DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

24. JAHRGANG

1949

HEFT 7

INHALT:

Weitgespannte Tragwerke. Von Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Fr. Dischinger.....	193	Kurze Technische Berichte:	
Holzeinsparungen im Gerüstbau. Von Dr.-Ing. R. Ohlig, Wiesbaden	199	Stahlinsel für Ölbohrungen im mexikanischen Golf	217
Betonfabrik und Transportbeton. Von Dr.-Ing. Max Enzweiler, München	203	Der dritte Kongreß für große Talsperren in Stockholm 1948	219
Anordnung und Prüfung einer Grundwasserisolierung. Von Prof. Dr.-Ing. W. Loos, Karlsruhe.....	213	Der Hafen von New York.....	220
		Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	223
		Heinrich Kayser †	224

Unser Fertigungsprogramm:

Brückenbau · Hochbau · Wohnungsbau · Stahl-Wasserbau · Baggerbau
Sieb-, Zerkleinerungs- und Aufbereitungsmaschinen und Anlagen · Apparate- u.
Behälterbau · Zementmaschinenbau · Weichenbau · Bergbau - Zulieferungen

Rhein-Strassenbrücke Bonn-Beuel

Moderner Brückenbau bei weitest gespanntem Blechbalken über den Rhein
Gesamtlänge 394 Meter (99 plus 196 plus 99) · Gesamtbreite 18 Meter
Gesamtgewicht 4500 Tonnen · Montagedauer der Stahlbaukonstruktion
6 Monate bei Einsatz von Schwimmkränen bis 120 Tonnen Tragkraft

STAHLBAU RHEINHAUSEN

Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen · Fernschreiber-Nr. 035 838

Fernsprechanchlüsse: Duisburg 3 4341, Rheinhausen 270, 271, 272, Moers 2742, 2743

Zur Deutschen Bau-Ausstellung / Nürnberg / 1.-18. September 1949

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,

(1) Berlin-Nikolassee, Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9;

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung

„DER BAUINGENIEUR“,

Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,

(1) Berlin-Nikolassee,

Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. be-

nutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Halbjährlich DMark 18,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahreschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt jede Buchhandlung entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Britischer Sektor, Fernsprecher 91 29 37) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Heidelberg

Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40.

Berlin-Charlottenburg 2

Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70.

TRAGSEILE FÜR HÄNGEBRÜCKEN

SEILE FÜR SPANNBETON
(bisher bis 104^m/m Ø geliefert)

flache, tordierte NEPTUN-
Stahlsaitenbeton-Drähte
mit höchster Haftfähigkeit (DRGM.)

Gerüstketten / Baustifte

FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK
EISEN UND STAHL AG KÖLN-MÜLHEIM

Inertol
für Beton und Eisen

in alter Güte!

Firma Paul Lechler Stuttgart

BINDER

**CARL ZEISS
JENA**

Wir liefern kürzfristig

BAU-NIVELLIERE

mit Kippschraube neuester Konstruktion
in altbewährter Qualität

Doppelwinkelprismen mit Lotstäben

demnächst

Ingenieur - Nivelliere

Ingenieur-Theodolite

OPTIK **CARL ZEISS JENA** VEB

Isolierung von Ingenieurbauten gegen Tages- und Grundwasser durch

HeKu-METALLBAND-ABDICHTUNGEN

GERMAN

VDM-HALBZEUGWERKE G.M.B.H.

ABT. BAUWESEN FRANKFURT (M) - HEDDERNHEIM

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT, FRANKFURT A.M.

Berlin · Bremen · Düsseldorf · Hamburg
Hannover · Kiel · Koblenz · Köln · Mannheim
München · Münster · Nürnberg · Stuttgart

**HOCHBAU, TIEFBAU
STAHLBETONBAU
STEINMETZBETRIEBE
ZIEGELEIEN**

PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel

JOHANNES BRECHTEL · LUDWIGSHAFEN a. RHEIN
Telefon Nr. 2828/29 · Telegr.-Adr.: Bohrbrechtel-Ludwigshafenrhe

Zweigbüro: München 23, Birkenfeldstraße 4
Telefon Nr. 35 252

Aus unserer Gross-Serienfertigung:

**KETTENHEBEZEUGE
DRAHTSEILHEBEZEUGE
HYDRAUL. HEBEBÖCKE**

AUSSERDEM STELLEN WIR HER:

**HAND- u. ELEKTRO-
LAUFKRANE**

1011

HEBEZEUGE UND FÖRDERMITTEL

G.M.B.H.

DÜSSELDORF - OBERKASSEL

HANSA ALLEE 255

Weitgespannte Tragwerke.*

Von Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Fr. Dischinger,
o. Prof. a. d. Techn. Universität Berlin.

Es sind nunmehr zehn Jahre verflossen, seitdem ich das letzte Mal die Ehre hatte, zu Ihnen zu sprechen. Ich sprach damals über meine Forschungen über das Problem des Kriechens des Betons [1] und [2]. Diese Theorie bildet die Grundlage der vorgespannten Tragwerke, über die ich heute sprechen werde. Ich zeigte die günstige Wirkung des Kriechens, durch welche die Biegemomente der Gewölbe und der vorgespannten Stahlbetonbalken infolge des Widerlagerausweichens und des Schwindens des Betons stark vermindert werden, während die Biegemomente infolge der Bogenzusammendrückung, bedingt durch die Eigengewichtslasten, bei Vernachlässigung der schlaffen Bewehrungen erhalten bleiben. Diese Erkenntnisse gelten allerdings nur bei Vernachlässigung der Verschiebungen u und v gegenüber den Koordinaten x und z . Sobald man jedoch die Verformungen mit berücksichtigt, wobei die bisher linearen Differentialgleichungen in nicht lineare übergehen (Verformungstheorie), können durch das Kriechen des Betons auch ungünstige Wirkungen ausgelöst werden, weil sich bei den auf Druck beanspruchten Tragwerken auf Grundlage der Verformungstheorien wesentlich ungünstigere Momente ergeben als bei den üblichen Elastizitätstheorien. Dies ist vor allem der Fall, wenn die Knicksicherheit des Tragwerkes gering ist und sich ihrem kleinsten zulässigen Wert $\nu = 3$ nähert. Besonders ungünstig verhalten sich bei Berücksichtigung der Verformungstheorie die Gewölbe mit Scheitelgelenken und vor allem der Eingelenkbogen. Der Einfluß der elastischen und plastischen Verformung kann bei starken Kriechmaßen so weit gehen, daß bei den eingespannten Gewölben die Biegemomente an den Kämpfern ihr Vorzeichen wechseln. Daraus folgt, daß es im Gegensatz zu vielen Literaturstellen keinen Zweck hat, den Gewölben eine von der Stützlinie abweichende Form zu geben mit der Absicht, die positiven und negativen Biegemomente aus Eigengewicht und Verkehr gleich groß zu gestalten. Nach der elementaren Elastizitätstheorie ergeben sich damit allerdings scheinbare Vorteile, auf Grundlage der strengen Verformungstheorie erkennt man jedoch, daß damit ein ungünstiger und unübersichtlicher Spannungszustand geschaffen wird. Die Abweichungen sind um so größer, je geringer die Knicksicherheit des Tragwerks ist. Erst bei unendlich hoher Knicksicherheit stimmen die Ergebnisse der Elastizitätstheorie und der Verformungstheorie überein.

Eine ausführliche Darstellung der Verformungstheorie ist in [1] und [2] enthalten. Hierbei wurde auch der Einfluß der schlaffen Bewehrungen berücksichtigt, allerdings nur für den Sonderfall, daß die Schwerpunkte der Beton- und Stahlquerschnitte zusammenfallen, d. h. bei mittlerer Bewehrung. Dabei bedingen die schlaffen Bewehrungen im wesentlichen nur eine Verminderung des Kriechmaßes, sie entlasten den Beton bezüglich seiner Druckspannungen, und die Stahlspannungen steigen mit wachsenden Kriechmaßen rasch an und werden erst durch die Streckgrenze begrenzt.

In den Jahren 1945 und 1946 habe ich alle noch offenstehenden Kriechprobleme auch bei Berücksichtigung ausmittiger schlaffer Bewehrungen geklärt. Diese Ergebnisse

sollen in meinem Buch über vorgespannte Tragwerke zusammengefaßt werden. Im Rahmen dieses Vortrages möchte ich nur zwei wichtige Probleme streifen. Das eine betrifft den Einfluß des Kriechens auf die Biegemomente der Gewölbe und der vorgespannten Balken bei Berücksichtigung ausmittiger schlaffer Bewehrungen. So ergeben sich z. B. bei einem Zweigelenkbogen infolge der Bogenzusammendrückung, des Widerlagerausweichens und des Schwindens auch bei Berücksichtigung des Kriechens noch erhebliche positive Biegemomente. Das gleiche gilt auch für die Scheitelzonen des starr oder elastisch eingespannten Bogens, während in den Kämpferzonen diese Momente ihr Vorzeichen wechseln. Da die Bogenverkürzungen die Ursachen dieser Momente im Zustand der Eigengewichtbelastung sind, hat Lossier (Paris) den Vorschlag gemacht, diesen Verkürzungen durch die Verwendung von Expansivzementen bei einer Anzahl von Lamellen entgegenzuwirken. Viel einfacher erreicht man nach meinen Untersuchungen eine Verminderung oder Beseitigung dieser Biegemomente durch eine außermittige Anordnung der schlaffen Bewehrungen, und man ist sogar bei größeren Bewehrungsprozentätzen in der Lage, diesen Biegemomenten ein entgegengesetztes Vorzeichen zu geben. Das sich dabei im plastischen Zustand (Kriechen) ergebende Problem ist allerdings auf den ersten Blick sehr kompliziert, weil sich hierbei unendlich viele miteinander gekoppelte Differentialgleichungen ergeben. In dem Buch werde ich jedoch zeigen, daß die Lösung in verhältnismäßig einfacher Weise durchgeführt werden kann.

Eine weitere wichtige Frage stellt an uns der Stahlsaitenbeton, der den Vorteil hat, daß man mit ihm durch Zersägen vorgespannter Träger beliebige Balkenlängen herstellen kann. Hierbei verlieren die Stahldrähte an den Schnittstellen ihre Vorspannung, weil sie nicht durch Ankerplatten oder sonstige Mittel verankert sind. Die Haftung der glatten Drähte gegenüber dem Beton ist verhältnismäßig gering, so daß ihre Endverankerung nur durch eine Keilwirkung möglich ist. Diese Keilwirkung ist eine Folge der Entspannung der Drähte an ihren

Enden, wobei sich eine Verdickung um $\frac{\sigma_e d}{3E}$ ergibt. Hierbei ist d der Drahtdurchmesser, E der Elastizitätsmodul des Drahtes, σ_e die Vorspannung im Zeitpunkt des Schnittes und $\frac{1}{3}$ die Querdehnung. Die Verdickung beträgt bei einer Vorspannung von $\sigma_e = 12\,000 \text{ kg/cm}^2$ nur

etwa $\frac{d}{500}$. Es ist ohne weiteres klar, daß durch diese geringe Verdickung der Drähte eine Verankerung nur bei den hochwertigsten Betonen möglich ist, die einerseits einen sehr hohen Elastizitätsmodul besitzen und andererseits in der Lage sind, die örtlich an den Keilen auftretenden hohen Betonspannungen aufzunehmen. Nun zeigen die Versuche sehr verschiedene Ergebnisse bezüglich der Erhaltung der Vorspannung. Günstigen Ergebnissen stehen ebenso ungünstige mit fast vollständigem Verlust der Vorspannung gegenüber. Es war mir schon immer klar, daß diese Verschiedenheit eine Folge des Kriechens des Betons ist. Wegen der Verkeilung der Drähte werden auf den umhüllenden Beton sehr hohe Druckkräfte ausgeübt,

* Nach einem Vortrag, gehalten anlässlich der Jubiläumstagung des Deutschen Betonvereins in Wiesbaden, am 7. April 1949.

und zugleich entstehen in der Ringrichtung große Zugspannungen. Das Abschneiden der Drähte ist ein zeitloser Vorgang, der mit dem Widerlagerausweichen der Gewölbe verglichen werden kann. Nun werden durch das Kriechen des Betons die Spannungen infolge des Widerlagerausweichens nach einer Exponentialfunktion abgemindert. Das gleiche ist auch der Fall bezüglich der Druckspannungen, die von den verkeilten Drähten auf den umhüllenden Beton ausgeübt werden. Damit geht aber die Keilwirkung stark zurück und die sichere Verankerung der Drähte wird in Frage gestellt. Wir können deshalb eine zuverlässige Verankerung nur erreichen, wenn wir sehr hochwertige Betone mit einem Minimum von Hohlräumen verwenden und die Kriechwirkungen durch entsprechende Schonzeit des Betons noch weiter einschränken. Der letzten Forderung stehen aber wirtschaftliche Gründe entgegen, da eine wirtschaftliche Ausnutzung der Fabrikationsanlagen nur kurze Schonzeiten zulassen. Eine Verbesserung läßt sich selbstverständlich durch ein Erhärten unter Dampf erzielen. Des weiteren ergeben sich Verbesserungen bezüglich der Verankerung durch eine Profilierung der Drähte, die leicht durch Pressen hergestellt werden kann, durch Verdrillen von Drähten mit einem von der Kreisform abweichenden Querschnitt und durch Zusammenfassen von mehreren Drähten in Form einer Seillitze, wobei ebenfalls Drähte mit einer vom Kreis abweichenden Querschnittsform verwendet werden können. Um eine endgültige Klärung dieses Problems der Endverankerung der Drähte, insbesondere bei dynamischen Beanspruchungen des Balkens herbeizuführen, bedarf es noch weiterer Versuche, die sich auf eine Anzahl von Jahren erstrecken müssen.

Wir unterscheiden bekanntlich zwei Arten der Vorspannung des Betons. Bei der ersten wird die Vorspannung vor dem Erhärten des Betons mit Hilfe eines Spannbettes durchgeführt, bei der zweiten, welche allein für die weitgespannten Konstruktionen in Frage kommt, wird die Vorspannung nach dem Erhärten des Betons meistens zugleich mit der Ausrüstung vorgenommen.

Die geschichtliche Entwicklung des Spannbetons.

1. Vorspannen vor dem Erhärten des Betons.

a) Das erste grundlegende Patent von C. E. W. Doehring (DRP 53 548 vom 3. Juni 1888) ist fast so alt wie der Stahlbeton selbst. Doehring beabsichtigte mittels vorgespannter Drähte elastische Betonbretter herzustellen und erkannte schon, daß bei dem Verbund zweier Materialien mit verschiedener Dehnbarkeit bei einer Zugbeanspruchung zunächst der weniger dehnbare Körper reißt. Durch eine Vorspannung läßt es sich jedoch erreichen, daß die beiden Körper trotz ihrer verschiedenen Dehnbarkeit bei vollständiger Ausnutzung der beiderseitigen Festigkeiten gleichzeitig reißen. Er beabsichtigte nach dem Vorspannen der Drähte diese abzuschneiden und die Verankerungskräfte durch Haftung der Drähte einzuleiten. Das Patent konnte in jener Zeit nicht verwirklicht werden, weil der hierzu notwendige hochwertige Beton noch nicht geschaffen war. Die Gedanken Doehrings eilten demnach der technischen Entwicklung um fast ein halbes Jahrhundert voraus und sein Patent geriet in Vergessenheit.

b) Zwanzig Jahre später wurde von Koenen und Lund ein zweiter Ansatz für die Verwirklichung der Vorspannung gemacht. Hierbei wurden Rundstäbe mit Ankerplatten verwendet. Die von Koenen mittels eines Spannbettes in die Betonbalken eingeleiteten Vorspannkkräfte waren jedoch sehr gering, weil die Stähle nur mit 600 kg/cm² vorgespannt worden waren. Ein merkbarer Erfolg konnte nicht erzielt werden, weil diese geringe Vorspannung durch das Kriechen und Schwinden des Betons verloren ging. Weitere Versuche mit einer höheren Vorspannung wurden nicht durchgeführt.

c) Wieder zwanzig Jahre später taucht die Frage der Vorspannung von neuem auf. Es werden von Wettstein gemäß einer Mitteilung im „Bauratgeber“ von Ing. Herzka, 8. Aufl. Wien 1927 S. 337, schon in den ersten Jahren nach dem ersten Weltkrieg Betonbretter hergestellt, die mittels hochwertiger, nicht verankerter Drähte vorgespannt werden. Das Verfahren von Wettstein entspricht vollständig dem vierzig Jahre älteren Patent von Doehring. Inwieweit die Vorspannung der Wettstein-Bretter im Laufe der Zeit erhalten blieb, kann nicht festgestellt werden. Es darf aber auf Grund der heutigen Erkenntnisse angenommen werden, daß durch das Kriechen des Betons im Laufe der Zeit die Vorspannung stark zurückgegangen ist.

d) Von E. Freyssinet stammt die klare Erkenntnis, daß eine wirksame Vorspannung nur erreicht werden kann, wenn hochwertige Stähle mit hochwertigen Betonen verbunden werden. Freyssinet benutzte in gleicher Weise wie Koenen nicht Drähte, sondern Rundstäbe mit Ankerplatten. Mit Wirkung vom 6. 4. 1929 wurde Freyssinet ein deutsches Patent für die Vor-

spannung gerader Stäbe, die vor dem Erhärten des Betons mit mindestens 4000 kg/cm² vorgespannt sind, erteilt. Weitere Ansprüche und Patente von Freyssinet beziehen sich auf die Vorspannung der Bügel (mehrdimensionale Vorspannung), auf das Rütteln, Pressen und Beheizen des Betons zwecks Verbesserung der Betongüte. Von Freyssinet stammt auch die erste physikalische Hypothese über das Kriechen des Betons.

e) Mit Wirkung vom 29. 4. 1937 wurde E. Hoyer das Patent DRP 744 483 erteilt, durch das die Herstellung von aufsteibaren Verbundkörpern geschützt wird, die unter Verwendung dünner Drähte bis 2 mm Stärke bei einer Zerreißeigenschaft von 12 000 bis 30 000 kg/cm² ohne äußere Verankerungsmittel vorgespannt werden. Das Verfahren von Hoyer stimmt im übrigen mit dem Doehring'schen Patent und den Ausführungen von Wettstein überein.

f) Weitere Anmeldungen bzw. Patente zur Verbesserung der Haftung der Drähte, die mir im einzelnen nicht bekannt sind, beziehen sich auf die Verwendung von Seillitzen, die aus mehreren Drähten bestehen, auf die Verwendung profilierter Drähte sowie auf Drähte, deren Querschnitt von der Kreisform abweicht.

2. Vorspannen nach dem Erhärten des Betons.

a) Im Jahre 1932 wurde H. Färber ein mit 29. 7. 1927 wirksames Patent (DRP 557 331) erteilt, bei dem zum erstenmal Balken nach dem Erhärten des Betons durch gerade Rundstäbe vorgespannt werden sollten. Um die Vorspannung zu ermöglichen, wurden die Stähle vor dem Einbetonieren mit einem die Haftung verhindernden Überzug versehen. Die Verankerung erfolgt durch Verschraubungen und Ankerplatten. Der Nachteil dieses Gedankens besteht in der mangelnden Anpassung der Vorspannmomente an die tatsächlich auftretenden Biegemomente. Das Verfahren fand keine bekanntgewordene Anwendung und wurde wieder fallengelassen.

b) Mit Wirkung vom 22. 2. 1928 wurde Fr. Dischinger ein Patent über die Vorspannung von Bogenbrücken (DRP 535 440) erteilt. Hiernach sollen bei den Gewölben mit Zugband die Eigengewichtsmomente infolge der Zugbanddehnung und der Bogenverkürzung beseitigt werden. Damit besitzt das Bauwerk nach der Ausrüstung eine zur Projektzeichnung affine Form und das nach der Stützlinie geformte Gewölbe ist nach dem Ausrüsten frei von Biegemomenten. Die späteren Einflüsse des Kriechens und Schwindens lassen sich jederzeit durch Nachspannen der Zugbänder beseitigen. Das Verfahren wurde zum ersten Mal bei der in den Jahren 1927/28 erbauten 68,0 m weit gespannten Saale-Brücke bei Aisleben und dann bei zahlreichen Flugzeughallen zur Anwendung gebracht. Ein halbes Jahr später erhielt E. Freyssinet in Frankreich ein gleichlautendes Patent, da der Verfasser die Priorität in Frankreich nicht ausnutzte.

c) Dieser bei den Gewölben zuerst angewandte Gedanke des formtreuen Tragwerkes führte dann zu den Patenten der vorgespannten frei aufliegenden und durchlaufenden Balken (DRP 727 429 mit Wirkung vom 8. 12. 1934 und französisches Patent 798 928). Hiernach wird die Vorspannung durch Rundstäbe oder Seile in der Weise vorgenommen, daß durch die Vorspannung Momente erzeugt werden, die den Eigengewichtsmomenten affin und entgegengesetzt sind. Die Vorspannung wird hierbei zugleich mit der Ausrüstung getätigt. Wählt man die obigen Vorspannmomente gleich groß und entgegengesetzt den Eigengewichtsmomenten, so ist der Balken nach der Vorspannung formtreu und damit frei von Biegemomenten. Um die Vorspannung nach dem Erhärten des Betons durchführen zu können, werden die Seile gegenüber den Querträgern mittels Pendeln oder Rollen verschieblich gelagert. Der Einfluß des späteren Kriechens und Schwindens des Betons kann durch mehrmaliges Nachspannen oder auch durch Überspannen im Zeitpunkt des Ausrüstens erfolgen. Die erste Brücke nach diesem Verfahren wurde in den Jahren 1936/37 in Aue (Sachsen) erbaut. Sie besitzt bei einer Spannweite der Mittelöffnung von 69,0 m nur eine Scheitelstärke von 1,90 m. Die größtmöglichen Spannweiten solcher vorgespannten Balkenbrücken betragen bei Straßenbrücken etwa 200 m.

d) Weitere Anmeldungen des Verfassers beziehen sich auf vorgespannte Scheibenbogen, die sowohl als eingespannte Bogen mit statisch bestimmtem Horizontalschub wie auch als Dreigelenkbogenscheiben ausgeführt werden können (Anmeldung D 83 837 und D 83 838 vom 22. 11. 1940). Bezüglich der Einzelheiten siehe Beton- und Stahlbetonbau 40 (1941).

Eine weitere Anmeldung in Ergänzung zu b) bezieht sich auf die Vorspannung von Stabbogenbrücken (D 72 784 vom 22. 5. 36). Hiernach wird die Vorspannung des Zugbandes so stark gewählt, daß von diesem nicht nur der Gewölbeschub aufgenommen wird, sondern zugleich in dem Versteifungsträger so große Druckvorspannungen erzeugt werden, daß dadurch die Biegespannungen aus der Verkehrslast überlagert werden.

Alle diese Anmeldungen sind von dem Patentamt anerkannt, sie erhielten jedoch infolge des Zusammenbruches keine Patentnummern mehr.

3. Durch ihr Eigengewicht vorgespannte Tragwerke nach System Finsterwalder.

Anstatt einen frei aufliegenden Balken durch hydraulisches Pressen nach 2b) vorzuspannen, kann man ihm auch durch sein Eigengewicht eine Vorspannung erteilen. Dies wird in der Weise bewerkstelligt, daß man in der Feldmitte ein Gelenk anordnet und bei der Betonierung die beiden Balkenhälften nach der Brückenmitte zu ansteigen läßt (Überhöhung des Gelenkes um das Maß f). Bei der Ausrüstung senkt sich das Gelenk um Δf und damit werden die Zuganker selbsttätig in Spannung gesetzt. Das Tragwerk ist im Gegensatz zu 2c) damit statisch bestimmt. Es besitzt gegenüber 2c) einen geringeren Widerstand bei Verkehrslasten und wesentlich größere Durchbiegungen. Der gleiche Gedanke läßt sich auch auf Balken über mehrere Felder anwenden, wobei in dem Tragwerk so viel Gelenke angeordnet werden müssen, daß es bei Berücksichtigung der Vorspannanker statisch bestimmt bleibt. Jedoch sind hierbei die Formänderungen noch größer, und zwar um so mehr, je höher die Beanspruchung der Zuganker ist. Die Verwendung von hochwertigen Seilen ist damit für solche Konstruktionen ausgeschlossen.

Wesentlich größere Bedeutung haben die Fachwerkträger mit selbsttätiger Vorspannung nach dem System Finsterwalder. Stahl-

beton-Fachwerkträger haben gegenüber den Stahl-Fachwerkträgern den Nachteil viel größerer Nebenspannungen im Verhältnis zu den Hauptspannungen. Dieser Nachteil läßt sich dadurch ausschalten, daß man die gezogenen Stäbe zunächst nur aus Rundstahl herstellt und diese erst nach der Ausrüstung einbetoniert. Durch die Herabminderung der Nebenspannungen erhält man damit Fachwerkträger, die frei von den schädlichen Haarrissen bleiben. Dieses Verfahren ist vor allem für Hallenbauten geeignet, die im wesentlichen nur durch Eigengewichtslasten beansprucht sind. Es wurde bei einer großen Anzahl von Bauten und insbesondere bei Flugzeughallen zur Anwendung gebracht.

