seiten des Turmes eine große elektrische Lichtreklame, die in einem Ausschnitt der Außenmauern von 5,2 m Dmr. eingebaut ist und bei Beginn der Dunkelheit durch elektrische Glühbirnen serienweise mittels Umschaltung Erbauer und Bauzeit des Turmes usw. anzeigt. Eng damit verbunden ist eine elektrische Turmuhr mit 3 m langen Zeigern, welche die genaue Zeit angibt.

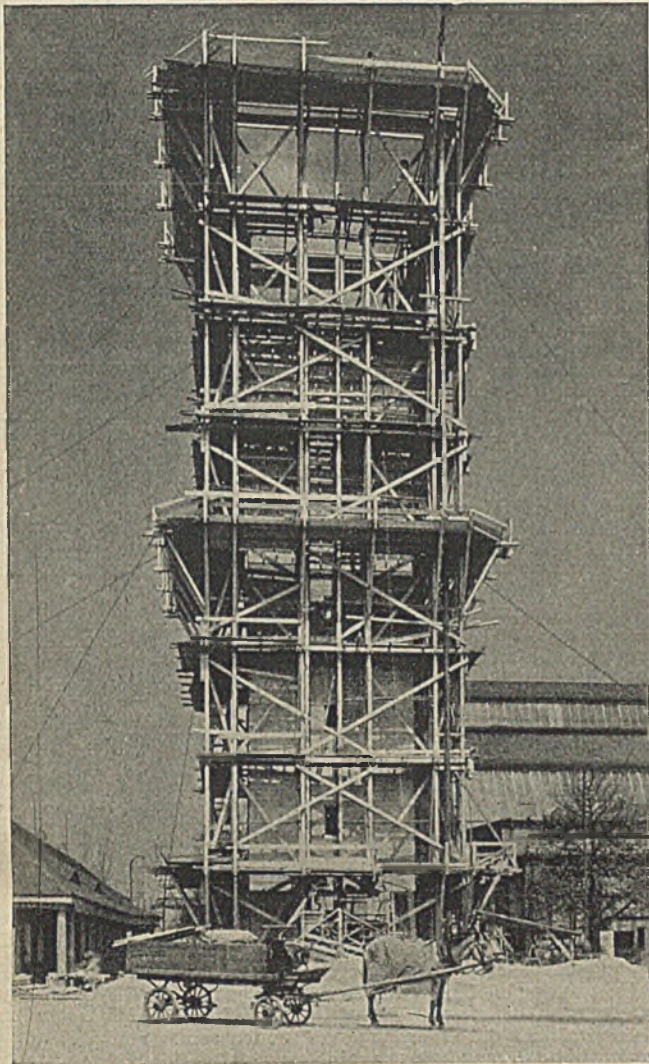


Abb. 3.

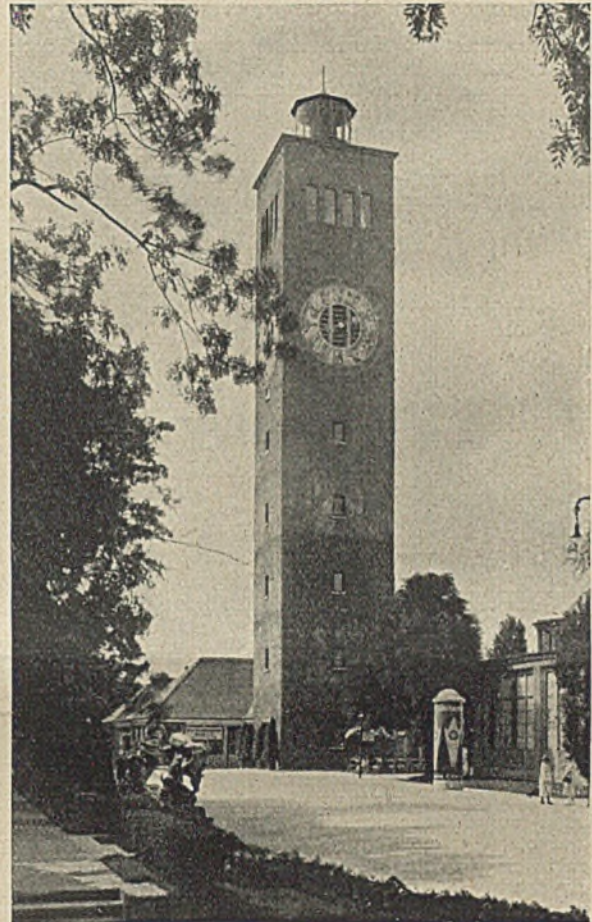


Abb. 4.

stellung des Turmes war unerwartet gut, denn es zeigte weder eine gleichmäßige noch ungleichmäßige Senkung des Fundamentes. Der verhältnismäßig jung gelagerte Boden zeigte damit, was er zu tragen vermag, was ein wichtiger Anhaltspunkt hinsichtlich der in München zulässigen Bodenbeanspruchung ist.

In der Mitte des Baues befindet sich der elektrische Personenaufzug für 12 Fahrgäste, der während der Dauer der Verkehrsausstellung 1925 mehr als 100 000 Personen beförderte, auf drei Seiten eingeschlossen durch die drei Treppenhausmauern. (Um den notwendigen Raum für die Aufzugmaschine zu gewinnen, mußte ein Seitenteil der 40 m hohen Treppenhausmauer im Erdgeschoß abgefangen und auf einen Eisenbetonständer gesetzt werden, was aus dem Fundamentplan zu ersehen ist.) Ferner führen von Stockwerk zu Stockwerk Massivtreppen in drei Läufen.

Im 5. und 6. Stockwerk stellten die Bochumer Gußstahlwerke einen Glockenstuhl mit drei neuen Gußstahlglocken mit

Das Uhrwerk ist im 4. Stock für jedermann sichtbar auf gestellt.

Weiterhin sollte der Turm zur Aufstellung des Blinkfeuers dienen. Es befindet sich auf der obersten Plattform und ist auf einem eisernen Untergestell drehbar gelagert. Der Antrieb erfolgt durch ein Gewicht mit einer Laufbahn von 23 m. Diese ist nach unten durch zwei Eisenbetonplatten (lichter Abstand ca. 5 cm) begrenzt, von denen jede die kinetische Energie des Gewichtes bei freiem Fall aufzunehmen vermag; es ist dies eine Sicherheitsmaßnahme für den Fall, daß das Seil des Antriebsgewichtes reißt.

Entsprechend den technischen Leistungen ist auch die innere und äußere architektonische Durchbildung sehr geschmackvoll (Abb. 4); besonders fällt die Eingangshalle durch ihren Terrakottaschmuck angenehm auf.

Der Aussichts- und Leuchtturm bietet eine herrliche Übersicht über das Stadtbild Münchens und dessen Umgebung sowie eine wunderbare Fernsicht auf die Gebirgskette.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Untersuchungen mit verschiedenen Bodenarten  
(Terzaghi).

Referat aus Engineering News-Record, November 1925.  
Von Dr. Kasbaum, Karlsruhe.

Der Autor geht von der Annahme aus, daß die Kenntnis des Verhaltens gewisser Bodenarten hinsichtlich der physikalischen Ursachen mancher Eigenschaften ergänzungsbedürftig sei. In diesem ersten Aufsatz behandelt er speziell den Ton und definiert ihn in diesem Zusammenhang als ein körniges Gemisch plastischer Erde aus Teilchen von 1 bis 0,006 mm Korngröße und einer sehr geringen Menge kolloidaler Partikelchen.

Die betrachteten Faktoren sind außer Kohäsion der Einfluß des Feuchtigkeitsgehalts und die Durchlässigkeit.

Die Versuche zur Erklärung der Kohäsion des Tons und des Zusammenhangs zwischen Auflast und Feuchtigkeitsgehalt wurden in folgender Weise durchgeführt:

Ein stark mit Wasser gesättigter Ton wird — unter Verhinderung seitlicher Ausdehnung — einem gleichmäßigen Druck unterworfen (Abb. 1). Um die Oberflächenspannung auszuschalten, wird bei der ersten Versuchsreihe der Ton dauernd mit Wasser bedeckt gehalten. Der Vorgang der Laststeigerung geht folgendermaßen vor sich:

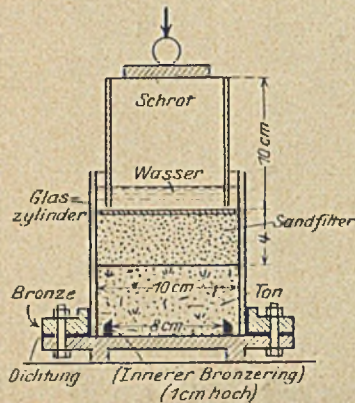


Abb. 1.

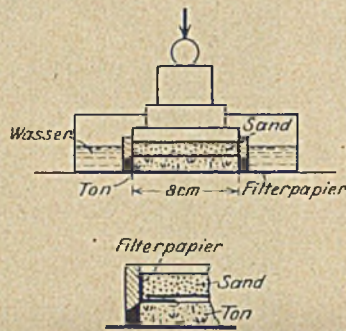


Abb. 2.

