

# DER BAUINGENIEUR

26. Jahrgang

April 1951

Heft 4

## Bau eines großen Faalbehälters in Stahlbeton von 6100 m<sup>3</sup> Inhalt.

Von Prof. Dr.-Ing. Hans J. D. Frenkel, Köln, Wuppertal-Verband, Wuppertal-Bremen

Der als Kläranlage Wuppertal-Buchbecken des Ruhrverbandes ist in den Jahren 1945 und 1949 als Faalbehälter mit einem Inhalt von 6100 m<sup>3</sup> erbaut worden. Seine Bauweise stellt einen der größten bekannten Stahlbeton-Faalbehälter dar, so daß es sich lohnt, sich mit der Bauweise zu befassen.

### 1. Verwendungszweck

Der Kläranlage Wuppertal-Buchbecken, die von der Ruhr im Jahr 1930 übernommen worden ist, wurde im Jahr 1945 für rd. 30000 Einwohner und 1949

in der die Planung in dieser beispielhaften Form zur Zeit des größten Stahlbeton-Faalbehälter in Deutschland durchgeführt. Ausschlaggebend für die Größe war vornehmlich der Inhalt. Beim Entleeren des Kläranlage werden insgesamt rd. 24 500 m<sup>3</sup> Faal abgefahren. Da die Faalbehälter zwecks weitgehender Reinigung von Faulschlamm und Schlammwasser in der Regel teilweise befüllt werden und daher nicht 2 Behälter sondern große Längsbehälter benötigt werden, kommt für die Ausführung der oben erwähnten notwendigen Grundfläche von 24 500 m<sup>2</sup> nur die Anfertigung eines großen Faalbehälters in Frage. Dieser Faalbehälter hat eine Länge von je 120 m und einen Durchmesser von je 17 m. Die Höhe des Behälter



# DER BAUINGENIEUR

26. Jahrgang

1951/Heft 4

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg

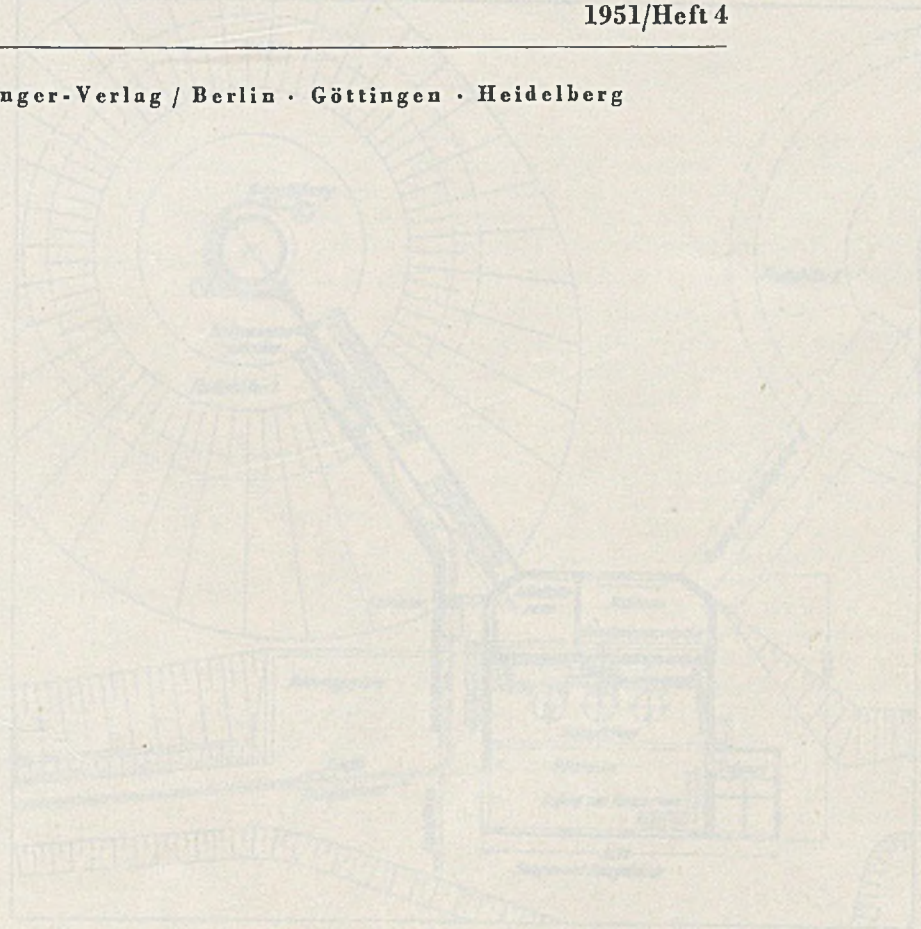


Abb. 1. Faalbehälter mit je 6100 m<sup>3</sup> Inhalt in Wuppertal-Buchbecken der Kläranlage Wuppertal-Buchbecken.

Der Faalbehälter ist ein großer, zylindrischer Behälter, der in zwei Abschnitten erbaut wurde. Die Länge des Behälters beträgt 120 m und der Durchmesser 17 m. Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise. Der Behälter ist in zwei Abschnitten erbaut worden. Der erste Abschnitt hat eine Länge von 60 m und der zweite Abschnitt hat eine Länge von 60 m. Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise. Der Behälter ist in zwei Abschnitten erbaut worden. Der erste Abschnitt hat eine Länge von 60 m und der zweite Abschnitt hat eine Länge von 60 m. Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise.

Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise. Der Behälter ist in zwei Abschnitten erbaut worden. Der erste Abschnitt hat eine Länge von 60 m und der zweite Abschnitt hat eine Länge von 60 m. Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise.

Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise. Der Behälter ist in zwei Abschnitten erbaut worden. Der erste Abschnitt hat eine Länge von 60 m und der zweite Abschnitt hat eine Länge von 60 m. Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise.

Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise. Der Behälter ist in zwei Abschnitten erbaut worden. Der erste Abschnitt hat eine Länge von 60 m und der zweite Abschnitt hat eine Länge von 60 m. Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise.

Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise. Der Behälter ist in zwei Abschnitten erbaut worden. Der erste Abschnitt hat eine Länge von 60 m und der zweite Abschnitt hat eine Länge von 60 m. Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise.

Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise. Der Behälter ist in zwei Abschnitten erbaut worden. Der erste Abschnitt hat eine Länge von 60 m und der zweite Abschnitt hat eine Länge von 60 m. Die Höhe des Behälters beträgt 17 m. Die Bauweise ist eine Stahlbetonbauweise.



DER BAUINGENIEUR

26. Jahrgang

1921/Heft 4

Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg



## Bau eines großen Faulbehälters in Stahlbeton von 6100 m<sup>3</sup> Inhalt.

Von Provinzialbaurat a. D. Friedrich Kieß, Wupperverband, Wuppertal-Barmen.

Auf der Kläranlage Wuppertal-Buchenhofen des Wupperverbandes ist in den Jahren 1948 und 1949 ein Faulbehälter mit einem Inhalt von 6100 m<sup>3</sup> gebaut worden. Dieses Bauwerk stellt einen der größten bekannten Stahlbeton-Faulbehälter dar, so daß es angebracht erscheint, über die Bauausführung zu berichten.

### 1. Verwendungszweck.

Die Kläranlage Wuppertal-Buchenhofen, die vom Wupperverband im Jahre 1938 übernommen worden ist, hat das Abwasser von rd. 300 000 Einwohnern und zahlreichen Industriebetrieben der Stadt Wuppertal zu reinigen. Sowohl für die Reinigung des Abwassers als auch für die Behandlung des in großen Mengen auf der Kläranlage zurückgehaltenen Frischschlammes sind nur veraltete oder behelfsmäßige Anlagen vorhanden. Der Verband ist daher gezwungen, umfangreiche Ausbauarbeiten vorzunehmen. Im Rahmen dieser Aufgaben ist ein geschlossener Faulbehälter erstellt worden, in dem die Ausfäulung des Frischschlammes (Methangärung) vor sich gehen soll, und in dem vor allem das in erheblichen Mengen sich entwickelnde Klärgas gewonnen werden kann, das größtenteils aus wertvollem Methan besteht. Bisher war es nicht möglich, dieses Klärgas aufzufangen, weil nur offene Erdfaulbecken vorhanden waren.

Das in dem neuen Behälter gewinnbare Klärgas wird in einer Treibgasanlage gereinigt und verdichtet und wird hiernach als Treibgas an Kraftfahrzeuge abgegeben, wodurch sich eine bedeutende Einnahmequelle ergibt.

### 2. Wahl des Inhalts für den Behälter.

Die Stahlbeton-Faulbehälter in Kuppelbauform wurden von der Emschergenossenschaft und vom Ruhrverband entwickelt und sind schon wiederholt, teilweise sogar in bergbausicherer Ausbildung, ausgeführt worden. Der Inhalt dieser in ähnlicher Form bis heute gebauten Behälter beträgt bis zu 3000 m<sup>3</sup>. Behälter noch größerer Abmessungen sind bisher nur in zylindrischer oder prismatischer Form oder in der Pilzdeckenbauweise vornehmlich für Trinkwasserbehälter, Getreidespeicher, Kohlenbunker usw. und in einem Falle auch als Faulbehälter errichtet worden. (Niersverband, 2 Faulbehälter in zylindrischer Form mit einem Inhalt von je 9400 m<sup>3</sup>.)

Für den neuen Behälter auf der Kläranlage Wuppertal-Buchenhofen ist ein Inhalt von 6100 m<sup>3</sup> gewählt worden,

so daß das Bauwerk in dieser kuppelartigen Form zur Zeit den größten Stahlbeton-Faulbehälter in Deutschland darstellt. Ausschlaggebend für die Größenwahl waren vornehmlich betriebliche Gründe. Beim Endausbau der Kläranlage werden insgesamt rd. 24 500 m<sup>3</sup> Faulraum erforderlich. Da die Faulbehälter zwecks weitgehender Trennung von Faulschlamm und Schlammwasser in der Regel paarweise betrieben werden und daher meist 2 Behälter gleicher Größe hintereinander geschaltet werden, kommt für die Aufteilung des oben erwähnten notwendigen Gesamtfaulraumes von 24 500 m<sup>3</sup> nur die Aufteilung in 2, 4 oder 6 einzelne, am besten gleichgroße Faulbehälter in Frage. Die Aufteilung in 2 Behälter zu je 12 200 m<sup>3</sup> hätte zwar keine bautechnischen Schwierigkeiten bereitet. Diese Lösung mußte jedoch ausscheiden, weil der Betrieb

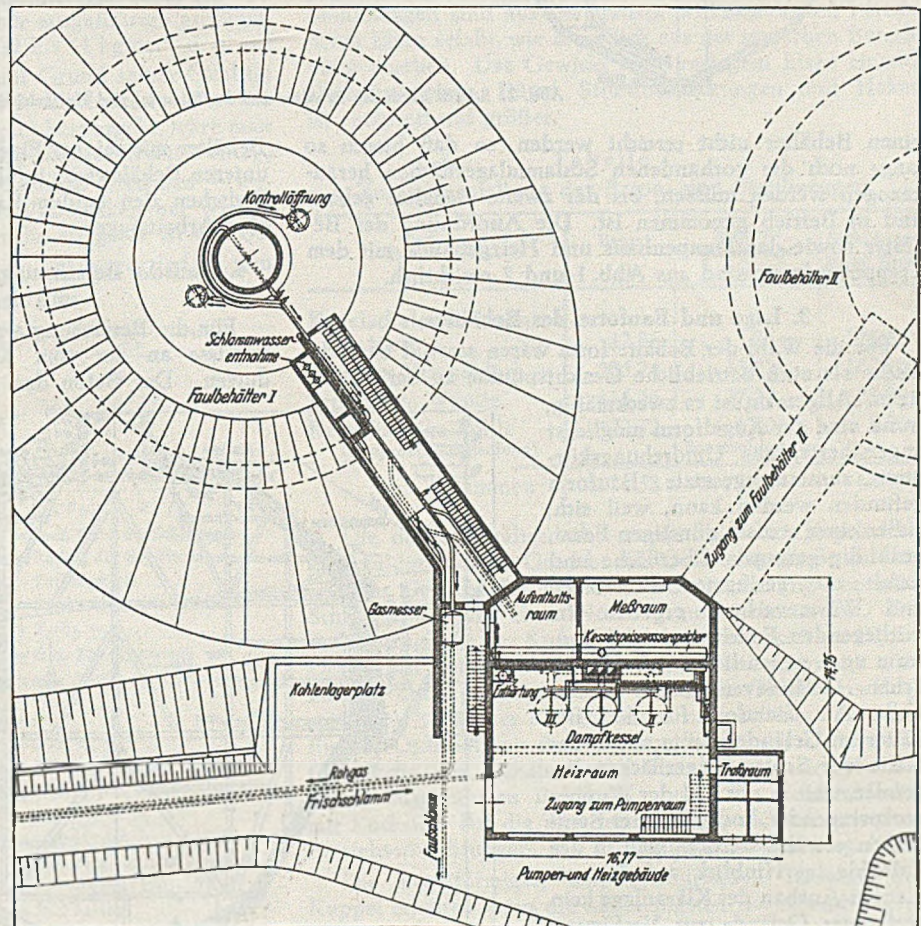


Abb. 1. Stahlbeton-Faulbehälter von je 6100 m<sup>3</sup> Inhalt mit Pumpen- und Heizgebäude und Treppenaufgang.

von solch großen Faulbehältern, zu dem u. a. die Heizung, Umwälzung und Schwimmdeckenzerstörung gehört, zu schwerfällig wird. Außerdem wird die Höhe solcher Behälter so groß, daß deren Oberkante viel höher zu liegen kommt, als dies zur Erzielung eines bestimmten Schlamm-Überdruckes bei vollständig gefülltem Behälter notwendig ist, wodurch unnötige Mehrkosten für das Hochpumpen des Frischschlammes in den Behälter entstehen. Eine Aufteilung in 6 Einheiten zu je 4100 m<sup>3</sup> hätte zu viel einzelne Behälter und damit zu hohe Bau- und Betriebskosten ergeben. Man entschied sich daher



für 4 Behälter mit je 6100 m<sup>3</sup> Inhalt. Für die Wahl von Behältern solcher Größe sprach noch der Gesichtspunkt, daß beim derzeitigen Schlammfall zunächst ein einziger Behälter dieser Größe gerade noch genügt, um eine ausreichende Gasausbeute zu erzielen, auf die mit Rücksicht auf die Treibgasanlage großer Wert gelegt wird. Allerdings kann eine vollständige Trennung von Faulschlamm und Schlammwasser und eine restlose Ausfäulung in dem

Gelände gestellt werden, sondern es mußte tief in die Erde gebaut werden. Die reinen Baukosten für diesen versenkten Behälter sind zwar etwas höher als die, die sich vergleichsweise für einen freistehenden Behälter ergeben hätten. Jedoch sind die Betriebskosten, die im wesentlichen aus Heiz- und Pumpkosten bestehen, bei dem ausgeführten Behälter wesentlich geringer als bei dem freistehenden und höher gestellten Bauwerk, weil bei ersterem geringere Wärmeverluste eintreten und weil der Frischschlamm weniger hoch gepumpt werden muß. Im gesamten ergeben sich bei der gewählten Lösung etwa gleich hohe Jahreskosten wie bei dem zum Vergleich herangezogenen freistehenden Behälter.

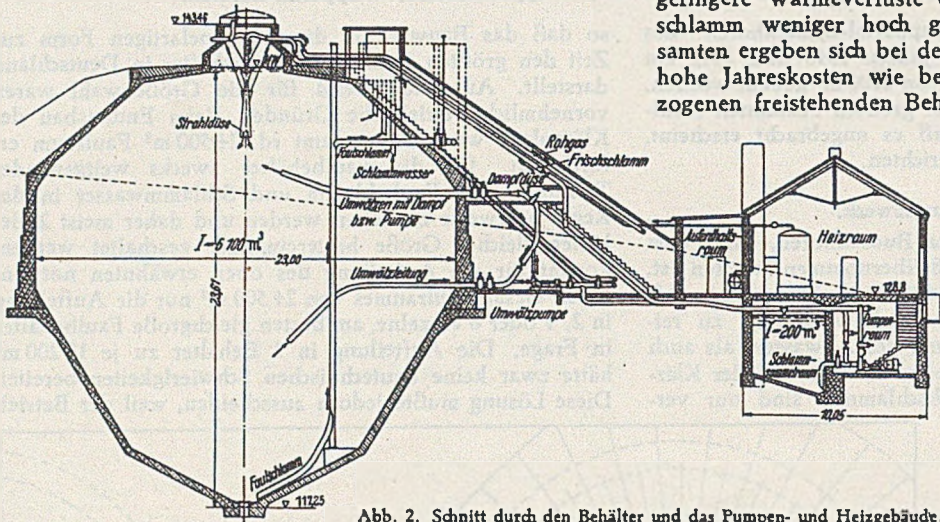


Abb. 2. Schnitt durch den Behälter und das Pumpen- und Heizgebäude.

Aus Abb. 3 ist die aus einzelnen Umdrehungskörpern zusammengesetzte Bauform ersichtlich. Der Behälter besteht demnach aus einem unteren und einem oberen Bauteil. Der untere Behälterteil stellt lediglich eine dünnwandige Baugrubenauskleidung dar, die mit ihrer Sohle auf Fels gegründet ist. Der obere Teil des Behälters spannt sich in Kuppel- bzw. Kegelschalenform über die Baugrubenauskleidung und verhindert bei nicht gefülltem

einen Behälter nicht erreicht werden, so daß hierzu so lange noch die vorhandenen Schlammflächen herangezogen werden müssen, bis der zweite Behälter gebaut und in Betrieb genommen ist. Die Anordnung der Behälter sowie das Pumpenhaus und Heizgebäude mit dem Treppenaufgang sind aus Abb. 1 und 2 ersichtlich.

Behälter mit seinem Eigengewicht ein Aufschwimmen des unteren Behälterteils infolge Auftriebs durch Grundwasser. Zwischen den beiden Bauteilen ergab sich zwangsläufig eine Arbeitsfuge.

3. Lage und Bauform des Behälters.

Für die Wahl der Behälterform waren sowohl bautechnische als auch betriebliche Gesichtspunkte zu berücksichtigen. Allgemein ist es zweckmäßig, wenn eine der Kugelform möglichst angenäherte, aus Umdrehungskörpern zusammengesetzte Bauform gefunden werden kann, weil sich, außer einer statisch günstigen Form, noch die geringste Oberfläche und damit die geringsten Baukosten und Wärmeverluste ergeben. Im vorliegenden Falle wurde die Bauform noch wesentlich durch die örtlichen Geländebedingungen beeinflusst. Als Standort für den Behälter im Gelände mußte ein in der Nähe der Schlammflächen liegender, weit in das Tal der Wupper vorspringender, hochgelegener Berggraben gewählt werden, weil in der Talsohle im Hinblick auf den geplanten Ausbau der Kläranlage kein geeignetes Gelände zur Verfügung stand. Da das Landschaftsbild durch den Behälter möglichst wenig gestört werden sollte, war es notwendig, das Bauwerk nicht höher aus dem Berggraben herausragen zu lassen, als dies zur Erzielung des nötigen Überdruckes der Behälterfüllung erforderlich war. Ferner war es zweckmäßig, den Behälter vollständig mit einer Erdanschüttung zu umgeben, wodurch ein sehr guter zusätzlicher Wärmeschutz erzielt wurde. Das Bauwerk konnte daher nicht als freistehender Behälter — wie dies im allgemeinen unter normalen Geländebedingungen zweckmäßig ist — auf das

4. Statische Berechnung, Beanspruchung der Baustoffe und des Baugrundes.

Für die Bemessung war maßgebend, daß keine Betonzugrisse an der vom Wasser benetzten Seite auftreten dürfen. Der Beton darf also im ungünstigsten Falle nur

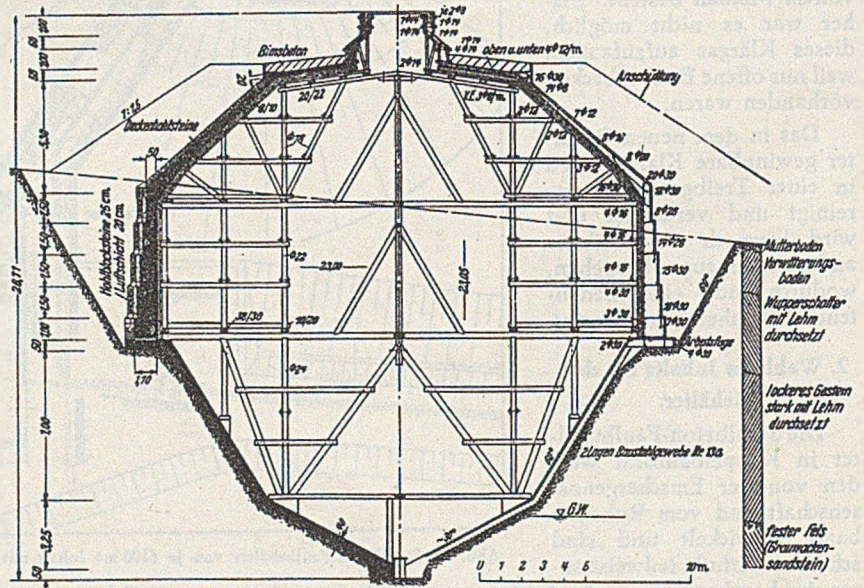


Abb. 3. Abmessungen des Behälters mit Darstellung des Lehrgerüsts, der Bewehrung und des Wärmeschutzes.

so viel Zugspannung erhalten, daß er diese mit Sicherheit aufzunehmen vermag. Die Normalzugfestigkeit des Betons kann auf Grund der erreichten Würfeldruckfestigkeit eingeschätzt werden, und zwar zu etwa 1/10 der Würfeldruckfestigkeit. Im vorliegenden Falle liegen die Würfeldruckfestigkeiten, in den auf Zug beanspruchten Bauteilen, im Durchschnitt bei  $W_{28} = 230 \text{ kg/cm}^2$ , so daß man die Zugfestigkeit des Betons auf  $\sigma_{bz} = 23 \text{ kg/cm}^2$  schätzen kann. Als



höchste Betonzugspannung wurde zugelassen  $\max \sigma_{bz} = 12,4 \text{ kg/cm}^2$ , also etwa die Hälfte der Zugfestigkeit des Betons.

Die Wanddicken wurden so groß bemessen, daß diese höchstzulässige Betonzugspannung nirgends überschritten wurde, wobei als Verhältnis der beiden Elastizitätsmaße von Beton und Stahl  $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$  eingesetzt und als größte Stahlspannung  $\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2$  gewählt wurden. Während man im allgemeinen beim Stahlbeton nur den Zustand II — gerissene Betonzugzone und Aufnahme der Zugkräfte durch die Eisen allein — zugrundelegt, soll zur weiteren Sicherheit außerdem noch der Zustand I — Beton nicht gerissen, Mitwirkung einer gewissen Betonzugspannung — erhalten bleiben. Der Zustand II soll also überhaupt nicht eintreten können, um Zugrisse im Beton zu vermeiden. Entscheidend für die Vermeidung von Betonzugrisen an Behältern ist daher nicht die zugelassene Eisenspannung, sondern die dem Beton zugemutete Betonzugspannung.

Die Begrenzung dieser zulässigen Betonzugbeanspruchung  $\sigma_{bz}$ , die im allg. nur in den lotrechten Wänden der kuppelförmigen Faulbehälter voll erreicht wird, ist von großer Wichtigkeit. Bei den bisher ausgeführten größeren Faulbehältern hat man  $\sigma_{bz}$  auf 12 bis 14  $\text{kg/cm}^2$ , d. h. auf etwa die Hälfte der vom Beton auf Grund seiner Qualität aufnehmbaren Normalzugfestigkeit beschränkt. Wie aus dem in Abb. 4 dargestellten Beispiel hervorgeht, wäre man zwar in der Lage, durch Zulassung höherer Werte von  $\sigma_{bz}$  noch wesentlich geringere Wanddicken zu errechnen — wobei allerdings die Abnahme der Wanddicken bei Werten für  $\sigma_{bz}$  über 14  $\text{kg/cm}^2$  nicht mehr so groß ist wie bei Werten für  $\sigma_{bz}$  unter 14  $\text{kg/cm}^2$  —. Es wurde jedoch von

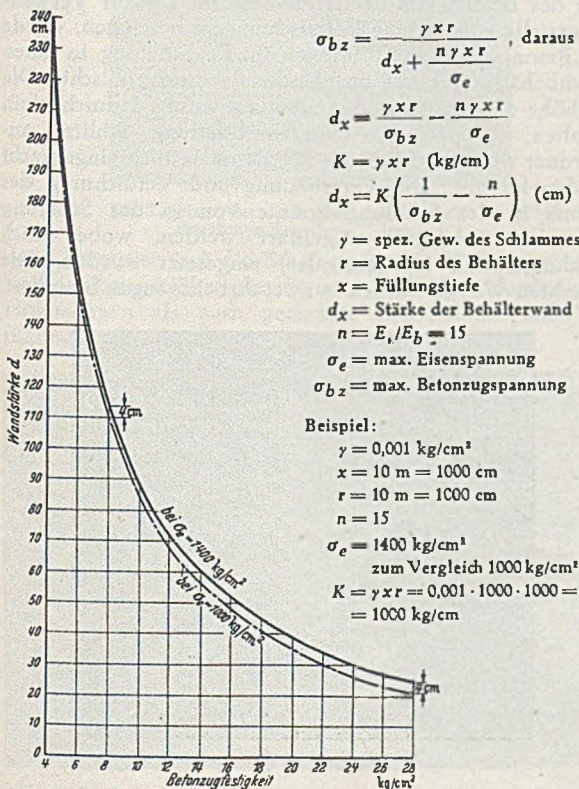


Abb. 4. Wandstärke  $d$  einer Kegel- bzw. Zylinderschale in Abhängigkeit von  $\sigma_{bz}$  und  $\sigma_e$ .

der Zulassung eines höheren Wertes für  $\sigma_{bz}$  abgesehen, um dem Beton jener Behälterwände, die am stärksten auf Zug beansprucht werden, eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen Zugrisse und Korrosion zu verleihen.

Für die Bemessung der Stahleinlagen war gefordert, daß diese an jeder Stelle des Behälters die auftretenden Ringzugkräfte allein aufzunehmen in der Lage sind. Hierbei können die zulässigen Stahlspannungen voll ausgenutzt werden, da die Betonzugspannung und damit die Wanddicken nur sehr wenig von der Wahl der Stahlspannung beeinflusst werden. Aus Abb. 4 ist ersichtlich, daß man durch eine wesentliche Herabsetzung von  $\sigma_e$ , also durch eine wesentliche Vergrößerung der Stahleinlagen, nur eine geringe Verminderung der Wanddicke erreichen kann. Es ist daher unwirtschaftlich, wenn die Stahlspannungen nicht voll ausgenutzt werden.

Die Bemessung der Wandstärken bzw. die Berechnung der Betonzugspannung bei gewählter Wandstärke, sowie die Bestimmung der Ringzugkräfte bzw. der Stahlquerschnitte geschah mittels der üblichen Theorie für Kegelschalen, wobei u. a. der Einfluß der Temperaturspannungen (wegen des geringen Temperaturgefälles in den wärme-geschützten Wänden) und der Einspannung der verschiedenen Behälterteile, sowie die an den Ecken der Behälterwandung aus den Meridiankräften zusätzlich entstehenden Ringzugkräfte unberücksichtigt geblieben sind.

In Tabelle I sind die Beton- und Stahlmengen angegeben, die auf die einzelnen Bauteile entfallen. In den Stahlmengen sind nur die statisch wirksamen und berechneten Eisen erfaßt, wie diese sich aus der statischen Berechnung ergeben. Das Gewicht aller verlegten Eisen einschl. Verteilungseisen, Bügel, Stoßüberdeckungen und Haken ist entsprechend größer.

Tabelle I.  
Zusammenstellung der Beton- und Stahlmengen.

Behälterteil	Beton m <sup>3</sup>	Statische Stahlmenge t	Stahlmenge kg/m <sup>3</sup> Beton
Kegelschalendecke mit Laterne	42,26	5,23	125,10
Schräges Kuppeldach	205,24	33,27	162,10
Senkrechte Wände	414,36	37,23	89,90
Kegelförmige Sohle (Baugrubenauskleidung)	472,72	1,50	3,20
		Baustahlgewebe	
Zusammen:	1134,58	77,23	68,15

Die obere Behälterdecke wurde als flache Kegelschale ausgebildet, die das Gewicht der Gashaube mit Strahldüse und das Gewicht des über der Deckenisolierung liegenden Schutzbetons und einer Nutzlast aufzunehmen hat. Die Fußringzugkraft der flachen Decke errechnet sich zu 160,7 t. Der Beton der flachen Kegelschale (ohne Zugring) wird nur auf Druck beansprucht, so daß keine Gefahr von Zugrisen im Beton der flachen Decke besteht, was besonders für die Dichthaltung der Isolierungen an der Unter- und Oberfläche der Behälterdecke von Wichtigkeit ist. Bei früher ausgeführten Behältern wurde die Behälterdecke, mit Rücksicht auf die dort untergebrachten umfangreichen Betriebseinrichtungen, als Plattenbalkendecke ausgeführt.