In der neueren Zeit hat Finsterwaller dieses Verfahren auch für Fachwerk-Straßenbrücken erweitert, dadurch, daß er die gezogenen Gurtungen nachträglich in beiden Richtungen durch Anker zusätzlich vorspannt, so daß auch die Zugspannungen aus Verkehrslasten überlagert werden. Dies Verfahren hat vor allem den Vorteil, daß es einen Freivorbau zuläßt und damit die teuren Stromgerüste wegfällt. Ich verweise auf den Wettbewerb bei der Köln-Mühlheimer Rheinbrücke. Es lassen sich mit diesem Brückensystem Spannweiten bis zu 200 m erzielen. Für Eisenbahnbrücken mit ihren hohen Verkehrslasten kommt das System dagegen nicht in Frage. Die diesbezüglichen Patentanmeldungen sind mir im einzelnen nicht bekannt.

Bei der hier geschilderten Sachlage ist es unverständlich, daß gewisse Kreise in Deutschland immer wieder versuchen, den Geburtsort des vorgespannten Betons nach dem Ausland zu verlegen. Man wird hierbei an die Gewohnheit erinnert, in Deutschland angefertigte Anzugstoffe aus dem Ausland zu beziehen.

Ich gehe nun zu dem eigentlichen Thema des heutigen Tages über, zu den weitgespannten Massiv-Tragwerken, für welche nur eine Vorspannung nach dem Erhärten des Betons in Frage kommt und zu den weitgespannten Stahlbrücken unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbahnbrücken.

A. Die weitgespannten Massivtragwerke des Hochbaues.

Die Abb.1 zeigt die F-Werke, die in den letzten Kriegsjahren zum Schutz der wichtigsten deutschen Industrien errichtet wurden. Die Schutzgewölbe sind 5,0 m stark und können Bomben mit ungefähr 5 bis 6 t Spreng-

Zwängungsspannungen zu vermeiden, wurden sämtliche Anlagen auf Kiesboden gegründet. Es handelte sich also um Gewölbe mit elastischer Einspannung, deren Wirkungsweise ungefähr in der Mitte zwischen einem eingespannten Bogen und einem Zweigelenkbogen lagen. Ich hatte auch Gewölbe mit 150 m Spannweite vorgeschlagen, denen in statischer Hinsicht wegen ihrer höheren Druckvorspannungen, ihrer höheren Elastizität und der günstigeren Ausnutzung des Schutzraumes der Vorzug zu geben war. Wegen der beschränkten zur Verfügung stehenden Materialmengen und dem Mangel an Arbeitskräften kamen jedoch die kleineren Gewölbe zur Ausführung, trotzdem die größeren Spannweiten auch eine Gründung auf Felsboden bei annähernd starrer Einspannung ermöglicht hätten. Durch die Bodensachverständigen wurde die zulässige Pressung des Kiesbodens mit 10 kg/cm² und die Reibungszahl mit $\mu = 0,50$ ohne Berücksichtigung der Bombeneinwirkungen festgelegt. Dies scheint im Vergleich zu den Reibungszahlen der bisher auf Kiesboden gegründeten Bogenbrücken ($\mu = 0,35$ bis $0,40$) hoch zu sein, besonders bei Berücksichtigung des Umstandes, daß bei diesen Schutzgewölben bei $\mu = 0,50$ nur die Eigengewichtslasten wirksam sind, während sich bei den Brücken der Gewölbeschub aus Eigengewicht und Verkehrslasten zusammensetzt. Die Verkehrslasten sind im wesentlichen zeitlose Belastungen und infolgedessen sind sie bei der Berechnung der Gleitsicherheit nicht in vollem Umfang zu berücksichtigen.

Von einem meiner Kollegen wurde über diese von mir projektierten Schutzgewölbe ein vollständig negatives Gutachten ausfertigt und dadurch wurde der Baubeginn um etwa ein halbes Jahr verzögert. In diesem Gutachten

Abb. 1. Querschnitt der F-Werke.

stoff widerstehen. Die Spannweite der Gewölbe beträgt 96 m bei 26 m Pfeilhöhe. Im Inneren des Gewölbes wurden aus Fertigbetonteilen die fünfgeschossigen Fabrikanlagen eingebaut. Insgesamt waren neun derartige Anlagen geplant, von denen jedoch nur drei zur Ausführung kamen. Mit der Projektierung dieser Gewölbe war ich von dem damaligen Leiter der OT, Herrn Rgbm. D o r s c h, im Jahre 1943 beauftragt worden. Um eine starre Einspannung der Gewölbe mit den damit verbundenen

wurde mit Sicherheit ein Bodenbruch und damit ein Einsturz der Gewölbe vorausgesagt. Die Bauausführung selbst hat mir aber in jeder Hinsicht recht gegeben.

Da es bei den ständigen Luftangriffen nicht vertretbar war, die Gewölbe auf einem Gerüst herzustellen, wurde nach Fertigstellung der Fundamente eine Kiesschüttung aufgebracht und auf dieser das Gewölbe zunächst mit 3,0 m Stärke im Scheitel betoniert, um die Reibungszahl unter dem zulässigen Wert zu halten. Die Ausrüstung erfolgte durch Ausbaggerung der Kiesschüttung, und alsdann wurde nach Auffüllung der Fundamentgruben und der damit verbundenen Erhöhung der senkrechten Lasten das Gewölbe auf 5,0 m verstärkt.

Der Aushub wurde, um den geschützten Innenraum zu vergrößern, bis rd. 2 m unterhalb der Fundamentsohle vorgenommen, wobei zunächst von mir vorgeschlagen wurde, zum Schutz der Fundamente gegenüber einem örtlichen Bodenbruch an den Innenkanten der Fundamente am Beginn der Böschungen Spundwände zu ram-

men und diese durch vorgespannte Anker in den Fundamentblöcken zu verankern. Infolge des Zeitmangels übernahm ich aber die Verantwortung, die Untergrabung der Fundamente ohne die erwähnte Schutzmaßnahme vornehmen zu lassen.

Solange die Fundamente nicht untergraben waren, konnten bei diesen keine Senkungen festgestellt werden, und auch nach der Untergrabung betrug die Senkungen nur wenige Millimeter, während Seitenausweichungen nicht eintraten. Die sehr tiefen Schutzgewölbe waren mit Rücksicht auf die Temperatur- und Schwindwirkungen in Blöcke von 40,0m unterteilt. Das ausgezeichnete Verhalten der Gewölbe gegenüber Senkungen und Ausweichungen der Widerlager bei den zugelassenen hohen

und vor allem des Unterbaues waren besondere Maßnahmen notwendig, um Bodensenkungen während des Aufbaues der Kuppel und damit Rissebildungen zu vermeiden. Das aus sieben Großfirmen gebildete Konsortium für die Ausführung der Gründung machte hierbei folgenden interessanten Vorschlag, der in der Abb. 4 im einzelnen dargestellt ist:

Das ringförmige Fundament besteht aus einem äußeren und einem inneren Caissonring. Die Caissons werden von Kote +35,0m bis zur Kote -3,50m, d. h. 38,50m unter dem Grundwasserspiegel niedergebracht. Alsdann wird das Grundwasser bei gleichzeitigem Bodenaushub bis zur Kote +1,0 abgesenkt und der Hohlraum zwischen den Caissonringen durch Betonblöcke ausgefüllt, die ge-

Abb. 2.
Große Halle Berlin, Schnitt durch den Kuppelbau.

Pressungen des Kiesbodens von 10 kg/cm² und bei der hohen Reibungszahl von $\mu = 0,50$ ist für die Beurteilung der auf Kies- oder Sandboden neu zu gründenden Bogenbrücken von wesentlicher Bedeutung.

Die Abb. 2 bis 5 zeigen das gewaltigste Bauwerk des Hochbaues, das je projiziert wurde, die große Halle in

geneinander in Hinsicht auf die Setzungen eine gewisse Beweglichkeit besitzen. Nach Fertigstellen dieses Ringfundamentes entspricht die Bodenpressung infolge der tiefen Grundwassersenkung ungefähr der endgültigen Pressung der fertiggestellten Kuppel. Bei der Errichtung des Unterbaues und der Kuppel werden dann die neu hinzukommenden Lasten des Überbaues durch ein entsprechendes Steigen des Grundwasserspiegels ausgeglichen. Da der tragfähige Boden aus Sand besteht und demnach nur elastische Senkungen zu erwarten waren, war damit jede Änderung der Bodenpressung während des Aufbaues ausgeschlossen und die Rissesicherheit des Bauwerkes gewährleistet.

Das Verlangen von Hitler, die Kuppel in Ziegelmauerwerk herzustellen, kann man nur als absurd bezeichnen. Er glaubte, daß nur ein aus Stein hergestelltes Mauerwerk das tausendjährige Reich überstehen könne, während er gegenüber Stahlbeton eine grundsätzliche Abneigung besaß. Er meinte, das Rosten des Stahles würde zu einer frühzeitigen Zerstörung führen. Nachdem wir das tausendjährige Reich überstanden haben, könnte man annehmen, daß dies auch bei einer Stahlbetonkuppel der Fall gewesen wäre.

Die Abb. 5 zeigt einen Sondervorschlag von mir in Stahlbeton, wobei mit Rücksicht auf die Bombeneinwirkungen vorgeschlagen wurde, zwei Kuppeln zur Ausführung zu bringen, eine dünnwandige innere, kugelförmige Kuppel als Trägerin der Kassettierung und eine äußere Kuppel mit elliptischer Meridiankurve von 3,5 m

Abb. 3.
Horizontalschnitte zu Abb. 2.

Berlin, die Speer entworfen hat. Es handelt sich um einen Kuppelbau von 250 m Spannweite und annähernd gleicher Höhe, der nach dem Verlangen von Hitler in Ziegelmauerwerk ausgeführt werden sollte. Die Kuppel besitzt eine Stärke von 4,0 bis 8,0 m bei Anordnung von Hohlräumen. Bei dem ungeheuren Gewicht der Kuppel

Wandstärke zum Schutz gegen Bomben. Der Bombenschutz war demnach etwas größer als in den kurz darauf erbauten Flak-Türmen der Städte Berlin, Wien und Hamburg. Des weiteren schlug ich vor, um den Kuppelaufsatz herum große Restaurants einzurichten, die durch Schrägaufzüge zu erreichen waren, um diesen einzigartigen Aussichtspunkt der Reichshauptstadt auszunutzen. Ferner machte ich auch den Vorschlag, auf der Außenkuppel einen zylindrischen Flakturm aufzusetzen, was bei geringen statischen Schwierigkeiten möglich gewesen wäre. Diese Vorschläge der Ausführung der Kuppeln in Stahlbeton fanden jedoch — auch bei Verwendung von Nirosstähen — keine Gegenliebe.

Abschließend möchte ich noch darauf hinweisen, daß die Herstellung einer so hohen Kuppel nur im Freivorbau erfolgen kann, weil stehende Gerüste von 200 m Höhe großen täglichen Temperaturschwankungen unterworfen sind und damit Risse in dem erst erhärtenden Beton hervorrufen würden. Der Vorbau muß frei ringweise fortschreitend durchgeführt werden, und zwar in gleicher Weise wie bei dem bekannten Zeiß-Dywidag-Kuppelsystem, das bei den Planetarien zur Anwendung kam.

Abb. 6 gibt ein ausgeführtes Bauwerk wieder, die Festhalle in Weimar, deren Fachwerkträger, die nach dem System Finsterwalder hergestellt wurden, eine Spannweite von 43,0 m besitzen. Die Eindeckung erfolgte mit fabrikmäßig hergestellten Schalen, die Grundflächen bis zu 50 m² hatten.

Die folgende Abb. 7 zeigt ein Projekt, das ich in den Nachkriegsjahren im Auftrag der russischen Regierung bearbeitete, eine Kuppel von 150 m Spannweite und 180 m Außendurchmesser. Die Schale ist nur 10 cm stark und gegenüber Beulen durch kräftige Rippen geschützt. Da die Kuppel sehr flach ist, ergeben sich für die Ringdecken gewaltige Zugkräfte, und es lag nahe, diese großen Zugkräfte durch vorgespannte Zugbänder aufzunehmen. Bei der Vorspannung dieser ringförmigen Anker kann man mehrere Wege gehen. In dem vorliegenden Fall habe ich vorgeschlagen, einen Teil der Zugkraft durch einen mittels elektrischen Stromes erwärmten stählernen Zugring aufzunehmen. Durch Erwärmen des Zugbandes läßt sich dieses verlängern. Nach der Erwärmung wird das Zugband durch Hinterfüllen mit trockenem Kies an der Verkürzung verhindert und nachträglich wird der Kies durch

Abb. 4.
Große Halle Berlin, Gründungsverfahren.

Abb. 5.
Große Halle, Berlin,
Sonderprojekt
Dischinger mit bombensicherer Außenkuppel.

Abb. 6. Querschnitt durch die Festhalle Weimar.

Ausgießen mit Mörtel in einen Betonring verwandelt. Will man annähernd die gesamte Vorspannkraft durch vorgespannte Anker aufnehmen, so empfiehlt es sich, solche an dem inneren und äußeren Rand der Ringdecke anzuordnen und damit die Vorspannkraft stufenweise entsprechend dem Ausrüstungsvorgang aufzunehmen.

ten sprengwerkartigen Zugbänder vor. Hiernach werden die Gewölbeschübe zunächst durch schräge, den Tribünen parallellaufende vorgespannte Seile nach den unterhalb des Fußbodens liegenden Betonblöcken geleitet und von da durch waagrechte, in Betonkanälen liegende vorgespannte Seile gegeneinander ausgeglichen. Das notwendige Gewicht

Abb. 7. Querschnitt und Grundriß einer 150 m weit gespannten Schalenkuppel.

Abb. 8. Projekt eines 180 m weit gespannten Stadions.

Ein weiteres interessantes Projekt zeigt das Stadion mit 180 m Spannweite (Abb. 8). Hier erfolgt die Überdachung durch zylindrische Schalen, die durch Bogenbinder ausgesteift werden. Der Schub dieser Gewölbe wird ebenfalls durch vorgespannte Zugbänder aufgenommen. Da aber der Innenraum durch waagrechte Zuganker nicht durchschnitten werden sollte, schlug ich die in Abb. 8 dargestell-

dieser Fundamentblöcke ist durch die senkrechten Komponenten der schrägen Seilkräfte gegeben.

Um die weitgespannte Halle mit möglichst geringen Kosten herstellen zu können, wurde sie der Tiefe nach in Streifen von je 20 m Breite eingeteilt. Die einzelnen Streifen sind durch 4 m breite ringförmige Oberlichter getrennt. Der Gesamttiefe eines Streifens von 24 m Breite sind jeweils zwei Bogenbinder mit 12 m Abstand zugeordnet. Die Schale ist 8 cm stark und wird durch Rippen in Längs- und Ringrichtung gegenüber Beulen gesichert. Die sich aus der Platte und den Rippen ergebende ideale Schale wird wiederum durch die Bogenbinder ausgesteift.

Die Herstellung der Halle sollte von der Mitte nach den Enden fortschreitend mittels stählerner Gerüste er-

Abb. 9.

280 m weit gespannte Schale für den Münchener Hauptbahnhof.

folgen. Jedes der beiden hierzu benötigten Gerüste besitzt eine Tiefe von 20 m und ist im Scheitel gestoßen. Die beiden Einzelteile sind statisch bestimmt auf je zwei Stützen gelagert. Die Absenkvorrichtungen in Form von hydraulischen Pressen sind in dem Stahlgerüst eingebaut. Für die Verschiebung der Gerüste werden demnach vier Schienenstränge benötigt. Durch die öftere Verwendung der Stahlgerüste konnten die Einrüstungskosten gering gehalten werden.

Zum Abschluß des Kapitels über weitgespannte Hochbauten zeige ich Ihnen noch die Außenansicht des für den neuen Münchener Hauptbahnhof projektierten 280 m weit gespannten Kuppelbaues, der als Vieleckskuppel mit großen

Säulenabständen geplant wurde (Abb. 9). Leider sind die Konstruktionszeichnungen für diesen gewaltigen Bau beim Zusammenbruch verlorengegangen. Ich hatte zusammen mit der Dyckerhoff & Widmann K.G. eine Vieleckskuppel nach Art der Leipziger und Baseler Großmarkthallen, jedoch mit einem vorgespannten Vieleckring entworfen. Bei einer Alternative verwendete ich die doppelt gekrümmte Ro-

Abb. 10.

Versuchsmodell einer doppelt gekrümmten Schalenkuppel.

tationsschale, die durch senkrechte Binderscheiben begrenzt wird und bei welcher die Beulsicherheit infolge der doppelten Krümmung der Schale wesentlich günstiger ist als bei den nur einfach gekrümmten zylindrischen Schalen der Vieleckskuppeln. Auch ließen sich diese senkrechten Scheiben in einfacher Weise durch freiliegende waagrechte Zugbänder vorspannen. Mit diesen aus doppelt gekrümmten Rotationsschalen hergestellten Vieleckskuppeln lassen sich Säulenabstände bis etwa 100 m erstellen. Abb. 10 zeigt die erste Belastungsprobe einer derartigen Kuppel mit etwa 50 m² Grundfläche. Diese quadratische Kuppel, deren Schalenstärke nur 1,5 cm beträgt, ist durch etwa 50 Menschen belastet. (Schluß folgt.)

Holzeinsparungen im Gerüstbau.

Von Dr.-Ing. R. Ohlig, Wiesbaden.

Holz als Rohstoff unterliegt bezüglich seiner Erzeugung anderen Gesetzen als die sonstigen natürlichen und künstlichen Baustoffe. Seine Gewinnung ist an das natür-

liche Wachstum innerhalb der Lebensgemeinschaft des Waldes gebunden. Vollkommene Kahlschläge ermöglichen wohl für kurze Zeit eine gesteigerte Abfuhr. Die Mahnung

Abb. 1. Untergerüst für die Stellwerkeinrüstung.

an die Fachleute, Holz nach Möglichkeit einzusparen, wie sie im Vorwort des „Holzbau-Taschenbuchs“¹ ergangen ist, reicht nicht immer aus, da gegen Gewohnheit und Konservatismus vielfach schwer anzukämpfen ist. Hohe Holzpreise sprechen eine deutlichere Sprache. Sie zwingen auch denjenigen zur sparsamen Verwendung des in unserer Wirtschaft zur Mangelware gewordenen Baustoffes, dem eine rationelle Verarbeitung seither noch nicht zum Konstruktionsgrundsatz geworden ist. Zwei Wege zur Holzeinsparung sind hierbei gangbar: entweder ein vollständiger Ersatz des Holzes durch Stahl, Stahlbeton und sonstige Leichtbauweisen, oder aber wenigstens eine Einschränkung des Holzverbrauchs durch Anwendung neuzeitlicher Holzkonstruktionen unter Verwendung von Stab-, Scheiben-, Ring- oder Einpreßdübeln sowie der Holz-, Nagel- und Leimbauweisen. Im Beton- und Stahlbetonbau finden Stahlrohrgerüste und Stahlschalungen mehr und mehr Verwendung. Auch im Rüstungsbau wird man vielfach stählerne Hilfsträger und Joche dort verwenden, wo früher der zimmermannsmäßige Ein- und Verbau die Regel war. Wegen der leichten Bearbeitungs- und Formgebungsmöglichkeit des Holzes ist hier häufig eine gemischte Bauweise am Platze, bei der die auf Biegung beanspruchten Teile aus Stahl, die Unterstützungen dagegen aus Holz hergestellt sind. Im folgenden sollen einige Ausführungen beschrieben werden, die nicht wegen

Abb. 1 zeigt das Untergerüst für ein Stellwerk, das im Jahre 1938 errichtet wurde. Längs- und Querschnitt der Stellwerksbrücke aus Stahlbeton, deren vorderer halbkreisförmig abgerundeter Teil rd. 5 m auskragt, sind strich-

Abb. 2. Stellwerkeinrüstung.

liert eingezeichnet. Aus Abb. 2 ist die Einrüstung des Bauwerks ersichtlich. Für das Gerüst standen 4 genietete Blechträger zur Verfügung, die auf drei Holzjochen aufgelagert waren. Das Mitteljoch und die Streben des

Abb. 3. Notbrückenunterbau

der Größe der Bauobjekte, sondern gerade deshalb ausgewählt sind, weil sie Anwendungsmöglichkeiten für gewöhnliche Fälle darstellen. Unter dem Gesichtspunkt der Holzeinsparung gebührt den Konstruktionen normaler Spannweiten und Belastungen ein größeres Interesse, da sie weitaus häufiger zur Ausführung gelangen, als Sonderbauweisen für große Spannweiten, die meist zu einer Speziallösung führen.

äußeren Bockes wurden auf einen Schwellrost gesetzt, dessen Querschwellen aus Kanhölzern bestanden, während als Längsschwellen unter dem Mitteljoch Breitflanschträger IP 36 Verwendung fanden. Das Außenjoch konnte auf das Stahlbetonfundament der Randstütze aufgelagert werden. Die Schrägstellung der äußeren Pfosten des Mitteljochs war zur Verringerung der Spannweiten der Blechträger erforderlich, deren Widerstandsmoment sonst nicht zur Aufnahme der Bauwerkslasten ausgereicht hätte.

In Abb. 3 ist ein Notbrückenunterbau dargestellt, der beim Wiederaufbau der Straßenbrücke über die Lahn in Limburg in den Jahren 1946/47 zur Ausführung kam. Hier waren durch Sprengung eines Mittelpfeilers zwei Gewölbe eingestürzt. Auf dem Fundamentstumpf war zu-

¹ R. von Halasz: Holzbau-Taschenbuch 3. Aufl., Berlin 1948.

nächst ein Holzjoch aufgestellt worden, das je sechs Längsträger der Notbrücke aufnahm, die über dem Joch gestoßen waren. Nach Umpundung des Pfeilerfundaments mußte dieses Holzjoch entfernt werden, um die Ausbesserung der Pfeilergründung, die durch die Spre-

durch Drahtseile mit den anschließenden unbeschädigten Pfeilern verspannt. Hier konnten durch Verwendung von eisernen Trägern die einzubauenden Holzmenzen niedrig gehalten werden. Aus diesem Bestreben heraus wurde auch bei der Konstruktion des Lehrgerüsts von der

Abb 4. Lehrgerüst Lahnbrücke Limburg

Abb. 5. Übersicht über den Lehrgerüsteinbau, Baldinbrücke Koblenz.

gung Risse bis zur Sohle aufwies, sowie den Neuaufbau des Pfeilers durchführen zu können. Die Lasten der Notbrücke wurden während dieser Zeit durch den aus Abb. 3 ersichtlichen Unterbau auf die Spundwände übertragen. Zur weiteren Sicherung war die gesamte Konstruktion

üblichen Ausbildung in Sprengwerksform abgegangen und ein freitragendes Gerüst verwendet. Der Anschluß der Fachwerkstäbe der als Dreigelenkbogenschwelle ausgebildeten Binder erfolgte mittels Alligator-Zahnringdübeln von 95 mm Außendurchmesser (Abb. 4). Zur Er-

leichterung des Absenkvorgangs waren ursprünglich Rund-eisenzugbänder mit Spannschlössern vorgesehen. Durch die Verwendung von leichten Hade-Handwinden gelang jedoch ein müheloses Ablösen des Gerüsts vom Gewölbebeton, so daß auf den Einbau der Zugstangen verzichtet werden konnte.

Öffnung verschieden ist, konnten die Fachwerkbinder durch die entsprechende Ausbildung der Fachwerkestäbe leicht angepaßt werden. Auch war es durch Auf-fütterungen möglich, das zuerst in der rechten Öffnung eingebaute Lehrgerüst mit geringen Abänderungen in die dritte zerstörte Bogenöffnung einzustellen. Aus Abb.6

Abb. 6. Lehrgerüsteinzelheiten.

Die guten Erfahrungen, die beim Ein- und Umbau dieser Lehrbögen gemacht wurden, waren der Anlaß, dieses System auch bei der Wiederherstellung von drei gesprengten Bögen der über 600 Jahre alten Balduinbrücke über die Mosel in Koblenz anzuwenden. Abb. 5 zeigt den Einbau der Gerüste in die zerstörten Brückenöffnungen.

sind Einzelheiten über die Ausbildung der Lehrbögen ersichtlich. Der Zusammenschluß der Fachwerkstäbe in den Knotenpunkten erfolgte wieder mit Alligatorringdübeln. Der Einbau von Eisenplatten an den Pfeilerleibungen und die Einlage von Eisenwalzen aus Rund-eisen $\varnothing 26$ mm zwischen Lehrgerüstfuß und Platte ermöglichte ein leichtes Ausrüsten und Absenken des Gerüsts. Die Abspindelung wird wesentlich erleichtert, wenn nur etwa jede zehnte Bohle mit den Lehrbögen vernagelt ist. Dadurch muß zwar besondere Sorgfalt auf die Queraussteifung der einzelnen Binder verwendet werden. Die hierzu notwendigen Aufwendungen werden jedoch durch die Einsparung an Arbeitszeit beim Absenken mehr als ausgeglichen, da die Ablösung des Gerüsts von der unteren Bogenleibung reibungslos vor sich geht. Die Lichtbildaufnahme Abb. 7 gibt ein anschauliches Bild von der Feingliederigkeit der Einrüstung und dem geringen Holzverbrauch je cbm überwölbten Raumes. Der durch die sorgfältigen Knoten- und Gelenkausbildungen bedingte größere Arbeitsaufwand wird zum Teil durch die zweimalige Verwendung der Konstruktion,

Abb. 7. Gewölbeein- und -ausrüstung.

gen. Die Gewölbespannweite beträgt rd. 20 m. Sie ist infolge der verschiedenen Pfeilerstellungen in und senkrecht zur Brückenachse nicht konstant, sondern wechselt auch innerhalb eines Bogens. Der sich daraus ergebenden schrägansteigenden Kämpferlinie, deren Steigung in jeder

vor allem aber durch den verminderten Holzbedarf aufgewogen. Die Zusammendrückung des Gerüsts von noch nicht 2 cm bei der Betonierung der Gewölbe entsprach der rechnerisch ermittelten Scheitelsenkung und ist ein Beweis für die Zuverlässigkeit der Holzverbindungen; bei deren

Ausbildung wurde auf einen möglichst mittigen Anschluß der Fachwerkstäbe besonderer Wert gelegt, um die Nebenspannungen klein zu halten. Zur Verringerung des Holzverbrauchs trug nicht unwesentlich bei, daß die Gewölbe beider Brücken als eingespannte Bogen mit geringer Stärke ausgeführt wurden. Dieses aus der Forderung nach Verringerung der Momente aus Temperatur und Schwinden entspringende Konstruktionsprinzip führt

bei konsequenter Anwendung auch zu einer Verkleinerung der durch das Lehrgerüst aufzunehmenden Lasten und damit zur sparsamen Bemessung der Stabquerschnitte. Um die Schwindspannungen herabzusetzen, wurden außerdem die Scheitellamellen der Gewölbe teilweise erst eine Woche nach Betonierung der übrigen geschlossen. ein Verfahren, das schon früher beim Bau von Bogenreihen angewendet worden war.