Innerhalb 24 Stunden war der Druck des Sandfilters voll zur Geltung gekommen unter Herauspressen des Kapillarwassers. Dann erfolgte das Aufsetzen eines Messinggefäßes, das nach 24 Stunden zur Hälfte, und nach zwei weiteren Tagen voll mit Schrot gefüllt wurde (Totalbelastung 0,1 kg/cm<sup>2</sup>). Dann wurde eine Zusatzlast (Eisenkugel) aufgebracht und die Belastung in Intervallen von zwei Tagen auf 0,2, 0,3, 0,6 und 1,2 kg/cm<sup>2</sup> gesteigert. Höhere Drucke erfolgten in einer Prüfmaschine (Abb. 2). Der in Abb. 1 sichtbare innere Bronzeering von 1 cm Höhe und 8 cm Dmr. wurde mit der entsprechenden zusammengepreßten Tonschicht nach Abwiegen — und Bestimmung des Wassergehalts an Probekörpern der Restmasse — in einem quadratischen mit Wasser gefüllten Gefäß unter eine Prüfmaschine gebracht. Der Druck wurde mittels Bronzeplatten usw. über der Sandfilterschicht ausgeübt. Er wurde innerhalb 20 Minuten von 0 auf 2 kg/cm<sup>2</sup> gesteigert und dann konstant gelassen. Die Schichtstärke nahm zunächst schnell, dann langsamer ab und blieb nach zwei Tagen konstant — hydrostatisches Gleichgewicht —. Dann wurde das Wasser herausgehoben und nach Entfernung des Sandfilters usw. der Körper sorgfältig mit Fließpapier abgetrocknet und das Gewicht bestimmt. So wurde weiterhin bei Laststeigerungen in Intervallen von zwei Tagen verfahren. (Belastung 2, 4, 8, 14, 20 kg/cm<sup>2</sup>) und die Grundlagen für die Beziehung: äußerer Druck und Feuchtigkeitsgrad erhalten. Dann erfolgte ein Kreislauf der Ent- bzw. Belastung in den Werten: 8, 4, 2, 1, 0, 1, 2, 5, 10, 20 kg/cm<sup>2</sup>. Zum Schluß wurde der Körper nochmals gewogen. Der Anfangsfeuchtigkeitsgehalt, entsprechend 1,2 kg/cm<sup>2</sup>, war bekannt. Abb. 3 zeigt die Kurven für gelben, grauen, sandigen Ton und grauen, sandigen Lehm.

Kurvenzweig I zeigt als Wirkung der wachsenden Last (Abszisse) das Zusammenpressen und die entsprechende Abnahme des Feuchtigkeitsgrades in Prozenten der festen Bestandteile (Ordinate), während die Hysteresisschleife II die „elastische“ Expansion anzeigt und Zweig III der erneuten Laststeigerung entspricht.

Die Zusammenpressung trat niemals sofort, sondern erst nach 24 Stunden — konstanter — Belastung auf, trotz der geringen Schichtstärke. Es zeigt sich, daß das kapillare Wasser Zeit benötigt, um an die obere freie Oberfläche zu gelangen. Da keine Oberflächenspannung eintreten konnte, der hydrostatische Druck an der Oberfläche also Null war, mußte die Auflast einen „positiven“ hydrostatischen Druck hervorgerufen haben, da die Wasserströmung eine Druckhöhe voraussetzt. Diese Strömung muß den Widerstand zwischen den zusammengepreßten Teilchen überwinden. Es wurde das Darcysche

Gesetz analog wie bei einem Sandfilter festgestellt. Es trat eine einfache Beziehung zutage zwischen Abnahme der Schichtstärke in der Zeiteinheit (entsprechend Wasserabnahme) und der hydrostatischen Druckdifferenz — bei konstanter Auflast! —. Unmittelbar nach dem Aufbringen der Last ist die Geschwindigkeit der Volumenabnahme am größten, daher trat dann das Maximum der hydrostatischen Druckdifferenz auf. Am Endzustand wird der hydrostatische Druck gleich Null, die Stärke der Tonschicht bleibt konstant — hydrostatisches Gleichgewicht —. Die Volumenänderung ist begleitet von einer Strömung, die einen hydrostatischen Druck voraussetzt, und wird also erst konstant, wenn dieser verschwunden ist.

Schwindversuche: Auf Grund dieser Tatsache wird nun der oben beschriebene wassergesättigte Ton lediglich der Luft ausgesetzt. Dieselbe Erscheinung tritt auf. Das Kapillarwasser strömt nach außen und verdunstet, die Schichtstärke nimmt ab, mit andern Worten, der Ton schwindet. Der Unterschied besteht nur darin, daß beim Schwinden eine Grenze der Volumenverminderung erreicht wird, während man unter der Auflast dieses weiterhin zusammendrücken kann. Bei diesem Grenzzustand geht der Ton vom plastischen in den mehr festen Zustand über, trennt sich von dem äußeren Bronzeering, zeigt Risse und ändert die Farbe. Bis zu diesem Grenzzustand sind die Erscheinungen identisch. Die Gesetze der Mechanik sind also auch auf ein Gemisch fester und flüssiger Körper zu beziehen.

Negativer, hydrostatischer Druck: Durch direkte Messung ist festzustellen, daß der Wassergehalt einer nicht allzu starken Tonschicht konstant bleibt, wenn das Schwinden allmählich und bei normaler Temperatur erfolgt. Daher muß eine dauernde Wasserströmung vom Innern nach der Oberfläche vorhanden sein. Sie weist auf eine hydrostatische Druckdifferenz hin.

Während bei den Druckversuchen die Oberflächenspannung ausgeschaltet war, wirkte sie beim Schwinden allein. Deshalb kann nur sie die Ursache des negativen hydrostatischen Drucks sein. Die Oberflächenspannung steigt auf 1 Dynen pro cm Kontur, deshalb wird die Hubkraft  $\pi \cdot d \cdot T/g$  und die Höhe der Wassersäule  $h = 4 T/w \cdot d \cdot g$  ( $w = \text{spez. Gew.}$ ). Die Hubkraft trägt die Wassersäule vermittels des hydrostatischen Zugs an der Oberflächenkontur. Ihr Maximalwert ist  $h \cdot w$ . Eine ähnliche Spannung tritt auf beim Schwinden des Tons und erklärt die Erscheinung des Austrocknens. Die Tonschicht, die an seitlichem Ausweichen verhindert ist, stellt ein Bündel Kapillarröhrchen dar. Bei der Verdunstung nimmt das innere Wasser die freier werdenden Hohlräume ein, wobei die Oberflächenspannung die jetzt nicht mehr mit Wasser gefüllten inneren Hohlräume zusammendrücken kann. Abb. 4 zeigt die Analogie zwischen äußerem Druck und Schwinden. Die maximale Kraft  $h \cdot w$  bezeichnet die Schwindgrenze. Der Druck infolge der Oberflächenspannung sei Kapillardruck genannt, sein Maximalwert Übergangsdruck — an der Grenze des plastischen Zustands —. Seine Grenze ist durch die Porengröße bestimmt. Beim Schwinden ist die Intensität des gleichzeitig auftretenden negativen hydrostatischen Drucks identisch mit der äußeren Kraft, die dieselbe Zusammenpressung herbeiführt. Man kann infolgedessen den Übergangsdruck nach dem Feuchtigkeitsgrad, bei dem der Ton aufhört zu schwinden, bestimmen. Für den gelben Ton erhält der Autor 171 kg/cm<sup>2</sup>, für den blauen Ton 339 kg/cm<sup>2</sup>. Somit übt der Kapillardruck eine sehr große Kraft aus.

Schwellen des Tons: Wenn die Oberfläche mit Wasser bedeckt ist (Oberflächenspannung = 0), dehnt sich der Ton aus. Dieses Schwellen ist identisch mit dem Ausdehnen nach der Lastentfernung (vgl. Hysteresisschleife), wenn Wasserbedeckung vorliegt. Das Anwachsen des Volumens — scheinbare elastische Ausdehnung — ist durch die Zunahme des Wassergehalts bedingt, und zwar ist jetzt bei der hydrostatischen Druckdifferenz der negative hydrostatische

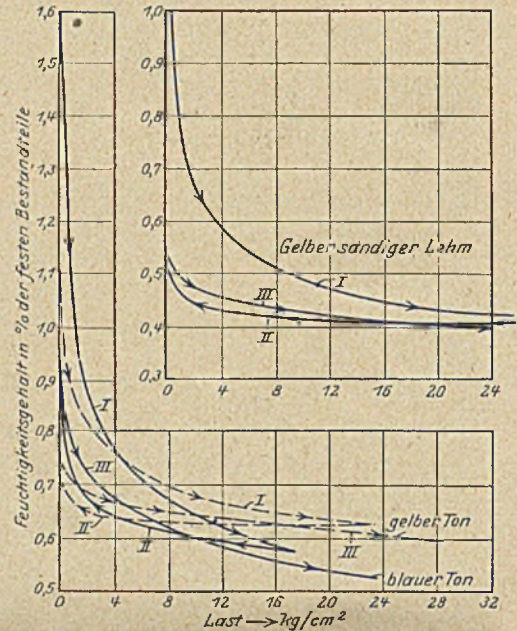


Abb. 3.

Druck im Innern. Wenn aber nach Lastentfernung das Wasser ferngehalten wird, bleibt das erreichte Volumen konstant. Die Oberflächenspannung des noch vorhandenen Kapillarwassers nimmt die Stelle der Last ein. Der negative Innendruck bleibt.

Somit ist die Kohäsionserscheinung erklärt durch Oberflächenspannung. Da diese nur eine an der äußeren Fläche angreifende Kraft ist, sei diese Kohäsion als „scheinbare“ bezeichnet, während die wirkliche — durch Anfangsreibung — unabhängig von jeglichem Druck nur 20 kg/cm<sup>2</sup> beträgt.