Die kegelförmigen und zylindrischen Bauteile der Kuppel erhalten dann die ungünstigsten Beanspruchungen, wenn der Behälter gefüllt ist und die Erdschüttung fortfällt. Die höchste Betonzugspannung beträgt dann 12,4  $\text{kg/cm}^2$  im obersten Abschnitt der senkrechten Wände. Die größte Ringzugkraft tritt im Fußring des schrägen Kuppeldaches in einer Größe von 348 t auf. Sie ist allein von den im Fußring des Kuppeldaches bzw. im obersten Teil der senkrechten Wände verlegten Eisen aufzunehmen.

Die Erdschüttung bringt nur geringe Druckspannungen in den Behälterwänden hervor, deren entlastende Wirkung daher unberücksichtigt bleiben konnte. Die Bodenpressungen des Kuppelfundamentes betragen max. = 4,35  $\text{kg/cm}^2$ , min. = 3,05  $\text{kg/cm}^2$ . Da der Baugrund aus festgelagertem Wupperschotter bzw. aus aufgelockertem



Gestein besteht, können diese Bodenpressungen ohne Bedenken zugelassen werden.

Die Bodenpressung des Behälterfundamentes bei höchster Füllung ist verhältnismäßig gering und erreicht nur 2,37 kg/cm<sup>2</sup>.

Durch die Verwendung vorgespannten Betons hätte sich zwar eine Verringerung der Wanddicken der senkrechten Behälterwände erzielen lassen. Die Baukosten wären dadurch aber nicht herabgesetzt worden, weil infolge des geringen Anwendungsbereichs die zusätzlichen Kosten der Baustelleneinrichtung und der Bauausführung für den Spannbeton höher gewesen wären als die erreichbaren Einsparungen an Beton und Bewehrung. Wenn jedoch der Arbeitsumfang groß genug ist, d. h. wenn mehrere Behälter gebaut werden, dann kann die Verwendung von Spannbeton wesentliche Vorteile bringen. In den USA. sind z. B. die 18 Vor- und Nachfaulbehälter mit je rd. 10 000 m<sup>3</sup> Inhalt der Kläranlage der Stadt Los Angeles [1] (größte Faulbehälteranlage der Welt) und mehrere Faulbehälter mit je 6000 m<sup>3</sup> Inhalt auf der Kläranlage der Stadt Oklahoma [2] aus vorgespanntem Beton hergestellt. Dabei hat es sich allerdings als zweckmäßig erwiesen, für die Wanddicken der Behälterwände nicht das statisch geringstmögliche Maß zu wählen, sondern mit Rücksicht auf den Wärmeschutz und die Korrosion die Wanddicken etwas größer auszuführen, z. B. 52 cm für die senkrechten Wände der Behälter in Los Angeles.

#### 5. Bauausführung.

Da der Behälter nach seiner Fertigstellung ständig mit Schlamm gefüllt ist, muß der Beton der Behälterwände ein wasserdichtes Gefüge aufweisen. Dies war zu erreichen durch die Wahl einer Kornzusammensetzung, die nahe an der Sieblinie E (DIN 1045) lag, durch einen zweckmäßigen Wasserzusatz, so daß die Betonsteife schwach plastisch wurde und ferner noch durch eine gute Verdichtung des Frischbetons in der Schalung mittels Rüttelns und Stampfens. Von dem Zusatz eines besonderen Dichtungsmittels wurde abgesehen.

Es war beabsichtigt, die Zuschlagstoffe in zwei verschiedenen Körnungen von unter 7 mm und über 7 mm zu verwenden. Die in Frage kommenden Kiesbaggereien konnten jedoch zur Zeit der Bauausführung eine getrennte Anlieferung noch nicht durchführen. Es wurde daher eingehend geprüft, ob der zur Verfügung stehende Rheinbetonkiessand 0 bis 30 mm eine zweckmäßige Kornzusammensetzung besitzt und ob diese auf die Dauer der Bauausführung vom Lieferwerk gleichmäßig gewährleistet werden kann. Die vor Baubeginn und während der Bauausführung vorgenommenen Siebversuche ergaben übereinstimmend, daß die Kornzusammensetzung im besonders guten Bereich, und zwar nahe der Sieblinie E lag. Es konnte daher im vorliegenden Falle mit Betonkiessand 0 bis 30 mm in einer Körnung gearbeitet werden, wobei natürlich darauf geachtet werden mußte, daß die Kornzusammensetzung gleich blieb und keine wesentliche Entmischung beim Abladen und Lagern des Materials eintrat. Geringe Entmischungen des Betonkiessandes wurden unmittelbar vor der Verwendung beseitigt.

Wegen etwaiger aggressiver Bestandteile des Schlammes (besonders Sulfate) konnte nur ein solches Bindemittel für den Beton verwendet werden, das diesem eine möglichst große Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Stoffe verleiht. Es kam folglich der kalkarme Hochofenzement oder aber Portlandzement mit einem entsprechend hohen Zusatz von Traß in Frage, wobei der Traß aber nicht als Zementersatz anzusehen ist. Die Widerstandsfähigkeit des Gemisches aus Portlandzement und Traß ist darauf zurückzuführen, daß der Traß mit dem beim Abbinden des Portlandzementes freiwerdenden Kalk chem. widerstandsfähige Lösungen bildet. Von der Verwendung von Portlandzement und Traß wurde jedoch im vorliegen-

den Falle wegen der höheren Kosten abgesehen, obwohl damit größere Festigkeiten hätten erzielt werden können.

Es wurde daher Hochofenzement Z 225 verwendet, und zwar für die Baugrubenauskleidung und die senkrechten Wände 300 kg/m<sup>3</sup> und für die schrägen Kuppeldecken einschließlich unterem Zugring 375 kg/m<sup>3</sup> Beton. Die im Bauwerk nach 28 Tagen erreichten Betondruckfestigkeiten liegen im Durchschnitt bei 230 kg/cm<sup>2</sup>, so daß der Beton als B 225 bezeichnet werden kann. Für die errechnete geringe Betondruckspannung allein hätte an sich eine Betongüte von B 160 genügt, dagegen ist für die anzustrebende große Betonzugfestigkeit und Dichte des Betons eine möglichst hohe Betongüte unerlässlich.

Für das Einbringen des Betons in die Schalung war ein Gießturm nicht notwendig, da das Bauwerk ziemlich tief in der Erde lag und weil es nicht erforderlich war, das gesamte Bauwerk in einem Guß ohne jede Arbeitsfuge herzustellen.

Der unterste Bauteil, die mit 30° geneigte kegelförmige Baugrubenauskleidung — die ohne Zuhilfenahme einer Schalung unmittelbar auf Fels gegründet werden konnte — wurde aus erdfeuchtem Beton hergestellt. Die Bewehrung der gesamten Baugrubenauskleidung besteht aus zwei Lagen Baustahlgewebe Nr. 13 a. Für die Betonierung der mit 60° geneigten kegelförmigen Baugrubenauskleidung mußte eine innere Schalung aufgestellt werden. Um beim Einbringen des Betons eine Verschmutzung durch Erde zu verhindern, wurde die Baugrube vor der Aufstellung der Schalung und vor der Verlegung der Bewehrung mit Dachpappe ausgekleidet.

In den lotrechten Wänden des Behälters sind die Stahleinlagen zum größten Teil an die Außenseite der Wände gelegt worden, nur ein kleiner Teil ist an der Innenwand angeordnet, wobei die Betondeckung wegen der Rostgefahr reichlich bemessen wurde. Um die auf dem Transport des Betons von der Betonmaschine bis zur Verwendungsstelle entstandene Entmischung zu beseitigen, wurde der Beton vor dem Einbringen in die Schalung in einen Mischbehälter gekippt und nochmals durchgemischt. Die Fallhöhe des Betons in der Schalung wurde dadurch klein gehalten, daß an der äußeren Schalung Schlitzlöcher angeordnet wurden, durch die der Beton seitlich eingebracht werden konnte. Die Verarbeitung und Verdichtung des Betons in der Schalung konnte von in der Schalung stehenden Arbeitern ausgeführt werden, wobei noch Schalungsrüttler (Außenrüttler) eingesetzt wurden. Die lotrechten Wände wurden in zwei Arbeitsgängen betoniert.

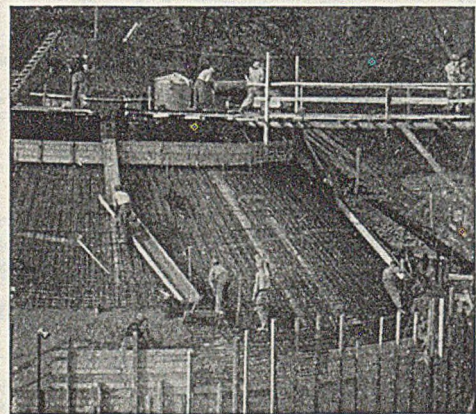


Abb. 5. Betonieren der stark geneigten Kuppeldecke.

Die schrägen Kuppeldecken wurden ohne äußere Schalung, nur auf einseitiger innerer Schalung in einem Arbeitsgang betoniert. Den Vorgang zeigt Abb. 5. Die Stahleinlagen in der stark geneigten Decke wurden spiralförmig verlegt, damit stets die vollen Walzlängen verlegt werden konnten und möglichst wenig Verschnitt entstand. Die Verteilungseisen wurden hier ausnahmsweise innen



angeordnet. Abb. 6 zeigt die Bewehrung des unteren Zugringes; auf der stark geneigten Kuppelfläche sind erst die Verteilungseisen und die wenigen unten angeordneten Zugeisen verlegt. Abb. 7 zeigt die spiralförmig an der Außenseite verlegten Zugeisen der schrägen Kuppeldecke. Oben ist die Bewehrung des oberen Zugringes ersichtlich.

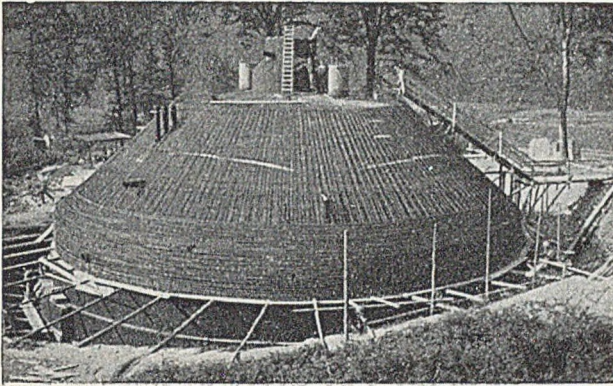


Abb. 6. Bewehrung der Kuppel. Die horizontalen Stahleinlagen stellen die Bewehrung des unteren Zugringes dar. Auf der anschließenden Kuppelfläche sind die äußeren Zugeisen noch nicht verlegt.

Zur Herstellung der Kuppel war die Aufstellung eines Lehrgerüsts notwendig. (Abb. 3.) Einen Eindruck von dem Umfang dieses Gerüsts vermitteln Abb. 8, 9 und 10. Für

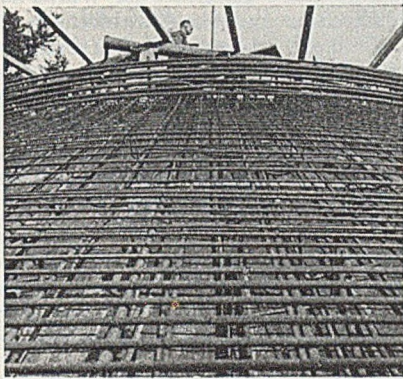


Abb. 7. Die Zugeisen der stark geneigten Kuppeldecke. Oben die Bewehrung des oberen Zugringes.

das Lehrgerüst und die Schalung wurde Holz verwendet, weil der bauausführenden Firma sowohl die erforderlichen Holz mengen als auch geeignete Zimmerleute zur Verfügung standen.

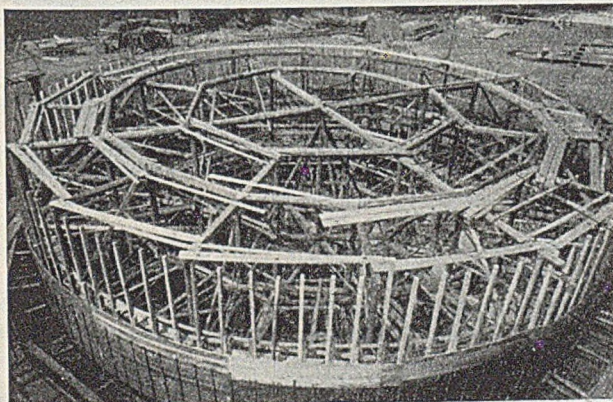


Abb. 8. Schalung der lotrechten Wände und unterer Teil des Lehrgerüsts.

Bei der Prüfung des Betons auf Wasserundurchlässigkeit, die gemäß DIN 1048 durchgeführt wurde, ergab sich, daß nach 4 · 24 Stunden und einem Höchstdruck von 7 kg/cm<sup>2</sup> kein Wasser durch den Beton durchtrat. Die maximale Eindringtiefe betrug bei einem Höchstdruck von 3 kg/cm<sup>2</sup> nach 3 · 24 Stunden 3 cm.

Um den Beton der Behälterwände vor chemischen Angriffen weitgehend zu schützen und die Wasserundurchlässigkeit zu erhöhen, wurden die inneren Behälterwände noch mit wasserdichtem Verputz und mit besonderen Anstrichen versehen. Die lotrechten inneren Behälterwände wurden zunächst mit einem zweimaligen Torkreputz über-

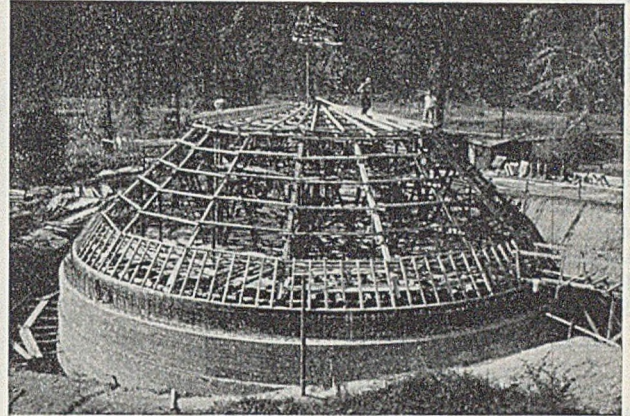


Abb. 9. Ansicht des Lehrgerüsts der Kuppel.

zogen, wobei die Wände vorher mit Sandstrahlgebläse gereinigt und leicht aufgeraut wurden. Auf diesen Torkreputz, der im angeschossenen Zustand verblieb, wurden zwei Anstriche mit Hydrasfalt W ausgeführt, einer von der Firma P. Lehler G. m. b. H., Gelsenkirchen-Buer, gelieferten Bitumenemulsion. Die unteren kegelförmigen Behälterflächen wurden mit einem gewöhnlichen wasserdichten Zementputz versehen, der ebenfalls durch zwei Anstriche mit Hydrasfalt geschützt wurde.

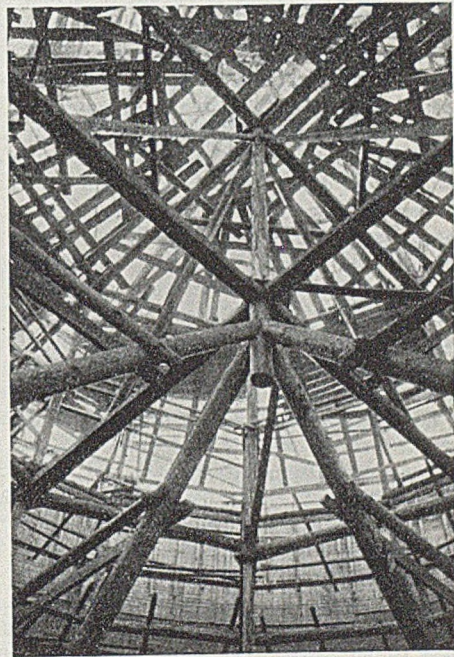


Abb. 10. Lehrgerüst, Durchblick von unten nach oben.

Die obere schwach geneigte Kuppeldecke mußte innen und außen einen solchen Schutz erhalten, daß sie gasdicht wurde. Zu diesem Zweck wurde oben auf der Decke ein 3 mm starker Überzug mit der ebenfalls von der Firma P. Lehler gelieferten Palesit-Spachtelmasse aufgebracht, nachdem vorher zur Grundierung zwei Anstriche mit Inertol ausgeführt wurden. Diese äußere auf der Decke aufgebraute Schutzschicht wurde mit einer etwa 30 cm starken Bimsbetonschicht beschwert, damit die Isolierung vom etwaigen Gasdruck nicht hochgehoben werden kann. Die Bimsbetonschicht wirkt gleichzeitig auch als Wärmeschutz.



Die Unterfläche der stark geneigten Kuppeldecke erhielt nur einen zweimaligen Anstrich mit Hydrasfalt W. Ein vorheriger Putz war hier entbehrlich, da diese Unterflächen des Betons sehr glatt aus der Schalung kamen. Von dem Aufbringen einer Spachtelmasse an den inneren Wänden wurde abgesehen, weil diese Art Schutzanstrich sich bei einigen ausgeführten Behältern weniger bewährt hat.

Die in den Behälter eingebauten Rohre erhielten als Korrosionsschutz einen 5 cm starken bewehrten Betonüberzug, der im Torkretverfahren aufgebracht wurde. Über dieser Betonummantelung wurde noch ein zweimaliger Anstrich mit Hydrasfalt W ausgeführt. Zum Schutz der äußeren Behälterwände waren keine außergewöhnlichen Schutzanstriche notwendig. Die Untersuchungen des Grundwassers zeigten, daß dieses keine freie Kohlensäure oder andere betonschädliche Stoffe enthält. Der Grundwasserandrang war außerordentlich gering. Die Wasserhaltung hatte daher während der Bauarbeiten keinerlei Schwierigkeiten bereitet.

#### 6. Wärmeschutz

Der Inhalt des Behälters muß ständig auf 25° C aufgeheizt werden, weil bei dieser Temperatur die Schlammfaulbakterien günstige Lebensbedingungen vorfinden und damit eine beschleunigte Schlammfäulung und eine günstige Gasentwicklung erreicht wird. Um die Temperatur auf 25° C zu halten, ist es notwendig, ständig eine so große Wärmeenergie von außen zuzuführen, daß damit der zugeführte kältere Frischschlamm auf 25° C erwärmt wird, und außerdem noch die dauernden Wärmeverluste ausgeglichen werden, die infolge der an den Behälteraußenwänden herrschenden tieferen Temperaturen entstehen. Diese Wärmeverluste durch bauliche Maßnahmen möglichst gering zu halten, ist daher eine wichtige Aufgabe. Man kann dies erreichen, wenn man den Behälter mit Wärmeschutzschichten umgibt. Als sehr guter Wärmeschutz erweist sich z. B. eine Luftschicht, die durch eine Schutzwand aus wärmedämmenden Baustoffen nach außen abgeschlossen ist. Im vorliegenden Falle ist dieser Wärmeschutz an den senkrechten Wänden des Behälters durchgeführt worden. Die Luftschicht ist dort 20 cm breit und wird nach außen durch eine 25 cm starke Schicht aus Hohlblocksteinen abgeschlossen. In Abb. 3 und auf Abb. 6 links unten ist der Aufbau der Wärmeschutzschicht dargestellt. Die Luftschicht ist zwecks Vermeidung ungünstiger Luftströmungen noch mit Ziegelsplitt ausgefüllt. Die schräge Kuppeldecke besitzt als Wärmeschutz eine 20 cm dicke Schicht aus Deckenhohlsteinen, deren Zwickel ausbetoniert sind. Als weiterer guter Wärmeschutz wirkt zusätzlich noch die Erdanschüttung, die im Durchschnitt 2,40 m stark ausgeführt ist. Die Behälterdecke erhielt als Wärmeschutz eine im Durchschnitt 30 cm starke Bimsbetonschicht, die, wie schon erwähnt, gleichzeitig auch als Schutzschicht für die zur Schaffung einer gasdichten Decke notwendigen Bitumenisolierung gilt. Die dünnwandige, zu einem kleinen Teil im Grundwasser liegende Baugrubenauskleidung erhielt keinen Wärmeschutz, weil dies bautechnische Schwierigkeiten ergeben hätte und weil dies im Grundwasser nur sehr schwer durchführbar ist. Unter Zugrundelegung der üblichen Wärmeübergangs- und Wärmeleitzahlen ergibt sich rechnerisch ein Wärmeverlust für den 6100 m<sup>3</sup> großen Behälter von 565 000 WE/Tag = 23 500 WE/h, wobei neben den üblichen Jahresdurchschnittstemperaturen für Luft, Erde und Grundwasser ein Temperaturgefälle von 17° C vom Inneren des Behälters bis zur Luft in die Berechnung eingesetzt wurde.

Auf die Oberfläche des Behälters von 1670 m<sup>2</sup> bezogen, ergeben sich  $\frac{23\,500\text{ WE/h}}{1670\text{ m}^2\text{ und h}} = 14\text{ WE/m}^2\text{ und h}$ .

Um die zusätzliche Wärmeschutzwirkung der Erdumhüllung festzustellen, wurde der Wärmeverlust des Behälters ohne Erdanschüttung berechnet, wobei der iso-

lierte Behälter bis zum Fuß der senkrechten Wände als freistehend angenommen ist. Die Berechnung ergab, daß die Wärmeverluste sich dabei um 38 % erhöhen würden.

Bei gut isolierten, freistehenden Behältern betragen die Wärmeverluste im allgemeinen etwa 25 WE/m<sup>2</sup> und h. Dieser Verlust wurde z. B. an den freistehenden, gut isolierten Behältern des Niersverbandes auf der Gruppenkläranlage I durch Messungen festgestellt [3]. Dort läßt sich bei einer Behälteroberfläche von 2475 m<sup>2</sup> errechnen:  $\frac{1\,462\,500\text{ WE}}{24 \cdot 2475\text{ m}^2\text{ und h}} = 25\text{ WE/m}^2\text{ und h}$ . Durch die Erdumhüllung des neuen Behälters in Wuppertal-Buchenhofen können daher die Verluste um 11 WE/m<sup>2</sup> und h verringert werden, so daß für den ganzen Behälter die Wärmeverluste um 1670 m<sup>2</sup> · 11 WE/m<sup>2</sup> und h oder 450 000 WE/Tag herabgesetzt worden sind.

Somit können folgende Koksmengen eingespart werden, wenn 1 kg Koks mit einem Heizwert von 7000 WE und ein Wirkungsgrad der Heizung von 50 % eingesetzt werden:  $\frac{450\,000}{7000 \cdot 0,5} = 130\text{ kg Koks/Tag} = 47\,000\text{ kg/Jahr}$ , was einer jährlichen Einsparung an Heizung von 3100,— DMark entspricht.

Durch die Erdumhüllung wird nicht nur dieser erhöhte Wärmeschutz, sondern auch eine Verringerung der Unterhaltungskosten erzielt. An freistehenden Behältern ist die Wärmeschutzschicht besonders im Winter erheblichen Temperaturdifferenzen und den Einwirkungen des Frostes ausgesetzt, so daß in gewissen Zeitabständen Unterhaltungsarbeiten unvermeidbar sind. Dagegen werden die durch eine hohe Erdanschüttung geschützten Außenflächen eines Behälters fast keine Instandsetzungsarbeiten erfordern. Bei Wirtschaftlichkeitsberechnungen können daher die Kosten eines erdumhüllten Behälters um den Betrag der kapitalisierten Einsparungen an Heizungs- und Instandsetzungskosten vermindert werden.

Bei einem Zins- und Tilgungssatz von 10 % ergibt die Kapitalisierung der ersparten Heizungskosten von 3100,—/Jahr 31 000,— DMark, so daß dieser Betrag bei einem Kostenvergleich entsprechend berücksichtigt werden könnte.

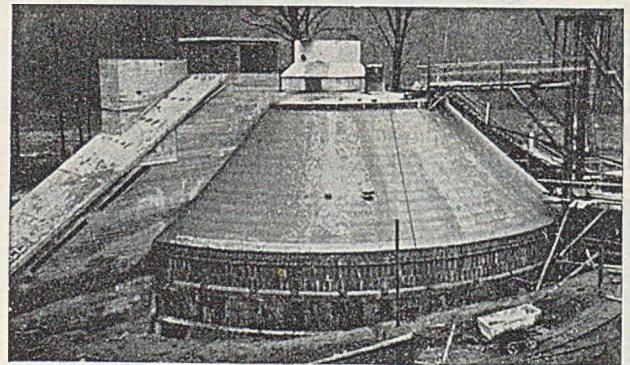


Abb. 11. Behälter im Rohbau fertig, vor der Erdanschüttung.

#### 7 Baustoffmengen und Beanspruchung des Baugrundes und der Baustoffe bei ausgeführten Behältern.

Um darzustellen, in welchen Grenzen sich die für einen Behälterbau (ohne Installation, Pumpenhaus und Treppenaufgang) erforderlichen Baustoffmengen bewegen können, sind in Tabelle 2 die entsprechenden Werte zusammengestellt, soweit diese aus früheren Veröffentlichungen bekannt geworden sind.

Für den Dresdner Behälter sind verhältnismäßig große Betonmengen verbraucht worden, was im wesentlichen auf die dort ausgeführten schweren Fundamente — die unteren Kegelwände sind rd. 1,80 m dick — zurückzuführen ist. Der ziemlich geringe Verbrauch an Baustoffen für den Wuppertaler Behälter war nur deshalb möglich,



Tabelle 2. Zusammenstellung der Baustoffmengen von ausgeführten Behältern.

Behälter auf Kläranlage	Lage und Gründung des Behälters	Inhalt m <sup>3</sup>	max <sup>σ</sup> <sub>bz</sub> kg/cm <sup>2</sup>	σ <sub>ezul</sub> kg/cm <sup>2</sup>	max. Bodenpressung kg/cm <sup>2</sup>	Beton m <sup>3</sup>	Beton m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> Faulraum	Statische Bewehrung t	Stahl kg/m <sup>3</sup> Faulraum	Stahl kg/m <sup>3</sup> Beton	Bemerkungen
Essen-Nord Behälter 6 u. 7	größtenteils freistehend Bergbau-sicherheit	2 · 2200	14	1200 (2400)	5	900 ein Be-hälter	0,41	62,7	27	70	Carp [4] S. 83 f. u. S. 332
Dresden	freistehend schwierige Gründung	2500	12	1500	3,85	1145	0,46	71	28	62	Schween [5] S. 30
Wuppertal-Buchenhofen	versenkt und erdumhüllt, einfache Gründung	6100	12,4	1400	4,3	1134	0,18	77	13	68	

weil das Bauwerk aus den eingangs erwähnten Gründen versenkt wurde, wofür natürlich umfangreiche Erdarbeiten in Kauf genommen werden mußten.

8. Baukosten.

Die Baukosten für den Behälter einschließlich Wärme-schutz, Isolierung und Erdumhüllung, aber ohne Installation, Pumpenhaus und Treppenaufgang betragen 372 000 DMark. Beim Vergleich mit anderen ausgeführten Bauten kann für die Baukosten die Summe von 341 000 DMark eingesetzt werden, was 56 DMark/m<sup>3</sup> Faulraum ergibt. Für die Installation des Faulbehälters und für den Bau und die Installationen des Pumpen- und Heiz-gebäudes samt Trafostation sowie für den Treppenaufgang sind insgesamt 148 000 DMark aufgewendet worden, wo-von 28 000 DMark auf die — durch den vorgesehenen zweiten Behälter bedingte — vergrößerte Bemessung der Anlagen zu buchen sind. Auf den ersten Behälter entfallen daher an Kosten für o. b. Anlagen noch

120 000 DMark oder 20 DMark/m<sup>3</sup> Faulraum, so daß die Gesamtkosten für den Behälter samt Zubehör 76 DMark/m<sup>3</sup> Faulraum betragen. — Die Installation des Faulbehälters und das Pumpen- und Heizgebäude sollen hier nicht be-schrieben werden.

Die Erdarbeiten, die teilweise schon vor der Wäh-rungsreform geleistet wurden, waren der Firma Carl Junk, Paderborn, übertragen. Die Stahlbetonarbeiten waren an die Bauunternehmung Heinrich Hagen K.-G., Duisburg-Hamborn vergeben, der es gelang, diese Arbeiten in ver-hältnismäßig kurzer Zeit durchzuführen.

Literatur.

1. W. Rudolfs: Eine kritische Betrachtung der Literatur des Jahres 1949 über Abwasserbehandlung und Gewässerverunreinigung. Sewage and Industrial Wastes 22 (1950) S. 611.
2. Technischer Bericht. Die Kläranlage der Stadt Oklahoma nähert sich ihrer Vollendung. Civil Engineering 20 (1950) Heft 1, S. 77.
3. F. Schmitz-Lenders: Gesundheits-Ingenieur 69 (1948) S. 187.
4. Carp: Zement (1936) Heft 6, S. 83 f.
5. Schween: Bautechnik 15 (1937) S. 28 und 39.