Betonfabrik und Transportbeton.*

Von Dr.-Ing. Max Enzweiler, München.

I. Das Kennzeichnende des Transportbetons ist die zentrale Herstellung in einer Fabrik abseits der Verwendungsstelle und der Transport in besonderen Wagen zur Baustelle. Dabei wird der Beton teils auf der Fahrt gemischt, teils kommt er fertig gemischt in die Transportwagen und wird auf der Fahrt nur zur Verhinderung des Abbindens bewegt. Seltener ist der Fall, daß der Beton trocken zur Baustelle gefahren wird und erst dort in besonderen Mischern mit Anmachwasser fertig verarbeitet wird. In den meisten Fällen wird der Transportbeton als Handelsware dem Verbraucher verkauft. Die Hersteller sind besondere Erwerbsunternehmungen, die nicht immer dem Betongewerbe angehören, sondern sehr oft von Straßenbaufirmen, Kiesunternehmern, Zementlieferanten, Baustoffhändlern oder sogar Transportunternehmungen stammen.

Der erste Transportbeton ist von dem deutschen Ingenieur Rgbm. Magens in Hamburg im Jahre 1903 nach deutschen Patenten eingeführt worden. Die Lieferung ist im Jahre 1929 wieder eingestellt worden.

Sehen wir uns zunächst einmal die Entwicklung des Transportbetons im Ausland an.

Das Ursprungsland für die industrielle Entwicklung des Transportbetons sind die Ver. Staaten von Amerika. Historisch interessant ist die Feststellung, daß vor Einführung des Transportbetons in den Ver. St. v. A. im Jahre 1920 der Verband der Straßenbauunternehmer sich mit einem Fragebogen an die Bauherren und Interessenten gewandt hatte. Das Ergebnis der Umfrage war eine Ablehnung seitens des Ingenieurs, während der Architekt

Fertigbeton von 150 Werken, heute werden 21 Mio. cu. vd. von 1200 Werken geliefert. (1 cu. yd. = 0,765 m³). Aus dem Diagramm ist ersichtlich, daß der Absatz Schwankungen unterworfen ist, die allerdings meistens in der allgemeinen Wirtschaftsentwicklung ihren Grund haben, und die dazu führten, daß zweimal innerhalb dieser Zeit der Absatz nicht mit der Produktion Schritt gehalten hat. Es ist ferner daraus ersichtlich, daß die durchschnittliche Jahresleistung pro Werk im Jahre 1930 höher war als jetzt, so daß man daraus den Schluß ziehen kann, daß die neu hinzugekommenen Fabriken im allgemeinen mit einer kleineren Kapazität eingerichtet worden sind.

Die Unternehmer, die Transportbeton herstellen, haben sich zu einem Syndikat zusammengeschlossen, dem National Ready Mixed Concrete Association. Dieses Syndikat hat 1944 einen Jahresbericht herausgebracht mit ca. 60 Seiten unter dem Titel „Überwachung der Güte von Transportbeton“. Wer diesen Bericht studiert, erkennt die Gründlichkeit, mit welcher man alle auftretenden technischen Fragen behandelt, um Qualitätsbeton zu liefern, aber auch die Fülle der geforderten Bedingungen, die mit dem Transportbeton verbunden sind. Auffallend ist die Aufnahme eingehender Bestimmungen für Verwendung von Beton mit lufterzeugenden Mitteln (Air Entraining Agents), der in den Ver. St. in zunehmendem Maße verwendet wird.

In Europa hat die Entwicklung des Transportbetons nicht die Bedeutung, wie sie eben von den Ver. Staaten geschildert wurde. Man hat allgemein die Behauptung aufgestellt, die Einführung von Transportbeton sei um so günstiger, je größer die Stadt ist, die beliefert wird. Die Entwicklung hat diesen Grundsatz nicht bestätigt. In der Tabelle 1 sind die Städte in Europa aufgeführt, die Transportbeton liefern, und zwar in der Reihenfolge der Eröffnung des Betriebes.

An der Spitze steht Kopenhagen, wo im Jahre 1926 der Transportbeton eingeführt wurde, und wo sich heute noch 5 Anlagen in Betrieb befinden mit zufriedenstellenden Ergebnissen. Es ist kein Zufall, daß Kopenhagen an der Spitze steht, sondern dem Umstand zu verdanken, daß hier der Ingenieur Hinthede persönliche Verdienste an der Entwicklung eines leichten Transportwagens hat, was dazu führte, daß die meisten europäischen Anlagen in Stockholm, Oslo, Zürich, Paris, Göteborg auf den Erfahrungen von Hinthede in der Entwicklung des Wagens aufgebaut sind.

Aus der Tabelle I geht weiter hervor, daß die nächste europäische Betonfabrik im Jahre 1932 in Stockholm mit den in Kopenhagen entwickelten Spezialwagen errichtet wurde. Sie ist inzwischen mit einer Betonwarenfabrik, die Spannbeton herstellt, gekuppelt worden. In London mit seiner 8-Mio.-Bevölkerung sind nur drei Betonfabriken in Betrieb, die Transportbeton liefern, und zwar mit Leistungen von 400 m³ und 240 m³ pro Tag. Man kann daraus entnehmen, daß in London der Transportbeton keine Bedeutung hat. Das gleiche ist zu sagen von den im Jahre 1934 in Betrieb genommenen Fabriken in Paris, einer Stadt

Abb. 1. Transportbeton in den Vereinigten Staaten von Amerika. Jährlicher Absatz in Cu. Yd. (1 Cu. Yd. = 0,765 m³).

ein günstiges Urteil abgab. Im allgemeinen waren jedoch mehr negative als positive Stimmen abgegeben worden. Das war vor etwa 30 Jahren. Heute hat der Transportbeton in den Ver. Staaten eine starke Entwicklung genommen, für die die nachstehenden Zahlenangaben einen Begriff geben sollen. Abb. 1 gibt eine Darstellung des Absatzes von Transportbeton in den letzten 20 Jahren und gleichzeitig ein Bild von den Werken, die drüben Transportbeton herstellen. Im Jahre 1930 wurden 5 Mio. cu. yd.

* Nach einem Vortrag, gehalten im Deutschen Beton-Verein in Wiesbaden am 7. April 1949.

von 5 Mio. Einwohnern. Die Fabrik mit den nach dem amerikanischen Prinzip entwickelten Truck-Mischern ist 1939 wieder stillgelegt worden, während die mit dem Hinthe de'schen Transportwagen arbeitende Fabrik heute noch besteht, allerdings nur für eine Tagesleistung von 150 m³. Also auch in Paris hat sich bis heute der Transportbeton nicht weiter entwickelt. Die Stadt Antwerpen hatte mit Transportbeton einen Versuch gemacht, der aber nicht zum Ziele führte, so daß das gesamte Gerät wieder verkauft wurde.

es in einem besonderen Wagen, auf den ich später zurückkomme.

d) Für das Ruhrgebiet sind Betonfabriken mit Spezialwagen geplant, wobei deutsche Maschinenfabriken herangezogen werden sollen. Auch die Möglichkeit des Bezugs von Spezialwagen aus den Ver. Staaten ist dabei erwogen.

Angesichts der gewaltigen Bauaufgaben in Deutschland sind wir verpflichtet, alle Möglichkeiten der Kosten- und Zeitersparnis zu untersuchen. Von dieser Warte aus gesehen erscheint es zeitgemäß, sich erneut eingehend und

Tabelle 1. Transportbeton-Anlagen in europäischen Städten.

Stadt	Einwohnerzahl	Anzahl der Fabriken	Wagenart	Betriebsbeginn	Tagesleistung	Anzahl der Spezialwagen	Gekuppelt mit Betonwarenfabrik
Kopenhagen	800 000	5	Agitator (System Hinthe de)	1926 1934	250 m ³ Kapazität für jede Fabrik	i. M. 10 Wagen pro Fabrik	nein
Stockholm (Stadt)	750 000	1	Agitator (System Hinthe de)	1932	500 m ³ Kapazität	40 (15 ausgenützt)	ja
Oslo	350 000	3	Agitator (System Hinthe de)	1932		i. M. 12 Wagen pro Fabrik	
Zürich	350 000	1	Agitator (System Hinthe de)	1934	200 m ³ Kapazität	3 Wagen und 5 Aufsatz- trommeln	nein
London	8 000 000	1 2	Truckmischer und Agitator		400 m ³ Kapazität 240 m ³ Kapazität	32 Wagen 17 Wagen pro Fabrik	nein
Paris	5 000 000	1 1	Agitator (Hinthe de) Truckmischer	1934 1934	150 m ³ Kapazität	8 Wagen	nein

Außerdem kleinere Anlagen in Winchester, Odensee, Aarhus, Göteborg usw.

In den übrigen europäischen Weltstädten mit über 1 Mio. Einwohnern, wie Berlin, Hamburg, Wien, Rom, Brüssel, sind bisher keine Transportbetonanlagen vorhanden.

Auch in Deutschland hat man sich seit geraumer Zeit mit dem Thema beschäftigt. Wenn man die Literatur über diese Frage als Maßstab nehmen wollte für das Interesse, das man dem Transportbeton entgegenbringt, dann wundert man sich, daß es bisher in Deutschland keinen Transportbeton gibt. Seit 1930 finden wir immer wieder in unseren Fachzeitschriften ausführliche Beschreibungen bis in die letzte Zeit hinein. Auch haben deutsche Fachleute die Anlagen in den Ver. Staaten, in Kopenhagen, Stockholm, Oslo, Zürich, Paris besichtigt und darüber geschrieben. Ich verweise insbesondere auf die Schriften von Garbotz, Kleinlogel, Held, v. Rothe u. a. m., die Unterlagen über den technischen Teil, zum Teil auch über die zu erwartenden wirtschaftlichen Ergebnisse geliefert haben. Es ist aber nirgends zur Einführung des Transportbetons gekommen. Der Vollständigkeit halber muß ich erwähnen, daß während des Krieges an einzelnen Stellen wohl mit der Einrichtung von Transportbeton begonnen wurde, so:

- a) die Versuchsanlage der Fa. Vögele in Mannheim und
- b) die im Jahre 1941 gebauten Liefermischer der Fa. Kaiser in Oberlahnstein.

Diese Anlagen hatten jedoch nur ortsbedingten Charakter.

c) In neuerer Zeit ist mit der Verbreitung von Schüttbeton in Deutschland auch die Frage des Transportbetons lebendiger geworden. Die Bremer Trümmerverwertungs-Gesellschaft hat im September 1948 eine Betonfabrik errichtet, in der hauptsächlich für Hohlblocksteinherstellung. Diese Fabrik liefert auch trockenes Mischgut und fördert

unvoreingenommen mit dem Problem des Transportbetons zu beschäftigen.

II. Ich verzichte auf eine Schilderung des Aufbaus einer Betonfabrik. Ich möchte sie als bekannt voraussetzen, um so mehr, als diese Fabriken sich in nichts unterscheiden von den Anlagen, die Bauherren und Bauunternehmer seit langer Zeit auf größeren Baustellen errichtet haben.

Die Fabriken werden, wie aus der Tabelle 1 ersichtlich, in Europa nicht mit großen Kapazitäten errichtet, im Mittel mit einer Leistung von 250 m³. Über 500 m³ Tageskapazität ist keine zu verzeichnen, während in den Vereinigten Staaten Tagesleistungen bis zu 2000 m³ vorkommen.

Das wichtigste Gerät für den Transportbeton ist der Transportwagen. Soweit es sich um Lieferung von nassem Beton handelt, sind Spezialwagen nötig, die hinsichtlich der Preisbemessung für den Beton eine wesentliche Rolle spielen. Abb. 2 zeigt den in den Ver. Staaten weit verbreiteten Truck-Mischer (Liefermischer), bei welchem der Beton trocken eingebracht und erst auf der Fahrt zur Verwendungsstelle mit Wasser vermischt wird. Dies sind also fahrbare Mischmaschinen. Derartige Wagen sind sehr schwer, haben entsprechend hohe Anschaffungs- und Betriebskosten. Sie werden gebaut für ein Fassungsvermögen von 1,5 bis 3,5 m³ Beton. Man bevorzugt in neuerer Zeit den großen Lieferwagen. Neben diesem Truck-Mischer gibt es den gleichfalls in den Ver. Staaten sehr verbreiteten Truck-Mischer mit Rührwerk-Einrichtung (Abb. 2), bei welchem die Abnützung der Mischarme einen Nachteil gegenüber dem Truck-Mischer darstellt. Als Transportwagen, der namentlich in Europa gebräuchlich ist, ist der auf Abb. 3 dargestellte Transport-Mischer (Agitator) zu nennen. Dieser Transportmischer nimmt den Beton in fertig gemischtem Zustand in der Fabrik auf und

bewegt ihn unterwegs in genau vorgeschriebenen Trommel-umlaufgeschwindigkeiten. Hier ist im Gegensatz zum Truck-Mischer der Vorteil der besseren Ausnützung der Behälter zu vermerken, da kein Mischen stattfindet, sondern nur ein Bewegen des Betons. Der in Europa zur Verwendung kommende Agitator ist nach den Ideen des Dänen Hinthede entwickelt. Die Trommel zeichnet sich durch wesentlich geringeres Gewicht aus, so daß auch die Anschaffungs- und Betriebskosten entsprechend geringer sind.

Abb. 2. Betonlieferwagen. Links: Liefermischer. Rechts: Offener Betonlieferwagen mit Rührwerk.

Fassungsvermögen 1,7 t wiegt. Der von der Fa. Kaiser entwickelte Aufsatzbehälter hat bei 1,75 m³ Inhalt ein Gewicht von 2,2 t, während die amerikanischen Truck-Mischer gleicher Kapazität 2,5 t Aufsatzgewicht und mehr haben.

Entsprechend sind auch die Preise der Spezialwagen verschieden. Die Aufsatzwagen der Fa. Kaiser sind mit 10 000 DM, die amerikanischen Aufsatzwagen über die JEIA mit 15 000 DM veranschlagt — wohlverstanden ohne Fahrzeug und ohne besondere Antriebsaggregate. Wenn man berücksichtigt, daß die Fahrzeuge selbst für 5 t Nutz-

Abb. 4. Dumpcrete-Wagen.

Mit zunehmender Verbreitung des Betons mit luft-erzeugenden Mitteln hat sich in den Ver. Staaten ein Spezialwagen eingebürgert, der als Dumpcrete-Wagen bezeichnet ist (Abb. 4). Dieser Wagen hat kein Rührwerk und keine beweglichen Teile. Zur Entleerung wird er um 90 Grad gekippt.

last heute 28 000 bis 32 000 DM kosten, so erkennt man daraus, daß der Preis heute für einen solchen Lieferwagen in den Grenzen von 40—45 000 DM liegt.

Obwohl wir in Deutschland noch keinen Transportbeton verwenden, ist man mit der Lösung des Transportwagens beschäftigt. Es wird vielfach angeregt, die Transportfrage dadurch zu vereinfachen, daß man an Stelle des nassen Betons Trockenbeton transportiert und diesen dann auf der Baustelle mischt. Hier wird m. E. nicht richtig vorgegangen, weil man dabei auf der Baustelle doch örtliche Betoneinrichtungen benötigt, die die Wirtschaftlichkeit des Transportbetons stark beeinflussen müssen. Wie ich bereits erwähnt habe, hat man sich in Deutsch-

Ein besonderer Wagen, der allerdings nicht für allgemeinen Betontransport verwendet werden kann, ist der Spezialwagen, den die Bremer Trümmerverwertungsg. m. b. H. eingeführt hat, und der in Abb. 5 dargestellt ist. Es ist ein Wagen von 15 m³ Fassungsvermögen. Er wird auf einen Tiefladeanhänger montiert und wird mit einer Schnecke entladen, die am Boden des Kessels eingebaut ist. Der Wagen, der ursprünglich für Zementtransporte vorgesehen war, wird z. Zt. auch für Trockenbeton verwendet. Es ist auch eine Betonfeuchtvorrichtung vorgesehen, falls man Naßbeton fördert. Diese Lösung hat für die Allgemeinheit m. E. keine Bedeutung. Große

Abb. 3. Transportmischer (Agitator).

Abb. 5. Spezialwagen für Zementtransport.

land mit der Einführung des Transportbetons in den letzten Jahren immer mehr beschäftigt. Die Fa. Vögelé hat im Jahre 1941 Versuchsanlagen und entsprechende Spezialwagen gebaut. Die Fa. Kaiser in Oberlahnstein hat für die Heeresverwaltung einen Liefermischer herausgebracht für 2,5 m³ Inhalt, der jedoch als zu schwer zu bezeichnen ist und der Vergangenheit angehört. Neucdings baut die Fa. Kaiser Liefermischer mit einem Trommelinhalt von 1,75 m³ Inhalt.

Spezialwagen sind immer im Nachteil gegenüber den kleinen Aggregaten, weil sie nicht elastisch genug für die Betriebsschwankungen sind. Sie kommen für allgemeine Transportanlagen m. E. nicht in Frage.

Die Gewichte und Preise spielen bei den Spezialwagen eine große Rolle, und zwar kommt es in erster Linie auf das Gewicht des Aufsatzes an. Hier steht die Hinthede'sche Aufsatztrommel an erster Stelle, da sie nur 1,3 t bei 2 m³ Fassungsvermögen wiegt. Etwas schwerer, aber immerhin von noch brauchbarem Gewicht ist der Dumpcrete-Wagen, bei welchem die Wanne von 2 m³

Alle diese Beispiele zeigen, daß mit der Entwicklung des Transportbetons auch die Entwicklung des Transportwagens verbunden ist. Wir haben in Deutschland einen günstigen Start für die Einführung von Transportbeton, soweit es sich um Transport von porigem Schüttnbeton handelt. Als Einkornbeton, erdfeucht angemacht, besteht keine Entmischungsfahr für die Zuschlagsstoffe. Für seinen Transport sind daher wesentliche Erleichterungen gegenüber den für nassen Beton gekennzeichneten Verhältnissen gegeben. Ich verweise auf den Dumpcrete-Wagen, der ohne jede Trommel oder ohne jedes Rührwerk Spezialbeton verfährt. Wir haben in diesem Bei-

spiel eine Parallele für den Schüttbeton. Im gewöhnlichen Lastkraftwagen wird man derartigen erdfeuchten porigen Beton transportieren können, wenn dafür gesorgt ist, daß der Behälter des Lastkraftwagens Wasserverluste verhindert und wenn die Schwierigkeit des Auskippens überwunden wird. Im Dumpcrete-Wagen wird dies durch das Kippen des Kübels um 90° erreicht. Ich habe einen Versuch angestellt unter Leitung von Prof. Graf und Prof. Walz, um die näheren Verhältnisse des Transports von erdfeuchtem porigen Beton in gewöhnlichen Lastkraftwagen festzustellen. Auf gewöhnlichem 5-t-Lastwagen sind mehrere Betonsorten in hölzernen Formen auf einer Strecke von 16 km während 42 Minuten transportiert worden. Im wesentlichen bestanden die Mischungen aus Schüttbeton, erdfeucht, 120 kg Zement pro m³, Einkornbeton 15 bis 30 mm. Zum Vergleich sind plastische Mischungen nach der Eisenbetonsiebkurve gleichzeitig verfahren worden mit Zementgehalt von 270 kg Beton, Ausbreitmaß ca. 55 cm. Ergebnis: Nach dem Verfahren auf der 16-km-Strecke war der erdfeuchte Schüttbeton ohne Entmischung und ohne Nacharbeiten verwendbar. Die Einrüttelung war jedoch so stark, daß der Beton nach Entfernung einer Seitenwand der Kiste erst bei einem Kippen um 90° herausfiel. Bei den plastischen Betonproben ergab sich, daß ein nochmaliges Durchmischen nach dem Transport erforderlich ist, weil deutliche Entmischungerscheinungen wahrzunehmen waren. Der Mörtel war nach oben gestiegen.

III. Ich möchte 3 Punkte als wesentliche Voraussetzungen anführen für die Einführung des Transportbetons und diese 3 Fragen der Reihe nach untersuchen.

1. Der Fertigbeton muß besser sein als der Baustellenbeton.
2. Der Käufer des Betons muß einen wirtschaftlichen Anreiz haben.
3. Der Hersteller von Transportbeton muß die Gewißheit eines geregelteten Absatzes haben.

1. Qualität des Betons.

Bezüglich der Qualität des Betons wird von keiner Seite ein Einwand erhoben. Wohl gab es bei der großen Zahl von Betonfabriken auch Mißerfolge. Sie haben keine Bedeutung. Die Kontrolle des Betons in der Fabrik ist sehr viel leichter durchzuführen als auf der Baustelle. Der Beton aus der Betonfabrik ist daher in bezug auf die Kornzusammensetzung, den Wassergehalt, die Zementdosierung und die Qualität aller Stoffe im allgemeinen nicht nur einwandfrei, sondern wegen der Zufälligkeiten bei der Herstellung von Baustellenbeton diesem überlegen. Es darf nicht verschwiegen werden, daß namentlich auf kleinen Baustellen in bezug auf die Qualität des Betons manches zu wünschen bleibt. Auch die Baustoffverluste, insbesondere Zementverluste durch unsachgemäßes Lagern, durch aufgerissene Säcke oder durch Antransport von losem Zement, aber auch die Verluste an den Zuschlagstoffen sind bei einer kleinen Betonbaustelle mit meist primitiven Installationen kaum vermeidbar. Erschwerend ist für die Fabriklieferung die Tatsache, daß von der Betonfabrik aus Beton verschiedener Festigkeit und verschiedener Zusammensetzung angefordert wird, was einen erheblichen organisatorischen Aufwand erfordert. Wie weit das geht, mag man daraus entnehmen, daß von einer Fabrik in den Ver. Staaten allein 64 verschiedene Betonarten auf Anforderung geliefert werden.

Im Zusammenhang damit erwähne ich die Denkschrift der National Ready Mixed Concrete Association, die alles Wünschenswerte über die technischen Bestimmungen für den Transportbeton zusammenfaßt und beweist, daß Transportbeton nicht nur eine rein geschäftliche Angelegenheit ist, sondern hohe Kenntnisse der einschlägigen Fragen erfordert.

Die Qualität des Betons leidet nicht auf der Fahrt von der Fabrik zur Verwendungsstelle, wenn die für den Beton geeigneten Transportwagen Verwendung finden. Es gibt Untersuchungen, die eine Festigkeitszunahme mit zunehmendem Transportweg ermittelt haben. Abb. 6 zeigt Ergebnisse von Versuchen in Stockholm, wonach bei Transporten bis zu 1½ Stunden die Festigkeit des Betons zugenommen hat. Amerikanische Versuche haben sogar ergeben, daß nach 10 Stunden Transportdauer die Festig-

Abb. 6. Einfluß der Transportzeit auf die Druckfestigkeit des Betons.

keit des Betons noch immer die gleiche war wie die des sofort verarbeiteten Betons. Es wird dies zurückgeführt auf die sehr innige Imprägnierung aller Zuschlagsteile mit Zementbrei, was allerdings nur für den dichten Beton gelten kann.

Die Betonfabriken verkaufen im allgemeinen ihren Beton nur nach geforderten Zementdosierungen, in selteneren Fällen nach der geforderten Festigkeit. In den dänischen Betonfabriken wurde der Verkauf nach geforderter Festigkeit bis 1939 durchgeführt, seit der Zeit nur nach Zementdosierung. Es ist mir nicht bekannt, daß irgendwelche Streitigkeiten im Zusammenhang damit vorkommen, daß der Lieferer des Betons keine Gewähr für die Qualitäten im Bauwerk übernimmt.

2. Wirtschaftlicher Anreiz.

Eine zweite Voraussetzung ist der wirtschaftliche Anreiz für den Käufer. Gewiß sind die unstrittigen Qualitätsverbesserungen und die Sicherheit der Lieferung einer gleichmäßigen Qualität ein Vorteil, der auch einen gewissen Preisaufschlag gegenüber dem Baustellenbeton rechtfertigt. Es ist mir bekannt, daß man im Ausland bei kleinen Baustellen mit Vorliebe auf den Transportbeton zurückgreift und dabei je nach den Verhältnissen Aufschläge von 10 bis 20% bezahlt.