Eigenschaften des Kapillarwassers: Da das Schwinden durch Oberflächenspannung veranlaßt ist, muß man die Stärke des Übergangsdrucks nach der durchschnittlichen Porenweite bestimmen können. Das spezifische Gewicht des Wassers ist 1, infolgedessen ist der maximale Kapillardruck in g/cm<sup>2</sup> = h in cm. Es ergab sich bei gelbem Ton h = 306 m. Dieser der Porenweite entsprechende Wert würde also bei der Schwindgrenze eintreten, daher sollte der Übergangsdruck 30,6 kg/cm<sup>2</sup> betragen. Nach obigem war er aber 171 kg/cm<sup>2</sup>. Die Ursache des Widerspruchs liegt darin, daß bei Wasser in Poren,

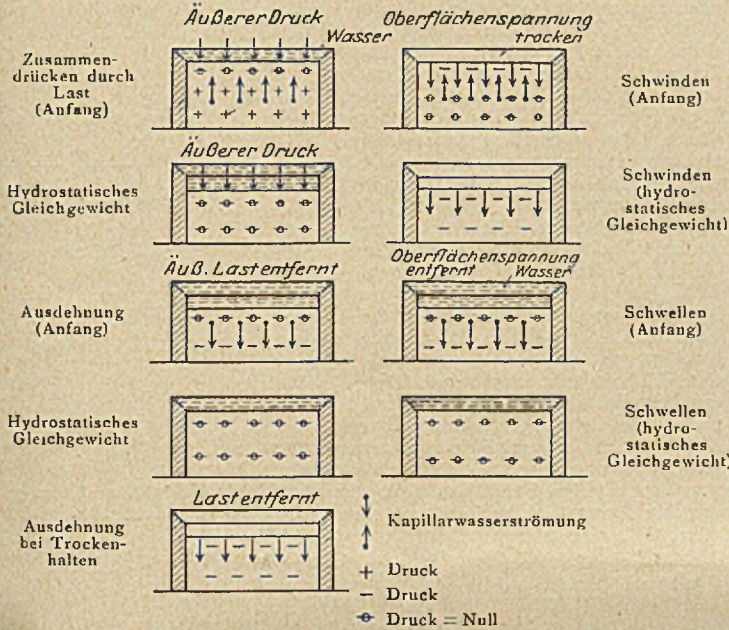


Abb. 4.

die kleiner sind als 0,1 micron = 0,0001 mm, andere Verhältnisse auftreten bezüglich der Viskosität und Verdunstung. Eine wichtige Konsequenz ist, daß, wenn das Kapillarwasser im Ton völlig verdunstet würde, der Ton infolge Austrocknens seine Kohäsion verlieren würde. Ist er bei normaler Temperatur getrocknet, so ist die Kohäsion noch immer zweimal so groß als bei der Schwindgrenze; ein Teil des Kapillarwassers bleibt im Ton zurück. Während nun unterhalb der Schwindgrenze die Porenweite konstant bleibt und die Konturlänge der Oberflächenspannung abnimmt und das Wasser nur die engsten Röhrrchen abnimmt. Dieser Schluß bestätigt, was oben als Erklärung des Widerspruchs zwischen wirklichem und theoretischem Wert des Kapillardrucks angenommen ist.

Elastisches Verhalten des Tons: Würfel von 2 und 4 cm Kantenlänge kamen zur Verwendung. Während der Prüfung wurde der Feuchtigkeitsgehalt konstant erhalten. Die Messungen geschahen mittels eines Interferenz-Kontaktindikators und Mikrometerschraube. Abb. 5 gibt die Diagramme für die Beziehung Druck bzw. Verkürzung des gelben Töpfertons von verschiedenem Feuchtigkeitsgrad. Die Kurven verlaufen ähnlich wie bei Druckversuchen von Beton und Steinen. Die Ordinaten bedeuten reduzierte Verkürzungen, d. h.: Verhältnis zwischen der Totalzusammendrückung und der reduzierten Höhe (Höhe, welche die Würfel bei derselben horizontalen Querschnittsfläche haben würden, wenn das Volumen der Poren gleich Null wäre). Diese Reduktion geschah, um eine Vergleichsbasis für Körper verschiedenen Feuchtigkeitsgehaltes zu haben. Bei 2 Würfeln wurde zunächst die Last allmählich gesteigert und dann für eine bestimmte Zeit konstant gehalten. Während dieser Zeit wuchs die Zusammenpressung — in abnehmendem Maße —. Diese Änderung der Verkürzung verläuft ganz anders als die Änderung des Feuchtigkeitsgehaltes bei konstanter Last. Der letztere Prozeß ist bedingt durch den zunehmenden Widerstand der zusammengepreßten Tonteilchen gegen das nach außen strömende kapillare Wasser, während im anderen Falle bei konstantem Feuchtigkeitsgehalt hydrostatischer Gleichgewichtszustand vorliegt. Diese nachträglich erfolgende weitere Verkürzung vergleicht der Autor mit der elastischen Nachwirkung

bei der Deformation fester, elastischer Körper. Im Ton erfolgt ein allmähliches Überwinden des inneren Reibungswiderstandes, der zunächst einen Teil der Last aufnimmt.

Zwei andere Würfel wurden in einer Prüfmaschine — mit Schraubenvorrichtung — so gedrückt, daß bei Beendigung der Laststeigerung die Verkürzung konstant blieb, also verbunden mit Druckverminderung.

Der Elastizitätsmodul ist beschränkt auf den reversiblen Teil der Deformation.

Eine wichtige Beziehung wurde ermittelt zwischen der Stärke des Kapillardruckes und dem Wert des Elastizitätsmoduls. Die Abszissen der Hauptkurve (s. Abb. 3) zeigen die Drücke an, die erforderlich sind, um den Feuchtigkeitsgehalt entsprechend den Ordinaten herabzudrücken. Es wurde gezeigt, daß der wirksame Kapillardruck gleich ist dem äußeren Druck, welcher dem erreichten Feuchtigkeitsgehalt entspricht. Das Verhältnis zwischen Elastizitätsmodul und Kapillardruck einer bestimmten Art Ton war konstant ohne Rücksicht auf den Feuchtigkeitsgrad, vorausgesetzt, daß keine neue Wasseraufnahme des Würfels stattfand. Diese einfache Beziehung ist insofern von großer praktischer Bedeutung, als man fand, daß die Tragfähigkeit des Tons im einfachen Verhältnis mit seinem Elastizitätsmodul wächst.

Der Autor bespricht dann noch das Verhalten nicht homogener Tonarten und erwähnt die Notwendigkeit, den Ton zu charakterisieren. Dazu gehört außer Bestimmung des Wassergehaltes diejenige der unteren Grenze des plastischen Zustandes sowie die des flüssigen Zustandes nach Attersberg, und endlich des spezifischen Gewichts der festen Bestandteile.

Das Darcy-Gesetz  $Q = k \cdot F \cdot s$ , worin  $s = \frac{h}{l}$  und  $k$  den Koeffizienten der Durchlässigkeit bedeutet, stimmt für den Durchfluß durch feinen und mittleren Sand bei mittleren Druckhöhen gut mit der Erfahrung überein.

Die Poren stellen ein Kapillarsystem dar. Nach Slichter hängt  $k$  von der Korngröße und der jeweiligen Schichtung gleichgroß angenommener Sandkörner kugelförmiger Gestalt ab. Er fand  $k = 771 \frac{d^2}{c}$  ( $d$  = Durchmesser des Kornes in cm).

Wenn bei 10° C  $n = \frac{\text{Porenvolumen}}{\text{Gesamtvolumen}} = 0,26$  bis  $0,46$  ist,

wird  $e = \frac{\text{Porenvolumen}}{\text{Vol. d. festen Bestandteile}} = 0,352$  bis  $0,850$

und  $c = 84,3$  bis  $12,8$ .

Bei lockerem Sand (46 %) wird sonach  $k = 60,3 d^2$ . Hazen fand bei gleich großen Sandkörnern dagegen  $150 d^2$ .

Das Darcy-Gesetz gilt nach den Versuchen bei Ton in plastischem Zustand, und man kann folgern, daß es auch bei halbfestem Ton gilt. Bei halbflüssigem Ton ist  $e = 2$ , während es bei ganz lockerem Gemisch (47,6 %) = 0,91 ist. Die Struktur der ersten Masse ist nur stabil infolge der inneren Reibung. Bei großen Druckhöhen treten elastische Formänderungen und Kornverschiebungen auf; nur bei niederen Druckhöhen findet ein gesetzmäßiges Verhalten statt, und  $k$  wird dann nahezu konstant.

Vergleicht man die in einer Kurve aufgetragenen Werte  $e$  und  $k$  bei Sand für  $e = 0,6$  —  $0,8$ , so wächst  $k$  um 75%, während in demselben Intervall für Ton  $k$  um Tausende von Prozent anwächst. Das führt daraufhin, daß — von dem bisherigen Verhalten abweichend — physikalische Änderungen beim Durchfluß des Wassers durch die feinsten Röhrrchen eingetreten sein müssen. Es tritt bei dem halbfesten Zustand der jeweiligen Tonart ohne Rücksicht, ob z. B.  $e = 0,3$  oder  $1$  ist, und ohne Rücksicht auf die Korngröße ein Wechsel der Viskosität ein. Um dies zu untersuchen wurden verschiedene Tonarten bei gewöhnlicher Temperatur getrocknet und die Verdunstungsgeschwindigkeit in Vergleich gesetzt mit der von destilliertem Wasser. Unterhalb P (= plastische Grenze) ist die Geschwindigkeit der Verdunstung konstant = 1,1. Oberhalb P findet eine Abnahme derselben, also eine Änderung der physikalischen Konstante statt, und zwar an demselben Punkte, wo die Oberflächen-

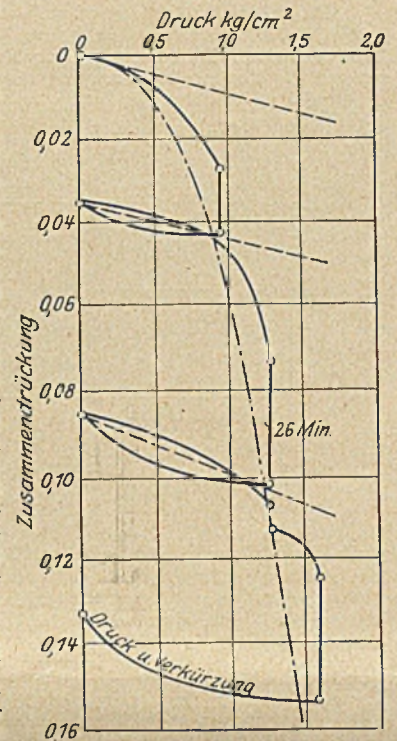


Abb. 5.

spannung ihren Wert ändert. Alle Versuche beziehen sich auf sog. homogenen Ton.

Auf Grund des oben geschilderten Verhaltens einer durch Auflast zusammengepreßten Tonschicht mit der Wirkung eines hydrostatischen Drucks, der so lange anhält, als das hydrostatische Gleichgewicht nicht erreicht ist, und der Ergebnisse bezüglich der Permeabilität ist die Beziehung: äußerer Druck, Feuchtigkeitsgehalt und Zeit zu entwickeln. Angenommen der Ton befindet sich — von starrem Ring umschlossen — unter Druck  $P_0/cm^2$ , (infolge einer Auflast bei Wasserbedeckung). Welche Veränderung tritt ein, wenn  $P_0$  sich zu  $P_1$  steigert und dann konstant bleibt?