Das Knicken der Stahlbeton-Fahrbahnplatten bei gekoppelten Stahlträgern und der Einfluß einer einseitigen Erwärmung der gekoppelten Fahrbahnplatten.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Dischinger, Berlin.

Vorwort. Für die weitere Entwicklung des Stahl-brückenbaues ist die Koppelung der Stahlbeton-Fahrbahn-platten mit den Stahlträgern von der größten Bedeutung. Durch diese Koppelung wird die Biegesteifigkeit der Verbundquerschnitte gegenüber dem reinen Stahlträger ganz erheblich vermehrt. Abb. 1 a zeigt das Biegediagramm des ungekoppelten Trägers, Abb. 1 b das eines gekoppelten Trägers, bei dem die Schwerachse stark nach oben ver-

reichen (Abb. 2 b). Die Verankerung der Seile kann so-wohl an den Stahlträgern wie an der Betonplatte selbst erfolgen.

Diese Konstruktion läßt sich auf frei aufliegende wie auf durchlaufende Träger anwenden. In dem Bereich der positiven Momente wird der Beton auf Druck, im Bereich der negativen Momente dagegen auf Zug beansprucht. Soweit die Fahrbahnplatte gedrückt wird, kann sie ohne

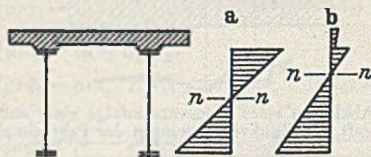


Abb. 1. Spannungsdiagramm.

a) bei fehlender Koppelung, b) bei vorhandener Koppelung.

schohen ist, so daß weder die zulässigen Spannungen des Stahles noch die des Betons ausgenutzt werden.

Eine Ausnutzung der zulässigen Spannungen läßt sich auch bei den gekoppelten Trägern erreichen, wenn man nach Abb. 2 a die Träger durch Seile vorspannt, durch welche zugleich ein Teil des Eigengewichtes übernommen wird und wodurch sich für den Verbundquerschnitt eine Druckkraft ergibt. Damit entsteht für die Zugzone eine Abminderung der Zugspannungen und für die Druckzone eine Steigerung der Druckspannungen. Je nach der Größe der Vorspannkraft kann man ein gewünschtes Ver-hältnis der Stahlspannungen der beiden Randfasern er-

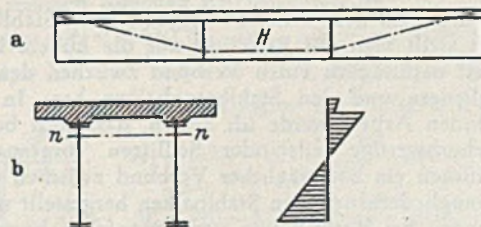


Abb. 2. a) Gekoppelter Träger mit Vorspannung durch Seile Vorspannkraft H.

b) Spannungsdiagramm des gekoppelten Trägers unter dem Einfluß der Druckkraft H aus den Seilen.

besondere Maßnahmen mit den Stahlträgern gekoppelt werden. In dem Zugbereich dagegen muß man sie vor der Koppelung künstlich vorspannen und in ihr solche Druckvorspannungen erzeugen, daß sie infolge der Ver-kehrslasten keine Haarrisse bekommt. Hierzu ist es not-wendig, daß entsprechend Abb. 3 die Fahrbahnplatte auf den Stahlträgern zunächst mittels Rollen beweglich ge-lagert wird. Nach genügender Erhärtung wird die Fahr-



bahnplatte vorgespannt und später mit den Stahlträgern durch Vernieten oder Verschweißen der Stahlträger mit den Anschlußblechen der Fahrbahnplatte gekoppelt. Wenn man die Fahrbahnplatte auch in der Querrichtung vorspannen will, so lagert man nur einen mittleren Steg der Platte auf Rollen, die übrigen dagegen auf Kugeln. Die Koppelung nimmt man so spät wie möglich vor, erst wenn man durch den Arbeitsvorgang dazu gezwungen ist, um die nach der Koppelung noch vorhandene Kriechwirkung möglichst gering zu halten. Nach Fertigstellung der Koppelung werden die Hohlräume mit Zementmörtel ausgepreßt, wodurch zugleich die Koppelung verstärkt wird.

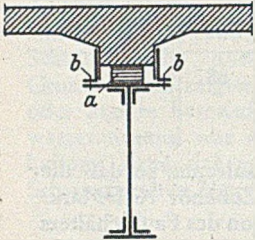


Abb. 3. a) Rollen. b) Verkoppelung durch Nieten oder Schweißung.

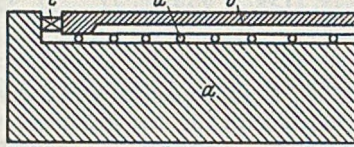


Abb. 4. Vorspannung der Fahrbahnplatte gegen die Stahlträger. a) Stahlträger. b) Betonplatte. c) Hydr. Pressen. d) Rollen.

Die Vorspannung der Fahrbahnplatte kann entweder durch hochwertige Stähle, Seillitzen und Seile erfolgen, die unter der Platte bzw. in der Platte in Blechröhren verlegt werden, oder mittels hydraulischer Pressen, die sich nach der Systemskizze Abb. 4 gegen die Stahlträger abstützen. In dem letzteren Falle muß die Reaktionskraft von den Stahlträgern aufgenommen werden. Welche Maßnahme jeweils die richtigere ist, bleibt eine wirtschaftliche Frage, jedenfalls muß in dem zweiten Fall der Träger noch eine Spannungsreserve zur Aufnahme dieser Reaktionskraft besitzen.

Im Bauingenieur, 24 (1949) Heft 11 und 12, habe ich dieses Konstruktionsprinzip an Hand von zahlreichen Beispielen erläutert.

In gleicher Weise läßt sich die Vorspannung der Stahlbrücken auch dann durchführen, wenn keine Stahlbetonplatte mit den Stahlträgern gekoppelt ist, sondern wenn sich z. B. eine Leichtfahrbahn auf einem oberen durchgehenden Blech befindet. Auch in diesem Falle liegt die Schwerachse des Stahlquerschnittes sehr hoch und nur durch eine Vorspannung mittels Seilen läßt sich die Ausnutzung der beiderseitigen Randspannungen erreichen. Handelt es sich um Stahlträger ohne ein oberes durchgehendes Blech, so müssen die Öbergurtflansche stärker gehalten werden als die Untergurtflansche, um zu einer vollen Ausnutzung der beiderseitigen Randspannungen durch Vorspannung mit hochwertigen Seilen in wirtschaftlicher Weise zu gelangen.

Bei den nach dem Erhärten vorgespannten Stahlbetonbrücken stellt man mit Rücksicht auf die höhere Bruchfestigkeit nachträglich einen Verbund zwischen den Vorspanngliedern und den Stahlbetonbalken her. In einer kommenden Arbeit werde ich zeigen, daß auch bei den durch hochwertige Seile oder Seillitzen vorgespannten Stahlbrücken ein nachträglicher Verbund zwischen diesen Vorspanngliedern und den Stahlbalken hergestellt werden kann, wozu bei Verwendung von Betonfahrbahnen noch der schon besprochene Verbund zwischen den Stahlträgern und der Betonfahrbahnplatte hinzutreten kann.

Im folgenden sollen nun in Ergänzung dieser Arbeit drei Probleme, die sich hierbei ergeben, behandelt werden.

1. Das Knicken der vorgespannten Fahrbahnplatte.

Wenn die Fahrbahnplatte in der Längsrichtung eben ist, ist die Knickspannung gleich der Prismenfestigkeit  $K_b$ , d. h. eine Knickung entfällt, weil das Eigengewicht der Platte die Knickung verhindert. Sobald dagegen die Platte gekrümmt ist, ist eine Knickung möglich.

a) Die Knickung der gekrümmten Fahrbahnplatte. Der Krümmungsradius der Fahrbahnplatte sei  $R = l^2/8f$ . Eine Knickung ist nur möglich, wenn die Vorspannung so groß ist, daß damit das Eigengewicht der Platte aufgehoben wird. Man überzeugt sich leicht, daß zu dieser Spannung noch der Eulerwert hinzutritt, der aber zahlenmäßig keine Rolle spielt. Die Knickspannung beträgt also

$$\sigma_K = \gamma R + \pi^2 \frac{E}{\lambda^2} \quad (1)$$

Hierbei ist  $\gamma$  das spez. Gewicht des Betons,  $R$  der Krümmungsradius und  $\sigma_K$  die Längsspannung der Platte, bei welcher das Eigengewicht aufgehoben wird;  $\pi^2 \frac{E}{\lambda^2}$  kennzeichnet die Eulerspannung, bei der, genau genommen, der konstante Modul  $E$  durch den mit der Spannung veränderlichen Modul zu ersetzen wäre. Ein Zahlenbeispiel zeigt sofort, daß im allg. keine Knickgefahr vorliegt: Mit  $l = 200$  m,  $f = 1,00$  m,  $R = \frac{200^2}{8 \cdot 1,0} = 5000$  m ist bei Vernachlässigung des Eulerwertes

$$\sigma_K = 2,4 \cdot 5000 = 12\,000 \text{ t/m}^2 = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Knicken bei einseitiger Erwärmung. Durch einseitige Erwärmung der Stahlbetonplatte wird ihre Knickung unter der Einwirkung der Vorspannkraft wesentlich beeinflusst. Zur Raumersparnis wird nur das Resultat angegeben. Bei einer gegebenen Vorspannung und einer davon unabhängigen einseitigen Erwärmung bilden sich kurze Knickwellen nach Abb. 5 aus, die sich

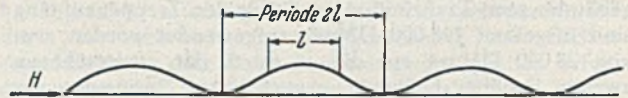


Abb. 5. Knicklinie der Fahrbahnplatte.

nicht über die gesamte Länge der Fahrbahn erstrecken. Bei den vorkommenden Werten der Vorspannung und der möglichen einseitigen Erwärmung ist jedoch nach meinen Rechnungen immer noch eine ungefähr vierfache Knicksicherheit vorhanden. Die Länge einer Halbwelle beträgt danach etwa  $l/d = 68$ .

An den Enden, von wo aus die Vorspannung vorgenommen wird, liegen die Verhältnisse ungünstiger, weil dort die Einspannung fehlt. Hier muß schon mit Rücksicht auf die außermittige Einleitung der Pressenkraft die Platte an den Stahlträgern rückverankert werden, um das

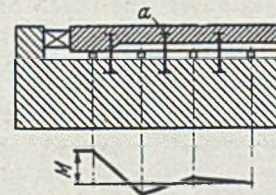


Abb. 6. Das Abklingen eines Momentes infolge einer außermittigen Pressenkraft. a) Knickverankerungen der Fahrbahnplatte.

Biegemoment infolge der Ausmittigkeit gemäß Abb. 6 rasch verklingen zu lassen, so daß dann keine Knickgefahr mehr vorliegt.

Will man der Knickfrage ganz aus dem Wege gehen, so verankert man die Platte auf der ganzen Länge an den Stahlträgern. Da hierfür nur geringe Materialmengen benötigt werden und die Anker nach der Koppelung außerdem wieder ausgebaut werden können, sind die Kosten gering.

2. Die zusätzlichen Spannungen der Verbundträger infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung.

Für die Aufstellung der notwendigen Gleichungen betrachten wir einen Brückenquerschnitt nach Abb. 7, dessen ungleichmäßige Erwärmung durch die Größen  $\omega_1, \omega_2$ ,



$\omega t_3$  und  $\omega t_4$  gekennzeichnet ist. Die Schwerlinien des Betons und des Stahlquerschnittes sind mit  $(n-n)_b$  und mit  $(n-n)_e$ , die neutrale Faser des Verbundquerschnittes mit  $n-n$  gekennzeichnet. Die Erwärmung in den Schwerlinien der Einzelquerschnitte sei  $\omega t_b$  und  $\omega t_e$ , diese Werte ergeben sich aus  $\omega t_1$  bis  $\omega t_4$ .

Den Querschnitt des Betons bezeichnen wir mit  $F_b$ , sein Trägheitsmoment mit  $J_b$ , seine Widerstandsmomente mit  $W_{b_o} = J_b/\eta_{b_o}$ ,  $W_{b_u} = J_b/\eta_{b_u}$ . Den Querschnitt des Stahlträgers kennzeichnen wir mit  $F_e$ , sein Trägheitsmoment mit  $J_e$  und die Widerstandsmomente mit  $W_{e_o} = J_e/\eta_{e_o}$ ,  $W_{e_u} = J_e/\eta_{e_u}$ . Die Abstände der Schwerlinien der Einzelquerschnitte von der Schwerachse des Verbundquerschnittes seien  $c_b$  und  $c_e$ . Der Querschnitt des Verbundquerschnittes ist  $F_i = F_b + n F_e$ , sein Trägheitsmoment  $J_i = J_b + F_b c_b^2 + n (J_e + F_e c_e^2)$ . Die Erwärmung in der neutralen Faser des Verbundquerschnittes wird mit  $\omega t$  bezeichnet.

Um nun die Spannungen des Verbundträgers infolge einer ungleichmäßigen Erwärmung zu erhalten, erweitern wir das von Mörsch für eine ungleichmäßige Schwindung verwendete Rechenverfahren. Hierzu denken wir uns zunächst nach Abb. 7 b die beiden Querschnittsteile voneinander getrennt. Wir lassen nun auf den Betonquerschnitt die Kraft  $H_b$  und das Moment  $M_b$  und auf den Stahlquerschnitt  $H_e$  und  $M_e$  einwirken mit dem Ziel, in beiden Querschnittsteilen eine gleichmäßige,  $\omega t$  entsprechende Dehnung zu erreichen. In diesem Zustand gleichmäßiger Dehnungen verkoppeln wir nun die beiden Querschnittsteile. Da aber durch die obigen Kräfte und Momente das Gleichgewicht gestört ist, müssen wir jetzt

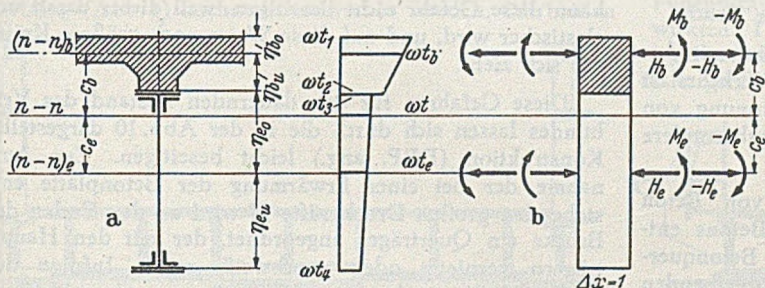


Abb. 7.

auf den Verbundquerschnitt die entgegengesetzten Kräfte  $-H_b$ ,  $-M_b$  und  $-H_e$ ,  $-M_e$  einwirken lassen. Die Größe der Kräfte und Momente folgt aus

$$\left. \begin{aligned} H_b &= (\omega t_b - \omega t) E_b F_b, \\ M_b &= (\omega t_1 - \omega t_b) E_b W_{b_o} = (\omega t_b - \omega t_2) E_b W_{b_u}, \\ H_e &= (\omega t_e - \omega t) E_e F_e, \\ M_e &= (\omega t_3 - \omega t_e) E_e W_{e_o} = (\omega t_e - \omega t_4) E_e W_{e_u}. \end{aligned} \right\} (5)$$

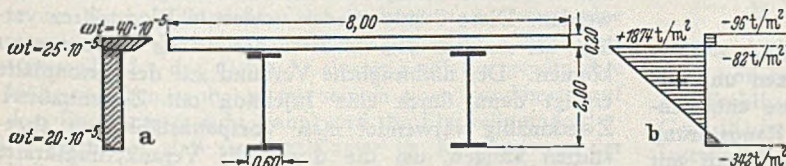


Abb. 8.

Die Spannungen des Verbundquerschnittes an den jeweiligen Rändern setzen sich nun zusammen aus den Spannungen der Einzelquerschnitte unter dem Einfluß der auf sie einwirkenden Kräfte  $H_b$ ,  $M_b$  und  $H_e$ ,  $M_e$  sowie aus den Spannungen, die sich für den Verbundquerschnitt unter dem Einfluß der negativen Kräfte  $-H_b$ ,  $-M_b$  und  $-H_e$ ,  $-M_e$  ergeben. Wir erhalten nach Abb. 7 b

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{b_o} &= -\frac{H_b}{F_b} - \frac{M_b}{W_{b_o}} + \frac{H_b + H_e}{F_i} + \frac{H_b c_b - H_e c_e + M_b + M_e}{J_i} (c_b + \eta_{b_o}), \\ \sigma_{b_u} &= -\frac{H_b}{F_b} + \frac{M_b}{W_{b_u}} + \frac{H_b + H_e}{F_i} + \frac{H_b c_b - H_e c_e + M_b + M_e}{J_i} (c_b - \eta_{b_u}), \\ \sigma_{e_o} &= -\frac{H_e}{F_e} - \frac{M_e}{W_{e_o}} + n \cdot \left[ \frac{H_b + H_e}{F_i} + \frac{H_b c_b - H_e c_e + M_b + M_e}{J_i} (\eta_{e_o} - c_e) \right], \\ \sigma_{e_u} &= -\frac{H_e}{F_e} - \frac{M_e}{W_{e_u}} + n \cdot \left[ \frac{H_b + H_e}{F_i} - \frac{H_b c_b - H_e c_e + M_b + M_e}{J_i} (\eta_{e_u} + c_e) \right] \end{aligned} \right\} (6)$$

Eine Kontrolle ergibt sich aus  $\Sigma H = 0$  und  $\Sigma M = 0$  (Selbstspannungszustand).

Wir wenden nun die obigen Gleichungen auf den Querschnitt Abb. 8 an.

Beton:  
 $F_b = 8 \cdot 0,20 = 1,60 \text{ m}^2$ ,  $W_{b_o} = 1,60 \cdot 0,2/6 = 0,0533 \text{ m}^3$ ,  
 $J_b = 1,60 \cdot 0,2^2/12 = 0,0053 \text{ m}^4$ ,  $\eta_{b_o} = \eta_{b_u} = 0,10 \text{ m}$ .  
Stahl: 2 Stege  
 $2 \cdot 2,0 \cdot 0,014 = 0,056 \text{ m}^2$ ,  $J_e = 0,056 \cdot 2^2/12 = 0,019 \text{ m}^4$ ,  
4 Flansche  
 $4 \cdot 0,60 \cdot 0,05 = 0,120 \text{ m}^2$ ,  $+ 0,120 \cdot 1,0^2 = 0,120 \text{ m}^4$ ,  
 $F_e = 0,176 \text{ m}^2$ ,  $J_e = 0,139 \text{ m}^4$ .

$$\eta_{e_o} = \eta_{e_u} = 1,00 \text{ m};$$

$$W_e = \frac{0,139}{1,00} = 0,139 \text{ m}^3.$$

Wir rechnen mit  $E_b = 3,5 \cdot 10^8 \text{ t/m}^2$ ,  $n = E_e/E_b = 6$ .

Berechnung des Abstandes  $\eta$  der Schwerachse des Verbundquerschnittes von oben.  
 $F = F_i = 1,60 + 6 \cdot 0,176 = 1,60 + 1,06 = 2,66 \text{ m}^2$ ,  
 $S t = 1,60 \cdot 0,10 + 1,06 \cdot 1,20 = 0,16 + 1,27 = 1,43 \text{ m}^3$ ,  
 $\eta = 1,43/2,66 = 0,54 \text{ m}$ ,

$$\begin{aligned} c_b &= 0,54 - 0,10 = 0,44 \text{ m}, \quad c_e = 1,20 - 0,54 = 0,66 \text{ m}. \\ F_i &= 2,66 \text{ m}^2, \\ J_i &= 0,0053 + 1,60 \cdot 0,44^2 + 6 \cdot 0,139 + 6 \cdot 0,176 \cdot 0,66^2, \\ J_i &= 0,0053 + 0,310 + 0,834 + 0,460 = 1,609 \text{ m}^4. \end{aligned}$$

Wir nehmen folgende Erwärmungen an:  
 $\omega t_4 = \omega t_3 = 20 \cdot 10^{-5}$ , also  $\omega t_e = \omega t = 20 \cdot 10^{-5}$ ,  
 $\omega t_2 = 25 \cdot 10^{-5}$ ,  $\omega t_1 = 40 \cdot 10^{-5}$ , also  $\omega t_b = 32,5 \cdot 10^{-5}$ .

Damit betragen die Kräfte und Momente

$$\begin{aligned} H_b &= (32,5 - 20) \frac{3,5 \cdot 10^8}{10^3} \cdot 1,60 = 700 \text{ t}, \\ M_b &= (40 - 32,5) \frac{3,5 \cdot 10^8}{10^6} \cdot 0,0533 = 1,40 \text{ tm}. \end{aligned}$$

$H_e$  und  $M_e$  sind Null, weil der Stahlträger gleichmäßig erwärmt ist und  $\omega t_2 = \omega t_3 = \omega t_4$  ist. Damit erhalten wir für

den Verbundträger:

$$\begin{aligned} \sigma_{b_o} &= -\frac{700}{1,60} - \frac{1,40}{0,0533} + \frac{700 \cdot 0,44 + 1,40}{1,609} (0,44 + 0,10) = \\ &= -437 - 26 + 263 + 104 = -96 \text{ t/m}^2 = -9,6 \text{ kg/cm}^2, \\ \sigma_{b_u} &= -437 + 26 + 254 + \frac{704 \cdot 0,44 + 1,40}{1,609} (0,44 - 0,10) = \end{aligned}$$



$$= -437 + 26 + 263 + 66 = -82 \text{ t/m}^2 = -8,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{eo} = 6 \left[ \frac{700}{2,66} + \frac{700 \cdot 0,44 + 1,40}{1,609} (1,00 - 0,66) \right] =$$

$$= 6 (263 + 66) = 1974 \text{ t/m}^2 = +197 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{eu} = 6 \left[ \frac{700}{2,66} - \frac{700 \cdot 0,44 + 1,40}{1,609} (1,00 + 0,66) \right] =$$

$$= 6 (263 - 320) = -342 \text{ t/m}^2 = -34 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Druckkraft in dem Betonquerschnitt ist

$$D = -\frac{96 + 82}{2} \cdot 1,60 = -142 \text{ t}$$

die Zugkraft im Stahlquerschnitt

$$Z = \frac{1974 - 342}{2} \cdot 0,176 = +142 \text{ t}$$

$$\Sigma H = 0.$$

In Abb. 8b ist das Diagramm der Spannungen dargestellt. Die Probe  $\Sigma M = 0$  ergibt

$$\Sigma M = -\frac{96 + 82}{2} \cdot 1,60 \cdot 0,10 - \frac{96 - 82}{2} \cdot 0,0533 -$$

$$- \frac{1974 - 342}{2} \cdot 0,176 \cdot 1,00 + \frac{1974 + 342}{2} \cdot 0,139 = 0.$$

Bei durchlaufenden Trägern erzeugen die Verbiegungen statisch unbestimmte Stützmente, deren Größe leicht zu berechnen ist.

### 3. Die Verdübelung der Betonfahrbahnplatte mit dem Stahlträger und deren Sicherung gegenüber Bruch.

Die Verdübelung erfolgt durch Verschweißen mit den Stahlträgern. Diese Dübel werden durch die Verkehrslast und vor allem durch verschiedenartige Erwärmung von Stahl und Beton bzw. durch das Schwinden insbesondere an den Balkenenden hoch beansprucht.

Durch die ungleichmäßige Erwärmung von Beton und Stahl bzw. durch das Schwinden des Betons entstehen nach der elementaren Theorie in den Betonquerschnitten Druck- oder Zugkräfte, die bei gleichbleibenden Querschnitten und Trägheitsmomenten konstant sind. Tatsächlich müssen aber diese Längskräfte  $H$  an den Balkenenden zu Null werden. Wir müssen demnach die elemen-

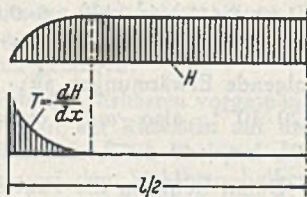


Abb. 9.

tare Theorie durch ein Randproblem ergänzen und die am Rande verbleibende Kraft  $H$  durch eine entgegengesetzte Randkraft ( $-H$ ) beseitigen. Diese Randstörung klingt nach dem St. Venantschen Prinzip rasch mit dem Abstand von dem Plattenrande (Abb. 9) ab und löst Schubkräfte  $T = \frac{dH}{dx}$  nach Abb. 9a aus, die nach dem Rande sehr rasch zunehmen und in den Enddübeln hohe Beanspruchungen auslösen. Um diese Kräfte zu ermitteln, müssen die Verträglichkeitsbedingungen herangezogen werden. Mit der daraus folgenden Differentialgleichung

läßt sich das Problem wohl qualitativ, aber in quantitativer Beziehung nur unzureichend lösen, weil die Einwirkung der punktförmig angreifenden Biegekräfte mathematisch schwer zu erfassen ist.

Aus dem Verlauf von  $T$  geht ohne weiteres hervor, daß hierbei die Enddübel besonders hoch beansprucht werden, und zwar handelt es sich, da  $H$  sowohl eine Druck- wie auch eine Zugkraft sein kann, um Wechselbeanspruchungen, wodurch die Enddübel in höchstem Maße gefährdet werden. Es besteht somit die Gefahr, daß dadurch an den Enddübeln beginnend, der Verbund zerstört wird, und daß dieser Vorgang der Zerstörung des Verbundes von den Balkenenden aus nach der Träger-

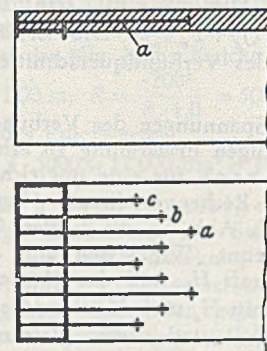


Abb. 10.

mitte hin fortschreitet. Eine Verstärkung des Enddübels kann diese Gefahr nicht beseitigen, weil dieser damit unelastischer wird, und auf diese Weise noch größere Kräfte auf sich zieht.

Diese Gefahren für den dauernden Bestand des Verbundes lassen sich durch die in der Abb. 10 dargestellte Konstruktion (DRP. ang.) leicht beseitigen. Zur Aufnahme der bei einer Erwärmung der Betonplatte entstehenden großen Druckkräfte  $H$  wird an den Enden der Brücke ein Querträger angeordnet, der mit den Hauptträgern vernietet oder verschweißt wird. Infolge des großen Widerstandes dieser Querträger werden die Enddübel weitgehend entlastet und gegenüber einem Bruch gesichert. Dies gilt aber nur, wenn in der Betonplatte Druckkräfte auftreten. Tritt an die Stelle der Druckkraft aber eine Zugkraft, so ist die Haftung zwischen diesem Querträger und der Betonplatte zu gering, um die Zugkräfte übertragen zu können. Diese Schwierigkeit läßt sich aber durch eine Vorspannung der Betonplatte gegenüber diesen Querträgern nach Abb. 10 beseitigen. Vorteilhaft verwendet man hierzu hochwertige Stähle, z. B. St 90, die an den Querträgern verschraubt und an ihren Enden mittels kleiner Stahlplatten in der Betonplatte verankert werden. Diese Stähle werden vorerst in Blechröhren verlegt, um sie nach dem Erhärten des Betons anspannen zu können. Der nachträgliche Verbund mit der Betonplatte erfolgt dann durch eine Injektion mit Zementmörtel. Zweckmäßig verwendet man Vorspannstähle mit abgestuften Längen, um die durch die Verankerungskräfte ausgelösten Haftspannungen zwischen der Betonplatte und den Stahllängsträgern auf eine möglichst große Länge zu verteilen. Des weiteren ist es zweckmäßig, die Stahlplatten, an denen die Vorspannstähle verankert werden, durch angeschweißte Rundstähle nach hinten nochmals rückzuverankern, um die dicht hinter den Stahlplatten auftretenden Betonzugspannungen aufzunehmen.



## Hebungsverfahren mit Zementeinpressungen.

Von Walter Bernatzik, Ried b. Benediktbeuern.

### I. Einleitung.

Über das Luetkenssche Verfahren zum Heben und Senken von Bauwerken wurde bereits berichtet, vgl. Loos und Bernatzik: Bauingenieur 21 (1940) S. 163. Luetkens war von dem Gedanken ausgegangen, die Grundplatte eines Bauwerkes als Kolben einer hydraulischen Presse auszubilden und unterhalb der Grundplatte einen abgeschlossenen Hubraum zu schaffen, der mit einem Bodenmaterial feiner oder feinsten Körnung ausgefüllt wird. Durch Einpressung oder Ausspülung der im Hubraum eingeschlossenen Masse sollte das Bauwerk gehoben, gesenkt bzw. in seiner Höhenlage ausgerichtet werden. Den Anlaß zur Entwicklung dieses Verfahrens bildete ein Auftrag der Saargruben-A.-G., eine große Kohlenwäsche derart zu gründen, daß eine spätere Nachregulierung in der Höhenlage möglich sei. Anschließend wurde das Verfahren beim Neubau von Koksofenbatterien zur Anwendung gebracht, und hier wurde erstmalig eine Hebung nach diesem Verfahren versuchsweise praktisch durchgeführt. Hierbei handelte es sich um ein Bauwerk, welches auf einem biegesteifen Stahlbetonunterbau mit einer Zweiflächenlagerung aufruht, d. h. nach der Terminologie von Luetkens eine Vollsicherung gegen Bergschäden besitzt. Die erwähnte Kohlenwäsche war dagegen in der üblichen Weise auf einer durchgehenden Stahlbetonplatte gegründet, welche dem Setzungsunterschied im Boden bei eintretender Bergbaueinwirkung elastisch folgen kann.