Man kommt nicht darum herum, die Frage der Wirtschaftlichkeit zahlenmäßig zu überprüfen. Das, was gelegentlich an Kosten veröffentlicht wird, bezieht sich meistens auf ausländische Beispiele und ist aus diesen Grunde im allgemeinen nicht für deutsche Verhältnisse anwendbar. Ich habe die Herstellungskosten von Transportbeton bei einer Kapazität der Anlage bis zu 70 000 m³ Jahresleistung und vergleichsweise von Baustellenbeton untersucht (Abb. 7). Die Berechnung erfolgte unter Weglassung der Baustoffkosten, da ihr Einfluß hier nicht entscheidend ist und die Zahlen dadurch nur verzerrt werden. Ich habe ferner eine Amortisation von 15% des Anlagekapitals jährlich eingesetzt. Die Normleistung einer solchen Fabrik liegt bei 80% der eingebauten Kapazität und die durchschnittliche Ausnützung der gesamten Anlage ist mit 75% der Normleistung eingesetzt. Ich habe ferner mit einer Wagenzahl von 12 Stück gerechnet. Um die Vergleiche mit dem Preis für den Baustellenbeton zu ermöglichen, müssen die Kosten für den Transport der Zuschlagstoffe und des Zements zur Fabrik abgesetzt werden, weil sie beim Vergleich mit dem Baustellenbeton dort zu den Baustoffkosten gerechnet werden. Ich komme für das gegebene Beispiel zu einem Preis von rd. DM 8.—

für die Lieferung von 1 m³ Beton frei Baustelle ohne Baustoffe. In dem Preis ist auf der Tabelle der Anteil der Fabrikationskosten und der Anteil der Transportkosten unterschieden. Dieser Transportkostenanteil stellt gewissermaßen die Vorbelastung dar, die der Transportbeton gegenüber dem Baustellenbeton hat und der nur durch die Verbilligung der Betonherstellung in der Fabrik gegenüber dem auf der Baustelle ausgeglichen werden kann. Ich möchte noch bemerken, daß das Anlagekapital für das gegebene Beispiel mit etwa 800 000 DM eingesetzt worden ist, wobei $\frac{3}{8}$ auf die eigentliche Fabrikanlage und $\frac{5}{8}$ auf die Transportwagen entfallen, die mit 40 000 DM je Stück eingesetzt sind.

Nun zum Vergleich die Entwicklung der Kosten für den Baustellenbeton. Die Rechnung gestaltet sich deshalb kompliziert, weil die Verhältnisse auf der Baustelle sehr verschieden sind. Ich habe verschiedene Fälle untersucht, und zwar für Baustellen von 100 m³ bis zu solchen von 20 000 m³ Betonleistung. Man kann diese Rechnung vereinfachen, indem man von verschiedenen Betonmischmaschinen-Größen ausgeht und dabei je nach der Größe der Baustelle entsprechend häufige oder weniger häufige Umsätze pro Jahr vorsieht. So sind die Untersuchungen durchgeführt worden für Mischmaschinen von 4 verschiedenen Größen, und zwar von 150 Liter bis 1000 Liter. Für jede dieser Mischmaschinen sind Kostenkurven entwickelt. Aus ihnen sind die Werte festgehalten, die sich aus der Praxis als gute Durchschnittswerte ergeben haben. Ich habe aus zahlreichen Beispielen der Praxis festgestellt, daß von den verschiedenen Ausnutzungskoeffizienten der Mischmaschinen gewisse Prozentsätze als Norm bezeichnet werden können. Sie gelten im allgemeinen mit Ausnahme der Verhältnisse im Straßenbau. Diese mittleren Ausnutzungskoeffizienten sind

- für eine 1000-Liter-Mischmaschine 60 %,
- für eine 500-Liter-Mischmaschine 50 %,
- für eine 250-Liter-Mischmaschine 40 %

und schließlich für den kleinsten untersuchten Mischer von 150 Liter 35 %.

Diese Werte sind zu einer mittleren Kurve zusammengefaßt und ergeben damit die Kosten des Baustellenbetons als Funktion der mittleren Ausnutzung der Mischmaschine pro Jahr und gleichzeitig durch Berücksichtigung der verschiedenen Umsetzungen pro Jahr sowie als Funktion der Betonleistung einer Baustelle. Der Vergleich zeigt, daß der Transportbeton mit dem Baustellenbeton wettbewerbsfähig wird, wo es sich um Betonmengen von 100 m³ bis ca. 500 m³ pro Baustelle handelt.

Bei diesem Kostenvergleich sind gewisse Bemerkungen angebracht, die unter Umständen eine Korrektur des Ergebnisses mit sich bringen:

a) Beim Baustellenbeton muß berücksichtigt werden, daß der Betonunternehmer über zahlreiche Mischgeräte verfügt. Er ist daher in der Lage, unter Umständen mit bescheidenerer Amortisation, als in der Kalkulationsvorschrift zugrunde gelegt, auszukommen. Beim Transportbeton dagegen muß im allgemeinen mit den normalen Abschreibungssätzen gerechnet werden, und es müssen die Anlagekosten zugrunde gelegt werden, die für neues Gerät in Frage kommen. Wie bekannt, liegen diese Preise heute etwa um 70 % höher als vor dem Krieg.

b) Eine weitere Verbilligung für den Baustellenbeton ist unter Umständen möglich, wenn die Mischmaschinen noch, wie es häufig der Fall ist, mit besonderem Windwerk versehen sind. Diese kleinen Mischmaschinen erfüllen den

doppelten Zweck des Mischens und des Hochziehens der fertigen Mischung zur Verwendungsstelle. Beim Transportbeton muß in allen Fällen noch ein Fördergerät — sei es ein Kran oder ein Aufzug — den ankommenden Transportbeton zur Verwendungsstelle schaffen.

c) Für den Transportbeton gibt es Erleichterungen dadurch, daß wir an Stelle der hier zugrunde gelegten Spezialwagen von 40 000 DM mittlerem Wert einfache Kübelwagen einsetzen, die speziell für den Schüttbeton möglich

Abb. 7. Kostenvergleich zwischen Baustellen- und Transportbeton ohne Baustoffe. Anlagekapital für Transportbeton: Fabrikanlage (70 000 m³ Jahresleistung) 315 000 DM, Transportwagen (12 Wagen) 480 000 DM, Abschreibung und Verzinsung jährlich 15%.

sind. Wie ich vorhin angeführt habe, ist die Entmischungsfahrer beim erdfeuchten Schüttbeton nicht zu fürchten, so daß dort Kübelwagen verwendet werden können. Diese Wagen sind z. Z. nicht entwickelt. Aber hier besteht eine Möglichkeit, durch Verbilligung der Transportwagen Einsparungen zu erzielen, die ich auf etwa 25 % des Transportkostenanteils schätze.

d) Beim Transportbeton muß darauf geachtet werden, daß der Absatz gesichert ist, da bei geringer Ausnutzung der Anlage, wie aus der Kurve hervorgeht, der Preis sehr schnell ansteigt. Auf die Frage des Absatzes komme ich später zurück.

Der Anteil des Lohnes.

Der Transportbeton hat einen geringeren Lohnanteil als der Baustellenbeton. Damit komme ich zugleich auf die Beantwortung einer viel geäußerten Frage, warum in den Vereinigten Staaten sich der Transportbeton so günstig entwickeln konnte. Abb. 8 zeigt die Zusammenhänge unter Zugrundelegung eines dreifachen Lohns. Man sieht daraus, daß der Preis des Transportbetons von DM 7.90, den ich vorhin entwickelt habe, auf DM 11.80 steigt, und daß beim Baustellenbeton die Preise sehr viel schneller ansteigen. An Stelle des Preises von DM 5.28 beim 1000-Liter-Mischer haben wir einen Preis von DM 15,11 bei dreifachem Lohn und gar bei dem 250-Liter-Mischer haben wir an Stelle des Preises von DM 10.40 einen solchen von DM 24.95, d. h. der Baustellenbeton wird in allen untersuchten Fällen teurer. Man kann einwenden, daß bei einem so erhöhten Lohnindex auch die anderen Kostenelemente nicht mehr stimmen und entsprechend geändert werden müssen. Das gilt für die Ver. Staaten nicht. Ich habe in der Bemerkung zu Abb. 8 das Verhältnis Lohn zu Baustoff an dem Beispiel Zement gegeben. In den Ver. Staaten kostet 1 t Zement 6,4 Facharbeiterstunden, während in Deutschland 1 t Zement 43 Facharbeiterstunden kostet. Man erkennt daraus den Einfluß der höheren Löhne in den Ver. Staaten auf die Entwicklung des Transportbetonpreises.

3. Geregelter Absatz.

Wenn man sich entschließt, hohe Summen für Investitionen auszugeben, so ist das Interesse an dem regelmäßigen Absatz verständlich. Außerdem sind die Preise für den Beton stark abhängig von der Höhe des Absatzes. Alle europäischen Stationen haben ihre Absatzschwierigkeiten gehabt bzw. haben sie noch heute. Die Fabriken sind oft im Zusammenhang mit einem größeren Auftrag entstanden, so daß sie eine gute Grundbelastung und einen günstigen Start gehabt haben.

Abb. 8. Kostenvergleich zwischen Baustellen- und Transportbeton bei erhöhtem Lohnindex. Facharbeiterlohn in Deutschland 1,35 DM/Std. = 1/43 des Preises für 1 t Zement. Facharbeiterlohn in den Vereinigten Staaten 2,4 Dollar/Std. = 1/41 des Preises für 1 t Zement.

Die größte Anlage in Kopenhagen arbeitet heute mit 60 % des möglichen Absatzes, obwohl gerade dort durch die Zusammenfassung von 5 Fabriken in einer Hand die beste Ausgleichsmöglichkeit besteht.

Die Stockholmer Anlage mit einer Absatzmöglichkeit von 500 m³ am Tage setzt nur 250 m³ täglich ab bei 200 Betriebstagen. Sie ist also nur mit der Hälfte ausgenutzt.

Die Anlage in Zürich hatte immer zu kämpfen, um den nötigen Absatz zu erreichen. Sie ist heute nur mit 100 m³ am Tage ausgenutzt. Das dürfte etwa 30 % ihrer Kapazität sein.

Die Pariser Anlage hat einen täglichen Absatz von 75 m³ und ist etwa nur zur Hälfte ausgenutzt an 200 Tagen. Wir sehen also, daß die Absatzfrage in den europäischen Städten nicht günstig beantwortet werden kann.

Ich möchte im Folgenden den Versuch machen, das Problem des Absatzes von Transportbeton in Deutschland zahlenmäßig zu erfassen, soweit es überhaupt möglich ist. Es sind 3 Fragen, die dabei zu prüfen sind:

- a) Welche Bedeutung hat der Schüttbodyeton, der für die Einführung des Transportbetons bei uns in erster Linie in Frage kommt, als Baustoff in unserem zukünftigen Wiederaufbau?
- b) Welche Mengen „Massivbaustoffe“ werden wir voraussichtlich in den nächsten 20 Jahren jährlich in unseren Großstädten verbauen und welchen mengenmäßigen Anteil wird an diesen Massivbaustoffen der Transportbeton einnehmen können?
- c) Welche Trümmersplittmengen stehen uns voraussichtlich aus dem Trümmeranfall für den Transportbeton zur Verfügung?

Wenn ich versuche, diese 3 Punkte zahlenmäßig zu erfassen, so müssen wir uns darüber im klaren sein, daß das nur auf Grund gewisser Annahmen und Schätzungen möglich ist. Immerhin glaube ich, daß derartige Zahlen doch einen Wert haben, weil sie Auskunft über gewisse Fragen geben, die häufig gestellt, aber in Ermangelung einer gründlicheren Beschäftigung mit dieser Materie oftmals völlig falsch beurteilt werden.

a) Welche Bedeutung hat der Schüttbodyeton, der für die Einführung des Transportbetons in erster Linie in Frage kommt, als Baustoff in unserem zukünftigen Wiederaufbau?

Wir haben im Hochbau und insbesondere im Wohnungsbau bislang keine starke Verbreitung des Betons als Baustoff gehabt. Seine Verwendung beschränkte sich im Wohnungsbau auf Fundamente, Decken, bisweilen Dachkonstruktionen, Treppen, Fenster- und Türstürze und bei Nichtwohngebäuden auf Fundamente und Stahlbetonkonstruktion. Wir haben für die Betrachtung heute in Deutschland einen anderen Ausgangspunkt insofern, als wir Trümmer in großer Zahl besitzen, deren Verwendung im Wohnungsbau unbestrittene Vorteile bietet. Der porige erdfuchte Trümmersplittbeton ist ein Baustoff mit den hervorragenden Eigenschaften der guten Wärmeisolierung, ausreichender Festigkeit und, transportmäßig gesehen, günstiger Lage zum Verwendungsplatz. Er ist deshalb auch bis heute in großem Maßstab für die Verwendung von Trümmerelementen in allen Formaten und für Platten und sonstige Konstruktionen in Frage gekommen. Im Vordergrund steht augenblicklich die sehr in Mode gekommene

Schüttbodyetonbauweise, und sie interessiert hier insbesondere, weil bei der Anwendung von Schüttbodyeton in unseren Großstädten die Frage der zentralen Herstellung und des Transports in besonderer Transportgefäßen geradezu gegeben zu sein scheint.

Die Wirtschaftlichkeit ist auch hier von ausschlaggebender Bedeutung. Kein Verfahren wird sich bei der Notwendigkeit, sparsamste Bauweisen anzuwenden, durchsetzen können, wenn es keine preislichen Vorteile bietet. Wenn ich mich hier über die verschiedenen gebräuchlichsten Baustoffe im Wohnungsbau unterhalte und Preisvergleiche anstelle, so ist mir bewußt, daß es mißlich ist, in einer Zeit mit so viel unausgeglichene Preisspannen eine Kostenentwicklung zu geben, die nur bedingten Wert hat. Es ist noch mißlicher, Schlüsse auf Grund solcher Überlegungen für eine fernere Zukunft aufzubauen. Mit diesen Einschränkungen gebe ich in der Abb. 9 Vergleichspreise für 4 Baustoffe, und zwar Ziegelmauerwerk, Bimsbetonstein, Trümmerbetonstein, Schüttbodyeton aus Trümmern, in den folgenden Betrachtungen zusammenfassend „Massivbaustoffe“ genannt. Ich habe, um die verschiedenen Preisspannen innerhalb der einzelnen Gegenden zu erfassen, für jeden Baustoff die Preise in Bayern, Hessen und im Ruhrgebiet ermittelt. Aus der Abb. ist zunächst die Verschiedenheit der Preise für die einzelnen Länder ersichtlich. Es sind 3 Diagramme dargestellt, und zwar der Preis je m³ Mauerwerk, ferner ein Vergleichspreis je m² Außenmauerwerk unter Zugrundelegung wärmetechnischer Erfordernisse, daneben ein Preis für Außenmauerwerk unter Zugrundelegung statischer Erfordernisse. In allen 3 Diagrammen ist der Preis für Ziegelmauerwerk am höchsten, was wohl damit begründet werden muß, daß der Beschaffungspreis für Ziegelsteine z. Z. sehr hoch ist.

Die Preise für Trümmerbetonsteine unterliegen gewissen Schwankungen. Der Hauptgrund hierfür liegt wohl darin, daß die Entwicklung in der Herstellung von Betonhohlsteinen noch im Fluß ist. Bimsbetonsteine und Bimsbeton als Schüttbeton werden, wo sie in transportgünstiger Lage Verwendung finden, immer einen preislichen Vorteil haben. Der Schüttbeton ist in den Diagrammen sehr vorteilhaft. Es muß bei dem Vergleich der Preise beachtet werden, daß die günstigen wärmetechnischen Eigenschaften für die Leichtbetonsteine und für den Schüttbeton sich

Abb. 9 a. Vergleichspreise pro m³ Mauerwerk.

jedoch nur voll ausnutzen lassen bei den ein- oder höchstens zweigeschossigen Bauten. Bei mehrgeschossigen Bauten — und diese müssen wir in der Hauptsache im Auge behalten — wird eine größere Wandstärke aus statischen Gründen nötig, wodurch der wirtschaftliche Vorteil der Trümmerbetonsteine und auch des Schüttbetons teilweise verlorenght. Aus dem dritten Diagramm geht hervor, daß der Schüttbeton z. Z. den günstigsten Vergleichspreis hat, und zwar sowohl für den Fall, daß man mit einer 20fachen Verwendung der Schalung als auch mit einer 30fachen Verwendung der Schalung rechnen kann. Bei dieser Gelegenheit ein Wort über die Schalungsfrage, die beim Schüttbeton eine ausschlaggebende Bedeutung hat. In jüngerer Zeit sind bekanntlich eine Reihe von Schalungssystemen entwickelt worden [1]. Es kann jedoch

Abb. 9 b. Vergleichspreise pro m² Außen-Mauerwerk. Abmessungen nach wärmetechnischen Erfordernissen.

sein, daß die Stahlschalung für den Betonunternehmer ein Engpaß wird und daß man nun auf Holzschalungen zurückkommt, die dann allerdings nicht nach den früheren primitiven Methoden hergestellt, sondern als Schalzellen ausgebildet werden. Ich verwende mit Erfolg für Schüttbetonhäuser geleimte Holzschalzellen, genormt nach den gebräuchlichsten Tafeln. Die eigentliche Schalhaut kann dabei aus Holz oder auch aus gelochten Blechtafeln ausgebildet werden. Diese Formen sind billiger im Anschaffungspreis und bei pfleglicher Behandlung ebensooft zu verwenden wie die Stahlschalung; die Ausbesserung der

Schalung, die in beiden Systemen unvermeidlich ist, gestaltet sich bei der Holzschalung einfacher.

Bevor ich die Betrachtung über die verschiedenen Baustoffe im Hochbau verlasse, möchte ich mich noch etwas über den Baustoff Ziegelstein und über den Baustoff Trümmersplitt äußern. In den Diagrammen der Abb. 9 schneidet der Ziegelstein schlecht ab. Nach meiner Meinung wäre es falsch, anzunehmen, daß er als Baustoff deshalb künftig verschwindet. Es war schon einmal (nach dem 1. Weltkrieg) so, daß unter den fortgesetzten Rufen nach neuen Baustoffen der Ziegelstein vorübergehend verschwunden war. Er ist aber trotzdem wieder auf seinen alten Platz gekommen. Wir produzierten in Deutschland im Jahre 1938 bereits 10 Milliarden Ziegelsteine. Die Ziegeleien in Deutschland sind nicht weitgehend zerstört. Ihre Produktionskapazität hängt ausschließlich von der Kohlebelieferung ab. Nun ist Deutschland ein Land der Kohle. Der Anteil des Kohlenverbrauchs für die Industrie der Steine und Erden im Verhältnis zur gesamten Kohleproduktion in Deutschland beträgt bei einem Aufbauprogramm in 20 Jahren nur 2%. Also wohlverstanden: wenn wir in der Industrie der Steine und Erden nur 2% der jährlichen Kohleproduktion bekommen würden, dann könnten wir von hier aus den ganzen Wiederaufbau Deutschlands in 20 Jahren meistern. Es ist dabei unerheblich, ob ich die Wohnungen in Ziegelstein baue oder in Beton. Ich habe früher ermittelt, daß der Kohlenbedarf für eine Normalwohnung von 300 m³ umbauten Raum etwa 9—10 t beträgt, und daß diese Zahl keinen sehr großen Schwankungen unterliegt, unabhängig davon, ob ich

Abb. 9 c. Vergleichspreise pro m² Außen-Mauerwerk. Abmessungen nach stat. Erfordernissen. Mittelzahlen bei einem Haus mit Keller, Erdg. und 3 Stockwerken.

den Kohlefresser Ziegelstein verwende oder Beton. Es liegt dies daran, daß der größere Kohlebedarf beim Ziegelstein in gewissem Umfang wieder ausgeglichen wird beim Beton durch Verwendung von Zement und Stahl. Der derzeitige Preis für den Ziegelstein ist kein echter Preis und in demselben Maße, wie sich die Verhältnisse normalisieren in bezug auf die Kohlenverteilung, wird auch das Ziegelmauerwerk wieder zu einem angemessenen Preis herzustellen sein. Es wird nun eingewendet, daß wir gar nicht die erforderlichen Maurer zur Verfügung haben, und daß schon deshalb die Bauweisen des Schüttbetons eine große Zukunft haben. Das ist zur Zeit richtig. Ich möchte auch nicht behaupten, daß der Wiederaufbau nur in Ziegelbauweise vor sich gehen wird. Aber umgekehrt möchte ich glauben, daß die Handwerkerknappheit auch nur eine zeitbedingte Erscheinung ist. Man muß sich davor hüten, diese Ergebnisse als maßgeblich für alle Zukunft zu werten.

Wenn ich von den in der nahen Zukunft zur Verwendung gelangenden Baustoffen spreche, so muß ich ein paar Worte über den Trümmersplitt sagen. Im allgemeinen gehen die Auffassungen nicht auseinander in bezug auf die technisch einwandfreien Eigenschaften, wohl aber über den Prozentsatz der aus den Trümmern verwerteten Splittmengen. Tabelle 2 zeigt den derzeitigen Stand der Trüm-

merverwertung für einen Teil unserer Großstädte. Hierbei ist interessant die gesamte Trümmernmenge, die bisher beseitigt wurde und ferner der Vergleich der zu Splitt verarbeiteten mit den geräumten Trümmern. Das Resultat ist überraschend. Die verwerteten Trümmernmengen (für Ziegelsplitt) schwanken in den Grenzen von 11—1% der geräumten Trümmernmengen (Karlsruhe mit 0,002 ist deshalb so niedrig, weil dort im wesentlichen Sandsteine als Baustoff zur Anwendung kamen). Gewiß liegt der

etwas mehr gerecht zu werden. Jedoch wird dies wegen der Finanzierung unseres Wiederaufbaus in Deutschland nicht gelingen. Und so bleibt meiner Meinung nach nur übrig, die Konsequenz zu ziehen, daß wir einen erheblich kleineren Prozentsatz unserer Trümmer für die Splittgewinnung zur Verfügung haben. Ich will die Zahlen der Tabelle 2 gar nicht zugrunde legen, da ich glaube, daß die Verwertung in den kommenden Jahren zunehmen wird. Ich glaube jedoch nicht, daß man berechtigt ist, insgesamt einen höheren Satz als 25% unserer vorhandenen Trümmer für die Trümmerverwertung zugrunde zu legen.

Tabelle 2. Trümmerverwertung (für Trümmersplitt) im Verhältnis zu den geräumten Trümmern. Stand Ende 1948.

Lfd. Nr.	Stadt	Gesamt-Trümmernmenge in Mio. m ³	Davon geräumt in Mio. m ³	= in Prozenten	Verwertet in % der geräumten Menge
1	München . . .	5,00	3,4	= 69 %	100 000 = 3,0 %
2	Karlsruhe . .	1,35	0,9	= 68 %	2 000 = 0,002 %
3	Mannheim .	3,80	1,0	= 26 %	—
4	Stuttgart . . .	5,00	1,1	= 22 %	125 000 = 11,0 %
5	Hamburg . . .	42,00	5,8	= 13,8 %	185 000 = 3,0 %
6	Essen	12,25	1,0	= 8,2 %	80 000 = 8,0 %
7	Frankfurt . . .	12,70	1,0	= 8 %	26 000 = 2,5 %
8	Dresden	20,00	1,2	= 6 %	40 000 = 3,3 %
9	Berlin	75,00	5,0	= 6 %	50 000 = 1,0 %

b) Welche Mengen „Massivbaustoffe“ werden wir voraussichtlich in den nächsten 20 Jahren jährlich in unseren Großstädten benötigen und welchen Anteil wird an diese Massivbaustoffe der Transportbeton einnehmen?

Ich behandle nur die Großstädte über 100 000 Einwohner, weil Transportbeton für Kleinstädte ohne Bedeutung ist. In Deutschland haben wir etwa 50 Großstädte über 100 000 Einwohner mit einer Einwohnerzahl von insgesamt etwa 20 Mio. Ich habe Berechnungen angestellt,

niedrige Prozentsatz zum Teil daran, daß es Städte gibt, die in der Trümmerräumung viel langsamer vorangegangen sind, als sie es hätten tun können, um ihre wertvollen Trümmerbaustoffe an den Bedarf anzupassen, und da der Bedarf in den vergangenen Jahren wegen des Nichtanlaufens des Wiederaufbauprogramms gering gewesen ist, sind teilweise auch die geräumten Mengen von Trümmern und auch die verwerteten Mengen nicht groß. Es wird aber wohl nie dahin kommen, daß die Trümmer-

die ergeben, daß etwa 70% des gesamten Trümmeranfalls in Deutschland in diesen Großstädten liegen. Die Gesamttrümmernmenge habe ich früher ermittelt mit 450 Mio. m³, so daß auf die Großstädte 310 Mio. m³ rechnerisch entfallen. Ich habe die Ergebnisse meiner Ermittlungen in einem Vortrag vor dem Münchner Architekten- und Ingenieur-Verein im Dezember 1947 festgehalten. In Tabelle 3 habe ich die errechneten Werte für den Wiederaufbau zusammengefaßt. Es ergibt sich

Tabelle 3. Ermittlung des jährlichen Bauvolumens für 50 deutsche Großstädte. (Bauzeit 20 Jahre.)