Dem  $P_1$  entspricht  $e_1$  und diesem  $k_0$  entsprechend:  $P_1$   $e_1$   $k_1$ .

Da aber mit wachsendem Zusammendrücken Kapillarwasser ausströmt, setzt dies eine bestimmte Verteilung der hydrodynamischen Drücke voraus. Der Autor entwickelt dann eine Differentialgleichung zweiten Grades zur Bestimmung dieser Druckverteilung.

Der Autor vergleicht Sand mit Ton. Bestimmend für das unterschiedliche Verhalten beider Materialien ist Korngröße bzw. Gestalt

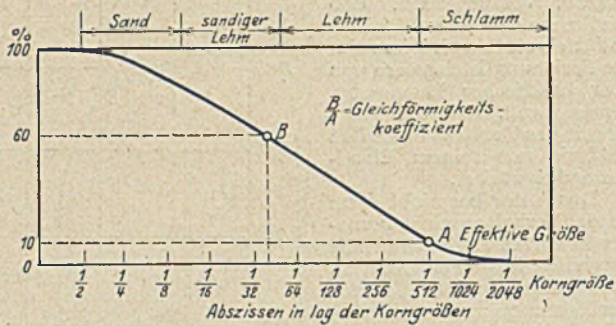


Abb. 6.

sowie Gleichförmigkeitsgrad des Materials. Trägt man die Korn-durchmesser in logarithmischem Maßstab als Abszisse auf und bezeichnet die Ordinate den Prozentsatz der jeweiligen Korngröße, so liegt bei 10% (Linie durch Punkt A Abb. 6) die sog. effektive Korngröße. Abszisse B (60%) bezeichnet nach Hazen den Gleichförmigkeitskoeffizienten. Je steiler die Kurve abfällt, desto gleichförmiger ist das Material. Die Feinheit des Kornes wird durch logarithmische Maßstabänderung der Abszisse berücksichtigt. Somit ergeben sich z. B. für Ton infolge seiner Ungleichförmigkeit und Kornfeinheit (kleine effektive Korngröße) langgestreckte Kurven, deren Punkte A weit nach rechts von dem Punkte A der betr. Sandkurve hinaus-rücken.

Sand besteht aus kompakten relativ starren Partikelchen, während Ton sich aus splitterartigen biegsamen Teilchen zusammensetzt. Durchlässigkeitsversuche bestätigen diesen Unterschied. Für Ton ist  $k_r = 1,9 d^2$ , für Sand =  $(170 \text{ bis } 100) d^2$  —  $d$  effektive Größe.

Der Ausdruck „Durchmesser“ eines Tonteilchens bezeichnet nicht den Durchmesser einer Kugel von gleichem Volumen, sondern den einer solchen, welche der gleichen Sinkgeschwindigkeit entspricht, wie der des Tonpartikelchens, das mit der Flachseite sinkt (Äquivalentdurchmesser). Somit beträgt das wirkliche Volumen nur einen Bruchteil einer Kugel vom Äquivalentdurchmesser. Wenn daher Sand von demselben Äquivalentdurchmesser wie Ton vorläge, würde ein bestimmtes Volumen Sand nur einen Teil der Partikelchen enthalten als ein gleiches Volumen von Tonteilchen. Dadurch erklärt sich die Verschiedenheit der obigen Durchlässigkeitswerte.

Wenn Schwebestoffe (Sand oder Ton) sich absetzen, ist ihr Verhalten verschieden je nach Korngröße und Gestalt. Bei dem Sandkorn ist die Anfangsreibung — Schubbeanspruchung der Teilchen ohne Vorhandensein von Last bzw. Kapillardruck — gegenüber dem Gewicht zu vernachlässigen. Die Teilchen rollen aneinander herab, und beim Schütteln des Gefäßes ergibt sich ein dichteres Absetzprodukt. Das Porenvolumen kann dabei nicht viel größer sein als ein solches, welches bei kugelförmigen Teilchen entstehen würde, etwa 50%, also Porenverhältnis „1“.

Wenn die Teilchen sehr klein sind, wird die entstehende Struktur mehr durch Mitwirkung der Anfangsreibung gebildet. Es entsteht ein vergleichsweise schwammiges Gebilde Porenverhältnis „4“. Bei Teilchen kolloidaler Größe endlich bildet sich eine flockenartige Struktur Porenverhältnis „16“. Daher kann das Porenvolumen bei Ton bis zu 98% betragen gegenüber Sand mit 50%. Auch andere charakteristische Unterschiede im Verhalten von Ton und Sand finden ihre Erklärung durch Korngröße und Gestalt. Beim Schwinden des Tons unter Einwirken des Kapillardrucks (mit dem Maximum des Übergangsdrucks) ergab sich für den letzteren, wenn man ihn in  $h$  (Hubhöhe) ausdrückt und in  $kg/cm^2$ , wobei  $kg/cm^2 = 0,1 h$  ist, für Ton  $200 kg/cm^2$ , für feinen Sand nur  $0,005 kg/cm^2$ . Da die Kohäsion gleich dem Produkt von Übergangsdruck und

Koeffizienten der inneren Reibung ist, wird klar, warum Sand keine große Kohäsion aufweisen kann.

Die Plastizität ist dadurch gekennzeichnet, daß ein Körper seine Gestalt ändern kann ohne Volumenänderung. Kolloidale Quarz-pulver sind im Gegensatz zu Ton nicht plastisch. Nach Versuchen Reinholds leistete trockener Sand, der von einem Gummibeutel umschlossen war, der Gestalt-änderung nur geringen Widerstand. War der Sand naß, so hatten die Sandkörner keinen Spielraum zu einer vorübergehenden Auflocke-rung, und das Volumen blieb bei Belastung konstant. Diese Erschei-nung wird bei Sand „schwammiger Struktur“ modifiziert. Eine Ablagerung kolloidalen Quarzpulvers ist insofern beweglich wie Ton; wenn aber das Kapillarwasser ver-dunstet ist, entsteht durch Kapillar-druck eine körnige Struktur, und in diesem Zustand kann sich die Gestalt nicht ändern ohne Volumen-änderung. Daher ist weder Sand noch kolloidales Pulver mit Körner-bildung plastisch. Bei Ton, der durch die Oberflächenspannung ähnlich zusammengehalten wird, wie der oben erwähnte Sand in dem Gummibeutel, gleiten die splitterartigen Teilchen überein-ander, wobei das Volumen konstant bleibt. Deshalb ist Ton plastisch. Auch für das Zusammensinken des Materials unter Auflast ergibt die Größe und Gestalt des Kornes eine Erklärung. Wenn die horizontale Oberfläche mit einer wassergesättigten Sandschicht belastet wird, treten die Senkungen unmittelbar ein, da das Überschußwasser nur geringen Widerstand bei seinem Austreten von seiten des gepreßten Materials erfährt, während bei Ton die geringe Durchlässigkeit einen großen Widerstand bedeutet für den Austritt des Kapillarwassers und deshalb die Senkung nur allmählich vor sich geht.

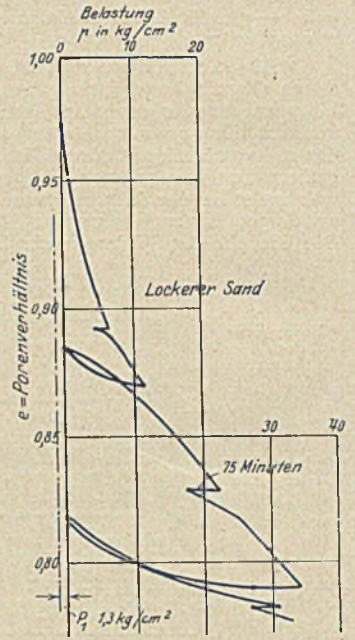


Abb. 7.

Beim Studium der verschiedenen Zusammendrückbarkeit von Sand und Ton treten die elastischen Eigenschaften hervor. Der Sand wurde sowohl naß wie trocken in einem Umschließungsring von 4 cm Höhe und 15 cm Dmr. zusammengedrückt. Abb. 7 gibt die Kurve für losen Quarzsand, Korngröße 0,25 bis 1 mm. Das Anfangsporen-volumen betrug 49,75%, Volumenverhältnis 0,99. Aus der Kurve ergeben sich die gewählten Laststufen. Die Hysteresisschleifen sind ganz ähnlich wie bei Ton. Auch hier nimmt zunächst die innere Rei-bung einen Teil der Last auf. Die rückläufigen Zweige sind logarith-mische Kurven:  $e = A \cdot \log \cdot (p + p_i) + C$ .

$p$  = äußere Last,  $p_i$  = Anfangskonstante (Anfangsdruck),

$A$  = Expansionskoeffizient,  $C$  = Konstante, abhängig von der Anfangsdichtigkeit.

Der Expansionskoeffizient entspricht dem Koeffizienten der Wiedersättigung des Tons. Er ist unabhängig von der Dichte und ist gleich  $1/100$  bis  $1/176$  je nachdem die Kornoberfläche glatt oder rauh ist. Bei Ton ist die Konstante der Wiedersättigung =  $1/27$  bzw.  $1/52,7$ , somit ist Sand weniger elastisch als Ton.  $p_i$  hängt nicht nur von der Dichtig-keit, sondern auch vom Druck ab, bei dem die Expansion beginnt. Dies rührt von der Struktur der Änderung des Sandes durch Druck her (Sandstaubbildung durch Zertrümmerung der Teilchen). Der Durchschnittswert ist  $1,5 kg/cm^2$  (bei mittleren bzw. hohen Drücken). Bei Ton beträgt der entsprechende Wert nur  $0,002 kg/cm^2$ . Die Kurve der Zusammendrückung ist ähnlich wie die bei Ton (s. Abb. 3). Je höher der Sandgehalt im Ton ist, desto weniger kompressibel ist er. Für Sand ergab sich als Poissonsche Zahl: „5“, entsprechend kristal-linischem Gestein. Der Elastizitätsmodul läßt sich bei Ton direkt am Körper prüfen, der durch Kapillardruck zusammengehalten wird. Bei Sand ist der Elastizitätsmodul nur indirekt, z. B. an Würfel-elementen einer Hinterfüllung einer Stützwand zu bestimmen. Der Kapillardruck ist hier ersetzt durch den der begrenzenden Sandflächen. Wenn auf die Wand ein Druck ausgeübt wird, wird das Element ähnlich beansprucht wie ein gedrückter Tonwürfel; wenn die Wand nachgibt dem Druck der Hinterfüllung, so erleidet jedes Element eine Verlängerung. Dies entspricht dem Zug, der auf ein Tonprisma aus-geübt wird, auf das seitlich der Kapillardruck wirkt, während in der Zugrichtung die Differenz von Zug und Kapillardruck vorhanden ist, die immer positiv bleiben muß. Diese Differenz nimmt ab bei wachsen-der Verlängerung. Ebenso nimmt bei dem Sandelement der Seiten-druck ab, je mehr die Wand nachgibt.