Das Prinzip des Hebungsverfahrens soll kurz an dem biegesteifen Koksofenunterbau der ersten Versuchshebung (Abb. 1) nochmal beschrieben werden. Die beiden

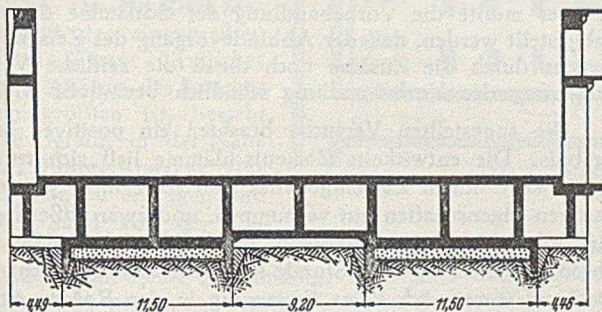


Abb. 1. Einrichtung zum hydraulischen Heben bei einer Kokereibatterie mit biegesteifem Unterbau.

Flächenlager des Unterbaues bestehen — wie eine Art Schachtel — aus einem Oberteil, der genau in eine Wanne paßt, die mit Sand gefüllt ist. Im Innern dieser Sandbettung ist eine Drainage angeordnet. Durch die untere Abschlußplatte des Unterbaues sind Rohre hindurchgeführt, welche zur Einpressung benötigt werden.

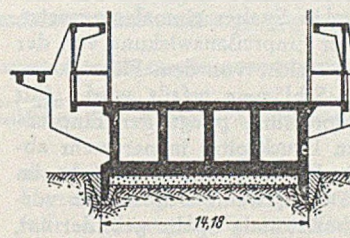
Das Bauwerk wird zunächst nach dem Prinzip einer hydraulischen Presse dadurch angehoben, daß man Wasser in die Bettung einpreßt. Der Bettungssand erzeugt eine ausreichende Dichtung der Fuge zwischen Ober- und Unterteil. Ist das Gebäude einseitig auf die gewünschte Höhe gehoben, wobei es mit seinem Fundament auf dem Druckwasser ruht, dann wird die Einpreßpumpe derart geschaltet, daß sie das Wasser im Kreislauf aus der Drainage der Bettung abzieht, um es durch die Rohrstützen des Unterbaues wieder in die Bettung zu pumpen. Bei diesem Vorgang wird gleichzeitig Sand in die Bettung gespült, bis die Lagerfuge geschlossen ist und das Bauwerk wieder auf Sand aufsitzt. Danach kann der gleiche Vorgang am anderen Teilfundament erfolgen.

Das Verfahren hat sich bei der erwähnten Versuchshebung bewährt. Insbesondere waren die geringen Kosten und der kleine Aufwand an Gerät bemerkenswert. Da die Sohlenpressung nur 2 bis 3 kg/m<sup>2</sup> betrug, konnten ein-

fache Gartenschläuche zum Einpressen verwandt werden. Im allgemeinen genügt der in den Ortsnetzen vorhandene Wasserdruck, so daß man sogar ohne Pumpenanlage auskommt.

Es ist zu beachten, daß der erste Hebungsversuch dieser Art an einem vollsteifen Stahlbetonunterbau durchgeführt wurde, welcher auch dann unbeschädigt bleibt, wenn die Einpressung des Sand-Wasser-Gemisches keine ganz gleichmäßige Auflagerfläche ergibt. Soll dagegen ein Bauwerk gehoben oder geradegerichtet werden, welches ohne steifen Unterbau auf einer biegsamen Stahlbetonplatte aufruht, so bedarf es immerhin einer besonderen Erfahrung, um durch die Einspülung gleichmäßige Auflagerbedingungen zu schaffen. Hieraus folgte die Überlegung, ob es nicht möglich wäre, ein Verfahren zu entwickeln, welches in dieser Hinsicht noch sicherer arbeitet.

Der Anstoß zu einer Weiterentwicklung des Verfahrens wurde durch einen Zufall ausgelöst. Bei einem Kokereineubau hatte man während des Krieges eine Hebungsrichtung nach dem vorgenannten Prinzip fehlerhaft ausgeführt, so daß der Hubraum undicht geworden war. Und zwar trafen bei der Ausführung mehrere ungünstige Umstände zusammen. Zunächst war die Grundplatte der Wanne zwecks Stahlersparnis nicht durchgehend bewehrt, sondern schachbrettartig in Felder aufgeteilt, deren Fugen in einfacher Weise abgedeckt waren. Zweitens waren in den Seitenwänden der Wanne die Fugenbleche verschenktlich um 90° verdreht angeordnet, so daß sie nicht eine Fugendichtung, sondern eine Trennung der Wände bewirkten. Drittens war die Drainage nicht mit einer Filterlage umgeben worden, so daß beim Abpumpen des Wassers große Mengen von Sand aus der Bettung in die



Dränageröhre gelangten. Als man kurz nach dem Kriege vor der Notwendigkeit stand, die betreffende Batterie anzuheben, gelang zwar das Anheben mit Wasserdruck trotz der vorherbeschriebenen Mängel einwandfrei, jedoch wurde die Wanne im Verlauf der Sandeinspülung

undicht. Es bildeten sich Erosionserscheinungen im Untergrund, und es verschoben sich einige Felder der Wannengrundplatte um einige cm nach außen, so daß die seitliche Abdichtung infolge des Verkantens der seitlichen Schürze versagte. Die entstandene Undichtigkeit machte die geplante Hebung unmöglich und zwang zu einer Weiterentwicklung, welche nachstehend beschrieben werden soll.

### II. Vorüberlegungen zur Einpreßtechnik.

Die Aufgabe läßt sich wie folgt umreißen. Ein Bauwerk von großer Empfindlichkeit besitzt eine Grundplatte aus Stahlbeton, welche auf einer etwas verkleinerten Grundfläche aufliegt und seitlich auskragt. In der Auflagerfläche ist eine mit Sand angefüllte Wanne vorhanden, welche zwar ein Austreten der Sandfüllung mit Sicherheit verhindert, jedoch undicht abgeschlossen ist. Damit entfällt die Voraussetzung der Wasserdichtigkeit, wie sie für das Einspülen des Sand-Wasser-Gemisches erforderlich ist. Daraus folgte der Wunsch, zur Einpressung einen Stoff zu verwenden, der einerseits nicht in die Bettung eindringt, andererseits einen derartigen hydraulischen Druck entfalten kann, daß das Bauwerk angehoben wird. Läßt sich die Forderung, daß das Einpreßmaterial nicht in die Sandbettung eindringt, nicht verwirklichen, so



könnte man das Verfahren in zwei Vorgänge spalten und zunächst die Oberfläche der Sandbettung gegen die nachfolgende Einpressung abdichten und erst danach einpressen. Günstiger ist es zweifellos, wenn ein Stoff gefunden wird, der ohne vorherige Abdichtung der Sandoberfläche eine Hebung ermöglicht. Der Hebungs Vorgang selbst beschränkt sich bei der beabsichtigten Art des Vorgehens auf die Auflagerfuge zwischen Sandbettung und Fundamentplatte.

Es erscheint zunächst zweckmäßig, die Grundlagen der Einpreßtechnik darzulegen. Erzeugt man durch Einpressung in ein Bohrloch einen großen örtlichen Druck im Innern des Bodens, so ist die Wirkung unterschiedlich, je nachdem ob es sich um einen Boden mit oder ohne Kohäsion handelt. Ist der Boden kohäsionslos (reiner Sand), dann besteht die Wirkung des Einpreßdruckes nur in einer Ausweitung des Bohrloches, ohne daß eine Rißbildung eintritt. Besitzt der Boden dagegen eine Kohäsion, so führt der Einpreßdruck zu einer Rißbildung. Die Risse können, von der Austrittsstelle des Einpreßrohres ausgehend, entweder in lotrechter oder waagrechter Richtung verlaufen. Bei Dichtungsarbeiten im Untergrund wünscht man die erste Form und sucht die zweite zu vermeiden, weil das Aufreißen der horizontalen Spalten den darüber befindlichen Boden zerbricht und damit auflockert. Man will zur Bodenabdichtung lotrechte Risse erzeugen, um durch ein System von gebildeten Zementadern das Bodenmassiv wasserundurchlässig zu machen. Welche Art der Spaltenbildung jeweils auftritt, hängt von verschiedenen Umständen ab, zu denen der Einpreßdruck, der Bohrdurchmesser, die Abdichtungsgeräte, die Schichtenfolge des Bodens und dgl. zählen. Waagrechte Fugen bilden sich vorzugsweise dort, wo eine Tonlage eine Sandschicht überdeckt. Das erklärt sich daraus, daß das Wasser der eingepreßten Schlämme sich innerhalb der Sandschicht ausbreitet und in großer Flächenausdehnung von unten her die Tonschicht erreicht und diese dann abhebt. Hat die Bildung eines horizontalen Spaltes einmal eingesetzt, so ist der weitere Verlauf der Einpreßauswirkung von der Größe der Fläche abhängig, welche von dem Flüssigkeitsdruck der nachströmenden Schlämme erfaßt wird. Mit dem Fortschreiten der Einpressung pflegt der Einpreßdruck von der anfänglichen Druckspitze immer mehr abzufallen. Nach Abschluß der Einpressung herrscht im Bohrloch auch weiterhin Druck, wenn sich in der vorbeschriebenen Weise eine horizontale Spalte gebildet hat, weil das Gewicht der überlagernden Bodenmasse auf der noch flüssigen Schlämme lastet. Dieser in der Einpreßtechnik unerwünschte Effekt wurde nun für die vorliegende Aufgabe herangezogen. Alle Maßnahmen, die man sonst in der Einpreßtechnik wegen der Schädlichkeit einer horizontalen Spaltenbildung möglichst vermeidet, trifft man hier bewußt.

Um sich das Kräfte spiel beim Einpressen zu vergegenwärtigen, muß man beachten, daß die auftretenden Kräfte groß sind. Beim Beginn des Einpressens wirkt der Einpreßdruck nur auf eine Fläche vom Querschnitt des Rohrstützens. Beträgt dieser Querschnitt z. B. 10 cm<sup>2</sup>, dann erzeugt ein Druck von 100 atü, den eine Zementierpumpe im allgemeinen gut leistet, eine Gesamtkraft von 1 t. Betrachten wir nun die vorliegende Aufgabe, bei der der Austritt der Einpreßmasse in der Unterkante einer biegsamen Stahlbetonplatte und in der Oberkante einer Sandschicht erfolgt, so bewirkt eine auf kleinster Fläche angreifende Kraft von 1 t sowohl eine aufwärtsgerichtete Verbiegung der Stahlbetonplatte als auch eine elastische Zusammendrückung der Sandschicht. Hierdurch öffnet sich zwischen der Fundamentplatte und der Oberfläche der Sandbettung die Lagerfuge. Beim Nachdringen der Einpreßschlämme erhöht sich die Kraft mit der Zunahme der Fläche, auf die der Flüssigkeitsdruck wirkt. Damit wird der Hebungs Vorgang eingeleitet.

Die Überlegung hinsichtlich der zweckmäßigen Zusammensetzung der Einpreßschlämme mußte von der Beschaffenheit des vorhandenen Bettungssandes ausgehen. Die Untersuchung dieses Sandes ergab, daß er genügend feinkörnig war, um keinen Zement durchzulassen. Damit war der Zement als Grundsubstanz der Schlämme gegeben. Bei Verwendung einer reinen Zementschlämme, wie sie zum Verpressen des Gebirges beim Abteufen von Schächten in wasserführenden, klüftigen Gebirgsschichten benutzt wird, läßt sich die Reichweite der Einpressung schwer beschränken. Diese hängt davon ab, wieviel Wasser die Schlämme auf ihrem Wege an den Bettungssand abgibt. Es wurde erwogen, die Oberfläche der Bettung wasserdicht zu machen, dadurch, daß man zunächst ein Silikatgel einschlämmt, welches flockenförmig in Wasser eingebracht wird. Von der Verwendung einer reinen Zementschlämme wurde aber nach ausführlichen Vorversuchen Abstand genommen, zumal die Zementschlämme die unangenehme Eigenschaft hat, daß sie leicht eine Verstopfung der Rohre verursacht. Bei jeder Unterbrechung der Einpressung ist man sonst gezwungen, die Rohrleitungen wieder zu lösen und freizumachen.

Um nun eine möglichst dickflüssige und trotzdem noch pumpfähige Masse zu erhalten, kam der Verfasser auf den Gedanken, die Zementschlämme einer Vorbehandlung zu unterziehen und derart abzuwandeln, daß sie die Eigenschaften einer thixotropen Paste erhält. Unter Thixotropie versteht man die Eigenschaft eines im Ruhezustand festen Materials, bei Erschütterungen bzw. Bewegungen in einen flüssigen Zustand überzugehen. Daraufhin wurden Untersuchungen in dieser Richtung angestellt. Die für den bestimmten Zweck geeigneten Zusätze und das Mischungsverhältnis, welches der Grenze der Pumpfähigkeit entspricht, wurden auf dem Versuchswege bestimmt. Ferner mußte die Vorbehandlung der Schlämme darauf abgestellt werden, daß der Abbindevorgang des Zementes weder durch die Zusätze noch durch die zeitliche Verzögerung der Vorbehandlung schädlich beeinflusst wird.

Die angestellten Versuche brachten ein positives Ergebnis. Die entwickelte Zementschlämme ließ sich trotz ihres sehr hohen Zementgehaltes und trotz ihrer pastenartigen Eigenschaften gut verpumpen, und zwar außerdem in hohem Umfange thixotrop, so daß auch bei Unterbrechungen bis zu einer Stunde kein Absetzen des Zementes und somit auch keine Erstarrung in den Rohren eintrat. Bei Verwendung einer derartigen Schlämme ist man in der Lage, die Fläche der sich öffnenden waagrechten Fuge stark örtlich zu begrenzen und damit den Hebungseffekt zu lokalisieren. Während man bei Verwendung einfacher Zementschlämme immer Gefahr läuft, daß sich die eingepreßte Flüssigkeit weit fortbewegt und womöglich an einer unbeabsichtigten Stelle anhebt, erzeugt man mit einer steiferen Paste in der unmittelbaren Umgebung des Einpreßstützens eine Art Fladen. Dieser wird nach dem Abbinden fest. Wiederholt man die Einpressung an der gleichen Stelle, so bildet sich dort wieder ein derartiger Fladen.

### III. Verfahren zur Hebung durch Zementeinpressung.

Mit einer Zementschlämme, deren Steifigkeit man durch Wahl des Zementgehaltes variieren kann, läßt sich ein Bauwerk anheben, welches folgenden Bedingungen entspricht. Erstens muß das Bauwerk auf einer durchgehenden Platte gegründet werden, welche in der Lage ist, die anfallenden Punkt- und Streifenlasten in eine Flächenlast umzuwandeln, oder das Bauwerk muß einen in sich biegesteifen Körper bilden. Andernfalls ist ein hydraulisches Anheben nicht möglich. Zweitens muß die Auflagerfuge seitlich abgeschlossen oder abgedichtet sein, damit die Einpreßschlämme den notwendigen Widerstand



findet. Nach dem Prinzip des geringsten Widerstandes tritt erst dann eine Hebung ein, wenn die Arbeitsleistung der Schlämme beim seitlichen Entweichen größer ist als bei der Verrichtung der Hebung. Je dickflüssiger die Einpressmasse ist, um so geringer sind die Anforderungen an die Dichtigkeit der seitlichen Umschließung. Bei dem ursprünglichen Verfahren, welches mit Wasser und anschließend mit einem Sand-Wasser-Gemisch arbeitet, mußte die Umschließung nahezu wasserdicht sein. Nur kleinere Undichtigkeiten schließen sich durch den mitgeführten Sand. Bei Verwendung einer Zementschlämme erleichtert eine möglichst vollständige Umschließung die Arbeit gleichfalls wesentlich, immerhin sind die Anforderungen an die Dichtigkeit nicht so hoch wie bei Einspülung mit Sand-Wasser-Gemisch. Drittens muß die Möglichkeit gegeben sein, die Schlämme an der gewünschten Stelle der Grundfläche einzupressen. Am günstigsten ist es, wenn bereits beim Neubau Einpressrohre in bestimmten Abständen angeordnet wurden. In vielen Fällen kann man auch die erforderlichen Maßnahmen am fertigen Bauwerk treffen.

Die neuentwickelte Methode (D. P. a) unterscheidet sich grundsätzlich nur in der Art der Einpressung und der Wahl des Einpressmittels von dem ursprünglichen Hebungsverfahren. Wie im vorhergehenden Abschnitt ausgeführt, ist es schwierig, ein zunächst durch Wasserdruck angehobenes Bauwerk nachher gleichmäßig mit Sand zu unterfüllen. Da die Geschwindigkeit des eingepreßten Sand-Wasser-Gemisches beim Austritt des Stützens am größten ist, besteht die Gefahr, in der Nähe des Einpreßstützens eine Erosion zu erzeugen und den Sand von der Einpreßstelle aus fortzuschwemmen. Der eingespülte Sand bildet dann keine gleichmäßige Oberfläche und befindet sich nicht genau an der gewünschten Stelle. Beim Einpressen einer Zementschlämme kann man dagegen die Hebung genau lokalisieren und erhält mit Sicherheit ein vollständig glattes Aufliegen des Bauwerkes auf den Baugrund.

Im übrigen erfolgt die Hebung genau so wie beim ursprünglichen Verfahren. Die Fundamentplatte wird durch eine in die Auflagerfuge geführte Einpressung hydraulisch angehoben.

#### IV. Hebung und Geraderichtung an einer Koksofenbatterie.

Wie bereits ausgeführt, wurde die Entwicklung des hier geschilderten Hebungsverfahrens dadurch ausgelöst, daß eine Koksofenbatterie infolge bergbaulicher Einwirkungen einseitig abgesunken war, so daß der Endkopf etwa 10 cm tiefer lag als der Endkopf der benachbarten Batterie. Die Beschickung mehrerer in einer Achse liegender Batterien erfolgt durch einen Füllwagen, dessen Gleise vom Kohlenturm aus über mehrere Batterien hinüberführen. An der Stelle des abgesunkenen Endkopfes waren die Schienen im Laufe der Zeit mit eisernen Platten unterlegt. Dadurch, daß die seitlichen Öffnungen für die Planier Vorrichtung am abgesunkenen Batterieende gegenüber der Maschinenbahn um 10 cm tiefer lagen als ursprünglich, war nahezu die Grenze erreicht, bis zu der die Planier-

einrichtung der Druckmaschine betrieblich eingerichtet war. Der verfügbare Spielraum betrug nur noch 12 mm. Da mit weiterer Setzung des fraglichen Ofenkopfes zu rechnen war, entschloß sich die Betriebsleitung zu einer Hebung des abgesunkenen Batterieendes und beauftragte Luetkens mit der technischen Leitung dieser Hebung. Die fragliche Batterie war nach seinen Plänen gegründet und mit einer Vorrichtung zum Heben eingerichtet worden (Abb. 2). Wie erwähnt, war aber die Umschließung des Sandpolsters nicht wasserdicht. Es gelang zwar zuerst mühelos, die Batterie durch Wasser zu heben und mehrere Stunden schwebend zu halten. Nach mehrmaligem Heben und Wiedersinken des Bauwerkes zeigte sich aber, daß eine Durchführung der Hebung nach dem ursprünglichen Prinzip der Sandeinspülung nicht mehr möglich war. Immerhin hatte die vorhandene Unterkonstruktion den Vorteil, daß sie mit einer Stahlbetonplatte abschließt, welche unterhalb der Hauptlast der eigentlichen Ofen auf einer verkleinerten Grundfläche auflagert, und daß sie für eine hydraulische Hebung sowohl die notwendigen Rohrstützen

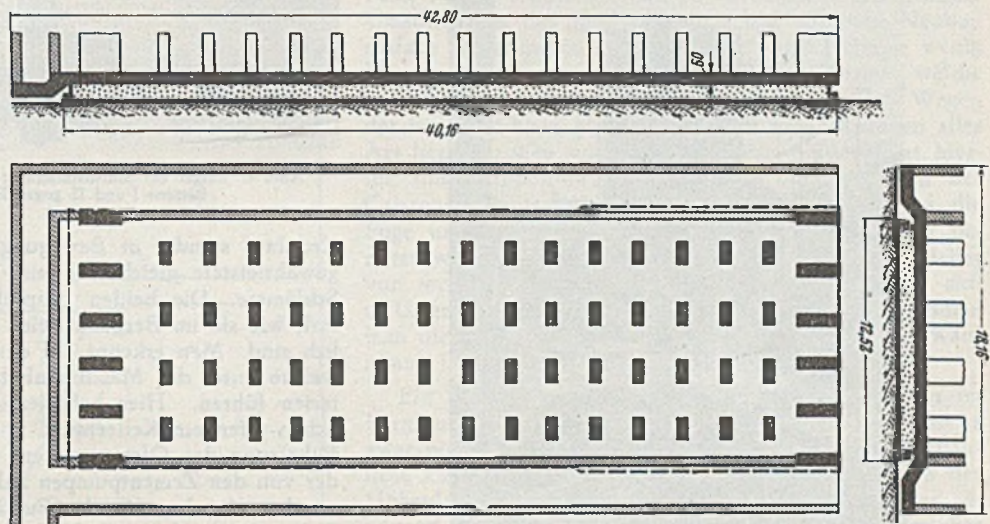


Abb. 2. Fundament und Hebungseinrichtung der einseitig abgesunkenen Kokereibatterie auf verbiegbaren Stahlbetonplatte.

als auch eine -- wenn auch nicht mehr wasserdichte -- Umschließung des Sandpolsters besitzt. Diese Umstände führten zwangsläufig zur Einpressung einer breiartigen Masse statt des Sand-Wasser-Gemisches. Die einpreßtechnischen Schwierigkeiten veranlaßten Luetkens, den Verfasser sowohl mit der theoretischen Entwicklung eines entsprechenden Einpreßverfahrens als auch mit der örtlichen Bauleitung zu beauftragen.

Bevor nun die Ausführung der Hebung beschrieben wird, müssen zunächst die erschwerenden Bedingungen erwähnt werden, welche der Anhebung einer Koksofenbatterie entgegenstehen. Eine Koksofenbatterie besteht aus einer Reihe von schmalen Kammern, welche quer durch das ganze Bauwerk hindurchgehen, und in denen die Kohle verkocht wird. Zwischen den Kammern befinden sich verhältnismäßig dünne Wände. Das gesamte Ofenmauerwerk ist von engen Kanälen durchzogen, welche als Zu- und Ableitungen für den Verbrennungsvorgang dienen. Die unbedingte Voraussetzung für das Funktionieren der Anlage ist nun die, daß das gesamte Ofenmauerwerk rissfrei und dicht bleibt. Besonders empfindlich sind die Querwände zwischen den Kammern. Die Ofenkammern werden von einem über die Batterie fahrenden Füllwagen beschickt. Ist der Verkokungsprozeß beendet, dann wird der Inhalt einer Kammer, welcher als Kokskuchen bezeichnet wird, durch eine Koksdruckmaschine mit Hilfe eines in die Kammer hineinstoßenden Stempels herausgedrückt. Die Koksdruckmaschine fährt auf einer parallel zur Längsachse verlaufenden Ma-



schienenbahn und bedient sämtliche Öfen der in einer Reihe liegenden Koksofenbatterien. Der glühende Kokskuchen stürzt auf der Austrittsseite in sich zusammen, wird dann gelöscht und mit einem Band transportiert. Zwischen den Endköpfen zweier benachbarter Batterien darf also keine Höhendifferenz eintreten, weil die Schienenbahnen sowohl des Füllwagens als auch der Ausdruckmaschine keine Stufen enthalten können. Außerdem hat der Druckstempel der Ausdruckmaschine nur einen geringen Spielraum, dadurch ist die Lage der Maschinenbahn zu den Öfen verhältnismäßig genau festgelegt. Die besondere Schwierigkeit bestand nun darin, daß das zu hebende Bauwerk ungewöhnlich empfindlich ist. Ein Fehlschlag durch etwa auftretende Undichtigkeiten im Ofenmauerwerk birgt die Gefahr einer Knallgasentwicklung in sich. Der Betrieb der anzuhebenden Batterie durfte nicht unterbrochen werden. Abgesehen von dem Produktionsausfall ist jede Außerbetriebnahme einer Batterie schädlich. Beim

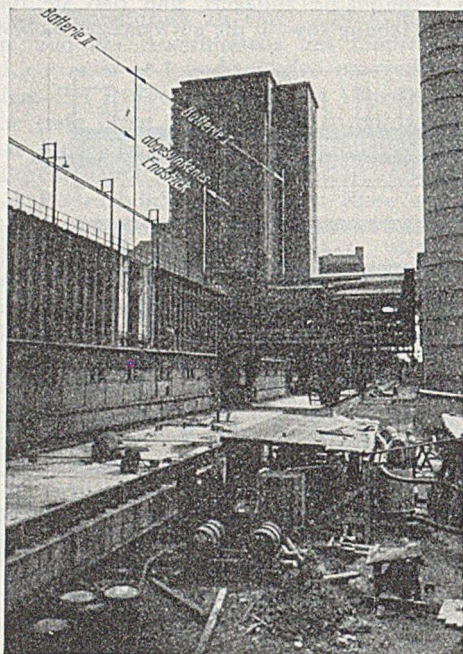


Abb. 3. Ansicht der an einem Ende abgesunkenen und wieder angehobenen Batterie I. Zustand in der Mitte der Arbeit.

Anheizen dehnt sich das Mauerwerk in der Längs- und Querrichtung erheblich aus und wird dabei entsprechend beansprucht. Das Anheizen muß äußerst langsam erfolgen und stellt eine eigene Wissenschaft dar. Die Außerbetriebnahme einer Koksofenbatterie bedeutet also nicht nur einen langen Produktionsausfall, sondern auch eine Verschlechterung ihres baulichen Zustandes und eine Verkürzung ihrer Lebensdauer und Leistung.

Diese Umstände bewogen die Betriebsleitung, scharfe Vorschriften für den Verlauf der Hebung zu machen. Es mußte verlangt werden, daß die eingetretene Krümmung der Fundamentplatte nur ganz allmählich begradigt würde. Die sich bei der Einpressung bildenden Fladen durften bei jedem Einpressvorgang eine Stärke von nur wenigen Millimetern haben. Deshalb wurde innerhalb des Koksofenunterbaues eine große Zahl von Meßpunkten angebracht, welche während des Hebungsvorganges ständig beobachtet wurden. Diese Vorsichtsmaßnahme war auch insofern von Nutzen, als man dadurch Aufschluß über die Reichweite der einzelnen Einpressungen erhielt.

Abb. 3 gibt die Frontansicht der Koksofenbatterien, die sich an den im Hintergrund befindlichen Kohlenturm anschließen. Die einseitige Absenkung war an der dem Kohlenturm nächstgelegenen Batterie aufgetreten, und zwar am Kopfende neben der zweiten Batterie. Auf der

rechten Seite des Bildes ist der Maschinensatz zu sehen, der im wesentlichen aus zwei Einpresspumpen für Hoch- und Niederdruck und aus den zugehörigen Behältern zum Ansetzen der Zementschlämme bestand. Da die Schlämme sehr konzentriert angesetzt wurde, mußte sie ständig in Bewegung gehalten werden, um in pumpfähigen Zustände zu bleiben. Ein Rührwerk wäre zu wenig wirkungsvoll gewesen. Statt dessen wurde eine größere Kreiselpumpe verwandt, welche die Schlämme im



Abb. 4. Zeiger zur Sichtbarmachung der Relativbewegung zwischen Batterie I und II gegen Ende der Arbeiten.

Kreislauf ständig in Bewegung hielt. Diese Anordnung gewährleistete gleichzeitig eine gute Durchmischung der Schlämme. Die beiden Einpresspumpen waren von der Art, wie sie im Bergbau beim Schachtabteufen gebräuchlich sind. Man erkennt auf dem Bild die Rohrleitungen, welche unter der Maschinenbahn in das Innere der Batterien führen. Hier befindet sich unterhalb der eigentlichen Öfen ein Kellerraum, von dem aus die Düsen zur Beheizung der Öfen reguliert werden. Die Verbindung der von den Zementpumpen ankommenden Rohrleitungen zu den einzelnen in die Fundamentplatte eingelassenen Rohrstützen erfolgt mit Hilfe von biegsamen Stahlpanzerschläuchen. Diese gestatten einen schnellen Wechsel des Anschlusses an die einzelnen Rohrstützen, welche in der Oberkante des Sandpolsters endigen. In dem Kellerraum unterhalb der Öfen herrschte eine beträchtliche Temperatur, die bis zu 60° anstieg.