Gesamttrümmer in Deutschland	450 Mio. m ³
70% davon in den Großstädten über 100 000 Einwohner	310 Mio. m ³
Einwohnerzahl in den Großstädten	20 Mio.
Mittlerer Schadensgrad	$\frac{310}{20} = \sim 15 \text{ m}^3/\text{Einw.}$
Trümmer umgerechnet auf Normalwohnungen von 300 m ³ umbauter Raum bei 75 m ³ „Massivbaustoffe“ pro Wohnung und einem Auflockerungsfaktor von 1,4	$\frac{310}{1,4 \times 75} =$
	2,85 Mio. Normalwohnungen

Jahres-Bauprogramm (Bauzeit 20 Jahre)

	a) Wohnungen Normalwohnungen	b) Massivbaustoffe m ³	c) pro 100 000 Einwohner
A. Wiederaufbauleistung pro Jahr $\frac{2,85 \text{ Mio.}}{20} =$	140 000	10 000 000	50 000
B. Unterhaltung der bestehenden Bauten (in Wohnungen umgerechnet)	60 000	4 500 000	22 500
C. Neubauten (Flüchtlinge)	70 000	5 500 000	27 500
	270 000	20 000 000	100 000

Wohngebäude und Nicht-Wohngebäude zusammen auf Normalwohnungen umgerechnet.

räumung synchronisiert werden kann mit der Trümmerverwertung, wenn man nicht auf 20 Jahre hin die Trümmer in den Städten liegen läßt, was aus vielen anderen Gründen nicht möglich sein dürfte. Gewiß könnte man die Trümmerverwertung forcieren, um der Trümmerräumung

dann für unsere Großstädte ein mittlerer Schadensgrad von 15 m³ Trümmer pro Einwohner, während die vergleichbare Zahl für die gesamte deutsche Bevölkerung bei 11 m³ liegt. Ich habe ferner die Trümmer umgerechnet auf eine sog. Normalwohnung von 300 m³ umbauten Raum, die

ungefähr dem vorhandenen Mittel aller Wohnungen 1939 in Deutschland entsprach. Wenn ich den Auflockerungskoeffizienten von 1,4 einsetze und den Anteil von Baustoffen aus der Industrie der Steine und Erden pro Normalwohnung mit 75 m³ zugrunde lege, so erhalte ich hier bei der Umrechnung der Wiederaufbauleistung ein Volumen von 2,85 Mio. Normalwohnungen für unsere Großstädte. Die Nichtwohngebäude sind in Normalwohnungen umgerechnet. Es haben sich aus den Kreisen unserer Baufachleute mehrere Herren mit diesen Zahlen beschäftigt. Ich denke hier an Dr. Minetti, Min.-Rat Wedler, den verstorbenen Dr. Arndt u. a. m. und habe gefunden, daß im allgemeinen ein guter Einklang innerhalb der einzelnen Zahlen festzustellen ist. In meinen früheren Überlegungen habe ich errechnet, daß man, ausgehend von der vorhandenen Kapazität an Arbeitskräften und Baustoffen, den Wiederaufbau in Deutschland in 20 Jahren durchführen kann unter Berücksichtigung des langsamen Wiederauflaufens unserer Produktionskapazität auf die Vorkriegszeit. Nun sind aber in dem Bauprogramm der nächsten 20 Jahre außer der Wiederherstellung der zerstörten Gebäude noch zwei andere Aufgaben mitezuerledigen, und zwar die laufende Unterhaltung der bestehenden Bauten und die Neubauten im Zusammenhang mit dem Flüchtlingsproblem. Die Wiederaufbauleistung in den Großstädten allein errechnet sich pro Jahr etwa mit 140 000 Normalwohnungen = 10 Mio. m³ Massivbaustoffe

reicht haben, darauf zurückzuführen, daß überall Zugangsbeschränkungen, Sperren und andere Behinderungen bestehen; ich bin jedoch überzeugt, daß auch nach Wegfall dieser Einschränkungen unsere Großstadtbevölkerung nicht wie bisher zunimmt und daß das Wohnungsproblem für die Flüchtlinge nicht in den Großstädten gelöst wird. Ich habe unter Zugrundelegung von Zahlen aus früheren Ermittlungen für die 50 Großstädte ein jährliches Bauvolumen für Neubauten von 70 000 Normalwohnungen (Nichtwohngebäude eingerechnet) ermittelt.

Faßt man alle drei Gruppen zusammen, dann gibt das ein Jahresbauprogramm von 270 000 Normalwohnungen oder einen Aufwand pro 100 000 Einwohner von 100 000 m³ Massivbaustoffe im Mittel.

Mit dieser Zahl von 100 000 m³ Massivbaustoffen pro 100 000 Einwohner habe ich nun in der Tabelle 4 die 10 größten Städte Deutschlands unter Weglassung von Leipzig und Dresden untersucht. Nehmen wir als Beispiel die Stadt Frankfurt a. M. mit 600 000 Einwohnern und einem Schadensgrad von 21,2 entsprechend dem Trümmeranfall von 12,7 Mio. Der jährliche Verbrauch errechnet sich für Frankfurt mit 724 000 m³ Massivbaustoffe, und zwar zusammengesetzt aus der Spalte „d“ „Wiederaufbau“, die errechnet wurde mit der Indexzahl 50 000 m³ für 100 000 Einwohner bei Schadensgrad 15. Dazu kommt in Spalte „e“ für Instandsetzung und für Neubauten eine

Tabelle 4.

Benötigte jährliche Massivbaustoffe für einige deutsche Städte								Voraussichtliche jährliche Massivbaustoffe verfügbar aus Trümmerverwertung			
a	b	c	d		e	f = d + e	g = 66% v. d + 50% v. e	h = 25% v. g	i	k = 25% v. $\frac{i}{20}$	l = 50% v. $\frac{k}{1,15}$
Stadt	Einwohnerzahl	Schadensgrad in m ³ Trümmer Einwohner	Massivbaustoffe			davon echter Neubau	Obere Grenze des möglichen Transportbetons	Trümmeranfall	für Trümmersplitt verwertbar pro Jahr	Obere Grenze des möglichen Transportbetons	
			für Wiederaufbau zerstörter Gebäude	für Instandsetzung und Neubauten	zusammen						
Berlin . . .	4 500 000	16,7	2 500 000	2 250 000	4 750 000	2 700 000	680 000	75 000 000	940 000	410 000	
Hamburg . .	1 700 000	24,7	1 400 000	850 000	2 250 000	1 360 000	340 000	42 000 000	530 000	230 000	
München . .	800 000	6,3	167 000	400 000	567 000	311 000	78 000	5 000 000	63 000	28 000	
Köln	750 000	17,3	433 000	375 000	808 000	476 000	119 000	13 000 000	160 000	70 000	
Essen	660 000	18,6	408 000	330 000	738 000	437 000	109 000	12 000 000	155 000	68 000	
Frankfurt .	600 000	21,2	424 000	300 000	724 000	432 000	108 000	12 700 000	160 000	70 000	
Dortmund .	550 000	18,2	334 000	275 000	609 000	360 000	90 000	10 000 000	125 000	54 000	
Düsseldorf.	520 000	15,4	266 000	260 000	526 000	307 000	77 000	8 000 000	100 000	43 000	
Stuttgart . .	450 000	11,1	166 000	225 000	391 000	223 000	56 000	5 000 000	63 000	28 000	

Index für Spalte d: 50 000 m³ Baustoffvolumen für 100 000 Einwohner bei Schadensgrad 15.

oder auf 100 000 Einwohner und Jahr umgerechnet zu 50 000 m³ Massivbaustoffe.

Die laufende Unterhaltung ist in der zahlenmäßigen Ermittlung oft sehr unterschiedlich errechnet worden. Ich rechne mit einer Jahresleistung hierfür in Deutschland (alles umgerechnet auf die Normalwohnung) von 100 000 Normalwohnungen. Da jedoch nur die Großstädte behandelt werden, muß die Zahl umgerechnet werden. Es ergeben sich daraus 60 000 Normalwohnungen.

Das Neubauprogramm, soweit es mit dem Flüchtlingswohnbedarf zusammenhängt, wird sich nicht allein in den Großstädten abwickeln. Die Bevölkerungszahl unserer Großstädte wird nicht mehr die Entwicklung wie früher aufweisen. Gewiß ist die Tatsache, daß unsere Großstädte zumeist nicht ihre Vorkriegsbevölkerungszahl er-

Zahl von 300 000 m³ entsprechend der Einwohnerzahl von 600 000.

Von den 724 000 m³ Massivbaustoffen ist für echten Neubau eine Zahl von 432 000 errechnet, Spalte „g“. Der Rechnung zugrunde gelegt ist die frühere Ermittlung, wonach von dem gesamten Trümmerschaden in den Großstädten $\frac{2}{3}$ auf totalzerstörte Gebäude entfällt, die also nicht mehr ausbesserungsfähig sind, sondern neu errichtet werden müssen. Dazu kommt von Spalte „e“ angenähert 50 % des eingesetzten Wertes als echter Neubau, mit zusammen 432 000 m³ Massivbaustoffen. Hiervon habe ich als obere Grenze des möglichen Transportbetons in Spalte „h“ $\frac{1}{4}$ des Bedarfs des echten Neubaus angesetzt unter Berücksichtigung der Tatsache, daß wir zwar in hohem Maße die Betonfertigsteine verwenden, daneben

aber auch noch andere Baustoffe eine Bedeutung haben werden (Ziegelmauerwerk). So ergibt sich für die Stadt Frankfurt rechnerisch in der Spalte „h“ ein Wert von jährlich 108 000 m³ als obere Grenze des Transportbetons.

Vergleichen wir die Zahlen für die anderen Großstädte, so ergibt sich, daß mit Ausnahme von Berlin und Hamburg unter unsern Annahmen die Transportbetonmengen als Schüttbodyeton nicht so groß sind, wie man sie allgemein erwartet. Selbstverständlich gibt es eine Reihe von Plätzen in Deutschland mit einer dichteren Bevölkerung, wie das Ruhrgebiet oder Städte, die als Zentrale für mehrere umliegende Städte angesprochen werden können, bei welchen die errechneten Zahlen erhöht werden können, wenn man an eine zentrale Beschickung denkt.

c) Welche Trümmersplittmengen stehen uns voraussichtlich aus dem Trümmeranfall für Transportbeton zur Verfügung?

Ich habe hier die Untersuchung abgestellt auf die Herstellung von Schüttbodyeton aus den Trümmern. Es ist klar, daß außer den Trümmern sich noch eine Reihe anderer Baustoffe für Schüttbodyeton im Wohnungsbau eignen, wie z. B. Bims, Schlacken usw. Ihre wirtschaftliche Verwendung hängt im wesentlichen von der Entfernung zwischen der Gewinnungsstelle und dem Verwendungsort ab. In gewissem Umfange können wir daher diese Baustoffe für den Schüttbodyeton als ortsgebunden bezeichnen.

In der Tabelle habe ich in Spalte „k“ als für Trümmersplitt verwertbar 25 % des Trümmeranfalls eingesetzt entsprechend dem weiter oben Ausgeführten, und von diesen Mengen 50 % eingesetzt in Spalte „l“ als obere Grenze des möglichen Transportbetons, wobei noch für die Umrechnung von Trümmern zu Beton der Auflockerungskoeffizient — in diesem Fall 1,15 — berücksichtigt werden muß.

Wenn man die Werte in der Spalte „l“ betrachtet, so ergeben sich, mit Ausnahme von Berlin und Hamburg, sehr niedrige Werte. Im allgemeinen sind diese Zahlen niedriger als die normale Ausbauleistung einer Transportbeton-Fabrik.

Aus den gegebenen Tabellen ergibt sich folgendes:

1. Für die Großstädte einzeln gesehen sind die benötigten Mengen von Transportbeton und die aus der Trümmerverwertung verfügbaren Mengen kleiner als man im allgemeinen annimmt. Dabei ist ein 20jähriges Wiederaufbauprogramm zugrunde gelegt. Diese Entwicklung setzt aber einmal eine intakte Bauwirtschaft voraus, frei von Krisen und Zufälligkeiten, und die Lösung der Finanzierung des Wohnungsbaus schlechthin. Beide Voraussetzungen sind z. Z. nicht erfüllt.

2. Günstigere Verhältnisse werden für die Einführung des Transportbetons überall dort gegeben sein, wo man ihn in Verbindung bringen kann mit einer Fabrik, die zur Überbrückung von Schwankungen gleichzeitig Betonfertigung herstellt. Die Einführung des Transportbetons ist ferner dort erleichtert, wo es möglich ist, wie beispielsweise in Frankfurt und im Ruhrgebiet, mehrere benachbarte größere Orte von einem Zentrum aus zu bedienen.

3. Bei der Frage des Absatzes muß auf ein Moment hingewiesen werden, das in der Seele eines jeden Betonunternehmers mitspricht, und das wohl auch im Ausland mitbestimmend für den ungenügenden Absatz ist. Für den Betonunternehmer ist nun einmal die Herstellung des Betons ein sehr wichtiger Teil seines laufenden Geschäftes. Es ist begreiflich, daß verantwortungsbewußte Unternehmer die Gewähr für die Betonleistung, die sie vertraglich übernehmen müssen, glauben besser erfüllen zu können, wenn sie die Fabrikation in ihrem Betrieb selbst überwachen. Diese Einstellung wird leider oftmals

als erstarrtes, für Fortschritte unempfindliches Unternehmertum oder auch als Sorge nach einem entgehenden Gewinn gedeutet.

Zusammenfassung:

1. Die Vorteile in bezug auf Qualität, gleichmäßige und einwandfreie Beschaffenheit des Transportbetons sind unbestritten.

2. a) Betonfabriken mit Transportbeton verlangen im allgemeinen einen hohen Kapitalbedarf. Die Anschaffungskosten für eine Jahresleistung von etwa 75 000 m³ (einschl. 12 Transportwagen) erfordern bei Neubeschaffung rd. 800 000 DM Kapitalaufwand. Solange die Schwierigkeiten auf dem Geldmarkt nicht behoben sind, wird die Investierung derartiger Kosten von entscheidendem Einfluß sein und der Einführung des Transportbetons hemmend im Wege stehen.

b) Eine Verbilligung in den Anschaffungskosten ist möglich bei Verwendung von porigem, erdfeuchten Schüttbodyeton, da hier die teureren Spezialfahrzeuge durch einfachere ersetzt werden können.

3. Die Verwendung von Transportbeton als Trockenbeton und Zusetzen des Wassers auf der Baustelle bringt zwar eine Vereinfachung in einem wichtigen Glied der Transportbetonanlage durch Verwendung normaler Lastkraftwagen. Diese Erleichterungen werden jedoch durch zusätzliche Anlagen auf der Baustelle erkauft und widersprechen dem Grundgedanken des Transportbetons.

4. Die Absatzmöglichkeiten für den Transportbeton sind, wie nachgewiesen wurde, trotz des großen Wiederaufbauprogramms in unseren Städten nicht bedingungslos zu bejahen. Der geregelte Absatz von Transportbeton verlangt in erster Linie eine intakte Wirtschaft, frei von Krisenschwankungen. Zur Zeit sind wir in Deutschland hiervon noch weit entfernt. Auch sollten die Absatzschwierigkeiten des Transportbetons im europäischen Ausland nicht übersehen werden.

5. Wo eine leistungsfähige Entrümmerungsanlage vorhanden ist, noch dazu gekuppelt mit einer Betonsteinfabrik, ist die Einführung von Transportbeton begünstigt, da hier das schwerwiegende Moment der hohen Investitionskosten zum großen Teil in Wegfall kommt.

6. Der Preisvergleich zwischen Transportbeton und Baustellenbeton zeigt keine Vorteile für alle jene Baustellen, die eine größere Betonmenge zu verbauen haben; bei kleinen und kleinsten Baustellen dagegen hat der Transportbeton in Preis und Qualität Vorteile.

7. Zur Überwindung der Schwierigkeiten und zur Erleichterung der Investierung kann unter Umständen eine Zusammenfassung mehrerer Unternehmer für die Errichtung einer solchen Anlage in Frage kommen.

Es werden sich m. E. in Deutschland trotz dieser Einschränkungen Betonfabriken mit Transportbeton entwickeln. Ich halte dies nicht für abwegig, da es mir richtiger erscheint, erst eigene Erkenntnisse zu gewinnen. Meine Ausführungen sollten aber allen denen, die an die Verwirklichung der Transportbetongedanken in Deutschland mit unberechtigtem Optimismus herangehen, eine Warnung sein. Die Unternehmer von Fabriken, die Transportbeton liefern, müssen sich darüber klar sein, daß die Probleme der Betonüberwachung dabei außerordentlich zahlreich sind, und daß sich die Überwachung erstrecken muß vom ersten Schritt, nämlich vom Einkauf des Materials, bis zum letzten Schritt, nämlich der Abgabe des Transportbetons auf der Baustelle selbst.

Literatur.

1. Ph. Ebert: Neuere Vorschläge für die Einschaltung von Wänden aus Schüttbodyeton. Neue Bauwelt 4 (1949), S. 49.

Anordnung und Prüfung einer Grundwasserisolierung. (Metall.) Versuche in natürlichem Maßstab.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Loos, Karlsruhe.

Einleitung.

Ungleichmäßige Setzungen der Teile großer Bauwerke infolge verschiedener Herstellungszeit (Lastaufbringung), verschiedener Abmessungen und Gewichte oder des Zeiteinflusses wirken im Trockenem nur auf die Konstruktion

gen in der Größenordnung von 1 bis 2 cm unvermeidlich. Außerdem können selbst in stark bewehrtem Beton Risse durch Schwinden und Abkühlung auftreten (dieser Fall bleibt einer späteren Abhandlung vorbehalten). Man fragt sich im Hinblick auf Zweckbestimmung und Bestand des

Abb. 1a. Zeitsetzungslinien mit den Setzungsunterschieden an den Fugen 1-4.

selbst, die vorgesehenen Fugen und das Verhalten im Betrieb. Stehen aber solche Bauwerke verschiedener Form, Größe und verschiedenen Gewichtes, womöglich gar mit

Bauwerkes, ob die Grundwasserisolierung solcher Bauten — bei Sohle und Wand gegen das aufsteigende Grundwasser, bei der Decke gegen Oberflächenwasser — beständig dicht bleibt, d. h. ob sie so dehnbar ist, daß trotz im Beton vorhandener Fugen, etwaiger Verschiebungen,

Abb. 1b. Lageplan und Setzungsmulden infolge Einschüttung der Bauteile.

verschiedener Bauzeit, in derselben Baugrube im Grundwasser, so sind je nach Betonvorgang und Bauabschnitten, selbst auf sandigem Boden, ungleiche Setzun-

Abb. 2. Spannungs-Dehnungslinien der Aluminium-Riffelblechstreifen, gegläht und ungegläht.

Setzungsunterschiede und Risse die geklebte Wanne ein vollkommen wasserdichtes Gefäß bleibt. Denn wenn irgendwo das „Gefäß“ rissig wird, entsteht ein nach

Ort und Größe unkontrollierbarer Grundwassereintritt. Dieselben Erwägungen haben große praktische Bedeutung für die geklebte dichte Wanne, die das Hebungsverfahren im Bergbausenkenungsgebiet nach Luetkens zum Ausgleich von eingetretenen Bergbausenkenungen erfordert. Man vgl. Loos-Bernatzik: Bauingenieur 21 (1940) S. 163.

I.

Bei einem sehr schweren unterirdischen Stahlbetonbau, der aus einzelnen nacheinander hochbetonierten Bauteilen bestand und der nach Wiederansteigen des Grund-

Abb. 3. Aluminium-Riffelblechstreifen nach dem Streck- und ZerreiB-versuch. Die Streifen wurden vor der Riffelung geschnitten. Das Bild zeigt, bis zu welchem Grade die Riffelung gestreckt wird. MeBlänge 250 mm.

wassers in der etwa 24 m tiefen Baugrube, das auf etwa 20 m geschätzt wurde, wieder im Grundwasser stehen mußte, wurden

- a) Überlegungen über Ursache und Größe der aufgetretenen schmalen Risse angestellt,
- b) die Größenordnung der ungleichen Setzungen infolge Bauwerkslast (Abb. 1a u. 1 b) beurteilt und

Abb. 4. Isolierung und Schutzvormauerung am Übergang Sohle-Wand.

- c) schließlich größere Versuche durchgeführt, um ohne Zerstörung der bereits hergestellten Wandteile an gleichzeitig gefertigten Probekörpern natürlichen

Maßstabes bei teilweiser stufenweiser Verschiebung das Verhalten und die Dehnbarkeit der bereits eingebauten flachen Dichtungen und der bei Anschlüssen verwandten Fugenbleche nachprüfen zu können. Die ausgeführten Bauwerksteile selbst wurden zu diesem Zwecke fortlaufend nivelliert.

II. Art der Dichtung.

Bei der praktischen Bedeutung, die solchen Dichtungen zukommt, sei die Wahl der dichtenden Elemente kurz besprochen. Die Hauptbestandteile sind

- a) die dichtenden Teile (Dichtungsbahnen),
- b) das Klebemittel für die Dichtungsfolien,
- c) der Druck des Bodens oder des Grundwassers, der die Dichtung gegen das Bauwerk preßt.

Als Dichtung werden angewandt: Bitumenpappe, bitumengetränkte Gewebe oder auch dünne Metallbleche

Horizontaler Schnitt durch eine lotrechte Fugendichtung

Horizontaler Schnitt durch eine lotrechte Fugendichtung

Lot-Schnitt durch die Dichtung einer Sohl-Fuge

Abb. 5. Einzelheiten der Fugenausbildung.

- 1: Alkuta-Fugenbleche. Abwicklung 500 mm, Stärke 0,8 mm
- 2: gerollte Pappe
- 3: Dichtungsbahn in Dehnschleife eingeklebt
- 4: Dichtungsbahn auf seitlichem Fugenblech-Schenkel
- 5: Über die Fuge hinweggehende Dichtungsbahn
- 6: hohlraumfüllende Bitumenmasse
- 7: Bitumen-Veruß
- 8: 2 Lagen Alkuta-Bahnen, geriffelt
- 9: Überlappung des anliegenden Fugenblechschenkels mit Dichtungsbahn
- 10: Dichtungsbahn über Fugenblechschleife hinweg geklebt
- 11: Ziegel-Flachreihe
- 12: Holzleisten, darin Fugenbleche vernagelt.
- 13: Schutzbeton.

aus Blei, Kupfer, Bronze, Aluminium und allenfalls Zink. Im Hinblick auf die zu erwartenden Verschiebungen, z. B. infolge der Setzungen in der Größenordnung von bis zu 20 mm, verlangt man von den Dichtungsbahnen genügende Festigkeit, möglichst hohe Dehnbarkeit, Widerstand gegen chemische Einflüsse und vollkommene Wasserdichtheit. Diese Bedingungen werden durch Metalldich-

tungsbahnen am besten erfüllt. Für die Wahl des Metalls sind seine physikalischen und mechanischen Eigenschaften maßgebend. Blei ist zu weich und hat vor allem für lotrechte Flächen ein zu hohes Eigengewicht mit der Gefahr des Abrutschens und der Falten- und Rissebil-

reißen gemacht. Bei etwa 500 kg/cm² war die Riffelung fast vollkommen ausgeglichen. Bei etwa 700 kg/cm² setzte „Fließen“ und anschließend der Bruch ein.

Zu b) Um die Dichtungsbahnen mit überdeckten Stößen an das Bauwerk oder in die vorher errichtete Wanne zu kleben, verwendet man am besten Naturasphalt, allenfalls mit Beimischungen von mineralischen Faserstoffen (Asbest) oder anderen Füllstoffen von der erwünschten Zähigkeit.

Zu c) Der Druck des Bodens oder des Grundwassers muß bewirken, daß die Dichtung zwischen Bauwerk und Schutzschicht bei und nach dem Verfüllen des Erdreiches eingeklemmt wird und die Metallfolien nicht abrutschen, zusammensacken und sich falten können, damit Risse ausbleiben. Die Ausführungsweise sei nur kurz beschrieben. Der schalungsraue Beton wird abgeglichen und dann ein Bitumenvoranstrich aufgebracht. Die Verlegung der Dichtungsbahnen erfolgt in Streifen an den lotrechten Wänden von unten nach oben und an Sohle und Decke quer zum Bauwerk. Die Bleche werden eingewalzt, so daß sie satt in die Bitumenmasse zu liegen kommen. Besondere Beachtung erfordern die Übergänge von der Dichtung der Sohle zur Wand. Die Ausführung ist in Abb. 4 dargestellt. Die Schutzvormauerung ist nötig, um beim Zuschütten der Baugrube die negative Mantelreibung des sich verdichtenden Bodens nicht in Gestalt einer Reibungskraft des sackenden Bodenkeiles auf die Dichtung zu übertragen und sie dadurch zu gefährden. Die Gründlichkeit der Ausführung ist deshalb so wichtig, weil bei später im Betrieb auftretenden Undichtigkeiten ein Auffinden der Schadensstelle und eine Ausbesserung nur durch sehr langwierige und kostspielige Arbeiten möglich ist.

Von großer Bedeutung ist die Anordnung der Bewegungsfugen (Raumfugen), sowohl im Hinblick auf die Stahlbetonkonstruktion wie auch die zu erwartenden ungleichen Setzungen verschiedener schwerer und großer Bauwerksteile. Die Bauwerksgruppe wurde im vorliegenden Fall in vier große Blöcke geteilt. (Abb. 1a u. 1b)

Abb. 6. Eckformstücke für Anschluß kleinerer an größere Bauwerksteile.

dung. Besonders brauchbar war Kupfer in geriffelter Form. Sobald es Mangelstoff wurde, suchte man es durch Aluminium, später sogar durch Zink, zu ersetzen. Beim Aluminium ist eine geringe chemische Widerstandsfähigkeit gegen Alkalien vorhanden. Deshalb war bei der Berührung mit Beton ein ausreichender Oberflächenschutz notwendig. Dieser wurde erzielt durch Bildung einer

Abb. 7. Aufbau des Großversuchs aus drei Betonklötzen mit Vorrichtung zum Verschieben.