Vergleicht man Sand und Ton mit festen Körpern, so zeigt sich, daß letztere Tatsache als Gesetz für das ganze Gebiet der Materialien: feste Körper, Ton und Sand gilt, wobei einmal molekulare Anziehung bzw. Kapillardruck oder kohäsionsloses Zusammendrücken durch das



Eigengewicht vorliegt. Aus der Kurve geht hervor, daß alle verschiedenen Erscheinungen im Verhalten von Sand und Ton sich zurückführen lassen auf eine früher erwähnte Differentialgleichung zweiten Grades.

Gewöhnlich wird die Reibung von Sand und Ton hergeleitet auf Grund der Anschauungen für Reibung bei festen Körpern. Sie ist aber bei körnigen Aggregaten durchaus von dieser verschieden. Bei Sand ist es ein sehr verwickelter Prozeß, der nicht nur die Oberflächenreibung umfaßt, sondern auch Translations- und Rotationsbewegungen des Kornes. Die Reibung hängt nicht nur von dem Druck und der Art der Oberfläche, sondern auch von der Dichtigkeit des Sandes und von der Ausdehnung der Zone ab, auf die die Bewegungen der Sandkörner beschränkt bleiben. Es gibt keinen eindeutigen Reibungskoeffizienten für Sand. Die Art, wie das Übereinandergleiten hervorgerufen wird, und der Strukturwechsel, der voraus ging, sind dabei mitbestimmend.

Zwei grundsätzlich verschiedene Fälle sind dabei zu unterscheiden: Trennung des Sandes in einer Fläche, wobei eine völlige Umgruppierung innerhalb der Gleitzone selbst stattfindet, die nach dem Reinhold'schen Experiment bedingt, daß die Struktur in der Nachbarschaft der Gleitfläche aufgelockert sein mußte, mit der Tendenz der Porenvolumenvergrößerung. Der Koeffizient, der hierbei festgestellt wird, sei der der „inneren Reibung“ genannt. Erleidet aber die ganze Masse eine gleichförmige Deformation, z. B. durch Druck, so wächst die Stabilität der Masse bis zu einem Maximalwert. In diesem Grenzzustand bezeichnet das Verhältnis der größten Hauptspannungen den Koeffizienten des „inneren Widerstandes“; er ist gleich dem Maximalwert, den der Reibungskoeffizient erreichen kann. Zwischen diesen Grenzfällen liegen alle möglichen Werte des Reibungskoeffizienten. So z. B. hängt der Wert davon ab, ob nur eine schmale Zone bei dem Übereinandergleiten beansprucht ist oder nicht (Unterschied zwischen dem Laboratoriumsversuch und den Verhältnissen der Wirklichkeit).

Um analog den Koeffizienten der „inneren Reibung“ bei Ton experimentell festzustellen, muß man die Oberflächenspannung ausschließen, und muß andererseits beachten, daß der Koeffizient des „inneren Widerstandes“ abhängig ist von der Größe des Drucks — innerhalb gewisser Grenzen — und von der Zeit, während der der Druck ausgeübt wird.

Wenn die Oberfläche einer nassen Tonschicht durch eine Auflast zusammengedrückt wird, kann infolge der geringen Durchlässigkeit das Wasser nur langsam an die Oberfläche treten, auf der der Körper sozusagen schwimmt. Der hydrostatische Wasserdruck als Folge der Auflast kann keine Reibung hervorbringen. Nur der Rest der Auflast, soweit er von dem Wasser nicht getragen wird, belastet zunächst die festen Teilchen des Tons. Der Reibungswiderstand wächst erst mit abnehmendem hydrostatischem Druck. Gewisse Arten der Erdbeben erklären sich dadurch, daß der Restdruck eine sehr geringe Reibung hervorbringt.

Terzaghi kommt zu dem Schluß, daß für die praktische Anwendung der Mechanik der Bodenarten die vorherige Erledigung folgender Probleme grundlegend sei: Theorie der Modellversuchsanordnung, Vervollständigung der Klassifizierung der Bodenarten und die Vereinfachungen der Annahmen für die Zwecke der Praxis.

Der Autor hat das Problem unter ganz neuartigen Gesichtspunkten entwickelt. Lediglich auf Grund der vorliegenden Berichte E. N. R. lassen sich nicht immer die Versuchsbedingungen, auf Grund deren die theoretischen Grundlagen gewonnen sind, nachprüfen. Wie die weiteren Untersuchungen systematisch vor sich gehen sollen und die Ergebnisse für die Praxis auszuwerten sind, ist vom Autor selbst prinzipiell erläutert. Die sich etwa erhebenden kritischen Einwendungen des Wertes der neuen Theorie für die Praxis dürften nur auf diesem selben Wege der Untersuchungen sich ergeben.

#### Kanalisation der Maas in den Niederlanden.

Von den Einrichtungen für die Kanalisation der Maas in den Niederlanden und für die Verbindung des Kanals Maastricht—Hertogenbosch von Nederweert nach der Maas bei Wessem sind folgende bemerkenswert: 1. Die Bewegung der Schleusentore, deren Geschwindigkeit bei gleichbleibender Umlaufzahl des Antriebmotors

zuerst langsam, dann schneller anwächst und gegen das Ende wieder abnimmt, durch Schnecken- und Kurbelantrieb geregelt und im ganzen in 45 Sekunden beendet. 2. Die Bewegung der Rollschützen (Bauart Stoney) der beweglichen Wehre durch elektrischen Antrieb mit 0,44 m/Min. 3. Das Aufrichten der Wehrböcke und das Einsetzen und Herausnehmen der Schützentafeln (2,8 und 2,5 t schwer) durch einen selbstfahrenden Kran (Abb. 1) mit einem querlaufenden Wagen



Abb. 1.

für die Beförderung der Schützen zwischen Fördergleis und Wehrbockaufläufen. 4. Die Weglassung einer Schwelle zum Schutze der niedergelegten Wehrböcke bei den im Bau stehenden Staustufen, da eine solche Schwelle von 65 cm Höhe bei den zwei fertigen Staustufen Taucherarbeit zum Freimachen der Wehrböcke von Ablagerungen nötig gemacht hat. 5. Die Aussparung von Hohlräumen in den Wangenmauern (Abb. 2) der südlichen Schleuse des Kanals

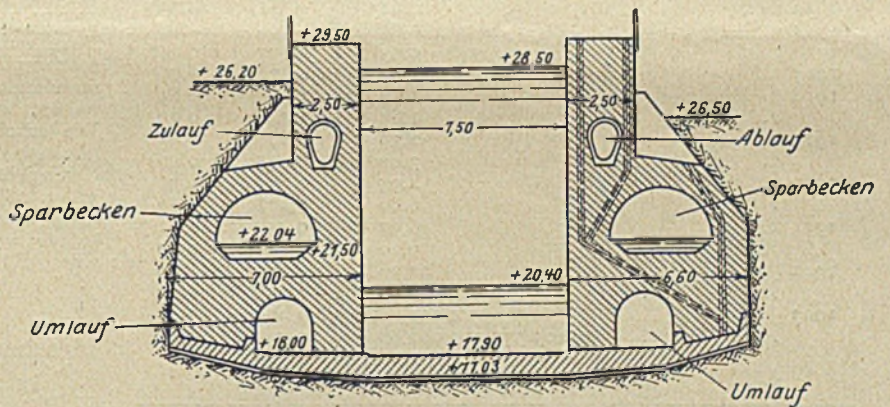


Abb. 2.

Nederwaart-Wessem an Stelle eines dritten Sparbeckens, während zwei Sparbecken die gewöhnliche seitliche Lage haben, mit 13 Minuten Füllungszeit bei Benutzung der Sparbecken und 7 Minuten ohne diese. 6. Die Anordnung der Tore der zwei Schiffbreiten messenden nördlichen Schleuse des vorstehend genannten Kanals um eine Schiffbreite gegeneinander versetzt zur Beschleunigung des gleichzeitigen Durchschlusses von zwei Schiffen. (Nach Alfred Bijls, belgischer Brücken- und Straßenbaudirektor, im Génie civil vom 20. März 1926, S. 269 bis 274 mit 15 Abb.)

### WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Entwicklung des Bauarbeiterlohnes in den letzten 25 Jahren. Bei der Betrachtung, welche Entwicklung der Arbeitslohn genommen hat, pflegt man aus naheliegenden Gründen von der Zeit der Währungsstabilisierung auszugehen und zieht gewöhnlich noch den Vorkriegslohn zum Vergleich heran, d. h. man gibt die Löhne seit Januar 1924, und den Lohn von 1914 an. Statt dessen soll aus der nachfolgenden Übersicht das Bild einer Lohnentwicklung gewonnen werden, das über diesen üblichen Rahmen hinausgehend die Zeitspanne von 1900 an umfaßt. Sie berücksichtigt den Stundenlohn des Maurers in Berlin. Die Ein-

teilung der Tabelle in drei Abschnitte ergab sich aus folgenden Gesichtspunkten:

Im 1. Abschnitt — Vorkriegsjahre 1900—1913 — ist der Lohn im jährlichen Durchschnitt angegeben; Nominal- und Dollarmark decken sich; der Realwert (Indexlohn) kann nur schätzungsweise angegeben werden und keinen Anspruch auf Genauigkeit machen. — Im 2. Abschnitt — Kriegs- und Inflationsjahre 1914—1923 — wurde eine dreifache Angabe des Lohnes notwendig: Nominallohn (Papiermark), Dollarlohn und Reallohn, d. h. über Dollarkurs bzw.