Vor Beginn der Arbeiten wurde die Höhenlage der Fundamentplatte genau einnivelliert. An jeder Stützen-

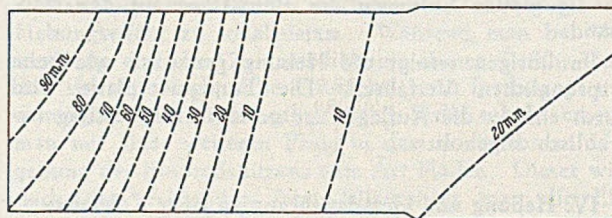


Abb. 5. Höhenlinien der Setzungen vor Beginn der Hebungsarbeiten.

flucht wurden Meßpunkte befestigt, dann wurde an jeder Stelle das Maß angezeichnet, um welches diese gehoben werden sollte. Während der Hebung wurden täglich mindestens dreimal Nivellements durchgeführt, um die Reihenfolge der Ansatzpunkte für die Einpressung zu bestimmen und um die geforderte Gleichmäßigkeit des Hebungsvorganges zu überprüfen.

Zu Beginn der Einpressarbeiten waren zunächst keine Bewegungen der Batterie zu beobachten. Das erklärt sich daraus, daß bei den früheren Einpressungen des Sand-Wasser-Gemisches ein Teil des Bettungssandes in die Hohlräume der Drainage eingedrungen war, und daß zunächst alle hierbei entstandenen Hohlräume verfüllt wer-



den mußten. Sodann trat die Einpreßschlämme an einigen undichten Stellen der Umschließung des Bettungssandes aus, deren Ursache bereits erwähnt wurde. Durch wiederholtes Abbindenlassen der eingepreßten Schlämme schlossen sich die undichten Stellen, und dann begann das Bauwerk sich zu heben. Da ja die Batterie im vollen Betrieb war, mußten jetzt die vorher unterlegten Gleise des Füllwagens wieder um das gleiche Maß tiefer gelegt werden, um welches der Unterbau angehoben wurde.

Zwischen dem Ofenkopf des abgesunkenen Endes der Batterie I und dem Ofenkopf der anschließenden Batterie II wurde ein Zeiger angebracht, welcher die gegenseitige Bewegung in zehnfacher Vergrößerung wiedergab. In Abb. 4 sieht man die Zeigerstellung gegen Ende der Hebungsarbeiten. Um den Verlauf der Hebung in den einzelnen Phasen zu verfolgen, wurden täglich die Nivellements-Ergebnisse in Form von Höhenlinien aufgezeichnet. Abb. 5 zeigt die Höhenlinien zu Beginn der Arbeiten, d. h. die Beträge, um welche jede Stelle der Grundfläche angehoben werden sollte. In Abb. 6 ist der Hebungsvorgang in drei Phasen dargestellt. Man erkennt die

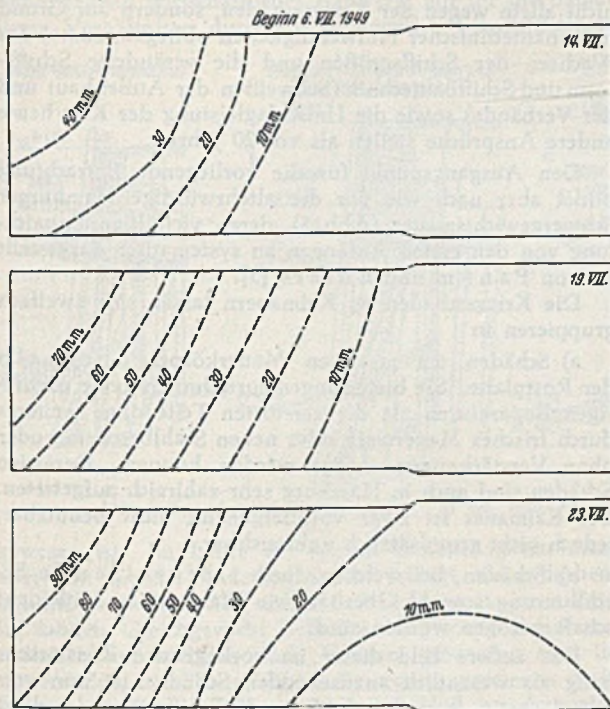


Abb. 6. Höhenlinien der erzielten Hebungen in drei verschiedenen Phasen.

Gleichmäßigkeit und Weichheit der ausgeführten Bewegung. Die Hebung verursachte daher auch keinerlei Schäden an diesem empfindlichen Bauwerk. Die Arbeit selbst ging trotz der vielen Unterbrechungen, welche zur Verfestigung der eingepreßten Schlämme erforderlich waren, verhältnismäßig rasch vonstatten. Die eigentlichen Einpreßarbeiten erforderten eine Arbeitszeit von etwa drei Wochen. Die Ausführung erfolgte durch die Frankipfahl-G.m.b.H., Düsseldorf, welche auch die gesamte Apparatur hergestellt hatte, soweit diese nicht von der Betriebsleitung zur Verfügung gestellt wurde. An Materialien wurden insgesamt 80 t Zement verpumpt. Der Gesamtaufwand betrug rund 40 000 DMark. Sollte später eine nochmalige Wiedergeraderichtung notwendig werden, so kann der gleiche Hebungsvorgang wiederholt werden.

Der Einpreßdruck schwankt zwischen 2 und 35 atü. Die Druckspitze zu Beginn der Einpressung, welche den Hebungsvorgang einleitet, stieg nie über 70 atü, meist blieb sie weit unter dieser Grenze.

#### V. Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens.

Die beschriebene Hebung erfolgte unter den ungünstigsten Bedingungen. Erstens war das wieder geradezurichtende Bauwerk von ungewöhnlicher Empfindlichkeit, zweitens war die Umschließung des Bettungssandes unvollständig und drittens mußte die Arbeit ohne Störung im Betrieb vorgenommen werden. Vom Standpunkt der Einpreßtechnik aus gesehen ist es am schwersten, die Einpressung so zu lokalisieren, daß die Hebung nur an den gewünschten Stellen erfolgt. Daraus folgt, daß man einen biegesteifen Körper viel leichter und billiger anheben kann als ein Bauwerk, welches der vertikalen Verformung elastisch oder plastisch nachgiebig folgt. Ferner macht es einen erheblichen Unterschied, ob eine dichte Umschließung des Bettungssandes bereits beim Neubau vorgesehen worden ist, oder ob diese unvollkommen, wie im vorliegenden Fall, bzw. erst nachträglich hergestellt werden muß. Damit der Einpreßdruck wirksam werden kann, ist es erforderlich, daß die eingepreßte Schlämme oder Paste keine Möglichkeit hat, zu entweichen. Bei richtiger Umschließung des Sandpolsters, welche an einem Neubau einfach zu erreichen ist, verursacht eine Hebung wenig Umstände und nur einen Bruchteil der Kosten, welche bei fehlendem Abschluß der Bodenfuge anfallen. Wegen der Billigkeit kann es zum Ausgleich von Setzungen aller Art herangezogen werden. Geradezu prädestiniert hierfür sind Caisson-Gründungen, weil die Schneiden des Caissons bereits die Umschließung darstellen, und die Fuge unterhalb der Caisson-Decke zur Einpressung benutzt werden kann. Man könnte also auch die Pfeiler von weitgespannten Brücken anheben. Es lassen sich u. U. große Ersparnisse bei der Gründung erzielen, indem man die Gefahr einer unzulässig großen Setzung in Kauf nimmt und diese später ausgleicht.

Ein großes Anwendungsgebiet bilden die Bauten im Bergsenkungsgebiet. Bei der Mehrzahl aller Bauten ist es zwar nicht erforderlich, die durch Setzung oder bergbauliche Einwirkungen verursachte Ungleichmäßigkeit in der Höhenlage wieder zu berichtigen. Es bleiben aber genügend Fälle, in denen eine Schiefelage selbst geringer Größe unzulässig ist. Wie das Beispiel der Kokerei zeigt, muß man in besonderen Fällen das ganze Bauwerk in den Hebungsvorgang einbeziehen. Es gab bisher keine Möglichkeit, derartige Bauwerke wieder geradezurichten, infolgedessen war der Bergbau gezwungen, auf setzungsempfindliche Anlagen große Rücksicht zu nehmen. Teilweise bedient man sich in solchem Fall der Anordnung eines Sicherheitspfeilers im Boden, d. h. man verzichtet auf die Gewinnung der Kohle, in deren Absenkungsbereich das betreffende Bauwerk liegt. Teilweise werden verteuerte Maßnahmen zur Milderung der bergbaulichen Einwirkungen getroffen, sei es durch intensiveren Versatz der beim Abbau entstehenden Hohlräume, sei es durch Einhaltung einer besonderen Reihenfolge im Abbauvorgang. Die Kosten sowohl für die Ausbildung einer dichten Umschließung des Sandpolsters in Neubauten als auch für die Ausführung der Hebung sind im Vergleich zu den Auswirkungen betrieblicher Einschränkungen niedrig. Bei Altbauten entscheiden die örtlichen Verhältnisse, ob eine ausreichende Umschließung der Auflagerfuge möglich ist, und ob die Mehrkosten wirtschaftlich tragbar sind.

Bisher wurde nur die Möglichkeit behandelt, waagrechte Fugen zu verpressen. Ebenso gut kann dieses Verfahren auf lotrechte Fugen angewendet werden, z. B. um eine Vorspannung in Gewölben zu erzielen, sei es, daß diese in lotrechter oder waagrechter Richtung gespannt sind. So könnte man bogenförmige Talsperren auf diesem Wege vorspannen. Der Vorteil gegenüber der sonst üblichen Anwendung von Preßstöpfen besteht darin, daß der Druck in einer großen Fläche gleichmäßig angreift, und daß keine örtlichen Überbeanspruchungen eintreten. Da-



durch, daß sich die Steifigkeit der Einpreßschlämme variieren läßt, kann man auch die Reichweite der Einpressung nach Wunsch verändern, um entweder den Druck in kleineren Flächen zu konzentrieren, oder ihn gleichmäßig über die Gesamtfläche einer Fuge zu verteilen.

Mit dem beschriebenen Einpreßverfahren ist die Möglichkeit geschaffen, mit wirtschaftlich tragbaren Mitteln Setzungen von Bauwerken auch großer Grundrißabmessungen nachträglich wieder auszugleichen, und sich

weitgehend von den Eigenschaften des Untergrundes unabhängig zu machen. Damit lassen sich u. U. die hohen Kosten einer Tiefgründung sparen. Bei ungleich abgesunkenen Bauwerken lassen sich so Schäden und Spannungszustände einfacher beseitigen, als wenn man die aufgehende Konstruktion der eingetretenen Veränderung der Auflagerhöhen anpaßt. Das Hebungsverfahren hat die gleiche Bedeutung für das Bergsenkungsgebiet wie für Gegenden mit nachgiebigem Baugrund.

## Wiederaufbau und Verstärkung der Hamburger Kaimauern.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Förster, Hamburg.

Die Hamburger Kaimauern werden im Hinblick auf die Beseitigung von Kriegsschäden und die notwendige Vertiefung der Hafenbecken allgemein behandelt: ihre Zukunft zeichnet sich an Hand bisher ausgeführter Verstärkungsbauten und grundsätzlicher Vorschläge ab.

### I. Bestehende Schäden und Mängel.

Die drei deutschen Nordseehäfen Hamburg, Bremen und Emden, daneben bekanntlich auch Rotterdam, haben seit Beginn des Dampfschiffzeitalters jeder einen eigenen Kaimauertyp entwickelt. Er wurde zwei Generationen hindurch im großen und ganzen beibehalten, so daß die überwiegende Mehrzahl der Kaimauern in Hamburg, deren Schicksal in Kriegs- und Nachkriegszeiten nachfolgend behandelt werden soll, als typische „Hamburger Kaimauern“ gebaut sind.

Erst kurz vor dem zweiten Weltkrieg begann man in Hamburg wie andernorts von der althergebrachten Bauweise abzuweichen, da neue Erkenntnisse in der Bodenmechanik und der Pfahlberechnung sowie erweiterte konstruktive Möglichkeiten durch das Aufkommen von Stahlspundwänden und Stahlpählen, ferner allgemein des Stahlbetons gewonnen waren. Man löste sich von der vormals durch Schiffsform, örtliche Bodenverhältnisse und gewisse eigenständige Konstruktionsprinzipien allzueng vorgezeichneten Bauform, und es läßt sich als wesentliches Merkmal des Kaimauerbaus seit etwa 25 Jahren das Bestreben erkennen, die verworrenen, vielfach statisch unbestimmten Holzpfahlroste in klare Systeme aufzulösen und eine möglichst statisch bestimmte, eindeutige Zuordnung der lotrechten und waagrechten Lasten auf einzelne Pfahlböcke oder Spundwände als tragende Elemente zu erreichen.

Dieser Weg ist in Hamburg zielstrebig beschritten worden. Die den Ausschreibungen zugrunde gelegten Entwürfe hielten sich bis etwa 1930 (Windhukkaimauer) noch an das bewährte frühere Baumuster. Ausgeführt wurde hier jedoch ein Stahlbetonquerschnitt, der seinerzeit der konstruktiven Mitarbeit der Firmen Philipp Holzmann A.-G. und Ingenieurbaugesellschaft Christiani & Nielsen zu danken war [1]. Damit trat ein Wendepunkt in der Entwicklung ein und unter dem inzwischen eingetretenen beherrschenden Einfluß der Stahlspundwände und der neueren Erdbau-Forschungsergebnisse entstand auf Veranlassung von Strom- und Hafenaufbau nach einigen Vorläufern am Cuxhavener Fischereihafen und am Grenzkanal in Hamburg die erste völlig moderne Kaimauer am Togokai (1934) [2]. Bei dieser wurden die neuen Möglichkeiten konsequent aufgegriffen, was dazu führte, der vorderen Stahlspundwand auch lotrechte Lasten zuzuweisen und auf die bis dahin üblichen Pfahlreihen dahinter zu verzichten. Inzwischen wurden weitere Kaimauern in Hamburg — allerdings z.T. von privaten Anliegern (Werften) und der Marinebauverwaltung — errichtet, welche eine so extreme wirtschaftlich-konstruktive Durcharbeitung nicht aufweisen. Sie sind trotzdem als durchaus moderne und einwandfrei entworfene Kaimauern (Europakai, Lotsenhöft, Finkenwerder) zu bezeichnen, vgl. [1] S. 434—444 und [3].

Dieser kurze Überblick wurde vorausgeschickt, um die Situation zu Beginn des Bombenkrieges 1942 zu veran-

schaulichen, wobei nicht vergessen werden darf, daß bereits zwischen beiden Kriegen Verstärkungen von Hamburger Kaimauern mehrfach ausgeführt worden sind. Die Arbeiten [4] können als Vorläufer der umfassenden Bauaufgaben gewertet werden, die der Hansestadt Hamburg nicht allein wegen der Kriegsschäden, sondern auf Grund hafentechnischer Notwendigkeiten obliegen, zumal das Wachsen der Schiffsgrößen und die veränderte Schiffsform und Schiffbautechnik (Schweißen der Außenhaut und der Verbände) sowie die Umschlagleistung der Kais heute andere Ansprüche stellen als vor 20 Jahren.

Den Ausgangspunkt für die vorliegende Betrachtung bildet aber nach wie vor die altehrwürdige Hamburger Schwergewichtsmauer (Abb. 1), deren vielfältige Entwicklung von den ersten Anfängen an systematisch dargestellt ist von Panum und Ehlers [5].

Die Kriegsschäden an Kaimauern lassen sich zweifach gruppieren in

a) Schäden am massiven Mauerkörper oberhalb der Rostplatte. Sie bieten ingenieurtechnisch keine schwierigen Reparaturen da die zerstörten Teile ohne weiteres durch frisches Mauerwerk oder neuen Stahlbeton mit oder ohne Verstärkungen ersetzt werden können. Derartige Schäden sind auch in Hamburg sehr zahlreich aufgetreten. Die Kaimauer ist zwar vorübergehend nicht benutzbar, jedoch nicht grundsätzlich unbrauchbar.

b) Schäden, bei welchen durch tiefgreifende Erschütterung sowohl Oberbau wie Pfahlrost in Mitleidenschaft gezogen worden sind.

Das äußere Bild dieser im vorliegenden Zusammenhang als wesentlich anzusehenden Schäden ist nun verschiedenartig, je nachdem ob ein Volltreffer in oder dicht hinter der Mauer die Zerstörung bewirkt hat, die Schadensstelle also nur sehr kurz im Vergleich zur ganzen Kaimauerlänge ist — gewissermaßen also einen Einzelschaden darstellt — oder ob ein Serienabwurf an Land oder ins Wasser, was infolge der unelastischen Übertragung des Wasserschlags ausschlaggebend ist, die Erschütterung längerer Abschnitte der Kaistrecke verursacht hat (folgerichtig als Streckenschaden zu bezeichnen). In einigen ausgezeichneten Fällen sind die Kaimauern in Längen bis zu 100 m ohne Volltrefferschäden abgeglitten oder vornüber gefallen.

Bei den rund 170 gezählten Schadensstellen handelt es sich um rund 110 Volltreffer-Einzelschäden; darüber hinaus sind rund 60 Streckenschäden vorhanden, bei denen die Erschütterung des Untergrundes für den bereits erfolgten Einsturz oder die noch bestehende Einsturzgefahr ursprünglich wirksam war.

Während die Wiederherstellung der Einzelschäden, wie erwähnt, lediglich eine Frage technisch-wirtschaftlicher Zweckmäßigkeit ist, werden durch die Streckenschäden grundsätzliche Probleme des Kaimauerbaus aufgeworfen, die nicht mehr allein auf der Ebene „Beseitigung von Kriegsschäden“ zu lösen sind. Erst bei allgemeiner Be-



trachtung des Hamburger Kaimauertyps lassen sich drei wesentliche Einflüsse feststellen, die für das Verhalten der Kaimauern während der Kriegszeit mitbestimmend waren:

1. Abweichung der jetzigen von den ursprünglichen Verhältnissen hinsichtlich Belastungen an der Landseite und Wassertiefe vor der Mauer.

2. Nichtberücksichtigung mancher erst später gewonnenen Einsicht in erdstatischer Hinsicht (z. B. Pfahlbelastungen, Gleitsicherheit, Wasserdruck, Grundbruchgefahr u. ä.).

3. Besondere Empfindlichkeit der Schwergewichtsmauer auf hohem Pfahlrost gegen waagrechte Erschütterungen.

Die Fragen zu 1. und 2. haben bereits in den beiden Jahrzehnten vor dem Kriege in manchen Einzelfällen Anlaß zu Untersuchungen und gegebenenfalls auch Verstärkungen von Kaistrecken gegeben. Der praktische Anlaß lag ohnehin in der Notwendigkeit, die wichtigsten Liegeplätze der Schiffe kaimäßig zu modernisieren und eine größere Wassertiefe zu schaffen [6]. Schon bei diesen Gelegenheiten und den zuweilen vorgekommenen unerwarteten Bewegungen hat sich ergeben, daß die alte Hamburger Kaimauer in ihrer ursprünglichen Bestimmung ein hervorragend wirtschaftliches Bauwerk, mit für die damaligen Verhältnisse durchaus genügender Standsicherheit

Anhäufung von Kräften unmittelbar am Fuß der Kaimauer;

2. die oftmals sehr hoch ansetzende Böschung unterhalb des Pfahlrostes, deren Ansatzpunkt landseitig aus der begrenzten freien Länge der hinteren Holzspundwand ( $d = 30 \text{ cm}$ ) zu erklären ist. Auf weiten Strecken ist von vornherein oder auch infolge nachträglicher Vertiefung diese Böschung mehrere Meter ins Hafenbecken hinein fortgesetzt. Sie beläßt damit häufig nur einen kleinen widerstehenden Erdkeil vor den Pfahlspitzen;

3. die im Vergleich zu den meisten in anderen Häfen gewählten Systemen ausgesprochen schmale Grundfläche im Vergleich zur Höhe, die bei den älteren Mauern zwar durch die Polleryerstützungen gemildert wird, aber doch ein für die Hamburger Mauer charakteristisches Merkmal bedeutet.

Was nun die Beanspruchung der Mauer durch lotrechte und waagrechte Kräfte betrifft (also ständige Lasten, wie Eigengewicht, Erddruck, Wasserdruck und Ankerzüge oder auch Betriebslasten jeder Art), so sind sie, sofern man die damaligen Vorschriften berücksichtigt, auch standsicher gewesen, mit Ausnahme der erwähnten Fälle, deren Nachgeben man hauptsächlich auf eine Überlastung der vorderen Pfahlspitzen zurückzuführen versuchte. Auch nach den heute üblichen Lastannahmen und Berechnungsansätzen konnte rein statisch gesehen die Standsicherheit der Mauern nachgewiesen werden. Ein von Prof. Dr.-Ing. Loos verfaßtes Gutachten äußert sich darüber gleichfalls positiv.

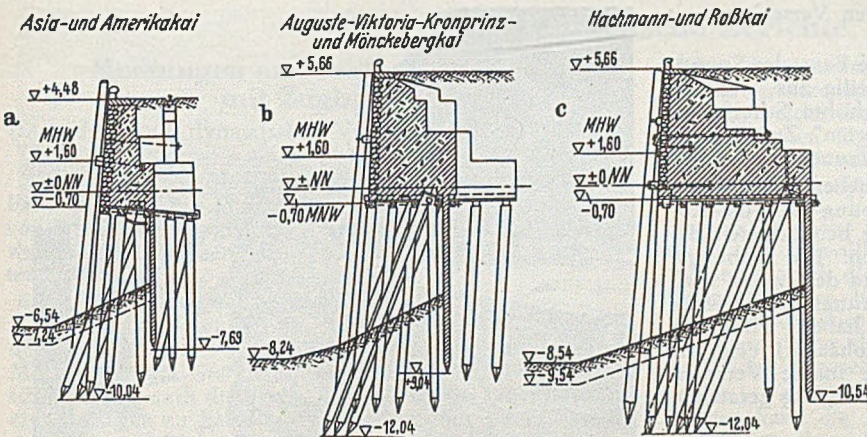


Abb. 1. Typische Kaimauerquerschnitte, a) um 1890, b) um 1905, c) um 1920.

gewesen ist. Im Laufe der letzten Generation hat man aber von diesem Mauertyp mehr verlangt als er leisten konnte, weswegen sich einige Strecken seit längerer Zeit im labilen Gleichgewicht befinden und somit hafentechnisch unbrauchbar sind. Bekannt geworden sind in diesem Zusammenhang die in Bewegung geratenen Kaimauern am Werfthafen von Blohm & Voß, am Auguste-Viktoria-Kai, Kronprinzenkai u. a.

Bei systematischer Betrachtung des Hamburger Kaimauerquerschnitts springen einige Eigenschaften in die Augen, die sich bis in die 20er Jahre unabhängig von den wachsenden Absolutgrößen ständig wiederholt haben. Obwohl die Durchschnittstiefe der Hafenbecken von früher 5 bis 6 m auf später 7 bis 8 m unter KN<sup>1)</sup> zunahm und die Kaimauroberkante von + 4,50 m auf + 5,70 m NN höhergelegt wurde, lassen sich die gleichen Merkmale an den drei heute noch praktisch vorherrschenden Profilen aufzeigen. Der erste Querschnitt ist dem östlichen Hafengebiet (Baakenhafen und Segelschiffhafen, Entstehung um 1890) entnommen, der zweite steht im Gebiet Kaiser-Wilhelm-Hafen—Ellerholz (um 1905) und der dritte entstammt dem Roßbezirk (80er Schuppen, um 1925), wobei kleinere Maßunterschiede hier unbeachtet bleiben können. Die drei Regelquerschnitte sind in der Abb. 1 a, b und c dargestellt. Zwecks eingehender Beurteilung wird auf [5] verwiesen. Hier interessieren speziell

1. die Anordnung der Gerad- und Schrägpfähle sowie der Pfahlböcke mit der im vorderen Teil unverkennbaren Massierung der Pfahlspitzen und einer dadurch bewirkten

Sicherheit gegen waagrechte Schwingungen erwiesen, welche angesichts der durch den Pfahlrost hoch aufgeständerten Betonmasse gefährliche Wirkungen zur Folge hatten. Denn die Erschütterung des Untergrundes findet ein gleichsam umgekehrtes Pendel vor, wodurch die nachgewiesene Einrüttelung der Pfähle unter den nur ver-

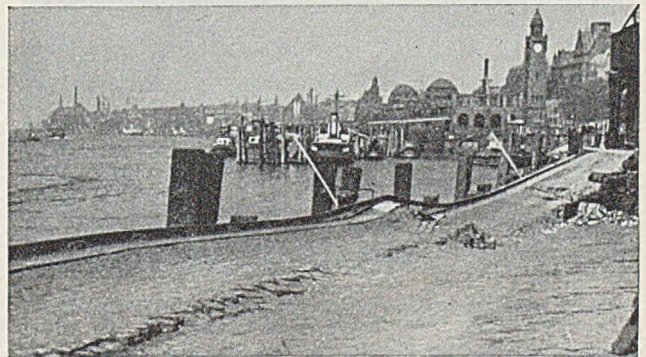


Abb. 2. Versackte und gestauchte Kaistrecke am Niederhafen (ehemaliger Rheinschuppen).

sackten, nicht aber schiefgestellten Kaimauern erklärlich ist (Abb. 2, Niederhafen). Die Untersuchung der drei typischen Schadensfälle (Kippen, Gleiten, Einrütteln), die bereits vom Verfasser in der Einführung zu den Pfahlversuchen von Loos und Breth [7] herausgestellt waren, lassen folgende verallgemeinernde Schlüsse zu:

1) Kartennull = MNW = - 0,70 m NN.



„Durch die Bombenwirkung erschüttert, verlor der Boden vorübergehend an innerer Reibung. An bereits vorhandenen „weichen“ Stellen gab er nach. Mauerverschiebungen und Rutschungen waren die Folge (Abb. 3).

Die in Bewegung geratenen Kaimauern waren an sich breit genug, auch die Pfähle selbst bei NNW nicht überbelastet. Nicht ausreichend war die Gründungstiefe, so daß stellenweise der Geländesprung im ganzen gegen Gleiten



Abb. 3. Vorgegangene Kaimauer am Schuppen 43 (Hansehafen).

oder in anderen Fällen die Mauer gegen Verschieben zu wenig Sicherheit besaß (Abb. 4 u. 5).

Die zu geringe Rammtiefe der Pfähle bzw. der Spundwand wirkte sich zunächst nicht nachteilig aus, weil die durch Verkittung und Verspannung erhöhte Scherfestigkeit der diluvialen Sande im „ungestörten“ Zustande in der Lage war die Bodenspannungen aufzunehmen.

Mit der Bodenerschütterung ging neben einer allgemeinen Verminderung der inneren Reibung auch die Kohäsion im Boden verloren, wodurch die beobachteten Bewegungen und Schäden möglich wurden. Die Reibungsverminderung war von kurzer Dauer und der Boden wird bald nach Durchlaufen der Erschütterungswelle wieder den alten Reibungswiderstand erlangt haben. Hingegen haben die Sande ihre Verkittung (Kohäsion) erst allmählich wiedergewonnen, während die innere Verspannung durch die Auflockerung der in Bewegung geratenen Bodenmassen dauernd verloren ging.

Mit dem Wiederanwachsen der inneren Reibung und Kohäsion nahmen die Bewegungen und Rutschungen ab und sind, wie die Aufmessungen zeigen, im Abklingen begriffen. Trotz der zunehmenden Konsolidierung des

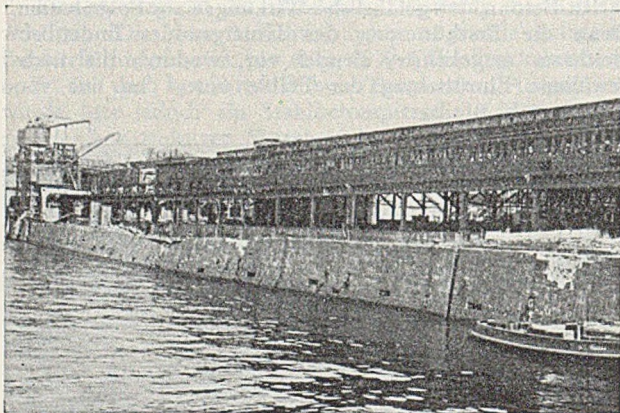


Abb. 4. Abgeglittener Geländesprung vor Schuppen 53 (Indiahafen).

Bodens werden die Kaimauern ihre ursprüngliche Standfestigkeit nicht wieder erreichen und bei niedrigem Hafenswasserstand und zusätzlicher Belastung erneut gefährdet sein.“

Dieses Bild wird durch die seit Kriegsende durchgeführte sorgfältige Beobachtung gestützt. Manche labil gewordene Kaistrecke wurde durch den hohen Wasserdruck nach einer Sturmflut mit darauf folgendem Niedrigwasserstand stellenweise umgeworfen; andere sind in Bewegung geraten. Wie empfindlich an sich noch standfeste Mauern

reagieren, beweist ein Beispiel neuesten Datums, bei welchem auf einer kurzen Strecke versehentlich  $\frac{1}{2}$  bis  $\frac{3}{4}$  m mehr Boden aus der Böschung im Bereich der vorderen Pfähle durch Baggern entfernt worden ist und die in Bewegung geratene Mauer beschleunigt Gegenmaßnahmen erfordert. (Querschnitt in Abb 1 c) [8].