Aluminiumchromoxydschicht, die neben Schutzwirkung gegen chemische Angriffe auch einen guten Haftgrund für den Schutzlack (Kunstharzfilm) und das Bitumen bildete. Die Beschreibung der Herstellung der Metallfolien würde hier zu weit führen. Um über die Dehnbarkeit der geriffelten Bleche (Warzenstruktur) Aufschluß zu bekommen, wurden an Probestreifen von 20 mm Breite und 250 mm Meßlänge (Abb. 2 u. 3) Versuche bis zum Zer-

1. den A-Bau,
2. den L-Bau,
3. den M-Bau und
4. den M'-Bau.

Da diese Bauwerke durch Gänge miteinander verbunden sind und alle im Grundwasser stehen, konnte nicht jedes für sich gegen das Eindringen des Grundwassers isoliert werden. Wegen der nach den Setzungsrechnun-

gen zu erwartenden lotrechten Verschiebungen mußten die Fugen zwischen den Bauwerksteilen entsprechend ausgebildet werden. In diesem Falle waren besondere Deh-

Abb. 8. Riffelblechbahn mit der Ablösung mit sichtbarer Abtreppung ohne Beschädigung des Metalls, wohl einige Warzen verzerrt.

Abb. 9. Fugenblechwinkel nach Ablösung der Riffelblechdichtung und des Bitumens von der Seite des rückläufigen Stoßes. Gesamtverschiebung 35 mm.

nungsfugenbleche mit Dehnungswulst erforderlich. Ihre Ausbildung, der Anschluß an die Flächenisolation der Bauwerke und der Einbau sind in Abb. 5 für einige

typische Fälle dargestellt. Die Reihenfolge der einzelnen Arbeiten beim Einbau ist nicht unwichtig, soll aber aus Raumersparnis hier wegbleiben. Abb. 6 zeigt zwei charakteristische Eckformstücke und bedarf keiner näheren Erläuterung. Für die Anordnung und Prüfung der Eignung sind zwei Fälle zu trennen

1. Bewegungen senkrecht zur Fugenebene (Ziehharmonikabewegungen),
2. Bewegungen in der Fugenebene
 - a) waagrecht,
 - b) lotrecht.

Zu 1. Das Ausmaß dieser Bewegungen ist gering (etwa 5 mm) und entsteht durch Schwinden des Betons, durch Temperaturänderungen oder Neigen der Bauwerke

Abb. 10. Riffelblechbahn nach einer Verschiebung um 45 mm vom Übergangswinkel abgelöst und Bitumen abgewaschen, stellenweise Zerrung der Kalotten ohne Beschädigung der Metalledichtung.

infolge ungleicher Setzungen. Infolgedessen werden die Bewegungen bei der beschriebenen Anordnung unschädlich sein.

Zu 2 a. Solche Bewegungen treten praktisch nicht ein, da keine entsprechenden Kräfte zur Wirkung kommen. Um die Wirkung einseitiger Hinterfüllung eines Bauwerks auszuschalten, wird man nach einem bestimmten Plan vorgehen.

Zu 2 b. Solche Bewegungen sind infolge Nachgiebigkeit des Baugrundes zu erwarten, vor allem, wenn die Bauteile nacheinander hochgeführt werden. Die Größenordnung wurde durch Messungen (Abb. 1) festgestellt. Wenn man berücksichtigt, daß die Null-Lesungen erst nach teilweisem Betonieren des L-Baues vorgenommen wurden, betragen die Verschiebungen höchstens 20 mm. Die späteren Änderungen sind noch geringer. Da man über das Verhalten der Übergangsformstücke und das Dichtbleiben der Gesamtisolation bei auftretenden Verschiebungen zu wenig wußte und am Bauwerk selbst eine Nachprüfung kaum vorgenommen werden konnte, wurde ein Großversuch angesetzt.

III. Großversuch.

Die Anordnung ergibt sich aus Abb. 7 (Längsschnitt). Ein Betonhohlkörper mit Zwischenwänden, der zwei Fugen enthielt, wurde ähnlich wie das Bauwerk selbst isoliert und auch Fugen und Eckformstücke in gleicher Weise wie beim Bauwerk eingebaut. Der Mittelteil des Betonkörpers konnte langsam durch Spindeln abgesenkt werden. Die Absenkung erfolgte stufenweise bis zu 45 mm bei einer Temperatur von $+ 10^{\circ} \text{C}$ und mit einem Tempo von 1 mm/Tag. Nach jeder Absenkungsstufe von 15, 25, 35 und 45 mm wurden Teile der Isolierung und einzelne Formstücke ausgebaut. Durch Ablösen des Bitumens sowie der Kunstharzschuttschicht konnte die Verformung genau festgestellt werden (Abb. 8, 9, 10). Man sieht die unversehrten Schweißnähte, die Stufenbildung und Faltung. Die Bleche waren sämtlich einwandfrei dicht und rissfrei, auch die Nähte nirgends aufgerissen. Eine Erläuterung im einzelnen erübrigt sich. Durch den Versuch ist erwiesen, daß Verschiebungen um 45 mm sowohl für die normale Dichtungsfolie als auch für die Fugenbleche unschädlich sind und man bei Setzungsunterschieden dieser Größenordnung mit Sicherheit eine wasserdichte Wanne behält. Für die Anwendung im Bergbausenkenungsgebiet ist noch wichtig, daß kleinere Risse durch die Folie, größere durch das Fugenblech überbrückt werden. Nur wo man erheblich größere Anforderungen stellt, als

bei diesem Großversuch, müßten die Versuche in der angedeuteten Richtung fortgesetzt werden. Obwohl Vergleichsversuche gegenwärtig nicht vorliegen, kommt es mir unwahrscheinlich vor, daß eine Pappdichtung oder ein in Bitumen eingebettetes Gewebe Scherbeanspruchungen dieser Größenordnung ebenfalls ausgehalten hätte. Dennoch erscheint es angebracht, gelegentlich Parallelversuche dieser Art ebenfalls durchzuführen. Erfreulich und beruhigend ist die Tatsache, daß sowohl gewalzte Abdichtungsbleche als auch die bituminöse Klebemasse wieder erhältlich sind und damit die Herstellung einer wasserdichten und ungleiche Setzungen aushaltenden Wanne für schwere Bauwerke im Grundwasser und die Anwendung des Hebungsverfahrens durch Einpressen eines Sandwassergemisches auf einwandfreie Weise möglich sind.

An dem Versuch waren beteiligt: als Bauherr eine Behörde; für die Betonarbeiten und den Großversuch die Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann, Berlin; für Lieferung und Verlegung der Dichtung die VDM-Halbzeugwerke, Frankfurt/Main, mit deren Abteilung Bauwesen (Dr. Ing. R. Haefner, Oberursel/Taunus) auch die Auswertung der Ergebnisse vorgenommen wurde; Messung, Auswertung und Bericht: Ingenieurbüro Prof. Dr. Ing. W. Loos, Berlin (Dipl.-Ing. V o m b e r g).

Kurze Technische Berichte.

Stahlnsel für Ölbohrungen im mexikanischen Golf.

Ein erheblicher Teil der Einnahmen der amerikanischen Ölgesellschaften ist in den letzten Jahren mit großem Erfolg auf die Suche nach neuen Ölquellen verwendet worden. Diese Suche erstreckte sich auch auf das küstennahe Seegebiet, z. B. in Kalifornien, wo in der See stehende Bohrtürme in großer Zahl verwendet wurden. Neuer-

Abb. 1. Künstliche Insel, 63,0×33,5 m groß, auf 85 m langen Stahlpfählen, Doppeldeck.

dings ist man dazu übergegangen, im Golf von Mexiko die Ölsuche weitab von der Küste in der freien See von künstlichen Inseln aus zu betreiben.

Eine wegen der zu überwindenden technischen Schwierigkeiten besonders interessante Ausführung ist 1948 von der Humble Oil & Refining Co. in 8 Seemeilen Entfer-

nung von der Grand Isle, La., mit einem Kostenaufwand von 1 232 000 \$ vollendet worden (Abb. 1). Diese künstliche Insel mußte nicht nur sämtliche für die Bohrarbeiten notwendigen Einrichtungen aufnehmen und wegen der oft auftretenden schweren Stürme ein wochenlanges Eigenleben ohne Nachschub führen können, sie mußte darüber hinaus so gebaut werden, daß sie bei erfolgloser Bohrung ohne große Einbuße an anderer Stelle wieder verwendet werden konnte, andererseits aber eine Lebensdauer von etwa 30 Jahren für den Fall des Fündigwerdens besitzen.

Im einzelnen waren auf der Insel unterzubringen: Der über 44 m hohe Bohrturm, der größte bislang von der Gesellschaft gebaute, Platz für 7 Bohrlöcher, 1 Derrick-Kran, Maschinenanlagen für das Bohren, Pumpen und für Feuerlöschzwecke, Öl und Wassertanks, Rohrleitungen, Werkstatt, Ersatzteile und Vorräte aller Art und endlich Wohn- und Aufenthaltsräume mit allen Bequemlichkeiten für die ständige Besatzung von 54 Mann.

Wegen des großen Platzbedarfes war die Zahl der vorgesehenen Bohrlöcher bereits von 14 auf 7 Stück herabgesetzt worden; um die Grundfläche weiter einzuschränken, wurden außerdem zwei Stockwerke für die Insel vorgesehen. Immerhin war noch eine Gesamtgrundfläche von über 2000 m², insgesamt also mehr als 4000 m² Nutzfläche notwendig, um alle Einrichtungen unterbringen zu können. Die Decklasten wechseln von 500 kg/m² unter den Wohnräumen bis 5000 kg/m² unter den Lagerflächen.

Bei einer zu erwartenden Wellenhöhe von 10 m ergab sich eine Höhenlage des unteren Decks von + 10,24 m über dem mittleren Golf-Wasserspiegel, das Oberdeck mußte demgemäß auf + 14,63 m gelegt werden. Die Verteilung der Betriebsanlagen über die beiden Decks ergibt sich aus Abb. 2.

Die Grundabmessungen des Bohrturmes mit 9,20 × 9,20 m waren maßgebend für die Trägernetz-Einteilung der Decks, denn beim Verschieben des Turmes von einem Bohrloch zum anderen durften keine Schwierigkeiten auftreten.

Für das Anlegen und Festmachen der Tank- und Versorgungsschiffe und für den gefahrlosen Übergang von Menschen mußten entsprechende Einrichtungen vorgesehen werden.

Die äußeren Umstände für eine sichere Gründung der umfangreichen Anlage waren denkbar ungünstig: Neben einer berechneten Wellenkraft von 4500 t mußte das Bauwerk die Windlast bei einem Hurrikan von 200 km/h auf-

nehmen können. Dabei besteht aber der Untergrund bei einer Wassertiefe von 14,6 m bis in größere Tiefen aus mehr oder weniger festgelagertem Schlamm, so daß nur eine schwimmende Pfahlgründung in Frage kam. Um die Tragfähigkeit solcher, nur auf Mantelreibung beanspruchter Pfähle festzustellen, ließ man zunächst ein Stahlrohr von 68 m Länge, 61 cm $\varnothing$ und mit einer Wandstärke von 12,7 mm bis zu 50 m Tiefe unter den Meeresgrund einrammen. Aus der aufgewendeten Schlagarbeit eines Dampf-

durch Mantelrohre erhielt. Je 4 solcher Mantelrohre von 40,6 cm $\varnothing$ wurden durch einen Fachwerk-Verband mit 15,2 cm starken Rohren zu einem Turm vereinigt, der von 4,35 m unterhalb des Meeresgrundes bis zu + 3,05 m über mittleren Wasserstand reicht, also eine Gesamtlänge von 22 m bei einem Gewicht von 18 t besitzt. Durch die 4 Rohre des fertig angelieferten und in endgültiger Lage durch einen Schwimmkran versetzten Turmes (Abb. 3) werden dann die eigentlichen Tragpfähle in Abschnitten von 36,6 m und $3 \times 16,25$ m hindurchgerammt. Die Stöße der Breitflanschträger bestehen aus Laschen mit Bolzen und zusätzlicher Schweißung. Die erreichte Rammtiefe im Untergrund betrug bis zum Festwerden 47 bis 60 m, dabei haben die Pfähle Lasten von 46 bis 126 t zu tragen.

Der Achsabstand der Eckrohre eines Turmes ist 3,05 m, der der Türme untereinander — mit Rücksicht auf den Bohrturm — 9,20 m. Im ganzen sind 25 Türme eingebaut. Die Rohrform aller Konstruktionsteile der Türme wurde gewählt, um der Wellenkraft möglichst wenig Widerstand zu bieten.

Die Rammpfähle reichen oben bis zum Unterdeck, ihr über den Turm hinausragender Teil von + 3,05 bis + 10,24 wird nachträglich durch ein übergestülptes Rohr ebenfalls in die runde Form gebracht.

Die Türme erhalten in ihrem höchsten Punkt auf + 3,05 untereinander eine waagrechte Aussteifung durch angeschweißte Rohre von 20,3 cm $\varnothing$, die zusammen mit den Trägern des Unterdecks und den eingebauten Zugdiagonalen eine völlige Stei-

figkeit jedes Turmes bewirken. Auch untereinander erhalten die Türme Zugdiagonalen.

Zum Schutze gegen Rostangriff wird der gesamte über + 3,05 liegende Teil der Stahlkonstruktion mit Chromzinkfarbe gestrichen und mit einem Deckanstrich versehen. Die Türme sind zum Schutz gegen den Angriff des Seewassers von + 3,05 bis - 4,60 vor dem Einbau dreimal mit Kohlentee gestrichen und mit einer doppelten Bandage aus Glasfaser versehen. Das in den Rohren verbliebene Seewasser wurde mit kaustischer Soda neutralisiert, außerdem wurde ein Guß schweren Öles hinzugegeben. Zur weiteren Erhöhung der Lebensdauer nach dem Fündigwerden sollen im Unterwasserteil vagabundierende elektrische Ströme abgeleitet und der Hohlraum zwischen Rammfahl und Rohrmantel mit Beton ausgefüllt werden.

Die Konstruktion des Decks besteht aus schweren Quer- und Längsträgern, die entweder unmittelbar die ständigen Lasten oder mit hölzernen Tragbalken den Decksbelag

tragen. Sämtliche hölzernen Teile sind mit Kreosot imprägniert.

Soweit irgend möglich, wurden alle Teile am Lande fertiggestellt und zwar durchweg geschweißt. Die Baustellenarbeit wird damit sehr vereinfacht, vorausgesetzt, daß die Türme und damit die Pfähle genau nach Maß stehen. Leider ist im Aufsatz nichts über die Maßnahmen gesagt worden, die für das nicht einfache genaue Stellen der Türme unzweifelhaft notwendig wurden.

Abb. 2. Ansicht der Längsseite mit Gründung

hammers von 4,1 t ergab sich eine Tragfähigkeit von 400 t. Von einem am oberen Pfahlende angebrachten Podest erbohrte man dann ungestörte Bodenproben bis zu 106 m Tiefe unter dem normalen Wasserstand. Außerdem wurden an 5 Stellen in der Nähe der Küste auf ähnliche Art ungestörte Bodenproben entnommen, deren Laboratoriums-

Abb. 3. Aufstellen eines 18 t schweren Rohrturmes durch den 50-t-Schwimmkran.

untersuchung durch die Universität Texas eine Tragfähigkeit des Probepfahles von 375 t ergab.

Auf Grund dieser Untersuchungen entschloß man sich zu einer Gründung auf 85 m langen Pfählen aus Breitflanschträgern von 25,4 cm Höhe mit einem Gewicht von 85 kg/m. Die Gefahr des Ausknickens der Pfähle beim Rammen infolge der großen freien Länge konnte durch ein in Amerika oft bewährtes Verfahren gebannt werden und zwar dadurch, daß die obere freie Länge eine Führung

Der Bohrturm ruht auf doppelten, mit einer Lamelle abgedeckten schweren Breitflanschträgern, auf denen er auch verschoben werden kann.

Für den Bau der Insel rüstete die Baufirma W. H. Williams Co., New Orleans, ein aus dem Kriege stammendes Landungsschiff mit einem 50-t-Drehkran aus. Das Schiff diente gleichzeitig als Unterkunft und Baustofflager. Weitere kleinere Landungsschiffe besorgten den Antransport der Bauteile und halfen bei der Arbeit.

Um dem Unternehmer kein zu großes Risiko aufzubürden, wurde die Herstellung und das Verladen aller Konstruktionsteile zum Festpreis vergeben, während alle Ramm- und Montgearbeiten auf der Baustelle nach Selbstkosten abgerechnet wurden.

Der am 30. November 1947 begonnene Bau konnte in 107 Tagen fertiggestellt werden, darin eingeschlossen sind noch 17 Tage, an denen die Arbeit wegen stürmischen Wetters ruhen mußte. Insgesamt wurden 1920 t Stahl eingebaut.

Bei dieser ersten großen künstlichen Insel hat der Bauherr ganz bewußt besonderen Wert auf größte Sicherheit sowohl konstruktiv als auch gegen Feuer oder sonstige Gefahren gelegt. Die Ölgesellschaft glaubt, auf Grund der bei dieser ersten Ausführung gesammelten Erfahrungen künftig erheblich billiger bauen zu können, vor allem will man in Zukunft den festen Teil der Anlage möglichst klein halten und die Besatzung, Vorräte, Reserveteile usw. auf einem in der Nähe verankerten Schiff unterbringen. Diese grundsätzliche Änderung der Planung hängt damit zusammen, daß für die künstlichen Inseln kein Standard-Typ verwendet werden kann, weil je nach Lage zur Küste, der gewählten Bohrtechnik und des Bohrprogramms, der Wassertiefe und der Art des Untergrundes die Baupläne jeweils erheblich voneinander abweichen werden, so daß weitestgehende Vereinfachung und Beschränkung auf das unumgänglich Notwendige — auch in bezug auf die Zahl der vorgesehenen Bohrlöcher — bei diesen, doch gelegentlich zur Erfolglosigkeit verurteilten Bauten unbedingt geboten ist. [Nach Eng. News-Record 141 (1948) Nr. 24 vom 9. Dez. 1948, S. 80.]

H. Wedekind, Hamburg.

Der dritte Kongreß für große Talsperren in Stockholm 1948

Der dritte Internationale Kongreß für große Talsperren, der von 360 Experten aus 24 Ländern besucht wurde, behandelte die folgenden vier Fragen:

1. Kritische Darstellung der Messungen des Auftriebes und der daraus folgenden Spannungen in einer Talsperre.
2. Untersuchungsmethoden und Instrumente zur Prüfung der Spannungen und Deformationen bei Talsperren aus Erde und Beton.
3. Neueste Maßnahmen, um die Bildung von Grundbrüchen zu verhindern.
4. Lehren, die aus Versuchen und aus der Anwendung von Spezialzementen beim Bau von Staumauern gezogen werden können.

Nach H. Gicot: Die Arbeiten des Kongresses [Schweiz. Bauzeitg. 66 (1948) vom 25. Dez. 1948] faßte der Generalreferent zu Frage 1, Oberbauinspektor Schürter (Schweiz) die in den elf Berichten niedergelegten Gedankengänge folgendermaßen zusammen:

a) Der Auftrieb wirkt praktisch auf die ganze Untergrundfläche bzw. auf die ganze Ausdehnung eines in Betracht gezogenen Horizontalschnittes einer Staumauer.

b) Auf der Wasserseite ist der Auftrieb gleich dem hydrostatischen Druck, auf der Luftseite ist er Null. Zwischen diesen beiden Extremen verläuft er im betrachteten Horizontalschnitt linear, sofern keine Maßnahmen zur Verminderung des Auftriebes getroffen werden.

c) Es ist danach zu trachten, mit geeigneten konstruktiven Maßnahmen den Auftrieb im Fundament und im Bauwerk selbst soweit als möglich zu vermindern, indem man sowohl mechanische als auch chemische Einwirkungen des ins Bauwerk gelangenden Wassers und dessen Einfluß auf die Festigkeit des Materials herabzusetzen sucht.

d) Aufsicht und sorgfältiger Unterhalt sollen die Wirksamkeit getroffener Maßnahmen auf die Dauer sichern.

Dem sehr eingehenden Bericht in Engineering 166 (1948) seien noch die folgenden Einzeldaten entnommen. Nach C. E. Blee und R. M. Riegel wurden in der Fontana-Staumauer der Tennessee Valley Authority im Jahre 1945/46 Auftriebsmessungen durchgeführt. Danach betrug in 120 m Wassertiefe

- in 1,8 m Abstand von der Wasserseite der Auftrieb 97 % des hydrost. Druckes,
- in 3,6 m Abstand von der Wasserseite der Auftrieb 80 % des hydrost. Druckes,
- in 13,0 m Abstand von der Wasserseite der Auftrieb 59 % des hydrost. Druckes.

Diese Prozentsätze stimmen sehr gut mit den in deutschen Staumauern festgestellten Zahlen überein. In der Hiwassee-Staumauer des gleichen Besitzers wurde 1947 in 63 m Wassertiefe festgestellt, daß die Prozentsätze des Auftriebes nur halb so groß wie im Falle der Fontana-Mauer waren und daß schon in 5 m Abstand von der Wasserseite der Auftrieb auf wenige Prozente zusammenschmolzen war.

Aus Schweden wird von Reinius berichtet, daß, um die Auftriebsbildung zu vermeiden, dort eine Zeit lang Gewichtsmauern mit Levyschem Schutzmantel bevorzugt wurden. Später sei man aus dem gleichen Grunde zu Pfeiler- und Platten-Staumauern übergegangen. Heute bevorzuge man Pfeiler-Staumauern mit schlanken, bewehrten Pfeilern, wobei die Bewehrung der Bildung von Längsrissen entgegenwirken soll. In Finnland sei eine ähnliche Pfeilermauer von 50 m Höhe zur Zeit im Bau.

Der bekannte amerikanische Talsperreningenieur Jacobsen geht mit der 100 proz. Auftriebsfläche Terzaghis nicht konform, sondern tritt für eine Berücksichtigung entsprechend dem Porenvolumen ein, wie es auch bei uns üblich ist. Für guten Staumauerbeton nennt er ein Porenvolumen von 12 bis 15 %. Für den Untergrund schwankt das Porenvolumen zwischen 1 % beim Granit und 20 % beim porösen Sandstein.

Zu Frage 2 hob nach H. Gicot der Generalberichterstatter Mary (Frankreich) in seinen Schlussfolgerungen hervor, daß bei Anwendung sehr mannigfaltiger Meßmethoden die Bestrebungen in den verschiedenen Ländern gleichgerichtet sind und daß die Ratschläge der verschiedenen Beobachter übereinstimmen. Als das Interessanteste und Neueste der Resultate bezeichnete er die Feststellung des Blähens des Felsens beim Aufstau.

Nach dem eingehenden Bericht zu Frage 2 in Engineering 166 (1948) scheinen sich die Pendelmessungen der Mauerdurchbiegung weitgehend eingebürgert zu haben. Laurent berichtet, daß bei den Staumauern von Sautet und Sarrans 4 Pendel des Juillard-Typs von 40 bis 50 m Länge Ablesungen mit einer Genauigkeit von 0,01 mm erlaubt hätten. Für die Guerledan-Staumauer wird das zylindrische Stahlgußgewicht mit 136 kg angegeben; als mögliche Gesamtabweichung von der Wirklichkeit werden 0,25 mm genannt. Losmann berichtet von Dämpfern durch Ölbehälter für die 33 m langen Invardrahtpendel der Kranov- und Kninicky-Staumauern; die Ablesung erfolgt hier optisch und ist auf 0,1 mm genau. Nach O. Frey-Baer wurden in die schweizerische Lucendo-Staumauer 2 Pendel mit Huggenbergercher Ablesungsvergrößerung eingebaut.

Für Fugenspaltmessungen sind durchweg Genauigkeiten zwischen 0,01 mm und 0,05 mm erreicht worden.

Sehr interessant ist der Bericht von Raphael (USA) über die Spannungsmessungen. Danach sind die Kohle-Telemeter von Stevenson-Creek und Gibson wegen ihrer Hysteresis wieder verlassen worden. Auch die bei der Owyhee-Staumauer eingebauten Invardraht-Meßdosen haben sich wegen optischer Störungen durch Wärmeentwicklung nicht bewährt. Dagegen haben die Carlson-Tensometer in der Grand Coulee-Staumauer jetzt 10 Jahre lang befriedigend gearbeitet. Es handelt sich hier um eine elektrische Widerstandsmessung der Verlängerung eines Wellrohres ohne axialen Eigenwiderstand, im Gegensatz zu den in der Schweiz angewendeten Maihak-Geräten oder den schwedischen Induktionsmeßdosen, die mit starren

Rohren arbeiten. Um Temperatureinflüsse auszuschalten, wird in den Carlson-Tensometern eine Differenzmessung angezeigt, indem die eine der beiden Klavierdrahtspulen mit 0,05 mm Drahtdurchmesser verlängert, die andere verkürzt wird. Umgekehrt läßt sich durch Gleichschaltung der Spulen eine Temperaturmessung herbeiführen. Als wesentlich für den Erfolg der Messung wird vollkommene Dichtung, Meßteile in Öl, im Meßraum kein Gummi und bituminöse Einpackung der Gummi-Kabel bezeichnet.