Reichslebenshaltungsindex errechneter Lohn. Da auch für diese Periode noch der jährliche, bzw. halbjährliche Durchschnitt gewählt wurde, haben die Angaben für die Zeit der Hochinflation (1922/23) keinen vergleichbaren Wert. — Im 3. Abschnitt — Zeit der stabilen Währung 1924—26 — fallen die beiden ersten Spalten wieder in die Spalte „Renten- bzw. Reichsmark“ zusammen. Durch genaue, jeder neuen Lohnänderung folgende zeitliche Differenzierung und überhaupt durch die eingetretenen allgemeinen festen Preisverhältnisse erhalten diese Angaben den Grad besonderer Genauigkeit. Es zeigt sich daraus, daß die Lohnerhöhungen dieser zwei Jahre mehr als das Dreifache der Lohnsteigerungen der letzten 14 Vorkriegsjahre ausmachen und daß auch der höchste Vorkriegsreallohn (Indexlohn) von 82 Pfg. seit fast einem Jahre um 1—7 Pfg. überschritten ist.

Maurerstundenlohn in Berlin seit 1900.

1. Abschnitt: 1900—1913.

| Jahresdurchschnitt | Nominal- und Dollarmark | Realwert (Indexmark) |
|--------------------|-------------------------|----------------------|
| 1900               | 0,634                   | (0,72—0,75)          |
| 1901               | 0,661                   |                      |
| 1902               | 0,66                    |                      |
| 1903               | 0,687                   |                      |
| 1904               | 0,70                    | (0,75—0,80)          |
| 1905               | 0,73                    |                      |
| 1906               | 0,75                    |                      |
| 1907               | 0,75                    |                      |
| 1908               | 0,75                    | (0,80—0,82)          |
| 1909               | —                       |                      |
| 1910               | 0,786                   |                      |
| 1911               | 0,786                   |                      |
| 1912               | 0,79                    |                      |
| 1913               | 0,82                    |                      |

2. Abschnitt: 1914—1923.

|                | Nominallohn (Papiermark) | Dollarmark | Indexmark |
|----------------|--------------------------|------------|-----------|
| 1914           | 0,825                    | 0,811      | (0,79)    |
| 1915           | 0,84                     | 0,726      | (0,64)    |
| 1916           | 0,93                     | 0,707      | (0,64)    |
| 1917           | 1,29                     | 0,822      | (0,76)    |
| 1918 1. Hälfte | 1,05                     | 1,32       | 0,86      |
| 2. „           | 1,85                     | 1,14       | 0,90      |
| 1919 1. „      | 2,32                     | 0,87       | 0,82      |
| 2. „           | 3,00                     | 0,445      | 0,70      |
| 1920 1. „      | 4,95                     | 0,317      | 0,52      |
| 2. „           | 6,80                     | 0,471      | 0,60      |
| 1921 1. „      | 6,97                     | 0,457      | 0,61      |
| 2. „           | 9,20                     | 0,266      | 0,60      |
| 1922 Jan.—Juli | 22,36                    | 0,317      | 0,60      |
| Aug.—Dezbr.    | 146,60                   | 0,15       | 0,40      |
| 1923 Jan.—Juli | 4 203,00                 | 0,207      | 0,61      |
| Aug.—Dezbr.    | 215 570 000 000,00       | 0,705      | 0,49      |

3. Abschnitt: 1924—1926.

|                              | Renten- bzw. Reichsmark | Indexmark |
|------------------------------|-------------------------|-----------|
| Januar—April 1924 . . . .    | 0,645                   | 0,552     |
| Mai—September 1924 . . .     | 0,862                   | 0,695     |
| Oktober 1924—Februar 1925    | 0,963                   | 0,724     |
| März—14. April 1925 . . .    | 1,09                    | 0,80      |
| 15. April—30. August 1925.   | 1,16                    | 0,828     |
| 31. August 1925—31. Mai 1926 | 1,26                    | 0,895     |

Zur Arbeitsmarktlage. Der Baumarkt zeigte auch in den letzten Wochen nur eine schwache Belegung. Nach wie vor fehlen größere Bauaufträge, wenn auch die Zahl der in Auftrag gegebenen Neubauten etwas zunahm. Im Hochbau wurden fast ausschließlich Kommunal- und Siedlungsbauten in Angriff genommen — namentlich in Großstädten —, während für die private Bautätigkeit fast nur Umbauten in Frage kamen. Etwas stärker war die Besserung im Tiefbau auf Grund zahlreicherer Auftragserteilungen durch Länder und Gemeinden. Die Arbeitslosigkeit im Baugewerbe ging infolge dieser wenig belebten Bautätigkeit nur in geringem Maße zurück. In Berlin und Schleswig-Holstein trat sogar noch eine leichte Verschlechterung des

Arbeitsmarktes ein. Die Zahl der bei den Arbeitsnachweisen als arbeitssuchend gemeldeten Bauarbeiter ging von Mitte April bis Mitte Mai von 164 000 auf 117 500 zurück (1924: 17 400, 1925: 7 900), der Prozentsatz der arbeitslosen Mitglieder des Deutschen Baugewerksbundes in der gleichen Zeit von 28,7 auf 23,3% (1924: 9,6%, 1925: 3,5%). Beim Zentralverband der Zimmerer und beim Zentralverband der christlichen Bauarbeiter liegen die Prozentzahlen noch höher.

Lohnbewegungen im Baugewerbe. Das zentrale Lohnschiedsgericht für das Baugewerbe hat in einer Sitzung am 15. Juni — in Ergänzung zu den Verhandlungen am 27. 5./2. 6. (vgl. „Bauingenieur“, Heft 24, S. 485) — für den Bezirk Pommern einen Schiedsspruch gefällt, der die Auslösung in verschiedener Weise ändert und mindert, im übrigen aber die gestellten Anträge zurückweist.

Die nächste Tagung des zentralen Lohnschiedsgerichtes ist für die Zeit vom 30. 6. — 2. 7. vorgesehen. Es liegen Streitfälle für folgende Bezirke vor: Oberschlesien, Niederschlesien, Ostpreußen, Mecklenburg, Freistaat Sachsen, Osterland, Provinz Sachsen, Bremen-Unterweserm, Westfalen-Ost-Lippe und Sieg-Lahn. Die Kündigungen der Lohnabkommen erfolgten überall von seiten der Arbeitgeber, und zwar jeweils des ganzen Lohntarifes in Oberschlesien, Niederschlesien, Mecklenburg, Westfalen-Ost-Lippe und Sieg-Lahn.

Großhandelsindex.

| 12. 5. | 19. 5. | 26. 5. | 2. 6. | 9. 6. | 16. 6. |
|--------|--------|--------|-------|-------|--------|
| 123,5  | 123,1  | 123,2  | 123,7 | 123,7 | 124,2  |

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 17. Juni.)

Gesetz über die Bereitstellung von Zwischenkreditmitteln zur Förderung des Wohnungsbaues. Vom 31. Mai 1926. (Pr. Gesetzssamml. S. 171.) Um die Gewährung von Zwischenkrediten auf erste Hypotheken für den Wohnungsbau zu fördern, dürfen Darlehen an Realkreditinstitute insgesamt bis zu 120 Mill. RM auf die Dauer von neun Monaten nach dem jeweiligen Abrufe gewährt werden. Zur Beschaffung der hiernach bewilligten Mittel kann der Finanzminister Darlehen beim Reiche aufnehmen. Das Gesetz tritt mit dem 31. Mai 1926 in Kraft.

Bekanntmachung der Fassung des Gesetzes über den Geldentwertungsausgleich bei bebauten Grundstücken. Vom 1. Juni 1926. (RGBl. I, S. 251.) Die in der dritten Steuernptverordnung enthaltenen Bestimmungen für eine Besteuerung des durch das Zusammenschumpfen der Hypotheken usw. bei bebauten Grundstücken entstandenen Inflationsgewinnes, die wiederholte Änderungen erfahren haben, werden jetzt als besonderes Gesetz neu bekanntgegeben. Die erhobene Steuer dient zunächst zur Deckung des allgemeinen Finanzbedarfs der Länder und Gemeinden. Sodann soll sie zur Förderung des Wohnungsbaues verwandt werden; hierfür sind bis zum 31. 3. 28 15—20% der Friedensmiete vorgesehen. Die Mindesthöhe der gesetzlichen Miete wird für das Reich einheitlich festgesetzt. Sie beträgt vom 1. 7. 26 bis 31. 3. 27 100%, die auch nicht überschritten werden dürfen.

Jan Adriaans Leeghwaters, des berühmten Mühlenbauers Hollands, 350. Geburtstag.

In der Zeitschrift De Ingenieur vom 25. Juli 1925 gedenkt W. H. van Zutphen des 350. Geburtstages Leeghwaters, des Erbauers von Eindeichungen und Schöpfwerken „par excellence“. In dem bekanntesten Haarlemer Meerbuch, das vermutlich 1647 herauskam, zeigt sich Leeghwater als bedeutende Persönlichkeit und weit-schauender Ingenieur. Was zwei Jahrhunderte später erst aufgenommen und zur Ausführung gebracht wurde, die Trockenlegung des Haarlemer Meeres, von dessen Nutzen und Notwendigkeit suchte er seine Zeitgenossen mit Eifer zu überzeugen. Er stützt sich dazu auf eine große Zahl von Zeugnissen von mehr oder minder bekannten Zeitgenossen, die alle ohne Ausnahme zu dem Schluß kommen: „daß das Meer ein Wasserwolf ist, der immer mehr Land wegrißt und so wüten kann, daß er Gefahr für die Binnenschifffahrt, ja für ganz Holland bringt“. Aus großer Liebe zu seinem Vaterland und als Sachkundiger fühlt Leeghwater sich den nachfolgenden Geschlechtern verantwortlich und appelliert an die Vaterlandsliebe seiner Mitbürger, doch nicht zu warten mit dem Beginnen des Werkes bis es zu spät und die Ausführung unmöglich ist. Er beruft sich dabei darauf, daß er einen großen Teil seines Lebens dem Trockenlegen von Meeren gewidmet sowie zahlreiche Bedeichungen gebaut und Schöpfwerke in Gang gesetzt habe. Außer diesen Wasserbauten hat er nach seiner eigenen Angabe Schleusen und Häuser, Uhrwerke in Dörfern und Städten, u. a. zwei große Spielwerke in Amsterdam geschaffen und an dem Rathaus zu Amsterdam, den Toren von Nieuwe Kerk, der Brücke bei Jan Roon-Porto Toren u. a. mitgearbeitet. B.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 21 vom 27. Mai 1926.