Andererseits muß einmal erwähnt werden, daß sämtliche moderner konstruierten Mauern, d. h. vor allem diejenigen mit breiter Rostplatte und hinten liegendem Pfahlbock, wohl durch Volltreffer beschädigt, nicht aber durch die Detonationswellen im Untergrund auf längere Strecken gefährdet werden konnten.

Der Luftkrieg hat somit die Hamburger Kaimauern einer „Feuerprobe“ im handgreiflichen Sinne unterzogen. Das Ergebnis kommt nicht überraschend, denn die Bestrebungen, die älteren Hafenteile zu modernisieren, sind schon recht alt. Über die den heutigen Ansprüchen der Schifffahrt nicht überall genügende Hafentiefe und mangelhafte Ausrüstung langer Kaistrecken war man sich seit über 20 Jahren durchaus klar, konnte nur wegen der Wirtschaftslage vor 1933 und den einer natürlichen Hafentwicklung abträglichen Verhältnissen nach 1933 nicht



Abb. 5. Kaimauer vor dem Einsturz am Schuppen 51 (Hansehafen).

genügend Kapital in der Verbesserung der Kaianlagen investieren. Die Kaimauerverstärkungen vor den Fruchtschuppen A und B, ferner die am Petersenkai vor Schuppen 28 und 29 [9] und die bereits erwähnte Vertiefung des Auguste-Viktoria- bzw. Kronprinzkais vor den Schuppen 71 und 75 wurden zwar durchgeführt, sind aber heute nur als ein Anfang für weitere Arbeiten zu betrachten, deren Notwendigkeit sich jetzt über die Wiederherstellung der Kriegsschäden hinaus beim Wiederaufbau des Hafens ganz elementar auswirkt. Denn wenn man zwischen den beiden Kriegen noch mit einigen bevorzugten Schiffsplätzen auf 9 bzw. 10 m Wassertiefe bei MNW auszukommen glaubte, so erfordert das Regelfrachtschiff mit 8 bis 9 m Tiefgang heute bekanntlich die Anpassung der wesentlichen Hafenteile an diese Tiefe.

Aus diesem Grunde könnte man in Hamburg die älteren Häfen oberhalb des Reiherstiegs auf generell 9 m Tiefe, die zwischen Reiherstieg und Köhlbrand — also den heutigen Schwerpunkt des Wiederaufbaus — auf 10 bis 11 m ausbauen und die für einen etwaigen späteren Großschiffsverkehr in Frage kommenden Hafenbecken westlich des Köhlbrands (Waltershof) auf 11 bis 12 m nutzbare Fahrwassertiefe bringen. Daraus ergibt sich vom konstruktiven Standpunkt aus eine umfassende Vorarbeit für die Verstärkung der Kaianlagen, einerlei, ob sie kriegszerstört sind oder nicht.

Die bereits durchgeführten oder in Angriff genommenen Wiederherstellungsarbeiten können daher im allgemeinen über ihre rein örtliche Zweckmäßigkeit hinaus als



Beispiele für spätere grundsätzliche Vertiefung angesehen werden. Ein Teil der inzwischen ergriffenen Baumaßnahmen läßt daher die Tendenz erkennen, neben der wissenschaftlichen Überprüfung der Berechnungsgrundlagen auch das zu wählende System, die Baustoffe und den Arbeitsvorgang im Hinblick auf spätere Großbaustellen zur Diskussion zu stellen.

Neben der so charakterisierten kaimauer-technischen Gesamtsituation gibt es zahlreiche Einzelfragen, die gleichfalls weiterentwickelt werden müssen, aber zweckmäßig einer gesonderten Darstellung vorbehalten bleiben, wie beispielsweise die Verblendung oder anderweitige Behandlung der Betonansichtsflächen, die Ausrüstung der Kaimauern mit Pollern, Schutthaltern, Steigeleitern, ferner Fragen der Entwässerung, des Rostschutzes der Spundwand usw. Das Streichfahlproblem wird zweckmäßig im Zusammenhang mit den neuartigen Stahldalben erörtert werden müssen.

Im gleichen Zusammenhang gewinnt die angesichts der hohen Stahlpreise erneut aktuelle Frage, ob Stahl- oder Stahlbeton-Spundwände günstiger sind, wiederum an Bedeutung. Selbst wenn der Wirtschaftsvergleich zugunsten des Stahlbetons ausfällt, wird vieles zu beachten sein,

bevor Stahlbetonspundwände in größerem Umfang beim Wiederaufbau der Hamburger Kaimauern angewendet werden können:

1. Die Stahlbetonspundwand verlangt absolut sauberen Baugrund, was im Gebiet zerstörter Kaimauern kaum zutrifft;

2. Die Dichtigkeit der Spundwand muß unbedingt gewährleistet sein. Nach der bisherigen Erfahrung mit Stahlbeton ist das kaum zu erreichen, falls man nicht ganz große Profile mit Sonderdichtungsverfahren anwenden will.

3. Künftig wird die vorn liegende Spundwand oftmals mit dahinter liegendem Hohlraum zwecks Abminderung des Erddrucks angewandt werden. Die spröden Stahlbetonspundbohlen sind kaum schubfest miteinander in Verband zu bringen und unterliegen der Gefahr von schräg anlaufenden Schiffeinzelteilen „ab-rasiert“ zu werden.

Was gegen die Stahlbetonspundwand angeführt werden mußte, gilt zum Teil auch für den normalen Stahlbetonpfahl. In den Beispielen sind daher jeweils dort Stahlpfähle trotz ihres höheren Preises gerammt worden, wo man gegen die Verwendung von Stahlbeton Bedenken hatte. (Schluß folgt.)

## Kurze Technische Berichte.

### Messungen an Stahlbetonbogen mit Zugband.

(Statisches und dynamisches Verhalten im Modell und am Bauwerk.)

Die Versuche dienten der Vorbereitung eines Neubaus in Südafrika. Es handelt sich um einen Brückenzug von 7 Stahlbetonbogen mit Zugband, mit je 36,58 m Stützweite, die ein Eisenbahngleis von 1067 mm Spurweite tragen (Abb. 1).

#### Modell.

Es wurde ein vollständiges dreidimensionales Modell untersucht, das der Brücke geometrisch ähnlich war. Das Modell war aus Stahlbeton, um gleiche elastische Eigenschaften und auch die gleiche Dämpfung bei Schwingungserscheinungen zu haben. Der lineare Modellmaßstab war

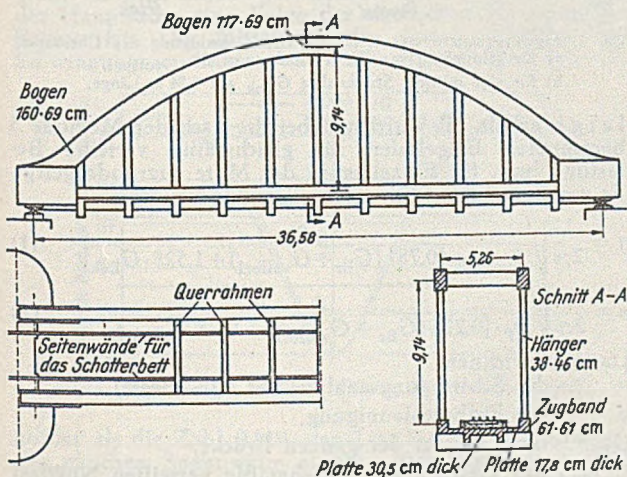


Abb. 1. Brücke über den Umhlatuzi-Fluß in Zululand.

3/16, das Modell hatte also 6,858 m Stützweite. Die Aufhängungen, als dünnste Glieder des Systems, hatten einen Querschnitt von 86.71 mm, die Betonplatten unter bzw. neben dem Gleis waren 57 bzw. 33 mm dick. Die Bewehrung des Modells ging von Rundstahl mit 15,9 mm Dicke in den Zugbändern herab bis zu 1,63 mm. Sie war so gewählt, daß Flächen und Trägheitsmomente geometrisch ähnlich waren. Die Betonmischung war 1 Volumteil Zement auf 3 1/2 Teile gut gekörnten Grubensand mit einem größten Korn von 6 mm, der Wasserzementfaktor 0,65.

Für die Schwingungen ohne Dämpfung verlangt die vollkommene Modellähnlichkeit eine erheblich größere

Dichte des Werkstoffes beim Modell. Diese Bedingung könnte ersatzweise durch zusätzliche Gewichte erfüllt werden, welche die schwingende Masse vergrößern, ohne die elastischen Eigenschaften zu verändern. Die höhere Dichte des Modellbaustoffes kann jedoch eliminiert werden, wenn eine lineare Abhängigkeit zwischen Belastungen und Verformungen besteht. Abweichungen hiervon können im vorliegenden Falle hauptsächlich durch die unvollkommene Elastizität des Betons entstehen. Da sich die Untersuchungen auf den Zustand der Gebrauchslasten beschränken sollten, wurde dieser Einfluß vernachlässigt und von einer zusätzlichen Belastung zur Herstellung der Modellähnlichkeit auch hinsichtlich der Dichte abgesehen.

[Bem. des Bearbeiters: Für die gedämpften Schwingungen kann die Modellähnlichkeit offenbar nicht völlig erreicht werden. Über diesen Punkt ist in der Quelle

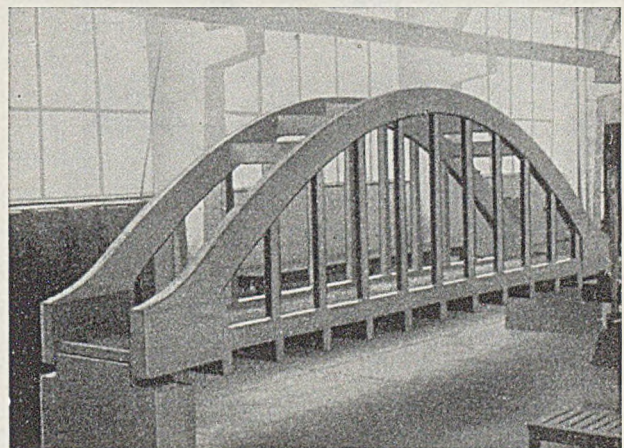


Abb. 2. Modell.

nichts mitgeteilt. Der Einfluß der Dämpfung auf die Höhe der Eigenfrequenzen dürfte zwar gering sein, die Größe des Einflusses auf die Amplituden der erzwungenen Schwingungen ist dagegen nicht ohne weiteres zu übersehen.]

Das Modell wurde auf massiven Betonpfeilern aufgestellt. Als Ersatz für den Schotter wurde Steinsplitt aufgebracht, der lose zwischen Holzbohlen eingefüllt wurde, während in der Brücke dafür steif verbundene Stahlbetonwandungen vorgesehen sind. Wegen Einzelheiten über die Herstellung des Modells und die dabei vorhandenen Schwierigkeiten, z. B. die in den Aufhängungen eingetretenen Haarrisse und deren Beseitigung,



sei, auf die Quelle verwiesen. Das fertige Modell ist aus Abb. 2 zu ersehen.

Der Beton des Modells ergab an Würfeln von 15 cm Seitenlänge eine mittlere Festigkeit  $W_{28} = 305 \text{ kg/cm}^2$ . Der Elastizitätsmodul wurde an zwei Monate alten Biegeproben gemessen. Er war  $E_0 = 146\,000 - 207\,000 \text{ kg/cm}^2$ , im Mittel  $183\,000 \text{ kg/cm}^2$ . Die mittlere Dichte betrug  $\gamma = 2,19 \text{ t/m}^3$ . Beide Werte  $E$  wie  $\gamma$  waren etwas niedriger, als erwartet worden war. Die Tabelle 1 gibt die zunächst angenommenen bzw. geschätzten Maßstabverhältnisse.

Tabelle 1.

Größen	Verhältniszahlen	
	Wert am Modell/Wert an der Brücke geschätzt	berichtigt
Längen	0,187 5	0,187 5
Elastizitätsmodul	1,00	0,700
Dichte	1,00	0,924
Kräfte	0,006 59	0,006 09
Durchbiegungen	0,035 2	0,046 4
Frequenz	5,33	4,64

Durchbiegungen unter ruhender Belastung.

Die Nutzlast aus dem Modell wurde entweder über die ganze Öffnung gleichmäßig verteilt oder als konzentrierte Belastung in der Mitte aufgebracht. Ihre Größe wurde bis zu  $G_{\text{vollbel}} = 2195 \text{ kg}$  bzw.  $P = 405 \text{ kg}$  gesteigert.

Bei den ersten Belastungen ergaben sich teilweise erhebliche bleibende Verformungen. Der Zusammenhang zwischen Höhe der Belastungen und Größe der Durchbiegungen war jedoch in allen Fällen angenähert linear.

Um den Einfluß der Biegesteifigkeit der Fahrbahntafel zu beurteilen, wurden verschiedene Rechnungen angestellt, wobei immer die vollen Betonquerschnitte (nach Stadium I) eingesetzt wurden.

1. Die Biegesteifigkeit der Fahrbahn wird vernachlässigt, das Zugband ist nur durch Normalkräfte belastet.

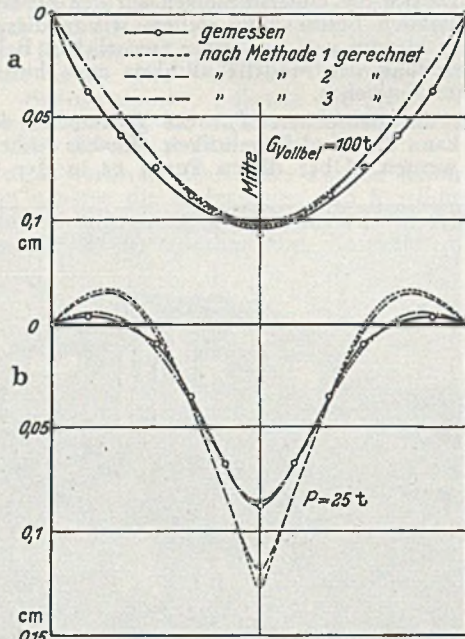


Abb. 3. Biegelinien (die Werte gelten für die Brücke, sie sind mit Hilfe von Tabelle 1 aus den Modellmessungen abgeleitet).

2. Die Biegesteifigkeit des Zugbandes wird berücksichtigt, die der Fahrbahntafel vernachlässigt, ebenso die der Aufhängungen. Die Zugkräfte in den Aufhängungen werden als statisch unbestimmte Größen ermittelt.

3. Die Biegesteifigkeit der gesamten Fahrbahnkonstruktion wird mit dem größtmöglichen Wert eingesetzt, im übrigen wie 2.

Die Durchbiegungen unter ruhender Belastung sind in Abb. 3 dargestellt. Für gleichmäßige Vollbelastung (Abb. 3a) stimmen die gemessenen Werte genügend mit den Rechnungswerten nach 1. bis 3. überein. Für konzentrierte Mittellast (Abb. 3b) ist dagegen nur die 3. Rechnungsannahme brauchbar.

Die übliche Annäherung, daß man die nach Methode 1. berechneten Biegemomente im Verhältnis der Biegesteifigkeiten  $EJ$  auf Bogen und Zugband bzw. Bogen und Fahrbahntafel verteilt, erwies sich für beide Belastungsfälle als unzureichend.

Schwingungsversuche.

Es wurden zunächst die Eigenschwingungen des Hauptträgers und der wichtigsten Glieder untersucht, und zwar jeweils nur die Grundschwingungen, da die Oberschwingungen weit über den Frequenzen der dort in Frage kommenden Störungen lagen. Die Schwingungsauslässe wurden für Frequenzen von 10–40 Hertz auf mechanischem Wege gemessen, für Frequenzen zwischen 30–400 Hertz mit einem Oszillographen. Die beobachteten Schwingungen waren in allen Fällen sinusförmig. Die angegebenen Zahlen sind im allgemeinen Mittelwerte aus 12 Messungen.

Lotrechte Schwingungen der Hauptträger. Die Untersuchungen wurden mit unbelasteter und mit belasteter Brücke durchgeführt, und zwar sowohl mit gleichmäßig verteilter Vollbelastung, wie mit einer Lokomotivlast  $G_{\text{Lok}}$  in der Mitte.

Bei einfachen Balken unterscheiden sich die Biegelinien für konzentrierte Belastung und für verteilte Belastung nicht grundsätzlich. Bei Bogen mit Zugband sind die Durchbiegungsformen in diesen beiden Fällen dagegen stark verschieden und man würde einen zu großen Fehler machen, wenn man die Lokomotivbelastung durch eine einzelne äquivalente Masse ersetzen würde, wie es bei Balkenbrücken im allgemeinen zulässig ist. Die Lokomotive wurde deshalb durch eine Streckenlast dargestellt.

Abb. 4 zeigt, wie sich die Eigenfrequenzen  $n$  der lotrechten Schwingungen mit der Höhe und Verteilung der Nutzlasten  $G_{\text{vollbel}}$  bzw.  $G_{\text{Lok}}$  ändert. Außer den gemessenen Werten sind die theoretischen Kurven eingetragen, die man nach der Energiemethode von Ray-

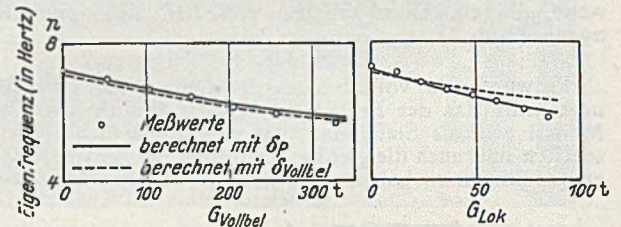


Abb. 4. Eigenfrequenzen der lotrechten Grundschwingung des Überbaues, a) für gleichmäßig verteilte Vollbelastung mit  $G_{\text{vollbel}}$ , b) für eine mittlere Streckenlast  $G_{\text{Lok}}$  auf 8,84 m Länge.

leigh erhält. Es wurden dabei die nach der Methode 3 berechneten Biegelinien für gleichmäßig verteilte Belastung bzw. für Einzellast in der Mitte zugrunde gelegt. Es ergaben sich so für die vorliegende Brücke

$$n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta_{\text{vollbel}} \cdot [0,781 (G_{\text{Br}} + G_{\text{vollbel}}) + 1,528 \cdot G_{\text{Lok}}]}} \quad (1)$$

$$n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta_P \cdot [0,223 (G_{\text{Br}} + G_{\text{vollbel}}) + 0,750 \cdot G_{\text{Lok}}]}} \quad (2)$$

Darin bezeichnen

$n$  die Schwingungszahl je Sek. (in Hertz),

$g$  die Erdbeschleunigung,

$G_{\text{Br}}$  das Gewicht der ganzen Brücke,

$G_{\text{vollbel}}$  das Gewicht der gleichmäßig verteilten Nutzlast (z. B. Schotterbett),

$G_{\text{Lok}}$  das Gewicht der mittleren Streckenlast (Lokomotive von 8,84 m Länge),

$\delta_P$  die Mitteldurchbiegung für eine Einzellast  $P = 1$  in Brückenmitte und

$\delta_{\text{vollbel}}$  die Mitteldurchbiegung für  $G_{\text{vollbel}} = 1$ .

Es ist danach gute Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung vorhanden, wenn man eine genügend zutreffende Biegelinie zugrunde legt.

Die Ableitung der Gl. (1) und (2) verlangt noch eine genauere Berechnung des statischen Systems. Aus diesem Grunde und da die Form der Biegelinie erfahrungsgemäß keinen grundlegenden Einfluß hat, wird für Näherungs-



berechnungen die Benutzung der bequemer zu berechnenden Biegelinie unter gleichmäßig verteilter Vollbelastung vorgeschlagen. Es ergibt sich dann für die Eigenfrequenz  $n_0$  der unbelasteten Brücke die folgende Näherungsformel

$$n_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{\delta_{\text{vollbel}} \cdot 0,781 \cdot G_{\text{Br}}}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{0,781 \cdot f}} \quad (3)$$

Da  $\delta_{\text{vollbel}} \cdot G_{\text{Br}} = f$  die Mitteldurchbiegung unter der ständigen Belastung (bzw. desgleichen für Eigengewicht + gleichmäßige Vollbelastung) ist, stimmt Gl (3) bis auf den Zahlenwert unter der Wurzel mit der bekannten Formel für eine schwingende Einzelmass überein. Gl. (3) wird in der Quelle als in weiteren Grenzen allgemein brauchbar bezeichnet, und zwar auch für andere Pfeilverhältnisse des Bogens.

Eine weitere Vereinfachung ergibt sich, wenn man die Mitteldurchbiegung  $f$  unter Vernachlässigung aller Biegemomente berechnet. Auch die so erhaltenen Werte unterschieden sich nur geringfügig von den gemessenen Frequenzen.

Querschwingungen der Aufhängungen und der Bogen. Die Querschwingungen der Aufhängungen wurden ein erstes Mal vor der ersten Belastung der Brücke gemessen und ein zweites Mal, nachdem schon verschiedene Belastungen vorgenommen worden waren. Die letzteren Frequenzen waren durchweg kleiner als die zuerst gemessenen. Der Abfall ging bis zu 10 %, er wird den Haarrissen zugeschrieben, die inzwischen aufgetreten waren. Die Größe der Zugkraft in den Aufhängungen hat keinen merklichen Einfluß auf deren Frequenz. Man erhält deshalb eine brauchbare Annäherung, wenn man die Hänger als beidseitig eingespannte Stäbe betrachtet.

Die Schwingungen der Bogen quer zur Tragwerkebene hatten eine Eigenfrequenz von 2,11 Hertz. Der Einfluß der Nutzlasten war auch hier gering. Diese Werte liegen im Bereich der vorkommenden Erregungen. Da aber die Lokomotivstöße lotrecht wirken, während die Schwingungen waagrecht sind, hält man eine erhebliche Schwingung der Bogen in der Querrichtung für unwahrscheinlich. Bei den Versuchen mit erzwungenen Schwingungen zeigten sich jedenfalls keine merklichen Ausschläge.

Dämpfung. Die Dämpfung ergab sich für Schwingungsfrequenzen zwischen 11 und 39 Hertz etwa gleich groß. Es wird daraus geschlossen, daß die Dämpfung in der Hauptsache eine Folge der elastischen Hysterese des Betons ist. Der Mittelwert der aufeinanderfolgenden Schwingungsamplituden war 0,877. (Dieser Wert ist etwas

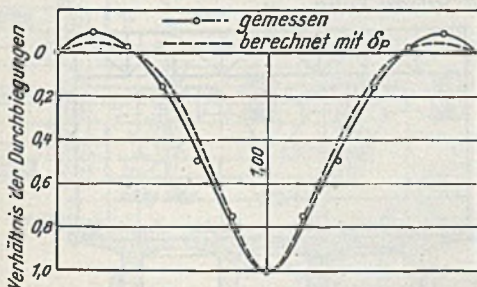


Abb. 5. Biegelinie bei lotrechter Schwingung (Verhältniszerte).

größer als die Zahl 0,819, den Inglis für Stahlbrücken der gleichen Spannweite angibt. Man vgl. hierzu auch die Bemerkung im ersten Abschnitt.)

#### Erzwungene Schwingungen.

Die Eigenschwingung des Modells mit dem Schwinger betrug  $n = 5,47$  Hertz. Die im stationären Zustand vorhandenen lotrechten Schwingungen entsprechen etwa den Biegelinien unter ruhender Mittelbelastung (Abb. 5). Die zugehörigen Biegeformen unterscheiden sich ebenfalls nur wenig von der Biegelinie für Einzellast in der Mitte.

Die Amplituden der erzwungenen Schwingungen bei verschiedener Periode  $N$  der Erregung sind in Abb. 6 dargestellt. Mit der Annahme  $\delta_p$  für die Schwingungsform sind also gute Schätzungen für die Höhe der Eigenfrequenz zu erwarten. Da bei der erzwungenen Schwingung im stationären Endzustand alle Punkte im selben Rhythmus schwingen, ist es auch möglich, die gesamten

über das ganze System verteilten Massen durch eine einzige äquivalente Masse zu ersetzen, bei unveränderten elastischen Eigenschaften.

Die Amplitude der erzwungenen Schwingungen ist gleich dem Produkt aus der statischen Durchbiegung bei statischer Belastung mit der maximalen erregenden Kraft und einem dynamischen Vergrößerungsfaktor, welcher nur von dem Verhältnis der Frequenzen  $\omega_{\text{Erregung}}/\omega_{\text{Eigenschwingung}}$  abhängt, außerdem noch von der Größe der Dämpfung. Die auf solche Weise für verschiedene Größen der Dämpfung  $k_b$  berechneten Kurven sind in Abb. 6 eingetragen. Die Mitteldurchbiegung wurde dabei aus den Versuchen mit ruhender Belastung entnommen, die Dämpfung aus den

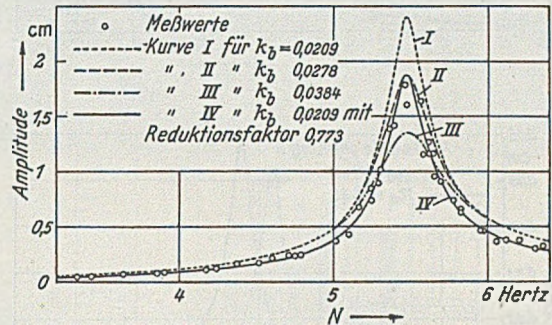


Abb. 6. Amplitude der erzwungenen Schwingungen infolge  $P(t) = 1,0 N^2 \cdot \sin 2\pi N t$  (ln t) (Messungen am Modell).

Versuchen mit dem frei schwingenden Modell. Die Unterschiede zwischen der errechneten Kurve I und den beobachteten Werten sind vermutlich zum großen Teil dadurch zu erklären, daß die erregende Kraft auf dem Weg über das Schotterbett übertragen wird, in dem ein erheblicher Teil der zugeführten Energie verlorengeht. Dieser Anteil entspricht nach Kurve IV im Durchschnitt einer Verminderung der Amplituden auf 0,773 der Rechnungswerte, d. h. um rund 23 %.

#### Versuche am fertigen Bauwerk.

Vor der Inbetriebnahme der Brücke wurden einige Versuche durchgeführt, um die am Modell gewonnenen Werte zu kontrollieren. Für den Vergleich wurden die Abweichungen zwischen den Eigenschaften des Bauwerkes und denen des Modells, soweit möglich, berichtigt. Für die fertige Brücke war im Mittel  $W_{28} = 350 \text{ kg/cm}^3$  das spezifische Gewicht  $\gamma = 2,19 \text{ t/m}^3$ . Der Elastizitätsmodul wurde auf Grund der Würfelsteifigkeit geschätzt zu  $E_0 = 316\,000 \text{ kg/cm}^2$ . Die berichtigten Maßstabverhältnisse sind in der letzten Spalte von Tabelle 1 angegeben.

Durchbiegungen unter ruhender Belastung. Die Durchbiegungen wurden unter Lokomotivbelastung gemessen, und zwar ruhend, sowie ein zweites Mal bei langsamer Fahrt. Die Durchbiegungen in Brückenmitte betragen jedoch nur etwa  $\frac{2}{3}$  der Werte, die man auf Grund der Modellversuche erwarten mußte. Zuverlässige Schlussfolgerungen sind jedoch nicht möglich, da man weder das tatsächliche Gewicht der aufgetragenen Lokomotive kannte, noch den wirklichen Elastizitätsmodul des Betons. Es ist wahrscheinlich, daß der zu  $E_0 = 316\,000 \text{ kg/cm}^2$  geschätzte Elastizitätsmodul in Wirklichkeit viel höher lag.

Interessanter sind die Ergebnisse der Schwingungsversuche. Der mit einem Benzinmotor betriebene Schwingungserreger stand in der Brückenmitte auf dem Gleis, und zwar das eine Mal auf dem mit Schotter unterstützten Gleis, und das zweite Mal auf dem mit Schienenstücken elastisch abgestützten Gleis. Die Tabelle 2 gibt die Mittelwerte der gemessenen Eigenfrequenzen. Die Unterschiede sind vermutlich auch hier zum großen Teil dadurch zu erklären, daß der Elastizitätsmodul zu niedrig eingeschätzt wurde.

Tabelle 2.

Eigenfrequenzen  $n$  der lotrechten Schwingungen. (Mittelwerte in Hertz.)