Frage 3 wurde von Terzaghi durch einen sehr lebendigen Vortrag erschöpfend behandelt. Nach G. Gicco „hob Terzaghi besonders den Unterschied hervor zwischen dem Grundbruch infolge eines unzulässigen Auftriebes und demjenigen, der durch eine unterirdische Erosion verursacht wird. Er kann mit demjenigen verglichen werden, der zwischen dem Bruch eines hölzernen Bauwerkes durch Überbeanspruchung eines seiner Glieder und dem Bruch des gleichen Bauwerkes infolge einer lokalen, langsam fortschreitenden Zerstörung eines seiner Elemente, z.B. durch Termiten, besteht. Nach Terzaghi ist das Problem der Bildung von Grundbrüchen heute vollständig geklärt. Auch verfügt man jetzt auch über wirksame Mittel zu ihrer Bekämpfung. Insbesondere bieten die Injektionen von gewissen Chemikalien, z. B. von Bentonit und Lehm, interessante Möglichkeiten, bei deren Anwendung jedoch eine gewisse Vorsicht geboten ist.“

In Engineering 166 (1948) S. 232 und 233, finden sich eingehende Angaben aus zahlreichen Ländern über die kritische Füllhöhe in Abhängigkeit von der Sickerlinienlänge, über die Anordnung von Kiesfiltern, über die Anordnung von Filterbrunnen, über die Behandlung von Erosionsrinnen, über Lehmeinpressungen, über Lehmeinpressungen in Verbindung mit Chemikalien, über Chemikalieneinpressungen, über Drainageschlitze, über das Versagen von Spundwänden, über den Erfolg wasserseitiger Dichtungsdecken aus Beton, Eisenbeton und Lehm.

Wenn man diesen Ausführungen folgt, so kann man sich des Eindrucks nicht erwehren, daß vielerorts Erddämme nicht mit der Gründlichkeit entworfen und hergestellt wurden, wie dies in Mitteleuropa üblich ist. Viele der aufgeworfenen Probleme fallen hier entweder gar nicht an oder sind längst gelöst. Niemand würde es bei uns auch nur für diskutabel halten, einen Erddamm auf moränigem Untergrund anders zu sichern als durch eine bis auf den Felsen heruntergehende dichte Schürze. Liegt der Felsen dafür zu tief, so ist es ebenso selbstverständlich, daß man die Sandinseln künstlich versteinert und so eine Unterströmung des Damms unterbindet. Bei wasserseitigen Dichtungsdecken wird der Dammquerschnitt filterartig aufgebaut, bei Kernmauerdämmen wird nicht nur die Kernmauer sorgfältig durch Kupferbleche gedichtet, es wird auch noch vor die Kernmauer eine Lehmeinschlammung gelegt und hinter der Kernmauer ein Filter angeordnet.

Zu der letzten Frage „Spezialzemente für große Talsperren“, deren Generalberichterstattung in den Händen von H. E. I. Ström (Schweden) lag, soll nur gesagt werden, daß von den verschiedensten Seiten Erfahrungen und Vorschläge mitgeteilt wurden. Sie waren in der Hauptsache auf das Ziel der Schaffung von Geringwärm-Zementen ausgerichtet.

Wichtiger als Vieles, was zu dieser letzten Frage in Stockholm gesagt wurde, erscheint mir das, was der amerikanische Talsperreningenieur J. D. Lewin weniger höflich, aber dafür um so klarer und eindrucksvoller, auf der diesjährigen Tagung des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes in München ausgeführt hat. In seinem Vortrag heißt es zu dieser Frage wörtlich: „Um Schwindspannungen zu vermeiden, hat das Bureau of Reclamation für die Hoover-Sperre einen Tieftemperaturzement vorgeschrieben. Außerdem waren zur Innenkühlung und Entziehung der Hydratationswärme Kühlrohre verwendet worden. Es wurde angenommen, daß hierdurch Abbinderisse vermieden werden. Die Kühlrohre wurden gleich nach ausgiebiger Abkühlung des Betons mit Mörtel ausgefüllt. Hierauf stieg aber unerwarteterweise die Temperatur im Talmauerinnern immer höher und höher. Drei Jahre nach der Herstellung ist die Temperatur immer weiter gestiegen. Da die Kühlrohre zugewirbelt waren, konnte man die Betonmasse nicht mehr kühlen, und die Rißbildung war viel stärker als in

anderen Sperren, die mit Normalzement gebaut waren. Es scheint, daß obwohl die 28tägige Hydratationswärme der Tieftemperaturzemente gering ist, die totale Wärmeentwicklung dieser Zemente größer ist, als bei normalen Zementen. Die Enttäuschung mit Tieftemperaturzement war so groß, daß das Bureau of Reclamation heute nicht mehr von der Anwendung dieses Zementes spricht. Nichtsdestoweniger hat das Bureau of Reclamation für die Grand Coules-Talsperre einen modifizierten Zement vorgeschrieben, der eine verringerte Hydratationswärme erzeugen soll, etwa zwischen dem Tieftemperatur- und normalen Portlandzement liegend. Die Erfahrungen waren auch hier bei weitem nicht befriedigend, ganz abgesehen davon, daß die Tiefbaufirma, die die Talsperre gebaut hat, einen Gerichtsprozeß gewonnen hat und für obendrein falsche Zementanwendung 3 Mio. Dollar erhalten hat. Jetzt hat das Bureau of Reclamation die kostspieligen Experimente mit Spezialzementen in bezug auf Wärmeinschränkung scheinbar aufgegeben und sich bei späteren Bauten auf verschiedene Zugaben zum Zement beschränkt.“

Hieraus folgt, daß wir in Deutschland nichts Besseres und nichts Klügeres tun können, als auf dem bisherigen Wege der Traß-Zusätze oder Thurament-Zusätze, sofern sie der gewählte Zement angebracht erscheinen läßt, fortzuschreiten.

F. Tölk e, Karlsruhe.

Der Hafen von New York.

Das vergleichsweise gemäßigte Klima und die günstigen örtlichen Verhältnisse gaben dem Hafen von New York ausgezeichnete Entwicklungsmöglichkeiten. Die weite untere Bucht mit einer Oberfläche von 130 km² besitzt mehr als ausreichende Tiefe und einen ausgezeichneten Ankergrund; sie bildet eine große geschützte Reede. Vom Ozean ist sie bequem zugänglich, denn die Sandbank, die einst für die Ein- und Ausfahrt der Seeschiffe hinderlich war, ist in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts durchgebagert; sie läßt jetzt eine Durchfahrt von 275 m Breite

Abb. 1.

und 15 m Tiefe frei. Diese untere Bucht steht durch eine Meerenge von 1500 m Weite mit einer weniger umfangreichen oberen Bucht in Verbindung (Abb. 2), die eine Wasserfläche von 30 km² umfaßt; sie gilt als Vorhafen und Ankerplatz; der Untergrund ist zwar felsig, aber von einer alluvialen Schicht in Stärke von mehreren Metern überdeckt. Die Tiefe wird auf 14–15 m gehalten. In diese obere Bucht münden 2 große, tiefe Wasserläufe mit schwachem Gefälle, der Hudson und der East River — dieser letztere ist zwar kein eigentlicher Fluß, sondern eine Wasserverbindung der oberen Bucht mit dem Sund von Long Island. Getrennt sind die beiden Wasserläufe durch die Halbinsel Manhattan, deren Hauptstraßen auf die Landstellen der Überseeschiffe ausmünden. Am Hudson erstrecken sich die Hafenanlagen von Battery Park, an der Spitze von Manhattan, wo der Fluß eine Breite von 1500 m aufweist, 21 km flussaufwärts; dort ist der Hudson noch 1000 m breit. Die Tiefe der Schifffahrtsrinne ist etwa 13 m, zu deren Erhaltung jährlich zwischen 35 und 50 cm Sinkstoffe zu beseitigen sind. An den Ufern

sind die Ablagerungen bedeutender, an den ungünstigsten Stellen, und zwar am rechten Ufer des Hudson in Hoboken (Abb. 3), bis zu 1,50 m. Am East River sind die Hafenanlagen weniger ausgedehnt; sie erstrecken sich auf 3 km. In dem engen Teil weiter aufwärts, wo dieser Wasserlauf in den Sud von Long Island übergeht, können durch die Tidenströmungen Geschwindigkeiten von 2½ m in der Sekunde vorkommen, die für die Schifffahrt beschwerlich sind.

Zum Schutz des Hafens von New York sind Wellenbrecher oder Schutzdämme nicht nötig, da die vorgelagerten großen Inseln, Staten Island und Long Island, einen volllauf genügenden Schutz gewähren; dergleichen sind abgeschleuste Becken entbehrlieh, denn der Tidewechsel ist nur gering, im Mittel 1,50 m. Zur Erhaltung der Tiefen sind nur wenig kostspielige Baggerungen erforderlich. Selbst mit Eisschwierigkeiten braucht man nicht zu rechnen.

Zu diesen großen natürlichen Vorzügen kommt noch die außergewöhnlich günstige Lage des Hafens zum Mittelpunkt eines Stadtgebildes mit 11 Mio. Bewohnern hinzu. Die Stadt allein bietet schon ein Absatzgebiet so groß wie Belgien und Holland zusammen; ganz abgesehen von dem ausgedehnten Hinterland. Der Hudson ist für Seeschiffe bis zu 350 km flußaufwärts schiffbar und durch ein Kanalsystem mit den großen Seen verbunden.

Einrichtungen des Hafens.

Wenn allen diesen Vorzügen Rechnung getragen wird, müßte angenommen werden, daß der Hafen von New York ein Wunder mit Bezug auf die Technik, auf Ausrüstung, auf Art des Umschlages, auf Lagerung, Versand und Empfang der Güter wäre, daß die Kais, die Schuppen, die Krane, die Gleisverbindungen und sonstigen Einrichtungen, wie wir sie in Europa kennen, auf dem hohen Niveau der Technik Amerikas stünden, eines Landes, dessen finanzielle Mittel alles übertreffen, was man sich in den Ländern der alten Welt nur denken kann. Aber das Gegenteil ist der Fall.

Man ist erstaunt, wenn man zum erstenmal von der See her in New York einfährt, über den auffallenden Gegensatz zwischen der phantastischen Silhouette der Stadt mit ihren gewaltigen Wolkenkratzern und dem bescheiden anmutenden Anblick der meisten Kais. Man sucht vergebens die Reihen hoher beweglicher Krane, wie man sie von Hamburg, Bremen, Rotterdam, Antwerpen und Dünkirchen her kennt. Nur ein Hafenbecken auf Staten Island ist mit Portalkranen ausgerüstet; die Regel ist, daß der Umschlag sich mit dem Hebegeschirr der Schiffe abwickelt. Trotz der nach unseren Begriffen rückständigen technischen Mittel werden die natürlichen Vorzüge des Hafens derart durch wirksame Arbeitsmethoden und durch eine ausgezeichnete Organisation des Fahrzeugtransports ergänzt, daß sich das Be- und Entladen der Schiffe sehr gut eingespielt hat.

Einrichtungen für den Umschlag.

Mit einigen Ausnahmen vollzieht sich der Umschlag an senkrecht zu den Ufern angelegten Piers, die verhältnismäßig kurz sind und allgemein für ein Schiff ausreichen. Die Länge der größeren Piers oder Molen wechselt zwischen 150 und 300 m; sie sind an den Stirnseiten durch eine Linie parallel zur Flußachse begrenzt, über die hinaus Anlagen nicht in den Flußlauf hinein vorgebaut werden dürfen. Die älteren sind nur etwa 20–40 m breit, während die neueren eine Breite bis zu 100 m erreichen. Der Abstand der Piers voneinander ist abgestuft, bei den älteren beträgt er 40–50 m, bei den neueren bis zu 130 m.

Fast die gesamte Fläche ist mit Schuppen überbaut, deren Längswände fast bis an die Vorderkante der Mole reichen. An der landseitigen Stirnseite befinden sich die Einfahrten für Straßenfahrzeuge. Im Gegensatz zu den Schuppen in den meisten europäischen Häfen gibt es auf Manhattan keinen Gleisanschluß. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die Landflächen sehr beschränkt sind; die Anlagen auf Jersey, Richmond und Brooklyn besitzen dagegen größtenteils Eisenbahnverbindungen.

Die meistens ebenerdig gebauten Schuppen haben Straßenanschluß. Die für die Abfertigung von Gütern und Fahrgästen bestimmten Schuppen sind vielfach mit Stockwerken versehen. Die meisten stehen am linken Ufer des Hudson, auf Manhattan. Sie bilden eine ununterbrochene Kette von 8,5 km Länge, beginnend an der Spitze,

dem Battery Park, und endend bei der 57. Straße. Zwischen den Piers sind zahlreiche Anlegestellen für Dampffähren zum Transport von Eisenbahnwagen, von Straßenfahrzeugen und von Fußgängern eingeschaltet; es sind die einzigen Verbindungsmittel zwischen den gegenüberliegenden Ufern, außer dem Holland- und dem Lincolntunnel und den Eisenbahntunneln. Am rechten Ufer des Hudson hatte auch die Hamburg-Amerika-Linie ihre Anlagen; sie genießen den besonderen Vorteil eines unmittelbaren Eisenbahnanchlusses. Die Piers am rechten East River-Ufer sind durchweg kürzer und die Zwischenräume enger. Östlich der oberen Bucht, auf Brooklyn, stehen große Getreidespeicher. Westlich auf Richmond ist eins der Becken

Abb. 2. Plan des Bezirks der Port of New York Authority.

nach europäischem Muster mit Gleisen an den Kais entlang und mit Halbportalkranen ausgestattet. Einige der Becken gelten als Freibeirke. Mit Rücksicht auf die große Entfernung vom Zentrum der Stadt wird wenig Gebrauch davon gemacht. In Bayonne, westlich der Bucht, sind Sonderanlagen für den Umschlag von Kohlen, Erzen, Getreide und für die Verschiffung von Kriegsmaterial untergebracht. Hier stehen die Kohlenkipper, die auf Hafenfahrzeuge überladen, aus denen die Bunkerkohlen mit Schwimmkrane an die Seeschiffe abgegeben werden. Die Bucht von Newark westlich von Bayonne steht mit der unteren Bucht durch die Enge von Kill van Kull in Verbindung, die durch die bekannte 500 m weit gespannte eiserne Bogenbrücke gekreuzt wird.

Alles in allem zählt man im Hafen von New York 204 Molen mit 40 km Frontlänge, an denen gleichzeitig 426 Seeschiffe abgefertigt werden können.

Umschlag der Waren.

Die für den Umschlag bestimmten Güter kommen mit Flußfahrzeugen auf dem Hudson, mit der Eisenbahn und auf der Straße an. Durch die Flußfahrzeuge lassen sich leicht die jeweiligen Erfordernisse des Hafenverkehrs erfüllen, da sie unmittelbar an die Längsseite der zu befrachtenden Schiffe verholt oder vor Ankunft der Seeschiffe an den Molen abgefertigt werden können, wie dies auch sonst üblich ist. Für die Güter, die mit der Eisenbahn anrollen, ist bei dem fehlenden unmittelbaren Bahnanschluß ein besonders anpassungsfähiges Verteilungssystem entwickelt. Jede Bahngesellschaft verfügt über Umschlagplätze für das Umladen der Güter von den Waggons auf Flußfahrzeuge und umgekehrt. Allgemein decken die Gebühren für den Transport der Ausfuhrgüter auch die Kosten für das Umladen auf schwimmende Hafenfahrzeuge und die Schlepp-

kosten bis an die Seeschiffe; die an den Kais festmachenden Fahrzeuge können 48 Stunden kostenlos liegenbleiben; darüber hinaus ist ein Liegegeld von 30 \$ je Tag zu entrichten. Auch die Waggon können mit Fährbooten an die Seeschiffe oder an einen mit Gleisen ausgerüsteten Hafenteil befördert werden. Gewiß kann diese Art der Zwischenförderung auch nicht entfernt wirtschaftlich genannt werden, denn die meisten Güter müssen dabei zweimal, oft sogar dreimal befördert werden. Indessen hat dies System den großen Vorteil, daß der Verfrachter erst, wenn er seine letzten Dispositionen getroffen hat, der Eisenbahn aufzugeben braucht, wohin er seine Ware befördert haben will. Bei der Zustellung der Waggon mit Fährbooten spart die Eisenbahn Verschubarbeit, die ohnehin an den meisten Ufern bei der Raumbeschränkung nicht

durch große Zeitverluste entstehen. Die Abfertigung wird noch dadurch erschwert, daß die Fuhrwerke sehr oft Güter für verschiedene Schiffe bringen und mehrere Piers aufsuchen müssen. Um diese Mißstände abzustellen, sollen Schuppen für Überlandautos gebaut werden. Auf Manhattan wird bald ein Schuppen von 330×60 m in Betrieb genommen werden, über den 2000 t je Tag umgeschlagen werden können, und auf Newark ein solcher von 2500 t je Tag. Von hier sind dann die Güter mit kleineren Wagen an die Schiffs- und Liegeplätze abzufahren.

Art des Umschlages.

Das Ent- und Beladen der Waren vollzieht sich überwiegend mit dem Ladegeschirr der Schiffe; selten werden Schwimmkrane eingeschaltet. Es wäre aber falsch anzunehmen, daß die Handhabung des Umschlages nicht mechanisiert ist. Kleine Motorschlepper, Karren mit beweglichen Plattformen, fahrbare Krane auf Loren, Elevatoren und Transportbänder, also eine Vielzahl von Geräten erleichtern den Umschlag. Durch diese Ausrüstung und die außerordentliche Wendigkeit der Arbeiter vollzieht sich die Verfrachtung sehr rasch, aber auch mit erheblichen Kosten. Einer der schwächsten Punkte bei den Arbeiten ohne Kaikrane ist die Notwendigkeit, mit den Arbeiten auszusetzen, wenn einmal die Hebevorrichtungen der Schiffe bei Maschinenschäden außer Betrieb gesetzt sind.

Verwaltung und Organisation des Hafens.

Die Hafenzufahrt, die Buchten und die schiffbaren Wasserstraßen unterstehen der Regierung, außerdem die Zollangelegenheiten, die Einwanderung und der öffentliche Gesundheitsdienst. Das Lotsen- und das Schlepperwesen sind privat. Ein großer Teil der Kais, Piers und Molen gehört den Gemeinden. Durch diese Teilung ist eine rationelle Bewirtschaftung erschwert. Um eine reibungslose Zusammenarbeit zu erzielen, ist 1920 ein besonderes Organ geschaffen worden, nämlich die „Port of New York Authority“, deren Wirkungsgebiet auf dem Plan, Abb. 2, durch die ausgezogene Linie begrenzt ist. Im Gegensatz zur Port Authority of London verwaltet sie nicht den Hafen. Sie hat die Aufgabe, die wirtschaftlichen und technischen Bedingungen zu studieren, für den Hafen zu werben, Projekte für die Verbesserung und Vergrößerung vorzubereiten und verwaltungstechnische Maßnahmen vorzuschlagen. Sie verwaltet unmittelbar einige Brücken und Tunnel, die die Hafenteile miteinander verbinden. Als Regel gilt, daß die Molen und Kais von der Stadtverwaltung an heimische und fremde Schiffahrtsgesellschaften verpachtet werden. Schiffe, die sich nicht im Besitz dieser Reedereien befinden, müssen eine tägliche Gebühr, die zwischen 100 und 300 \$ je Tag schwankt, entrichten. Die Handhabung des Güterumschlages besorgen private Unternehmer.

Hafenverkehr.

Die Aus- und Einfuhr hat in den letzten Jahrzehnten stark zugenommen. Man schätzt, daß $\frac{1}{3}$ der Ausfuhr aus New York und Umgebung kommt und $\frac{2}{3}$ im Transitverkehr umgeschlagen wird oder aus anderen Gebieten der USA stammt. Der Warenverkehr ist nicht unwesentlich größer als der von Hamburg, Rotterdam und Antwerpen in der Vorkriegszeit. Dabei ist bemerkenswert, daß wenig Massengüter exportiert werden, während bekanntlich in Rotterdam der Massengüterumschlag den Stückgutverkehr überwiegt. Im Jahre 1946 hatten die ausgeführten Güter einen Wert von etwa 4 Milliarden und die eingeführten einen solchen von 2,4 Milliarden \$. Kurz vor dem Krieg wurde der Hafen von 110 regelmäßig verkehrenden Linien bedient, man konnte mit 250 monatlichen Abfahrten nach Übersee, mit 150 nach anderen amerikanischen Atlantikhäfen und mit 25 nach der pazifischen Küste Amerikas rechnen. Seit dem Kriege hat der Küstenverkehr abgenommen, der Überseeverkehr ist dagegen erheblich gestiegen.

Unzulänglichkeiten des Hafens und Verbesserungspläne.

Die charakteristischen Merkmale des Hafens sind einerseits die große Ausdehnung der tiefen, gutgeschützten Wasserflächen mit langen Ufern, andererseits die Beengtheit der Landflächen. Die 3 km breite Manhattan-Halbinsel ist so mit zahlreichen großen Geschäfts- und Wohnblocks besetzt, daß kein Raum bleibt für Flächen, auf

Abb. 3. Plan des Hafenzentrums von New York. (Schwarz die Eisenbahnanlagen und die angeschlossenen Piers.)

geleistet werden könnte. Die großen Vershubbahnhöfe liegen auf New Jersey. Das Verfahren, das in kleinem Umfang aber mit großem Erfolg mit dem ausgezeichneten Sammelschuppen in Hamburg eingeführt worden ist, um kleinere Gütermengen, die keinen vollen Waggon beanspruchen, zusammenzufassen, ist von New York allgemein übernommen; man war dazu gezwungen, da ja die größte Zahl der Kais keinen Eisenbahnanschluß besitzen. Das Problem der Beförderung mit Lastautos, das einfach erscheint, ist jedoch verwickelter. Schon wegen der beschränkten Abmessungen der meisten Piers ist das Manövrieren der Fuhrwerke schwierig; sie müssen oft stundenlang vor den Schuppeneinfahrten warten. Die Zufahrtsstraßen sind in den Hauptzeiten vielfach verstopft, wo-

denen man große Schuppen, Magazine, offene Lager, Zufahrtswege, Verschiebebahnhöfe und andere Zubehörteile eines neuzeitlichen Seehafens nach Belieben errichten könnte. Die begrenzte Land- und die praktisch unbegrenzte Wasserfläche gaben dem Hafen sein Gepräge; daraus hat sich auch die Art des Transportes und Umschlags ergeben. Das Fehlen von Kaikränen erklärt sich nicht nur aus dem Mangel an verfügbarem Raum, sondern auch aus der ablehnenden Haltung der Hafenbenutzer und der Arbeiterschaft. Der Hafen von New York ist ein außergewöhnlich teurer Platz. Während des Krieges sind genaue Aufzeichnungen gemacht mit dem Ergebnis, daß sich die Umschlagkosten auf 20–25% der Seefrachten belaufen. Im Sommer 1945 mußten für 15 der regelmäßig verkehrenden Schiffe von 8–10 000 t im Mittel mehr als 60 000 \$ je Schiff aufgewendet werden. Ohne Schwimmkrane stellte sich die Beladung mit Ballast auf 5 \$ je t. Die Kosten sind so hoch, daß Anstrengungen zur Verbesserung des Umschlags auf eine weitere Mechanisierung, auf die Verminderung der Handarbeit und auf die Vermeidung von Verzögerungen bei der Abfertigung abzielen müßten. Die Hauptschwierigkeit für die allgemeine Modernisierung ist der Umfang der vorzunehmenden Arbeit mit Rücksicht auf die große Zahl der Piers, von denen am besten viele abgebrochen und durch zweckmäßigere Anlagen ersetzt werden sollten. Mehr als die Hälfte der Piers, die der Gemeinde New York gehören, sind schon vor 1902 gebaut worden und nur wenige nach 1930. Es ist kürzlich veranschlagt worden, daß der Bau eines neuzeitlichen Piers in Hoboken etwa 13 Mio. \$ kosten würde; allerdings eines Piers von 330 m Länge mit Stockwerkschuppen, mit Zufahrtswegen für Rollwagen und Gleisen am Schuppen entlang. Es wird schwierig sein, die Mittel aufzubringen und zu tilgen, obgleich viele Gruppen großes Interesse an den Planungen haben. Technisch bietet das Problem keine ersten Schwierigkeiten, denn der Konstrukteur fände für die Durchführung günstige Bedingungen vor: guten Baugrund, genügend tiefes Wasser und mäßigen Tidewechsel. Die Arbeiten könnten schrittweise durchgeführt werden, ohne die benachbarten Anlagen im Verkehr zu behindern. Es ließen sich einzelne Piers oder auch 2 oder 3 auf einmal bauen. Alle zu schaffenden Anlagen wären durch ein ziemlich schmales Band zwischen den Ufern und der Linie, über die im Wasserlauf nicht hinausgegangen werden darf, zu begrenzen. Die Erfahrung hat gelehrt, daß eine Länge der Piers von weniger als 300 m für eine vorteilhafte Erschließung nicht ausreicht. Deshalb ist vorgeschlagen worden, am linken Hudson-Ufer, zwischen der 23. und der 42. Straße Kais parallel zum Wasserlauf zu bauen, wodurch zwar die Zahl der Liegeplätze verringert, der Umschlag aber fühlbar verbessert werden könnte. Man ist zu glauben berechtigt, daß man dem Studium von Molen mit einem Neigungswinkel von etwa 60° zum

Ufer nicht genügend Beachtung schenkt (Abb. 4), dadurch ließe sich die Länge um etwa 60 m vergrößern und das Verholen der Schiffe erleichtern. Es ist vielleicht auch möglich, in gewissen Abschnitten, wo der Flußlauf breiter ist, wie in der oberen Bucht, die wasserseitige Begrenzung der Piers in die Wasserfläche vorzurücken. Bei Anwendung dieser Maßnahmen, d. h. der Neigung und der Verlängerung, würde man ausreichend Platz gewinnen für Piers, an denen 4 große Schiffe gleichzeitig, 2 an jeder Seite, abgefertigt werden könnten. Auch der Raum zwischen den Piers ließe sich erweitern. An Stelle von 4 bestehenden schmalen und zu nahe aneinander gerückten Molen würde man 2 breitere und längere erhalten, an denen die gleiche Zahl von Schiffen unter wesentlich günstigeren Bedingungen laden und löschen könnten. Dann erhielte man bequeme Anfahrten für Rollwagen und noch Platz für Halbportalkrane am Kai entlang. Der Widerstand der Stauer gegen den Gebrauch von Kaikränen ist jedoch groß, da sich die bestehenden Umschlagmethoden fest eingebürgert haben. Überdies sind während des Krieges zahlreiche Fahrzeuge mit vervollkommenen Maschinen beschafft; die Benutzer glauben, daß sie besser arbeiten als Kaikrane. Wenn man über die Breite von 100 m für die Kaizungen noch hinausginge, etwa um 20 m, könnte der Schuppen allein eine Weite von 100 m erhalten mit ausgekragten Plattformen zum Ent- und Beladen der Rollwagen. Für sie wäre in der Achse der Schuppen eine Durchfahrt von rund 15 m Breite freizuhalten; dann könnten leicht verderbliche Waren, Eilgüter und die Postsachen über den Kai ohne Zwischenlagerung übergeladen werden. An einigen Stellen, an denen mehr Platz zur Verfügung steht, ließen sich gegebenenfalls Hafenbecken nach europäischem Muster herrichten.