- Kl. 5 c, Gr. 10. H 98 542. Hans Hahn, Osnabrück, Gertrudenstr. 22. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 17. IX. 24.
- Kl. 20 a, Gr. 12. F 59 599. Fa. Fühles & Schulze, Maschinenfabrik, München. Drahtseilluftbahn mit auf die Stützen verlegten Richtungsänderungen. 14. VIII. 25.
- Kl. 20 c, Gr. 8. E 32 646. Ewak A.-G., Bern, Schweiz; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Hebe- und Schiebewerk für überdachte Bahnwagen. 3. XI. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 4. S 70 392. Johann Salzmann u. Herrmann Müller, Horstmar. Kletterweiche für Grubenbahnen; Zus. z. Pat. 376 106. 13. VI. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 8. G 65 441. Friedrich Wilhelm Klein, Sterkrade, Rhld. Zungenlagerung für Rillenschienenweichen. 2. X. 25.
- Kl. 37 b, Gr. 3. K 87 523. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Bauglied von hoher Zugfestigkeit. 1. XI. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 7. R 60 108. Curt Arthur Rammer, Mügeln, Bez. Leipzig. Mischmaschine für Beton, Mörtel u. dgl. 16. I. 24. Schweiz 24. I. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 18. P 41 278. Georges Picot, Paris, u. Marcel Besson, Lausanne; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Drehtischpresse zur Herstellung von Hohlsteinen, insbesondere aus zähen Zementmischungen. 10. I. 21. Frankreich 20. VII. 20.
- Kl. 80 b, Gr. 3. P 48 807. Fa. G. Polysius, Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von geschmolzenem Zement. 18. IX. 24.
- Kl. 81 c, Gr. 126. M 85 171. Maschinenbauanstalt Humboldt, Köln, Kalk. Absetzvorrichtung mit Schaufelrad zum Aufnehmen des Abraums und mit seitlich liegendem Förderband. 30. V. 24.
- Kl. 84 c, Gr. 1. S 65 718. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommandit-Ges., Berlin. Verfahren zum Absenken des Grundwassers. 11. IV. 24.
- Kl. 84 c, Gr. 2. G 60 631. Gustav Grimaud, Bouillé-Courdault, par Oulmes, Frankr.; Vertr.: Dr.-Ing. E. Moldenhauer, Pat.-Anw., Düsseldorf. Pfahl aus bewehrtem Zement. 5. II. 24. Frankreich 9. II. 23.

- Kl. 84 c, Gr. 2. S 65 014. Société anonyme des anciens Etablissements E. Zublin & Cie., Straßburg; Vertr.: W. Schwaebisch. Pat.-Anw., Stuttgart. Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen. 7. II. 24.
- Kl. 85 c, Gr. 3. A 38 798. Activated Sludge Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Anlage zum Reinigen von Abwasser mittels Bakterien-schlamm. 14. XI. 22.
- Kl. 85 e, Gr. 8. P 49 655. „Phoenix“ Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abt. Hoerder Verein, Hoerde i. W. Verfahren zum Verlegen von Rohrsträngen; Zus. z. Pat. 427 071. 31. I. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 21 vom 27. Mai 1926.

- Kl. 5 c, Gr. 9. 430 273. Dietrich Hesse, Duisburg-Beeck, Nordstr. 92, Kappschuh. 20. VI. 24. H 97 619.
- Kl. 19 a, Gr. 28. 430 489. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf (Wannseebahn), Sophie-Charlottesstr. 11. Gleisrückmaschine. 15. VIII. 24. K 90 600.
- Kl. 20 i, Gr. 5. 430 357. Fa. Hein, Lehmann & Co., A.-G. Eisenkonstruktionen, Brücken- und Signalbau, Berlin-Reinickendorf. Weichenantrieb mit Zungenkontrolle. 15. V. 24. H 97 310.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 430 431. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stützpunkt für Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen; Zus. z. Pat. 429 606. 11. VII. 24. S 66 499.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 430 420. Adalbert Bela Feldmar, Berlin, Regensburger Str. 8. Dübel. 30. XII. 24. F 57 684.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 430 322. Rudolf Meckel, Leipzig-Anger, Karl-Krause-Str. 4. Mischtrommel mit oben offenem zylindrischen Trommelmantel und an der schrägliegenden Drehachse befestigtem Boden. 10. IV. 23. M 81 110.
- Kl. 84 a, Gr. 4. 430 391. Dipl.-Ing. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig, Bahnhofstr. 67. Verfahren zur Herstellung hohler Bauwerke für Talsperren, Dämme, Stütz- oder Futtermauern. 20. XII. 23. V 18 777.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Beseitigung des überschüssigen belebten Schlammes bei der Abwasserreinigung. Von Dr. F. Sierp, Ruhrverband, Essen. Mit 5 Abbildungen und 4 Schauliniendarstellungen. Verlag Wasser, Berlin-Dahlem, 1925. Preis 1,80 RM.

Das Verfahren, das Abwasser mittels belebten Schlammes biologisch zu reinigen, hat in Amerika in großem Umfange Eingang gefunden. In Deutschland ist es bisher nur verhältnismäßig selten zur Anwendung gekommen, weil es noch nicht gelungen ist, den anfallenden Schlamm in wirtschaftlicher Weise zu trocknen. Die vielfachen Versuche, die hierüber in Amerika und England angestellt worden sind, haben zu einem befriedigenden Ergebnis noch nicht geführt. Die Betriebskosten sind so hoch, daß bei den schlechten deutschen wirtschaftlichen Verhältnissen die Anwendung des Verfahrens in großem Umfange vorläufig unmöglich ist. Dr. Imhoff (Essen) hat nun vorgeschlagen, den überschüssigen Schlamm des belebten Verfahrens zusammen mit dem Schlamm der Emscherbrunnen zum Ausfaulen zu bringen und hat auf der Versuchsanlage des Ruhrverbandes in Essen-Rellinghausen die einschlägigen Fragen untersuchen lassen. Hierüber berichtet Dr. Sierp, der Leiter der Versuchsanlage, in der vorliegenden Veröffentlichung:

Das Ergebnis der Untersuchungen ist folgendes:

a) Der überschüssige Schlamm des belebten Verfahrens läßt sich zusammen mit dem Faulschlamm des Emscherbrunnens in guter Weise ausfaulen, während er, sich selbst überlassen, nur ganz langsam abgebaut wird. Die Schlammmenge wird dabei von 0,20 Liter/Kopf/Tag auf 0,36 Liter/Kopf/Tag erhöht.

b) Durch die Ausfaltung des belebten Schlammes wird die Gasmenge des Emscherbrunnens, die im Durchschnitt 8 Liter/Kopf/Tag beträgt, auf annähernd das Doppelte erhöht.

c) Die Hauptmengen der beim Schlamm-Belebungs-Verfahren ausgeschiedenen Faulschlammengen werden in den ersten vier Belüftungsstunden ausgeflockt. Nach dieser Zeit überwiegt die Selbstaufzehrung des Schlammes bei weitem die weitere Ausflockung.

In Nutzanwendung dieses Versuchsergebnisses muß die für eine

bestimmte Abwassermenge erforderliche Größe des Faulraumes, die bisher 30 Liter/Kopf betrug, auf 50 Liter/Kopf erhöht werden.  
Professor Geißler-Dresden.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 7. Band 1924. Verlag der Hafenbautechnischen Gesellschaft Hamburg, E. V. Buchhändlerisch. Vertrieb durch Boysen & Maasch, Hamburg 36. Mit 3 farbigen Tafeln, 4 ebensolchen Textblättern und 110 Abb. Dinformat A 4, 222 Seiten. Preis in Lwd. geb. 25 RM.

Der Tagungsort der 6. Hauptversammlung vom 27. und 28. Mai 1924 der Hafenbautechnischen Gesellschaft hat dem vorliegenden Bande sein Gepräge aufgedrückt, gibt er doch sowohl in den Vorträgen als auch in der Mehrzahl seiner Beiträge ein eindrucksvolles Bild von der wirtschaftlich-technischen Lage Ostpreußens. Hans Litten, der Vizepräsident der Industrie- und Handelskammer Königsberg i. Pr. weist in seinem Vortrag „Königsberg als Seehafen“ treffend darauf hin, daß durch den sogenannten polnischen Korridor der Provinz der Charakter einer deutschen Kolonie gegeben ist, die jetzt Litauen und Polen als unmittelbare, dem großen russischen Staate vorgelagerte Grenzländer hat, ein Umstand, der erkennen lasse, wie schwer die Aufgabe des wirtschaftlichen Wiederaufbaues für die Provinz und ihren Seehafen sei. Königsberg müsse wieder die Brücke werden für den Verkehr von Ost nach West und umgekehrt. Wie wichtig dieser Verkehr war, wird eindringlich dadurch beleuchtet, daß z. B. vor dem Kriege von der ganzen russischen Linsenernte 90% oder mehr und ein großer Teil der Erbsenernte ihren Weg über Königsberg nahmen. Der anschließende Aufsatz „Verkehrswege und Hinterland des Hafens Königsberg“ bildet eine wertvolle Ergänzung des Vortrags.