	Brücke	Modell
Öffnung 1 (Stützung a)	9,02	8,36
Öffnung 6 (Stützung a)	9,01	8,36
Öffnung 6 (Stützung b)	9,28	8,77



Es wurden weiter Versuche mit veränderlicher Frequenz  $N$  des Erregers ausgeführt. Abb. 7 zeigt die Schwingungsausschläge nach Eintritt des stationären Schwingungs-

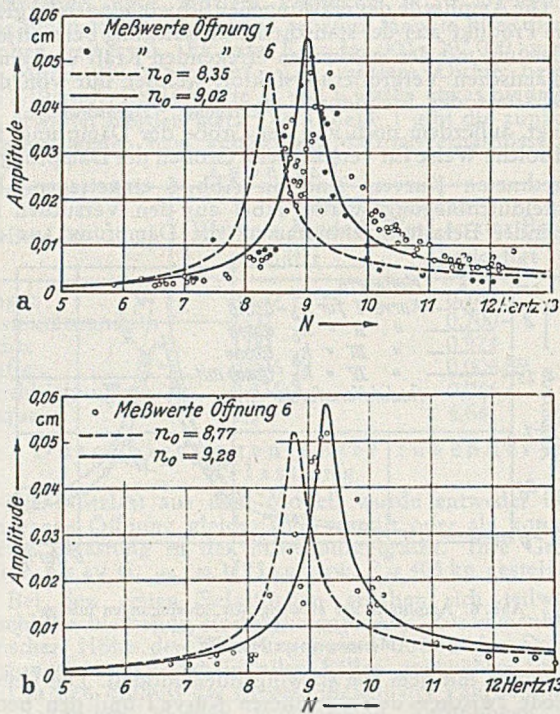


Abb. 7. Amplituden der erzeugten Schwingungen infolge  $P(t) = 0,015 N^2 \cdot \sin 2\pi N t$  (in t) (Messungen an der fertigen Brücke).  
a) Erreger auf Schotterbett gestützt,  
b) Erreger elastisch gestützt.

zustandes. Als Ursachen für die große Streuung der Versuchswerte werden angegeben, daß die Messungen schwierig waren und daß es große Schwierigkeiten bereitete, die Erregerfrequenz konstant zu halten. Die Meßwerte entsprechen jedoch im großen und ganzen den theoretischen Kurven.

Die Schwingungsamplituden haben sich bei den vorliegenden Versuchen nicht wesentlich mit der Art der Stützung des Schwingers (Fall a oder b) verändert. Für die berechneten Kurven ist die auf die Brücke ausgeübte Kraft, wie oben erwähnt, in beiden Fällen mit 0,773 der an der Maschine vorhandenen Kraft angenommen.

Schluß. Aus den Versuchen folgt, daß die gesamte Fahrbahntafel mit Zugband usw. wie ein einheitliches Bauglied bei der Aufnahme der Kräfte mitwirkt. Der Einfluß der Fahrbahntafel ist im Falle konzentrierter Belastung erheblich, Durchbiegungen und Biegemomente werden dabei u. U. stark überschätzt, wenn man die Fahrbahntafel vernachlässigt.

Die mit den bekannten einfachen Näherungsformeln berechneten Eigenfrequenzen stimmen genügend mit den beobachteten Werten überein. Auch die erwähnte Methode zur Abschätzung der Ausschläge bei erzeugten Schwingungen gibt ausreichend zutreffende Werte.

Der Vergleich zwischen den Messungen am Modell und denen an der fertigen Brücke zeigt, daß das allgemeine Verhalten der Stahlbetonbrücke durch das Modell zutreffend wiedergegeben wird und daß man auch zahlenmäßig durchaus befriedigende Übereinstimmung erhält. Diese war in vorliegendem Falle für die dynamischen Belastungen fast noch besser als bei den statischen Versuchen. Vielleicht die größte Schwierigkeit ist es, den Elastizitätsmodul genügend genau vorher zu bestimmen. [Nach A. J. Ockleston in Journal Inst. Civil Eng. 32 (1948/49) Nr. 5 vom März 1949, S. 50—79.]

Ferd. Schleicher, Dortmund.

### Viergleisige Eisenbahnbrücke aus Stahlbeton über die Aare bei Bern.

Die von Nordosten nach Bern führende Strecke der Schweizer Bundesbahnen wurde vor dem Kriege viergleisig ausgebaut. Im Zuge dieser Arbeiten wurde die Aare bei Bern mit einem 150 m weit gespannten Bogen überbrückt, an den sich ein 600 m langer Viadukt (kontinuierlicher Träger) anschließt (Abb. 2). Die Brückenbauarbeiten wurden 1941 beendet. Die Bogenbrücke ist

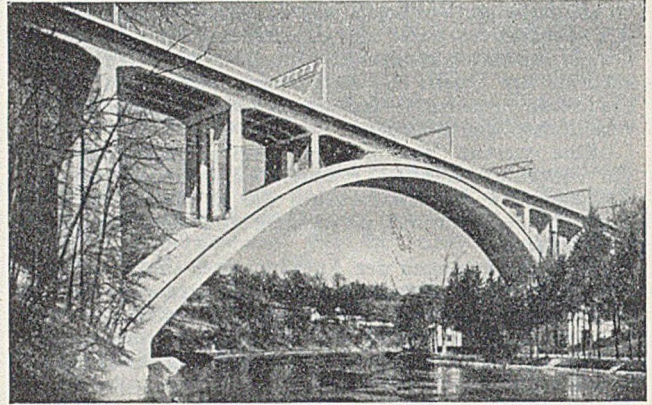


Abb. 1. Brückenansicht.

bemerkenswert, weil sich mit der großen Spannweite eine bedeutende Verkehrslast verbindet; sie gehört zu den weitestgespannten Eisenbahnbrücken aus Stahlbeton. Der Belastungsgleichwert beträgt ohne Stoßzuschlag  $3 t/m^2$ , was etwa dem fünffachen Wert einer Straßenbrücke gleicher Abmessungen entspricht. Der Gewölbequerschnitt ist als Hohlkastenquerschnitt ausgebildet. Dieser besteht aus 3 Teilkästen; die Abmessungen gehen aus Abb. 3 hervor. Die Höhe des beiderseits eingespannten Gewölbes beträgt

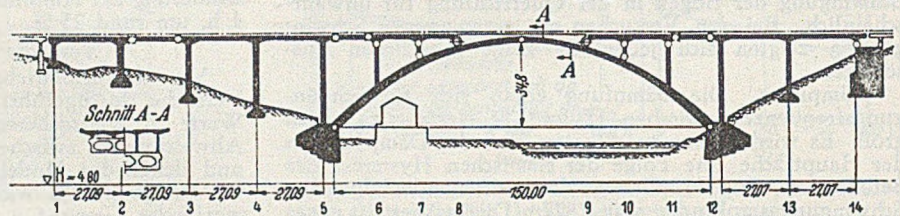


Abb. 2. Statisches System.

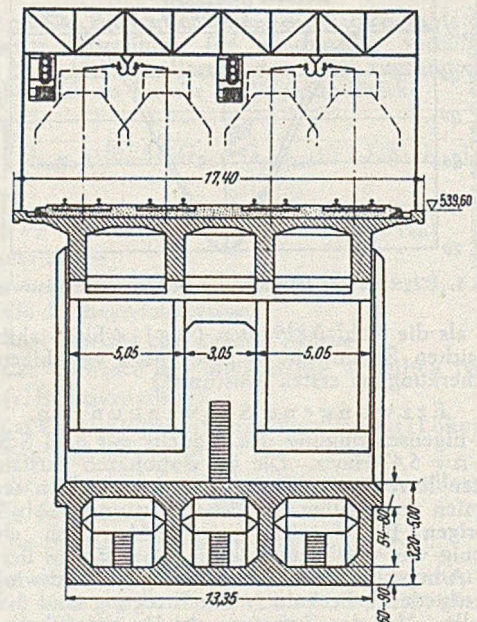


Abb. 3. Brückenquerschnitt.

3,20 m im Scheitel und 5,00 m an den Kämpfern, die entsprechenden Stärken der unteren bzw. oberen Platte des Kastenquerschnitts 0,60 und 0,90 m bzw. 0,54 und 0,80 m.



Die 4 Wände des Hohlquerschnitts liegen genau unter den Gleisachsen. Das Tragwerk der 17,40 m breiten Fahrbahn besteht aus einer 30 cm starken kreuzweise bewehrten Platte, die mit rd. 4,50 m Spannweite nach beiden Richtungen ihre Lasten auf einen Kreuzrost aus 2,85 m

hohen Balken und von dort über Stützenwände auf das Gewölbe überträgt. An diesen Stellen ist der Hohlkasten

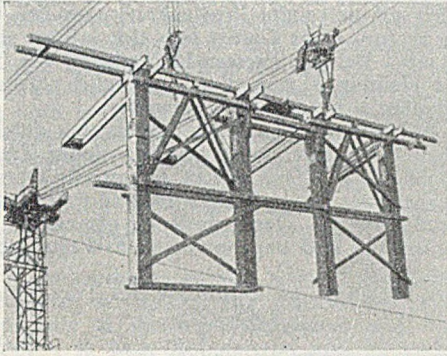


Abb. 4. Transport eines Lehrgerüsteteiles durch die beiden Seilbahnen.

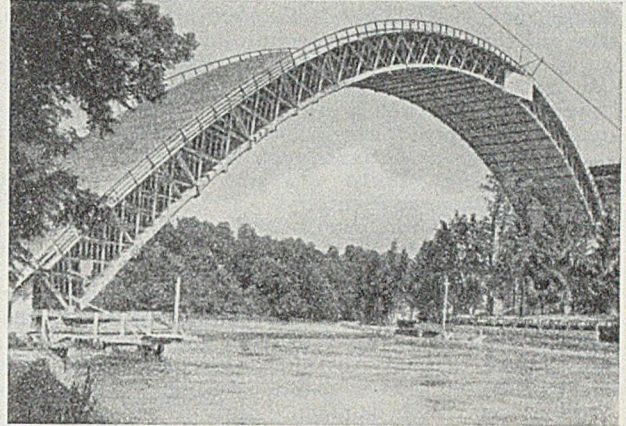


Abb. 5. Ansicht des Lehrgerüsts.

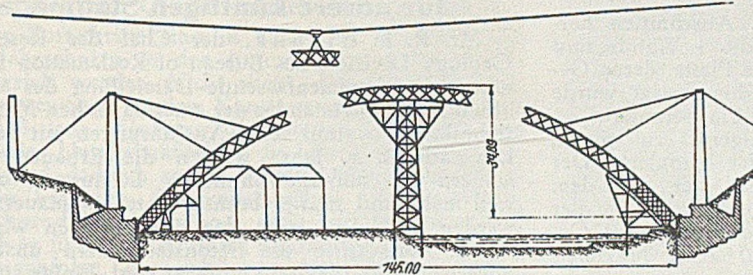
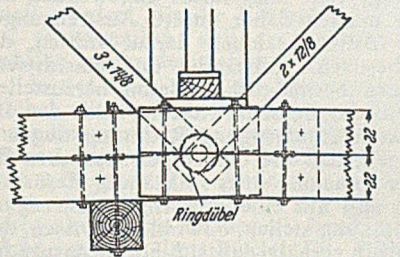
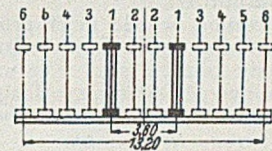


Abb. 6. Montage-Schema des Lehrgerüsts.



Punkt a

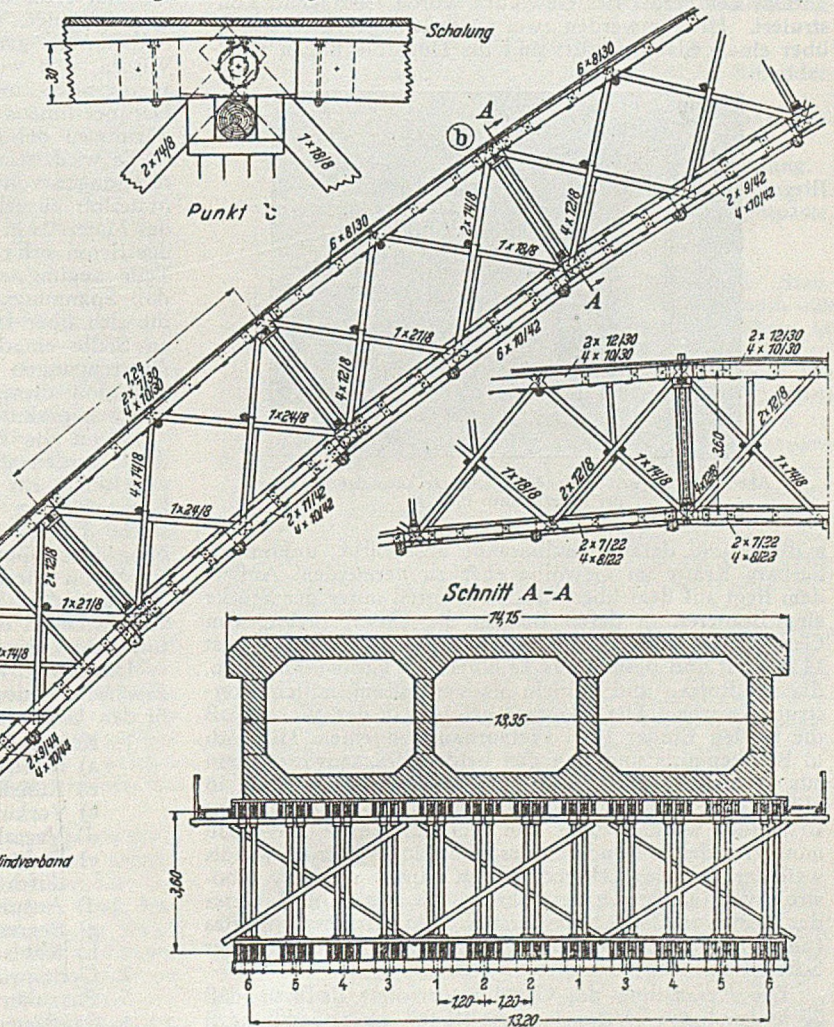
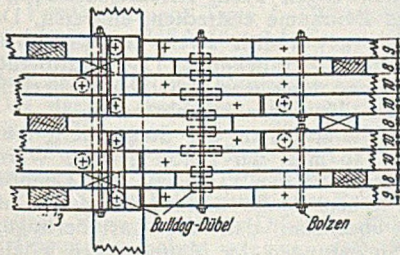
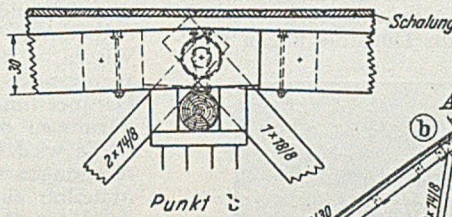


Abb. 7. Konstruktive Einzelheiten des Lehrgerüsts.



durch Querträger ausgesteift. Der Gewölbequerschnitt erhält aus Eigengewicht eine größte Druckspannung von rd. 100 kg/cm<sup>2</sup>. An keiner Stelle sind die Eigengewichtsdrukspannungen kleiner als die Verkehrszugspannungen. Über die rechnerischen Temperatur- und Schwindspannungen sind keine Angaben gemacht. Einseitige Verkehrsbelastung, die meist auftreten wird, machte eine starke Querbewehrung des Gewölbes erforderlich. Eine Längsbewehrung wäre statisch nicht erforderlich gewesen, ist aber aus konstruktiven Gründen mit 108 kg Stahl 37 je m<sup>3</sup> Beton eingelegt worden und gibt dem Bauwerk eine höchst wünschenswerte Reserve. Der Baugrund ist mit 11 kg/cm<sup>2</sup> belastet. Es beträgt das Gesamtgewicht des Gewölbes 11 400 t, das des Überbaus 8700 t, der größte Horizontalschub aus Eigen- und Verkehrslast 12 000 t.

Die Baustofftransporte während der Ausführung wurden durch 2 Kabelkrane besorgt, die die gesamte Brückenbaustelle von 327·17,40 m<sup>2</sup> bestrichen und symmetrisch zur Brückenachse in 9 m Abstand angeordnet waren. Die Tragkraft betrug je 3 t, so daß durch Kopplung 6 t schwere Teile bewegt werden konnten. Auch die mit Längen bis zu 45 m gelieferte Längsarmierung wurde mit den Kabelkränen transportiert.

Das Gewölbe wurde in 3 großen Abschnitten hergestellt: erst die untere Platte, dann die 4 Wände und schließlich die obere Platte. Die untere Platte, deren Gewicht 34 % des gesamten Gewölbegewichts beträgt, wurde in 36 Lamellen mit Lücken von jeweil 1 m betoniert.

Der Überbau wurde, um an Schalgerüst zu sparen, nicht symmetrisch, sondern nacheinander betoniert. Der Teil zwischen den Stützwänden 6—8, der vor dem Teil 9—11 ausgeführt wurde (Abb. 3), erhielt infolge der dadurch bedingten ungleichmäßigen Senkungen des Gewölbes zusätzliche Momente bis zu 20 % der Maximalmomente.

Das Lehrgerüst des Gewölbes wurde freitragend konstruiert. Hierfür werden zwei Gründe angegeben: gegenüber einem Ständergerüst sind die Durchbiegungen regel-

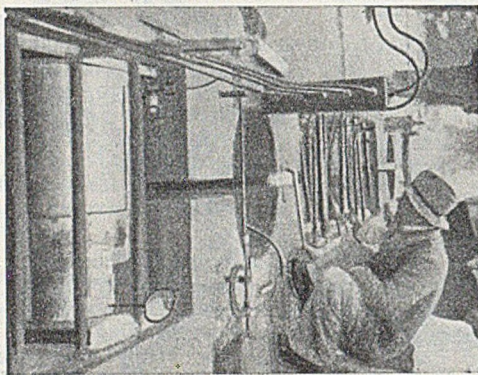


Abb. 8. 62 mm weit klaffende Scheitelfuge unter der Wirkung der hydraulischen Pressen.

mäßiger und daraus resultierende zusätzliche, unkontrollierbare Kräfte im Gewölbe eher zu vermeiden. Außerdem liegt auf dem überbrückten Uferteil unter der Brücke eine Brauerei, in deren Bereich die Unterbringung von Gerüstteilen schwierig gewesen wäre. Das Lehrgerüst ist 14 m breit und besteht aus 12 hölzernen Fachwerkbindern, die mit Bolzen und Dübeln als Verbindungsmitteln konstruiert waren. Die Montage erfolgte in der Weise, daß die beiden Binder 1 im Freivorbau von einem Hilfsjoch in Brückenmitte und von den beiden Brückenwiderlagern aus aufgestellt (Abb. 6) und durch eine Arbeitsbühne in Höhe ihrer Untergurte verbunden wurden. Die übrigen 10 Binder wurden dann von hier aus ohne Freivorbau montiert, der besonders deshalb eingeschränkt wurde, weil der Bau des Lehrgerüsts im Winter erfolgte. Konstruktive Einzelheiten des Lehrgerüsts zeigt Abb. 7. Unter der Last von 3800 t des ersten Betonierungsabschnittes (untere Platte des Kastenquerschnittes) senkte sich der Scheitel des Lehrgerüsts um 80 mm.

Die Ausrüstung des Gewölbes erfolgte dadurch, daß 20 hydraulische Pressen im Scheitel mit einer Gesamtkraft von 5960 t angesetzt wurden. Konstruktiv ging man so vor, daß der Druckkontakt bei der Gewölbehälfte im

Scheitel durch 2 cm starke Bleiplatten über einen Teil des Querschnitts hergestellt wurde, während in dem anderen Bereich des Scheitelquerschnitts genügend große Aussparungen angeordnet waren, in denen die hydraulischen Pressen untergebracht werden konnten. Die Ablösung des Gewölbes vom Gerüst begann im Scheitel und setzte sich mit steigender Pressenkraft nach den Gewölbevierteln zu fort. Das Gerüst hob sich infolge seiner Entlastung mit. Bei der Pressen-Höchstkraft von 5960 t betrug die Hebung 73 mm, die ursprünglich 20 mm breiten Fugen hatten sich auf 62 mm erweitert.

Die Brücke wurde einer Probelastung durch 4 Züge, auf jedem Gleis einer, unterworfen. Jeder Zug bestand aus 5 Loks von je 110 t Gewicht. Die größte Durchbiegung bei ungünstigster Laststellung wurde zu 6,5 mm gegenüber einem rechnerischen Wert von 8 mm gemessen. Angaben über gemessene und angenommene  $E$ -Werte fehlen allerdings.

[Nach A. Staub: La Technique des Travaux, 24 (1948) S. 43—52]

A. Mehmel.

### Besserer Beton für unsere künftigen Staumauern.

Mr. R. F. Blanks, der Chef der Research und Geology Division des Bureau of Reclamation in Denver, gibt eine zusammenfassende Darstellung des augenblicklichen Erfahrungsstandes der amerikanischen Massenbetontechnik. Er beginnt seine Ausführungen mit den Sätzen: Die nächsten 50 Jahre werden die Erbauer von Staumauern zu außergewöhnlichen Leistungen anspornen, weil mehr und stärker beanspruchte Staumauern benötigt werden und weil trotz der beträchtlichen wissenschaftlichen Fortschritte die Betonstaumauern unserer Tage noch weit vom Idealbild entfernt sind. Einige sind in ihrer Qualität recht dürftig, viele sind falsch angewendet, alle sind zu teuer. Wir müssen daher unsere Anstrengungen und unsere ganze Aufmerksamkeit darauf richten, das Wissen, das wir besitzen, vollständig und einsichtsvoll anzuwenden, um den bestmöglichen Beton herzustellen. Darüber hinaus muß die Betonentwicklung auch den Bedürfnissen der Massenbetonfertigung Rechnung tragen.

Es wird bemängelt, daß die derzeitigen statischen Berechnungen von der Annahme eines vollständig elastischen Materials ausgehen und nur eine einachsige Anstrengung des Materials in Rechnung stellen, obwohl wir wissen, daß der Beton sich plastisch verhält, daß sich hochbeanspruchte Teile zugunsten niedriger beanspruchter entlasten und daß Spannungsangleichungen durch Kriecherscheinungen, die sich über lange Zeiträume erstrecken, eintreten. Daß an Stelle einachsiger gewöhnlich zwei- und dreiachsige Anstrengungen auftreten, ist bekannt. Die Nichtberücksichtigung dieses Tatbestandes macht die sog. Sicherheitsfaktoren praktisch zu „Unwissenheitsfaktoren“.

Wenn die Herstellungskosten der Staumauern erniedrigt werden sollen, so muß der Beton geringe Wärme entwickeln, ein hohes Maß von Plastizität und Dehnbarkeit aufweisen, in hohem Maße undurchlässig sein und solche Festigkeiten besitzen, daß die Lastübertragung ohne übermäßige Steigerungen der Mauerstärken möglich ist. Wenn wir ehrlich sind, so müssen wir zugeben, daß wir mit den zur Verfügung stehenden Grundstoffen, Ausrüstungen und Fertigungsmethoden einen solchen Beton nicht herzustellen verstehen.

Um das Schwindproblem, ausgelöst durch die chemische Erwärmung des Betons beim Erhärten, zu lösen, sind in den USA die folgenden Wege beschritten worden:

1. Konstruktive Maßnahmen:
  - a) Kontraktionsfugen,
  - b) Künstliche Kühlung des eingebrachten Betons.
  - c) Vorkühlung des Betons.
  - d) Verzahnte Fugen.
  - e) Dichtungen zur Auspressung und gegen Wasserdurchtritt,
  - f) Auspressen der Kontraktionsfugen.
  - g) Begrenzung der Arbeitsschichthöhen.
  - h) Kühlschächte.
2. Geringwärmemente.
3. Puzzolanzemente.
4. Sandzemente.
5. Beigaben zur Einzelporenbildung.
6. Vorsatzbeton.



Einige der hier aufgezählten Wege haben die Kosten für die Staumauern beträchtlich erhöht, während andere zu einer erheblichen Verbilligung geführt haben.

Die Gleichförmigkeitskontrolle des Zements bei gegebener Dosierung läßt noch viel zu wünschen übrig. Die Schwankungen im Rohmaterial und im Herstellungsprozeß der verschiedenen Zementfabriken verursachen ausgedehnte Schwankungen in den Güteeigenschaften der angelieferten Zemente. Selbst die von ein und derselben Fabrik gelieferten Zemente schwanken in ihren Eigenschaften noch beträchtlich. Die Gleichförmigkeitskontrolle der Zuschläge muß sich mit besonderer Sorgfalt auf den Feuchtigkeitsgehalt erstrecken. Die feinen und groben Zuschlagteile benötigen eine gewisse Lagerungszeit, bevor sie eine Anfeuchtung mit stabilen Feuchtigkeitsbedingungen gewährleisten, was für die Konsistenzkontrolle des Betons unerlässlich ist.

Der Staumauerbeton enthält heute in den USA häufig Beimischungen, so solche zur Einzelporenbildung und Puzzolane, die in ihren physikalischen und chemischen Eigenschaften je nach Rohmaterial und Herstellungsverfahren Schwankungen unterworfen sind, was eine ständige Qualitäts- und Gleichförmigkeitsprüfung verlangt.

Große Fortschritte sind in den USA in den beiden letzten Jahrzehnten in der Automatisierung der Mischanlage erzielt worden. Nicht allein, daß alle Teile automatisch zugewogen werden, Konsistenzmesser sorgen auch dafür, daß jede Mischung die gleiche Konsistenz aufweist. Jede Unregelmäßigkeit in der Betonzusammensetzung wird dadurch sofort entdeckt. Wenn die Mischmaschinen bezüglich der vollständigen Gleichmäßigkeit des Mischproduktes auch noch nicht voll befriedigen, so sind doch in jüngster Zeit durch Beachtung der Bedeutung der Chargenfolge, der richtigen Schaufelblattanordnung und des Mischvorganges wesentliche Verbesserungen erzielt worden. Für die Kontrolle des Wasserzementfaktors ist es wesentlich, daß der Feuchtigkeitsgehalt der Zuschläge immer der gleiche bleibt.

In den USA wird der Beton praktisch nur noch durch Kübel mit Bodenentleerung mit Hilfe von Kabelkränen oder Betonierbrücken eingebracht. Einbringen durch Gießrinnen oder mit Förderbändern wird als nicht mehr tragbar angesehen. Das Entleeren der Kübel wird so reguliert, daß die Lagenhöhe des abgesetzten Frischbetons nicht über 45 cm hinausgeht. Anschließend folgt eine Verdichtung durch Innenrüttler. Das Feuchthalten des jungen Betons ist durch maschinelle Ausrüstungen sehr erleichtert worden.

Portlandzement Type I (Wärmeentwicklung normal) wurde in den USA für viele Staumauern verwendet, aber in sehr hohen Staumauern führte seine Anwendung bei dem heute üblichen Bautempo zu ersten Ribbildungen. Das daraus abgeleitete Bedürfnis für Zemente mit geringer Wärmeentwicklung führte ab 1930 zur Entwicklung von Portlandzement Type IV. Diese Entwicklung ist gekennzeichnet durch Herabsetzung der Trikalziumaluminat- und der Trikalziumsilikat-Bestandteile unter gleichzeitiger Vermehrung der Dikalziumsilikat-Bestandteile. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß der Portlandzement Type IV nur in Verbindung mit künstlichen Kühlmaßnahmen und unerwünscht langen Zeiträumen zwischen den einzelnen Betonlagen nutzbringend ist. Dort wo man dies nicht in Kauf nehmen will, ist Portlandzement Type II vorzuziehen, der eine schnellere vorzeitige Wärmeentwicklung aufweist. Beide Zementtypen, II und IV, verbessern die Dehnbarkeit und den Ribwiderstand und die allgemeinen Güteeigenschaften des Betons, und zwar infolge des herabgesetzten Trikalziumaluminatanteils, welcher offenbar die am wenigsten erwünschte Komponente des Portlandzementes darstellt.

Es wird über interessante Erfahrungen an den seit rund 30 Jahren in Betrieb befindlichen Staumauern von Arrowrock (106 m hoch) und Elephant Butte (91 m) berichtet, die vollständig rissfrei und wasserdicht geblieben sind. Der Portlandzement für diese Staumauern wurde in der Weise hergestellt, daß man gleiche Teile von grobem Zement und von Granit und Sandstein auf der Baustelle zusammenmahlte. Dies war nicht nur ein sehr wirtschaftliches Verfahren, sondern diente auch gleichzeitig der Herabsetzung der Abbindewärme und damit der Ribgefahr. Die Festigkeiten waren niedrig aber ausreichend,

da gemahlener Granit und Sandstein den Zement nicht ersetzen konnten.

Eine Generation später knüpfte man in den USA an diese Entwicklung wieder an, und zwar in verbesserter Form, indem Fortlandzementklinker nun mit puzzolanartigen Materialien zusammengemahlen wurden. Es ist merkwürdig, daß es in den USA solcher Umwege bedurfte, um schließlich bei einem Zement anzukommen, der sich in Deutschland etwa schon seit zwei Generationen bestens bewährt hatte, denn der Puzzolan-Portlandzement ist nichts weiter als unser bewährter Traß-Portlandzement. In den USA fand er seine erste Grobanwendung beim Bau des Bonneville-Wehres im Columbiastrom, d. h. um 1930. Die verwendeten Puzzolane bestanden aus kalzinierter Grauwacke, aus kalzinierter Tonen, aus Hochofenschlacke und aus vulkanischen Tuffen. Alle diese Puzzolane haben sich bestens bewährt. Es wird jedoch bemängelt, daß es in den USA nur wenige Fabriken gibt, die Puzzolan-Portlandzement als fertiges Produkt herstellen, so daß das Puzzolanmehl meist als getrenntes Produkt zugegeben werden muß.