Abb. 4 Entwurf zur Verbesserung der Pieranlagen.

Zusammenfassend muß gesagt werden, daß das gewaltige Hafengelände von New York eines der am besten von der Natur bedachten ist. Die Enge der Landflächen und die rasche Entwicklung haben verhindert, den Hafen zu einem ebenso vollkommen technischen Instrument zu machen, wie es die sonstigen Anlagen auf anderen Gebieten der USA darstellen. (Nach B. Nagorski in *Le Génie Civil* 115 [1948] S. 281.)

E. Bunni es, Hamburg.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Konrad Knopp: Theorie und Anwendung der Unendlichen Reihen. (Band 11 der Grundlehren der math. Wissenschaften in Einzeldarstellungen). 4. Aufl. Berlin und Heidelberg: Springer-Verlag 1947.

Das vorliegende Standard-Werk, dessen vierte Auflage gegenüber der zweiten und dritten keine für den Bauingenieur maßgeblichen Veränderungen aufweist, wird demjenigen, der Reihenentwicklungen zuweilen zu tun hat oder der in dieses ungemein reizvolle Gebiet der Zahlentheorie näher eindringen möchte, ein unübertrefflicher Führer sein. Die neuzeitliche Entwicklung der Elastizitätstheorie und der Baustatik, insbesondere auf dem Gebiete der Scheiben-, Platten- und Schalenträgerwerke, bedient sich in zunehmendem Maße der Reihenentwicklungen zur Lösung der auftretenden Differentialgleichungen. Es ist dabei naturgemäß nicht gleichgültig, wieviel Reihenglieder bei der zahlenmäßigen Auswertung eines Problems berücksichtigt werden müssen. In dem Kapitel VIII über die geschlossene und numerische Auswertung der Reihensumme ist sehr viel Nützliches in jener Hinsicht zu finden. Auch die Behandlung der Fourier'schen Reihen im XI. Kapitel gibt sehr viele

wertvollen Hinweise. Nachdem sich in verschiedenen Gebieten der Elastizitätstheorie das Rechnen mit komplexen Eigenwerten und mit komplexen Differentialgleichungen als sehr vorteilhaft erwiesen hat, dürfte auch das XII. Kapitel, das den Reihen mit komplexen Gliedern gewidmet ist, mancherlei Anregung bieten. Bei der Bedeutung, die der singulären Betrachtung in Gestalt der Einflußlinie und Einflußfläche zufällt, verdient auch das Kapitel über die divergenten Reihen besonders erwähnt zu werden. Eine Rekordzahl von 224 Aufgaben beweist, daß der Verfasser von dem Bedürfnis, der Anwendung ein helfender Berater zu sein, ebenso sehr geleitet war, wie von dem Bedürfnis nach mathematischer Strenge. Der Druck ist klar und übersichtlich.

F. Tölke, Karlsruhe.

Weese, Ernst, Ob.-Reg.-Baurat a. D.: Stahlbeton-Zahlentafeln. Gemeinsam mit Dipl.-Ing. Johannes Ehrhardt völlig neubearbeitet gemäß den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton von 1943: Teil III, Stahlbetondecken. 7. Aufl. 25 Seiten, Gr. DIN A 4. Karlsruhe: Verlag C. F. Müller, 1948. Preis: 14 DMark kart.

Teil IV, Bügelbewehrte und umschnürte Säulen mit mittlerer Last. 5. Aufl. 16 Seiten, Gr. DIN A 4. Preis: 10 DMark kart.

Widenmann, Peter: Stahlbau. Festigkeitsberechnungen und Berechnungen vollwandiger Trägerkonstruktionen. Zahlenbeispiele. 64 Seiten, Gr. 15 × 21 cm, mit 47 Abbildungen, V Tafeln. Berlin: Verlagsgesellschaft mbH. Max Lipfert, 1948. Preis: brosch. 4,50 DMark.

Gödderz, Johann, Bauingenieur: Die gewendelte Treppe. 24 Seiten, Gr. 15 × 21 cm, mit 7 Fig. und zahlr. Tabellen. Köln u. Opladen: Westdeutscher Verlag, 1949. Preis geh. 2,— DMark.

Bautechnische Lehrhefte. Herausgeber: Ing. Peter Eich, Köln-Merheim. Der Lehrplan umfaßt: Bürgerliches Rechnen, Bauzeichnen, Baukonstruktion, Geschäftskunde, Algebra, Geometrie, Projektionslehre, Die Baustelle, Baustoffkunde, Feldmessen, Baubetriebslehre,

Naturlehre, Statik. Heft 1 und 2. Gr. DIN A 4. Kommissions-Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart. Preis je Heft je 40 Seiten Umfang kart. 3,80 DMark.

Schlums, Johannes, Prof. Dr.-Ing. habil., Potsdam: Zweckmäßigste Verfahren für die Ermittlung der Erdmassen beim Bau von Verkehrswegen. 19 Seiten, Größe 21 × 29½ cm mit 24 Abb. und 2 Tabellen. Berlin: Verlag für Technik und Kultur, 1949. Preis: brosch. 5,10 DMark.

Einführung in die Dinormen. Herausgegeben vom Institut für Berufsausbildung e.V. in Berlin. 9. Aufl. 208 Seiten, Gr. DIN A 5, mit 384 Abb. Bielefeld: Verlag für Wissenschaft und Fachbuch GmbH., 1949. Preis: brosch. DMark 3,50.

Georg Rau: Perspektive. Lehrbuch für das perspektivische Zeichnen. 65 Seiten, Gr. 24 × 32 ½ cm, mit 29 ganzseitigen Tafeln und ausführlicher Beschreibung. Stuttgart: Mundus-Verlag, 1949.

Heinrich Kayser †

Am 25. Mai 1949 ist Dr.-Ing. E. h. Heinrich Kayser, em. Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt, Begründer ihres Ingenieurlaboratoriums, nach kurzer schwerer Krankheit im 76. Lebensjahr verschieden.

Als gebürtiger Darmstädter absolvierte er das berühmte alte Gymnasium seiner Vaterstadt und studierte hier auch Bauingenieurwesen. Um vor allem Müller-Breslau zu hören, ging er nach Charlottenburg. Dort legte er 1895 die Regierungsbaumeister-Prüfung ab und war anschließend bei der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen tätig. Seine vorzüglichen Examenleistungen wurden durch Reisestipendien des preussischen Staates und der Stadt Charlottenburg belohnt. Auf diese Weise kam er frühzeitig nach Holland und Belgien und später nach Amerika. In Charlottenburg wurde er auch Stadtbaumeister, nachdem er vorher in gleicher Eigenschaft in Posen tätig war. Aus diesen Arbeiten für die technischen Stadtverwaltungen entstanden wissenschaftliche Veröffentlichungen, die stark beachtet wurden und ihm bereits im Alter von 34 Jahren einen Ruf als Ordinarius für Wasserbau und Städtischen Tiefbau an der Techn. Hochschule Zürich eintrugen. Am 1. April 1908 folgte er dem Ruf seiner Heimathochschule, nunmehr allerdings auf den Lehrstuhl für Brückenbau. Nahezu 40 Jahre lang vermittelte er hier seinen zahlreichen Schülern auf breiter Grundlage aus dem reichen Schatz seiner Erfahrungen das wissenschaftliche Rüstzeug für die Praxis.

Als Fachmann zeichnete sich H. Kayser durch ein sehr universelles Wissen und Können aus. Die Eigenart seines Werdeganges bestimmte ihn zum besonders gut geeigneten Berater der Baubehörden und erklärt auch seine wissenschaftliche Arbeitsweise, die eher „romantisch“ als „klassisch“ war, jedenfalls auf dem Boden der Anschauung wuchs und daher der Originalität nicht entbehrte. Mit einer besonderen Begabung für die Überwindung mathematischer Schwierigkeiten durch intuitiv erahnte Lösungsansätze waren ihm vor allem auf dem Gebiet der Stabknickung schöne Erfolge beschieden. Er bediente sich dabei der zweiten Variation des Prinzips der virtuellen Verschiebungen, ohne diese Terminologie zu kennen. So gelang es ihm, für den mehrteiligen Druckstab, den beiderseits elastisch eingespannten und den seitlich elastisch gebetteten Druckstab ohne festliegende Stabenden zweckmäßige Bemessungsformeln aufzustellen, die in wenig veränderter Form später als Ergebnisse der Energiemethode — also auf dem gleichen, nur neu benannten Lösungsweg — im Fachschrifttum wiederkehrten. Daß manche seiner Arbeiten nicht so bekannt wurden, wie sie es verdienten, lag daran, daß sie nicht in Fachzeitschriften des Bauingenieurwesens sondern des Maschinenbaues erschienen.

Auf artverwandtem Wege löste er auch Aufgaben der Schwingungstechnik, wozu ihn Untersuchungen der Rah-

men von Turbinenfundamenten anregten. Eine Formel zur Bestimmung der Eigenfrequenz von biegesteifen Stabgebilden auf dem Wege der Mittelwertbildung trägt im Fachschrifttum der Bauingenieure auch seinen Namen.

Der im starken Maße auf die praktischen Bedürfnisse der Ingenieurwissenschaften ausgerichtete Sinn Kayser's ließ ihn nicht eher ruhen, bis er auch experimentell forschen konnte. Kurz nach dem ersten Weltkrieg gab er die Vorlesungen über Baustatik an E. Kammer ab und widmete sich mit großer Energie der Gründung und dem Ausbau des Ingenieurlaboratoriums. Diese Leistung verdient um so mehr Anerkennung, als ihm nur karge materielle Mittel zur Verfügung standen und große Stiftungen völlig fehlten. In seinem Institut wurde das Reißlackverfahren den besonderen Zwecken der Stahlbau-forschung entsprechend weiterentwickelt und zur Vertiefung unserer Kenntnisse über wichtige Konstruktionselemente, wie beispielsweise Rahmenecken, genietete und geschweißte Stabanschlüsse mit Erfolg angewandt. Der Stahlbetonbau verdankt der Versuchsforschung Kayser's Erkenntnisse über Anfangsspannungen in den Stahleinlagen infolge Schwindspannungen und über das Verhalten der Stahlbetonträger unter pulsierender Belastung.

Erinnert man sich schließlich noch der umfassenden Tätigkeit Kayser's als Gutachter in wichtigen Fragen des Brücken- und Städtebaues, so steht man bewundernd vor einer mühevollen Lebensarbeit, die aber auch große Anerkennung gefunden hat. Er wurde in wichtige bauwissenschaftliche Ausschüsse berufen und die Techn. Hochschule Hannover verlieh ihm im Jahre 1931 die Würde eines Dr.-Ing. ehrenhalber. Auch nach seiner Emeritierung im Jahre 1938 fühlte er sich mit seiner alma mater so stark verbunden, daß er vor einer freiwilligen Hörschaft über ausgewählte Kapitel aus dem Stahlbetonbau las.

H. Kayser wirkte in der Stille. Dies entsprach seinem gütigen und hilfsbereiten, in sich gekehrten Wesen. Dennoch war er ein Freund der Geselligkeit, aber mit bewunderungswürdiger Mäßigung war er seit vielen Jahren auf die Erhaltung seiner Gesundheit bedacht. Für seine Studenten stellte er sich zur Verfügung, als sie nach dem ersten Weltkrieg der wirtschaftlichen Hilfe am meisten bedurften, und um die Erbauung des Darmstädter Hochschulstadions, sowie der Otto-Berndt-Halle erwarb er sich große Verdienste, nicht allein als Förderer der bautechnischen Aufgaben, sondern auch als kluger und erfahrener Berater in finanztechnischen Fragen. Alle Kraft zur Bewältigung seiner schwierigen Lebensaufgaben schöpfte er aus seinem Familienleben.

Heinrich Kayser ist mit seinen Verdiensten in die Geschichte der Techn. Hochschule Darmstadt eingegangen. Mit Dank und Ehrerbietung neigt sich die Fachwelt vor dem Entschlafenen.

K. Klöppel, Darmstadt.

SALZGITTER
AG. FÜR BERGBAU- UND HÜTTENBEDARF

STAHLHOCH- UND BRÜCKENBAU

Ausführung von Stahlbauten aller Art: Eisenbahn- und Straßenbrücken, Hallen- und Dachbauten, Stahlskelett- und Trägerbau, Stahltilt- und Behälterbau, Krananlagen, Verladebrücken usw.

**AKTIENGESELLSCHAFT FÜR BERGBAU- UND HÜTTENBEDARF
SALZGITTER ABTEILUNG: STAHLHOCH- UND BRÜCKENBAU**

FERNSPRECHER 441, TELEGRAMM-ADRESSE: BERGBAUBEDARF SALZGITTER

Wir zeigen unsere Erzeugnisse auch auf dem Freigeände der Deutschen Bauausstellung in Nürnberg vom 1.—18. September

Schnell-einfach-sicher bauen

mit einbaufertig angeliefertem

BAUSTAHLGEWEBE

Kein Schneiden — Kein Abfall — Keine Haken
Keine Knüpfung — Material-, Fracht- und Lohn-Einsparung.

BAUSTAHL-RABITZMATTEN

Leichte, rissfreie Putzträger. Größe 1x3 m. Gewicht 1,7 kg/m². Lieferung auf Raumlängen möglich.

STAHLBOHLEN - SCHALUNG

ohne Klammern oder Schrauben für Decken, Dächer und Wände in vielen tausend m² bewährt

Druckschriften, Angebot kostenlos und unverbindlich

BAU-STAHLGEWEBE
G. M. B. H.

DUSSELDORF - OBERKASSEL
Burggrafenstraße 5 - Ruf 5 33 56

4 zu 1 für Gummi

d. h. eine Vorherrschaft von 80 % des Gummitreibriemens über 20 % des Lederreibriemens in Amerika dem lederreichsten Land der Welt. Das beweist nur zu eindeutig die Vorzüge des Gummiriemens.

Seine besonderen Merkmale, die ihn in Amerika zu seiner gewaltigen Bedeutung verholfen haben, zeichnen auch den deutschen Gummigewebe-Treibriemen

Contiflex

aus und finden in folgenden Punkten ihren besonderen Ausdruck:

- Hohe, natürliche Adhäsion, dadurch hoher Durchzugsgrad, gleichmäßige Struktur der Oberfläche.
- Höchste Geschwindigkeit und Flexibilität, d. h. geringe Kraftverluste durch Biegsamkeit auch bei kleinstem Scheiben-Durchmesser.
- Aufgrund des verarbeiteten Textilgewebes hohe Reiß- und Zugfestigkeit, dadurch kleinste Riemenstärke.
- Völlige Gleichmäßigkeit des gesamten Riemenquerschnitts bezüglich Stärke, Zerreißfestigkeit, Dehnung, Elastizität.
- Bestreben eines unbedingt geraden, ruhigen und stoßfreien Laufes.
- Unempfindlich gegen Nässe, Kälte, feuchte Luft, Laugen, Säuredämpfe, Temperaturschwankungen, Trockenheit, Ölspritzer.

Continental

MASCHINENFABRIK OTTO KAISER
KOMMANDITGESELLSCHAFT

St. Ingbert (Saar)
Oberlahnstein (Rhein) Postleitzahl 72b

Wir stellen her:

in neuzeitlicher Konstruktion zur Erfüllung höchster Ansprüche bei Verwendung nur besten Materials unter Einsatz gewissenhafter Facharbeit

- Beton- und Mörtelmischer
- Zwangsmischer
- Schnellbau-Zahnradwinden
- Handkabelwinden
- Schnellbau-Aufzüge
- Turmdrehkrane
- Drehkrane
- Laufkrane für Hand- und Elektrobetrieb
- Betonpumpen
- Baugruben-Aufzüge

Verlangen Sie unser Angebot

STAHLBAU LAVIS · OFFENBACH / MAIN

STAHLHOCHBAU

BRÜCKENBAU

feste und bewegliche Brücken

BEHÄLTERBAU

Kessel u. Apparate · Druckrohrleitungen

MASCHINENBAU

Krane, Verladeanlagen, Baumaschinen

Ihre Kälte-Isolierung nur mit
Kunstharz-Schaumstoff-Isolier-Platten „Piatherm“
(Größe: 1000 × 500 × 20 — 200 mm) für Kühl-Hallen, -Räume,
-Schränke, Brutanlagen, Bienenstände, Raumgewicht 15 kg/cbm, von
FRIEDRICH SCHUSTER / Spezial-Baustoffe / Baubedarfsartikel
(15a) Nordhausen (Harz), Jahnstraße 40. Telefon: 1122

Ia weiße Alabaster-Schreibkreide

steinfrei, klar schreibend, für Büro, Schule, Werkstatt, Bau, Expeditionen,
Industrie (Größe: 100 × 20 × 20 mm) sauber in Faltschachteln verpackt,
liefert sofort

Friedrich Schuster

Spezial-Baustoffe und Baubedarfsartikel

(15a) Nordhausen (Harz), Jahnstraße 40. Telefon: 1122

HILTRUPER RÖHRENWERK G.M.B.H., HILTRUP b. MÜNSTER/WESTF.

Dachkonstruktionen aus Stahlrohren

für

Satteldächer — Sheddächer — Pulldächer

Geschweißte Stahlrohre und Geländerrohre
für die verschiedensten VerwendungszweckeStahlrohre VDE
zur Verlegung elektrischer Leitungen

GOTTWALD

BAGGER

Universalbagger für Hoch- und Tieflöftel,
Greifer- und Schleppschaufelbetrieb
Spezialbagger jeder Art mit größten Leistungen
auf Schienen- oder Raupenfahrwerk

SPEZIAL-BAUKRANE

insbesondere für Montage-Bauweise, ausgeführt
als Selbstfahrer mit Vollgummibereifung

DREH- UND LAUFKRANE

aller Art und für jeden Verwendungszweck

DAMPFRAMMEN

bis 8000 kg Schlagkraft, Rammhämmer für
Dampf- und Druckluftbetrieb, Freifallrammen
mit Dieselantrieb

GREIFER

in jeder Ausführung und Größe

LEO GOTTWALD Kommanditgesellschaft**DUSSELDORF**

Postfach 76

Stahlbau - Tagung 1949

Braunschweig

15./16. September

Anmeldungen erbeten an:

Fachverband Stahlbau

Deutscher Stahlbau-Verband

Bad Pyrmont, Rathausstraße 5

VDI

Verein Deutscher Ingenieure

79. Hauptversammlung

6. bis 9. September 1949

Düsseldorf

Zeitplan und Anmeldekarten durch die

Geschäftsstelle des VDI

Ratingen bei Düsseldorf, Bahnstraße 39 - 45

NORDDEUTSCHER EISENBAU

G. M. B. H.

WILHELMSHAVEN

STAHLBAUTEN aller ART
genietet oder geschweißt

**OPTIK
FEINMESS DRESDEN VEB**

Bau-Nivellier-Instrumente
Präzisions-Nivellier-Instrumente
Asphaltprüfgeräte

HEYDE-ERZEUGNISSE

DRESDEN N 23 - KLEISTSTRASSE 10

Größere Stahlbauanstalt Norddeutschlands, gut fundiert, die Stahl-, Hoch-, Brücken- und Großbrückenbau ausführt, sucht für die Leitung des Büros einschließlich Projektierung, Kalkulation und Kundendienst

Dipl.-Ingenieur (Oberingenieur)

Dipl.-Ingenieure mit reichen Erfahrungen im Stahl-, Hoch- und Brückenbau, die Leistungen, die über dem Durchschnitt stehen, aufweisen können, die nicht nur technisch, sondern auch kaufmännisch begabt sind, große Arbeitskraft und Initiative besitzen, wollen sich melden. Angebote mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Referenzen, Gehaltsansprüchen u. frühestem Eintrittstermin u. **Bau 100** an d. Springer-Verlag, Anz.-Abtlg.

Norddeutsche Stahlbau-Anstalt sucht **Dipl.-Ing. (Oberingenieur)**

mit reichen Erfahrungen im Stahl-, Hoch- und Brückenbau für besondere kaufmännische Tätigkeit, und zwar Übernahme und Überwachung aller Arbeiten zur Erledigung der Anfragen bis zum Auftrag. Es wollen sich nur Herren melden von unermüdlicher Arbeitskraft, absolut fachkundig, praktisch, geschäftlich und kaufmännisch begabt, die es verstehen, Beziehungen zu schaffen und zu erhalten. Die Stellung ist ausbaufähig. Angebote mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Referenzen, Gehaltsansprüchen und frühestem Eintrittstermin unter **Bau 101** an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung.

Chemie für Bauingenieure und Architekten

Das Wichtigste auf dem Gebiet der Baustoff-Chemie
in gemeinverständlicher Darstellung

Von

Dr. Richard Grün †

Ehem. Professor an der Technischen Hochschule Aachen, Ehem. Direktor
des Forschungsinstituts der Hüttenzementindustrie Düsseldorf

Vierte, umgearbeitete Auflage

Mit 65 Abb. VIII, 212 Seiten. 1949. DMark 16.50

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÜTTINGEN · HEIDELBERG

Sie suchen gute Teere

für Ihre Dächer nur einwandfreie Qualitätsware:

„Regenerol S“ kaltflüssiger Spezial-Imprägnieranstrich
„Asphalt-Kleber CIG“ ausgezeichnete Klebemasse
„Asphalt-Kitt C 50“ Vergußmasse (Asbestfaser)
„Nigrolin“ Bitumen-Firnis für Eisen und Beton
„Colinol Spezial-Nr. 7“ zum Parkettverlegen

Ausführliche Angebote anfordern von

FRIEDRICH SCHUSTER

Spezial-Baustoffe und Baubedarfsartikel
(15a) Nordhausen (Harz), Jahnstraße 40. Telefon: 1122

Wir fertigen an:

für den Bergbau Schienen-Nägel
für das Baugewerbe Rohrhaken, Bankeisen,
Krampen, Fenstereisen, Mauerhaken.

Erforderliche Materialgestellung: Schmiedbares Rund- oder Vier-
kantisen (auch Abfälle) 6-14 mm Ø

FR. RUFUS LUCK, Inh.: Erich Rothhämel, (15a) Steinbach-Hallenbg. (Thür.)

HOLZAPFEL-Farben

für

Eisen, Holz und Mauerwerk
wieder in altbewährter Friedensqualität

Holzapfel-Farbwerke G. m. b. H.
Hamburg 11, Baumwall 3, Slomanhaus

VOLLMERWERKE

MASCHINENFABRIK A.-G.

Biberach/Riß (Wttbg.)

Die führende Spezialfabrik in:

Sägenschräffautomaten

Sägenschränkmaschinen

Sägenfeilmaschinen *und*

autom. Hobelmesserschleifmaschinen

ARDELT

**KRANE u. HEBEZEUGE
JEDER ART u. GRÖSSE
FÜR DIE BAUWIRTSCHAFT**
Fahrbare Drehkrane f. Straße u. Schiene
Stahl-Wasserbauten

ARDELTWERKE G.M.B.H. OSNABRÜCK

GHH-STAHLSCHALUNGEN

helfen **schnell** und **wirtschaftlich** bauen und **steigern** die Leistung der Baustelle

STANDARDSCHALUNGEN

für Beton- und Stahlbetonbauwerke

SONDERSCHALUNGEN

für bestimmte Bauwerke, wie Brückenbögen usw.

STAHLSCHALUNGEN

zum Schütten von Hauswänden / Deckenschalung

WIR LIEFERN AUSSERDEM:

Vollständige Anlagen und Einzeleinrichtungen für die Trümmer-Verwertung

Stahlbrücken / Stahlwasserbauten / Stahlhochbauten / Stahltore / Stahltüren

GHH

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE · WERK STERKRADE

OBERHAUSEN (RHEINLAND)