Die ungeheuren Schwierigkeiten wirtschaftlicher und technischer Art, mit denen der bisherige Ausbau des Königsberger Hafens zu kämpfen hatte, werden in dem Vortrage des Stadtbaurats Dr.-Ing. e. h. Kutschke „Die Neubauten des Königsberger Hafens“ anschaulich geschildert. Es sei bezüglich der technischen Schwierigkeiten nur hervorgehoben, daß auf dem Hafengelände der tragfähige Baugrund im allgemeinen erst in einer Tiefe von 10 m beginnt, unter welcher Schichten von Torf und Faulschlamm liegen, so daß alle Bauwerke, selbst die Hauswasserleitung der Kanalisation, auf Pfahlrost gegründet

werden mußten. Weiter verdient hervorgehoben zu werden, daß, während die Betriebsführung auf dem Hafenhafen ursprünglich durch die Stadt erfolgen sollte, nunmehr jene von der Reichsbahnverwaltung übernommen ist. Das sei im Interesse des Königsberger Handels zu begrüßen, weil dadurch die Doppelbelastung des Verkehrs vermieden werde und auch sonst gewisse durch eine doppelte Betriebsführung entstehenden Erschwernisse und Verzögerungen fortfielen. Ferner wird überzeugend die Notwendigkeit der Schaffung eines Freihafens für Königsberg nachgewiesen, denn nur ein solcher kann das Interesse des Auslandes an dem Königsberger Hafen wachrufen. Demgemäß sind auch die bisherigen Bauausführungen so zugeschnitten, daß zunächst ein etwa 300 000 m<sup>2</sup> großes Freihafengebiet zur Verfügung stehen wird.

Der letzte Vortrag des Syndikus Heinson-Düsseldorf: „Die Verkehrsbeziehungen zwischen dem Osten und dem Westen des Deutschen Reiches unter besonderer Berücksichtigung der Wasserwege“ erblickt die Gründe für den Rückgang des Wasserverkehrs und für die gleichzeitige Erstarkung der Verkehrsbeziehungen zwischen Ost und West einmal in unseren allgemeinen wirtschaftlichen Verhältnissen, die durch die außenpolitischen bedingt sind, und sodann in der grundsätzlichen Umstellung des Eisenbahntarifwesens infolge der Einführung der Staffeltarife. Durch letztere war z. B. im Jahre 1924 die Absatzmöglichkeit für schlesische Kohle so gewachsen, daß an Plätzen wie Höchst, Frankfurt a. M., Mannheim, Karlsruhe und Basel, die schlesische Kohle billiger war als die Ruhrkohle.

Die Reihe der Beiträge eröffnet ein Aufsatz „Bau und Ausrüstung der neuen Getreidespeicher am Industriehafen Königsberg i. Pr.“ Kutschke bespricht die Bauausführung der Speicher (1 Turmspeicher von 21 000 t und 1 Gruppenspeicher von 19 000 t Schwergetreide Gesamtfassungsvermögen). Als bemerkenswert ist hervorzuheben, daß, da die Verwendung von Eisenbetonpfählen in dem moorigen Baugrund damals nicht mit Sicherheit empfohlen werden konnte, hölzerne Pfahlrostgründung mit einer Fundamentplatte aus Eisenbeton gewählt wurde. Die Firma Ammé, Giesecke & Konegen A.-G., Braunschweig, beschreibt die von ihr ausgeführte maschinelle Einrichtung des Turmspeichers, deren Leistungsfähigkeit bei der pneumatischen Schiffsentladung stündlich 50 t und bei der Bahnannahme stündlich 200 t Schwergetreide beträgt. Die maschinelle Einrichtung des Gruppenspeichers ist von der Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik vorm. Gebr. Seck A.-G., Dresden, bewirkt und beschrieben.

Eng mit dem Geschick des Königsberger Hafens zusammenhängend ist der Königsberg mit der See verbindende Seekanal, der im Jahre 1901 mit 6,50 m Fahrtiefe fertiggestellt wurde und nun auf 8 m Tiefe gebracht und den neuzeitlichen Forderungen entsprechend verbreitert und befeuert wird. Die diesbezüglichen Arbeiten und Konstruktionen werden vom Vorstand des Hafenbauamtes Pillau, Prengel, ausführlich beschrieben.

Und wie Königsberg den östlichen Endpunkt der Seewasserstraße bildet, so bildet es den westlichen Endpunkt der Memel-Pregele-Binnenwasserstraße, die eine eingehende Schilderung aus der Feder des Regierungs- und Baurats Pundt erfahren hat.

Der frühere Strombaudirektor Niese gibt in dem Aufsatz „Die Weichsel als Schifffahrtsstraße“ ein klares Bild dieser unserer Obhut entzogenen und bis zum Kriege im Aufblühen gewesen, jetzt aber in einen trostlosen Zustand geratenen Wasserstraße.

Der Aufsatz des Stadtbaurats Weber „Der Memeler Hafen“ beschließt die wertvollen Beiträge, soweit sie die Belange des Tagungsortes betreffen.

Die folgende Abhandlung „Der Ausbau der Unterweser“ von Strombaudirektor Plate, Bremen, wird schon seines in den Fachkreisen hochgeschätzten Verfassers und seines Gegenstandes wegen mit lebhaftem Interesse begrüßt werden. Er bietet in der Tat eine reiche Fülle der Belehrung und Anregung auf diesem schwierigen und eigenartigen Gebiete des Strombaues. Da als Regelfrachtschiff im Weltverkehr ein solches von 8000 Br.-Reg.-T. Raumgehalt mit einem mittleren Tiefgang von 8,4 m anzusehen ist, so soll mit Rücksicht auf die ungünstige Finanzlage des Reiches das Ausbauziel zunächst auf die Verkehrsmöglichkeit von 8 m tiefgehenden Seeschiffen bei ungünstigen Wasserständen beschränkt werden. An den Ausbaukosten wird sich Bremen im Verhältnis 10 : 13 beteiligen.

Der folgende Aufsatz „Der Södertälje Kanal“ von dem schwedischen Ingenieur Kapten L. Lawski und dem Obergeringieur O. Burmeister der Siemens-Bauunion, welche letztere die Grundwasserabsenkungsanlage der neuen Schleuse Södertälje ausgeführt hat, ist deshalb von besonderem Interesse, weil er eine ausführliche Beschreibung der eigenartigen Sektortore dieser Schleuse bringt.

Emil Blunks Abhandlung „Der Ausbau des Hafens von Helsingborg“ ist bemerkenswert wegen der Mitteilungen über die von der Firma Christiani & Nielsen (Kopenhagen) ausgeführten Wellenbrecher aus Eisenbeton.

Die große Reihe der Berichte beschließt ein Aufsatz des Dr.-Ing. Stecher über „Die Verwendung eiserner Spundwände, Form Larssen, im Hafenaufbau“. Der von Stecher vertretenen Meinung, daß bei Anwendung eines oberen Holmes und, bei hohen Wänden, auch eines die Verankerung aufnehmenden Zwischenholmes das volle Widerstandsmoment der Wand in Rechnung gesetzt werden könne, kann nicht beigepröflichtet werden, wenn auch zugegeben werden muß, daß eine erhebliche Reibung in den Nuten zwischen den Einzelbohlen auftritt.

So reiht sich der siebente Band des Jahrbuchs in würdigster Weise seinen Vorgängern an und bildet wie diese einen wertvollen Bestand unseres Schrifttums. Hoffentlich werden in Zukunft die Jahrbücher nicht mehr in gleichem Maße verspätet erscheinen.

H. Engels.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

### Für die Reisezeit!

Die Gepäckversicherungsgebühren für Reisen in Deutschland betragen für je 1000 M. des Versicherungswertes 3 M. bei ½ Monat, 4 M. bei 1 Monat, 5 M. bei 2 Monaten, 7,50 M. bei 3 Monaten, 12,50 M. bei 6 Monaten und 17 M. bei 12 Monaten Reisedauer. Dazu treten Policegebühren, und zwar 0,50 M., ferner 3% des Prämienbetrages als Stempelgebühr sowie für Übersendung der Police 0,10 M. Beispiel: Versicherungswert 2000 M., Reisedauer 1 Monat, Prämie 8 M. und Policegebühr 0,50 M. und Stempelgebühr 0,30 M. und Porto für Policenzusendung 0,10 = 8,90 M.

Termin für Inkrafttreten ist anzugeben; als frühester Termin gilt das Datum der Abstempelung der Zahlkarte. Die Versicherung gilt als abgeschlossen nach Überweisung des Prämienbetrages an Postscheckkonto 59 263 des V. d. I., Abt. Ingenieurhilfe, Berlin NW 7. Notwendige Angaben (Adressen usw.) auf der Rückseite des Zahlkartenabschnittes.

Die Versicherung bezieht sich auch auf die losen ins Eisenbahnabteil mitgenommenen Effekten. Weitere Angaben für Reisen außerhalb Deutschlands erfolgen auf Anfrage durch die Ingenieurhilfe, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

### Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkwweise zu überlassen.

### Besuch der Baseler Ausstellung.

In Basel findet Anfang Juli bis Mitte September eine internationale Ausstellung für Binnenschifffahrt und Wasserkraftausnutzung statt. Es ist vorläufig beabsichtigt, falls sich eine genügende Teilnehmerzahl findet, zusammen mit einigen befreundeten Vereinen und Verbänden einen gemeinsamen Besuch dieser Ausstellung oder wenn möglich, zwei, einen Mitte Juli oder einen Mitte August, vorzunehmen. Hierbei werden sich wahrscheinlich Reiseermäßigungen ergeben.

Um festzustellen, ob ein Bedürfnis zu einer solchen Veranstaltung seitens der D. G. f. B. vorliegt, bitten wir diejenigen Herren, die ein Interesse an einem gemeinsamen Besuch haben, vorläufig unverbindlich um eine kurze Nachricht an die Geschäftsstelle.

### Leerlaufarbeit!

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beitrage für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, zahle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 ein!

### Anschriftänderungen für das diesjährige Jahrbuch.

Mitglieder, die für das diesjährige Jahrbuch noch Anschriftänderungen einschließlich der Änderungen des Fernsprechanchlusses mitzuteilen haben, werden gebeten dies umgehend zu tun, damit die Änderungen noch in die Verbesserungsabzüge der Druckfahnen eingeffügt werden können.