Bei der Friant-Staumauer (Kalifornien) wurden 20%, bei der Altus-Staumauer (Oklahoma) 35% des Portlandzementes (auf Gewichtsteile bezogen) durch Puzzolan ersetzt. Gemahlene kalzinierte Grauwacke wird zur Zeit beim Davis-Staudamm (Arizona) in 20% des Zementgewichts zugesetzt. Bei der in Bau befindlichen Hungry-Horse-Staumauer (Montana) werden 33% des Portlandzementes durch Flugasche ersetzt.

Puzzolane in richtiger chemischer Zusammensetzung in Verbindung mit Portlandzement Type II bieten die folgenden Vorteile für den Beton von Staumauern:

1. Herabsetzung der chemischen Erwärmung.
2. Herabsetzung des thermisch bedingten Schwindmaßes.
3. Langsame Festigkeitszunahme, aber hohe Endfestigkeiten.
4. Vermehrte Wasserdichtigkeit.
5. Verbesserte Dehnbarkeit und verbesserter Ribwiderstand.
6. Verbesserte Plastizität und verbessertes Spannungsausgleichvermögen.
7. Herabgesetztes Schwindmaß durch Austrocknung.
8. Vermehrte Widerstandsfähigkeit gegen Säureangriff.
9. Herabgesetzte Auslaugungsgefahr von Zementpaste.
10. Herabgesetzter Wassergehalt.
11. Verbesserte Verarbeitbarkeit.

Eine Entdeckung von größter Bedeutung für Staumauern in Gegenden mit harten Wintern, also auch für uns in Deutschland, ist die in den letzten 10 Jahren in den USA gewonnene Erkenntnis, daß gewisse Silikatkomponenten vieler Zuschlagstoffe mit den Alkalien des Portlandzementes in dem Sinne reagieren, daß dadurch eine Ausdehnung des Betons stattfindet, die wiederum zu schweren Oberflächenribbildungen führt. Diese expansive Ribbildung wird auf die Bildung von Silikat-Gelen und die Entstehung osmotischer Drucke, wobei die Zementpaste als halbdurchlässige Membran wirkt, zurückgeführt. Das Betoninnere wird durch diese Erscheinung kaum beeinflusst, aber die starke Oberflächenribbildung bildet den Ausgangspunkt für die allmähliche Verwitterung des Oberflächenbetons.

Wenige Zuschläge sind chemisch oder physikalisch inert, und es sind in den USA Verfahren entwickelt worden, um die chemische Aktivität der Zuschlagbestandteile festzustellen. Wenn reaktionsfähige Zuschlagteile verwendet werden müssen, so lassen sich Oberflächenribbildungen durch die folgenden Maßnahmen eliminieren oder mildern:

1. Verwendung gering-alkalischer Zemente.
2. Verwendung von Puzzolanen richtiger chemischer Zusammensetzung.
3. Beigaben zur Einzelporenbildung.

Als die größte Entdeckung der letzten 30 Jahre auf dem Gebiete der Betonbereitung bezeichnet B l a n k s die Tatsache, daß die chemische Entwicklung von Luftblasen im Beton den Widerstand gegen Gefrieren und Auftauen erhöht und auch sonst den Beton in vieler Hinsicht verbessert. Für Beton mit 15 cm größtem Korn liegt der optimale Luftblasenprozentsatz zwischen 2 und 4%. Jedes Prozent im Beton enthaltener Luftblasen erlaubt eine Herabsetzung des Wasserzusatzes von 2 bis 4%, bezogen



auf gleichen Wasserzementfaktor und slump, d. h. auch eine Zementersparnis in Höhe von 2 bis 4%. Andere Wirkungen des Luftblaseneinschlusses sind nachfolgend zusammengestellt:

1. Verbesserte Verarbeitbarkeit.
2. Ungefähr 5% Festigkeitsverlust je Prozent Luftblaseneinschluß.
3. Verbesserte Frischbetoneigenschaften.
4. Allgemeine Herabsetzung der Herstellungskosten.
5. Verminderung des Raumgewichtes.
6. Verminderte Wärmeentwicklung.
7. Keine Vermehrung der Wasserdurchlässigkeit.
8. Keine Vermehrung des Schwindmaßes durch Austrocknung.
9. Vermehrte Widerstandsfähigkeit gegen Säureangriff.
10. Herabgesetzte Reaktion zwischen Zement und Zuschlägen und damit herabgesetzte Oberflächenrißbildung.

Es gibt zahlreiche Stoffe, die Luftblaseneinschlüsse im Beton bewirken, mit naturgemäß sehr verschiedenartigen Einwirkungen auf den Beton. Man weiß noch wenig über die Einwirkungen auf Größe, Abstufung und Raumbildung der Luftblasen.

Hinsichtlich der Beseitigung der Abbindewärme ist es in den USA heute allgemein üblich, die Wärme durch eine zirkulierende Kühlflüssigkeit mit Hilfe von einbetonierten Kühlschlangen abzuführen. Die Kühlrohre liegen waagrecht und in Abständen von 0,75 m bis 1,50 m waagrecht und lotrecht. Manchmal wird diese Anordnung mit einer Vorkühlanlage des Frischbetons verbunden oder auch durch eine solche ersetzt. Eine weitere Herabsetzung der Aufheizung erfolgt durch Begrenzung der Schichthöhe der Frischbetonlagen auf 0,75 m bis 1,5 m mit einem Zeitabstand von 3 bis 5 Tagen von einer Lage zur nächsten.

Zum Ausgleich der Volumenänderungen dienen nach wie vor die Fugen, die durchweg verzahnt werden und beträchtliche Kosten verschlingen, da sie gedichtet, mit einem Auspreßrohrsystem ausgestattet und ausgepreßt werden müssen. Aber hierin sieht Blanks den einzigen Weg, um zu einer wasserdichten und monolithisch arbeitenden Stauwand zu gelangen. [Nach Eng. News-Record 143 (1949) vom 1. 9. 1949.]

F. Tölke, Karlsruhe

### Festigkeit von Porenbeton.

Das Department of Public Works, New York, entwickelte Tafeln für die Druck- und Biegefestigkeit von Porenbeton. Vorausgesetzt ist ein Beton mit Luftgehalt, dessen grobe Zuschlagstoffe aus Steinschotter oder Kies bestehen und der ohne aufblähende Zusätze sorgfältig mit Portland-Zement bei 21°C hergestellt ist.

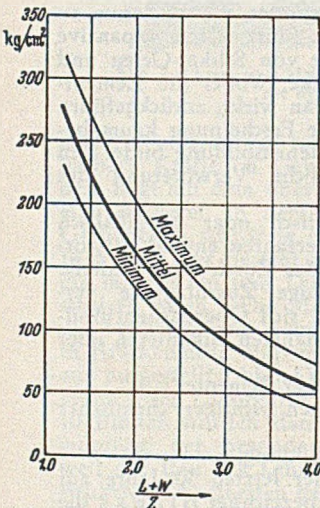


Abb. 1. Druckfestigkeit nach 7 Tagen.

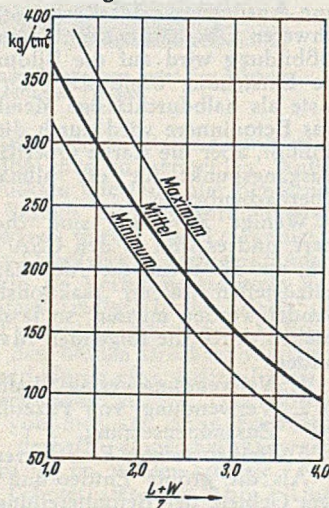


Abb. 2. Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

In den Abb. 1 bis 4 ist das Verhältnis  $L+W$  des reinen Volumens von Luft und Wasser zum reinen Volumen des Zements als Abszisse eingeführt. Beträgt z. B. der Zementzusatz für 1 m³ Fertigbeton 170 kg, so ist bei einem Raum-

gewicht des losen Zements von 1,6 der reine Zementgehalt  $\frac{170}{1600} = 10,6\%$ . Beträgt ferner z. B. der reine Luftgehalt 4% und der reine Wassergehalt 15%, so ist

$$\frac{L+W}{Z} = \frac{0,04 + 0,15}{0,106} = 0,179.$$

Für dieses Verhältnis liest man aus der Abb. 2 eine Druckfestigkeit nach 28 Tagen von 266–316 kg/cm² ab und aus Abb. 4 eine Biegefestigkeit von 35–46 kg/cm².

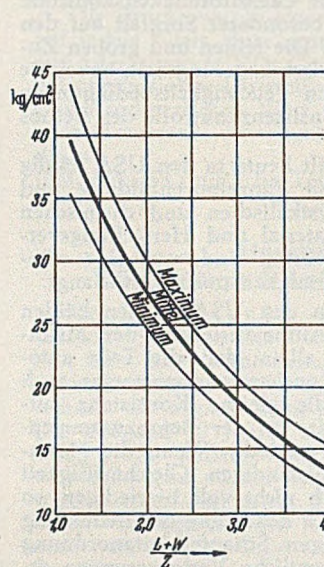


Abb. 3. Biegefestigkeit nach 7 Tagen.

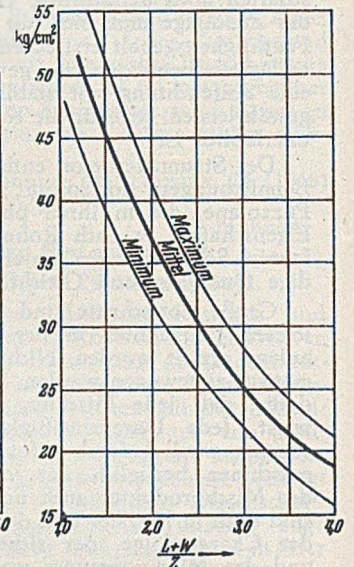


Abb. 4. Biegefestigkeit nach 28 Tagen.

Ist der Beton bei einer Temperatur unter 21°C hergestellt, so vermindern sich die Festigkeiten

- um 2,7% je Grad C bei den 7-Tage-Tafeln,
- um 2,2% je Grad C bei den 28-Tage-Tafeln.

Für Kiesbeton sind die Biegefestigkeiten der Abb. 3 um 2,8 kg/cm², der Abb. 4 um 4,2 kg/cm² zu vermindern. Die Höchstwerte können erreicht werden, wenn Zuschlagstoffe hoher Festigkeit verwendet werden und der Beton während und nach der Herstellung mit aller Sorgfalt behandelt wird. [Nach Engg. News-Record 143 (1949) vom 3. 11. 1949, S. 30.] W. Ihlenburg, Frankfurt (M.).

### Unterdruckbeton.

Unter der Bezeichnung „Vacuum Concrete“ wurde in den USA ein Verfahren entwickelt, das es ermöglicht, bei Wohnhaus- und Industriebauten für Decken und Wände ebenso wie bei der Herstellung von Fertigbetonteilen sehr flüssigen Beton zu verwenden. Dessen Verarbeitung und Nachbehandlung sowie die damit verbundene Scha-



Abb. 1.

lungswise ermöglichen eine weitgehende Mechanisierung der Herstellung und eine Einsparung an Arbeitskräften, was bei den hohen amerikanischen Löhnen eine Rationalisierung darstellt, sich aber nur bedingt auf die europäischen Verhältnisse übertragen läßt.

Zur Verdichtung des flüssig eingebrachten Betons und zur Entfernung des überschüssigen Wassers legt man auf dessen Oberfläche „Saugtafeln“ (Abb. 1). Diese bestehen



aus einer Holzplatte, deren Unterseite von einem vorspringenden Rahmen eingefast wird. Die dadurch gebildete Vertiefung ist nacheinander mit einer Metallfolie, einem feinen Draht- und einem Stoffgewebe aus Baumwolle, Leinen oder Jute ausgelegt. In die Holzplatten sind verschleißbare Saugstutzen eingelassen, die über eine Rohrleitung an eine Luftpumpe angeschlossen sind. Bei dem so entstehenden Vakuum von durchschnittlich 75 % zwischen Holzplatte und Einlage preßt der atmosphärische Luftdruck die „Saugtafel“ mit ungefähr 7500 kg/m<sup>2</sup> gegen das Bauwerk, wodurch der Beton verdichtet und gleichzeitig das überschüssige Wasser in einen Sammelbehälter

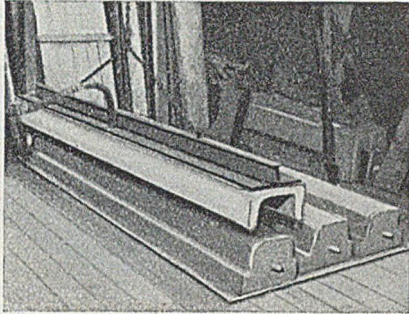


Abb. 2.

gesaugt wird. Es kommen 1 m<sup>2</sup> große Tafeln zur Anwendung, die man nacheinander auf die zu behandelnde Fläche legt, wobei man sie je nach der Decken- oder Wandstärke 10–15 Minuten an einer Stelle liegen läßt. Das Verfahren ist bei horizontalen und vertikalen Flächen gleichermaßen anwendbar. Im letzteren Fall arbeitet man in waagrechten Streifen von unten nach oben, wobei man mit 2 Tafeln auskommt, von denen die infolge des Unterdrucks an der Wand haftende jeweils die nächstfolgende unterstützt, bis sich auch bei dieser die Haftwirkung einstellt.

Um die Befestigung der seitlichen Schalung nach dem gleichen Prinzip durchführen zu können, bildet man einen Teil der Schaltafeln als „Hafttafeln“ aus. Zu diesem Zweck rahmt man eine Holzplatte, in die wieder ein an die Luftpumpe angeschlossener Saugstutzen eingelassen ist, auf einer Seite durchlaufend mit einem Gummipolster ein und bringt auch innerhalb dieser Umrahmung schmale Gummistreifen an, die aber keinerlei abgeschlossene Räume mehr bilden. Z. B. stellte man für den in Abb. 2

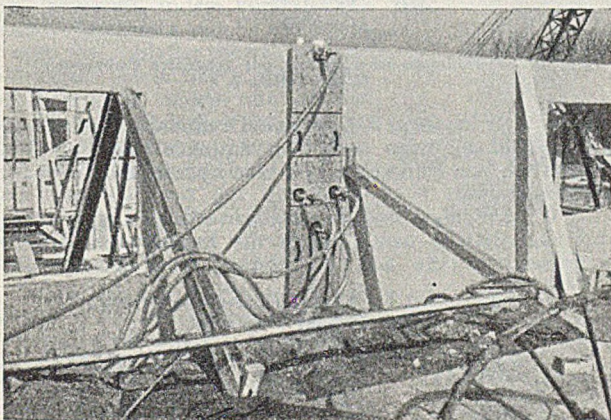


Abb. 3.

gezeigten 50 cm hohen U-förmigen Balken mit 10 m Spannweite eine 75 cm hohe Seitenschalung her, deren unteres Drittel als Hafttafel ausgebildet war und durch den Luftdruck gegen den Betonsockel der Gußform gedrückt wurde, während die oberen zwei Drittel als Saugtafeln ausgeführt in der bereits beschriebenen Art und Weise wirkten. Die Haftung wirkt bereits nach wenigen Sekunden. Eine halbe Stunde nach dem Gießen kann man die Schalung abnehmen und wieder verwenden.

Das Abheben, der Transport und die Montage der gegossenen Bauteile erfolgt mit einer durch Balken ausgesteiften Haftplatte (Abb. 2). 24 Stunden nach der Her-

stellung wird der Bauteil abgehoben und kann nach 2–3 Tagen Lagerung bereits eingebaut werden. Man hat auf diese Weise Deckenfelder von 4·5 m, die aus einer 3 cm starken Platte und leichten Quer- und Längsrippen bestehen, hergestellt und eingebaut.

Die Verbindung von Fertigbauteilen erfolgt in der Weise, daß man z. B. zwei Wandtafeln an ihrem endgültigen Ort in einem Abstand ungefähr gleich der Wandstärke nebeneinanderstellt, auf beiden Seiten die Fuge mit einer Schalung überdeckt, die im Mittelstreifen als Saugtafel und in den Randstreifen als Hafttafel ausgebildet ist, und den so entstandenen Schacht mit Beton ausgießt (Abb. 3). Nach einer halben Stunde kann man die Schalung abheben.

Auch in Belgien hat man sich mit diesem Verfahren beschäftigt und ist dort der Überzeugung, daß bei trockenem Rüttelbeton mit der gleichen Zementmenge je m<sup>3</sup> Beton höhere Festigkeiten erreicht werden als bei flüssig angemachten Beton, dem man dann mittels des oben genannten Verfahrens Wasser entzieht. Bringt man jedoch während des Wasserentzuges zusätzlich ein Rüttelverfahren zur Anwendung, so kann man möglicherweise ähnliche Festigkeiten wie bei trockenem Rüttelbeton erzielen. [Nach G. Magnel: La Technique des Travaux 24 (1948), S. 343–350.]

Dipl.-Ing. Helmut Weigler, Darmstadt.

### Hebezeuge als unentbehrliche Helfer im Baubetrieb.

Hebezeuge, gleichviel ob mit Hand- oder Kraftantrieb, sind Geräte verschiedener Konstruktionen, bei welchen unter Verwendung von Übersetzungsverhältnissen Veränderungen in der Höhenlage von Lasten schwerer und schwerster Art bewirkt werden können. Überall dort, wo

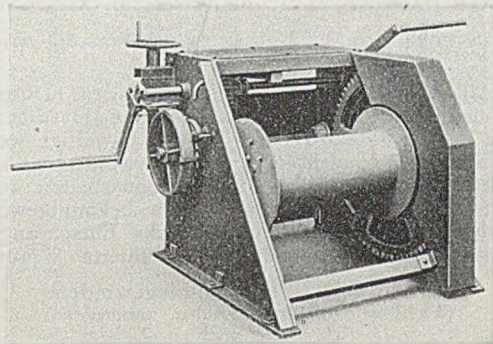


Abb. 1. Handkabelwinde. (Den Unfallverhütungsvorschriften entsprechend.) Hierzu Tabelle 1.

Menschenkräfte zum Heben und Bewegen von Lasten nicht mehr ausreichen und wo auf kraft- und zeitsparende Arbeitsweise besonderer Wert gelegt werden muß, ist ein umfassendes Anwendungsgebiet für Hebezeuge aller Art

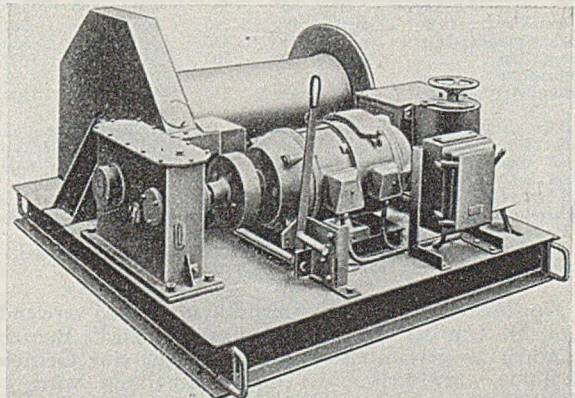


Abb. 2. Elektromontagegewinde. (Hebezeug- u. Fördermittel G.m.b.H.) Hierzu Tabelle 2.

gegeben. Je nach den örtlichen Verhältnissen und nach Maßgabe der Häufigkeit des Einsatzes kommen entweder hand- oder kraftbetriebene Geräte in Betracht. — Bei Kraftbetrieb ist heute der Elektromotor dem Preßluft-



Dampf- und Diesel- bzw. Ottomotorenantrieb meist überlegen und vorherrschend. Neben den Hebezeugen mit Ketten und Seilen als Lastorgan sind auch die Zahnstangenwinden als Helfer in vielen Nöten, sowie die hydraulischen Hebeböcke zur Bewältigung größter Hub- und Druckleistungen auch in der Bauindustrie bekanntgeworden. So ist z. B. keine Bau- oder Abbruchstelle ohne Verwendung von passenden Hebezeugen heute denkbar. — Bei Großmontage im Stahl- und Brückenbau ist ohne den Einsatz von Mastkränen, den sog. Derricks nicht auszukommen, da sie unentbehrliche Helfer geworden sind. Die Bewegung des Auslegers dieser Krane mit der zu hebenden Last erfolgt durch Hand- oder elektrisch betriebene Montagewinden (Abb. 1 und 2), in

Tabelle 1. Handkabelwinden  
(den Unfallverhütungsvorschriften entsprechend)  
hierzu Abb. 1

Zugkraft in 1. Seillage	t	1	2	3	5	7,5	10
Zugkraft in 6. Seillage	t	0,7	1,25	1,9	3	4,3	5,8
Anzahl d. Hubgeschwindigk.		1	2	2	2	2	2
Trommeldurchmesser	mm	200	225	250	300	300	350
Trommellänge	mm	350	450	550	710	750	850
Trommelranddurchm.	mm	320	400	450	550	600	700
Seildurchmesser	mm	10	13	16	22	24	29
Seilaufnahme in 1. Lage	m	20	22	25	30	28	30
in 6. Lage	m	150	180	205	250	240	250
Hub je Kurbelumdreh.	mm	40	35	30	30	20	17
Größter Kurbelradius	mm	350	350	400	400	400	450
Kurbeldruck	etwa kg	26	45	52	85	85	85
Verh. zw. 1. u. 2. Hubgeschw.		—	1:3,1	1:3,75	1:3,9	1:8,7	1:6,8
Gewicht der Winde	etwa kg	160	315	420	710		

**Bemerkungen:** Die Sicherheitskabelwinden haben außer einer Bandbremse noch eine Gewinde-Lastdruckbremse in Form einer Sicherheitskurbel, welche ein Zurückschlagen der Kurbeln verhindert. Das Senken der Last erfolgt durch Linksdrehen der Sicherheitskurbel; kleine Lasten können mit der Bandbremse schnell gesenkt werden.

Zum schnelleren Heben geringer Lasten besitzen die Winden ab 2 t Zugkraft eine zweite Geschwindigkeit durch Umschaltvorlege mit Schieberädern. Außerdem ist bei allen Winden der Kurbelradius verstellbar.

Das Trommelritzel ist ausrückbar, um das unbelastete Seil schnell von der Trommel abzuziehen zu können.

Sonderfällen auch durch Dieselmotorwinden. Durch die Zwischenschaltung von Drahtseil-(Rollen-)Flaschenzügen können auch die schwersten Lasten bewältigt werden. Diese Krane mit zugehörigen Antriebswinden sind auch von den Abwrack- bzw. Wiederaufbauarbeiten an den zerstörten Brücken in weiten Kreisen bekanntgeworden. Aus räumlichen Gründen und zwecks Einsparung von Elektromotoren werden häufig kombinierte Windwerke

Tabelle 2. Elektromontagewinden  
(den Unfallverhütungsvorschriften entsprechend)  
hierzu Abb. 2

Zugkraft in 1. Seillage	t	1	2	3,2	5	10
Seilgeschwindigkeit	m/min	25	12,5	16	10	5
Seilstärke	mm	9,5	13	16	22	29
Seilaufnahme in 1. Lage	m	36	40	50	52	50
in 6. Lage	m	280	300	350	400	400
Zugkraft in 6. Seillage	t	0,7	1,4	2	3,2	6,8
Seilgeschwindigkeit	m/min	32	16	24	14	7,5
Seilstärke	mm	8	11	13	16	24
Seilaufnahme in 1. Lage	m	45	48	62	74	68
in 6. Lage	m	300	330	430	500	500
Trommeldurchmesser	mm	190	240	300	370	500
Trommelranddurchmesser	mm	330	430	560	670	850
Trommellänge	mm	600	700	850	1000	1000
Motorstärke	kw	5	5	10	10	10
Fertiggewicht ohne Seil	kg	450	550	950	1050	1700

Beim Aufwickeln längerer Seile verringert sich die Zugkraft und erhöht sich die Geschwindigkeit von Seillage zu Seillage. Dementsprechend können die Seilstärken gewählt werden. — Obige Seilstärken gelten bei 5facher Sicherheit.

**Bemerkungen:** Sicherheitskurbel, elektrisch gelüftete Bremse, Ausrückbares Trommelritzel für Trommellerlauf, Betätigung durch Fußhebel. — Einfachste Bedienung durch Umschalter, bzw. Stufenkontrolle.

Geschlossene Drehstromausrüstungen für 2 oder 3 Spannungen. — Motoren n = 1500, 25 % ED.

(sogen. Mehrtrommel- oder Derrickkranwinden) verwendet (Abb. 3). Um bei diesen Winden größtmögliche Betriebssicherheit zu gewährleisten, wurde hierfür eine Getriebschaltung entwickelt. Mit dieser Schaltung wird der Elektromotor auf die einzelnen Seiltrommeln bzw. Bremsen umgeschaltet. Die Bedienung erfolgt in einfacher Weise durch einen einzigen Handhebel für alle Trommeln, wobei die Freifallstellung mit Sicherheit verhütet wird, da die Backenbremsen in der Grundstellung geschlossen sind.

Lediglich durch das Schalten des jeweiligen Antriebsritzels wird die zugehörige Bremse zwangsläufig mit dem

Lüftmagnet verbunden und damit die Arbeitsstellung der Trommel hergestellt.

Zum Einsetzen fertiger Brücken in die Auflager werden zweckmäßig hydraulische Hebeböcke (Abb. 4) angesetzt, die trotz geringer Ausmaße größte Hebelleistungen vollbringen und bereits für Einzelbelastungen bis zu 700 t geliefert wurden; noch höhere Leistungen sind durchaus möglich. Zur Erzielung größerer Hubhöhen wurde eine

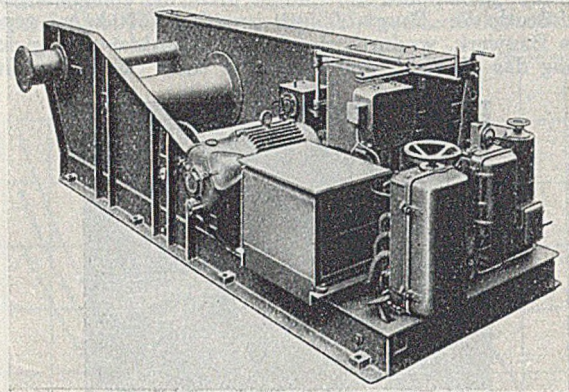


Abb. 3. Derrickwinde mit Getriebschaltung DRP.

hydraulische Brückenhebevorrichtung entwickelt, die kontinuierlich mit 3 Druckzylindern arbeitet. Für diese Vorrichtungen kommen normale, serienmäßig hergestellte Druckzylinder zur Verwendung. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß bei eintretenden Defekten einzelne Druckzylinder ohne Schwierigkeiten während der Hubarbeit ausgebaut werden können.

Aus den hydraulischen Hebeböcken lassen sich mit z. T. einfachen Hilfsmitteln Spezialgeräte entwickeln, so z. B. leicht transportable und universell anwendbare Richtpressen zum Richten von Trägern, Wellen usw.; sie sind daher nützliche Hilfsgeräte sowohl auf Großbau-

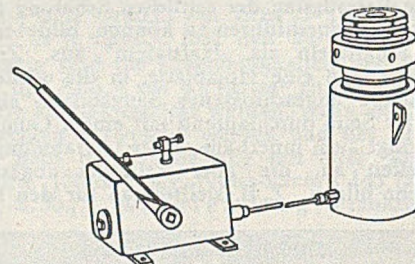


Abb. 4. Hydraulischer Hebebock mit getrennter Presspumpe. Hierzu Tabelle 3.

stellen oder Zusatzgeräte zu den Drehbänken. In diesem Zusammenhang seien noch Vorrichtungen zum Auf- und Abpressen von Radachsen und eine hydraulische Büchsenpresse erwähnt.

Für Fertigungs- und Reparaturzwecke in Lagerräumen, auf Lagerplätzen usw. sind es die Laufkran- und Laufkatzenanlagen, die sich zum Heben, für Transport oder

Tabelle 3. Hydraulische Hebeböcke  
mit getrennter Presspumpe.  
hierzu Abb. 4

Tragkraft	t	25	50	100	200	315
Bauhöhe	mm	250	280	300	330	355
Hubhöhe	mm	160	160	160	160	160
Zylinder-Durchmesser	mm	140	180	250	330	400
Kolben-Durchmesser	mm	90	125	180	250	300
Wasserbedarf etwa	l	1	2	4	8	12
Gewicht: Hebebock	kg	30	55	115	215	340
Handpressepumpe	kg	20	20	20	28	28

**Bemerkungen:** Zylinder bis 100 t Tragkraft mit Handgriffen ausgerüstet, darüber mit Aufhängeösen.

für Montage und Versand unentbehrlich erwiesen haben. Diese Anlagen werden den Hallen- und Ortsverhältnissen und den sonstigen betrieblichen Erfordernissen weitgehend von Fall zu Fall angepaßt. — Während für die Instandhaltung der Maschinenparks der Baufirmen, für Transformatoranlagen usw. in den weitestmeisten Fällen Handantrieb für die einzelnen Lastbewegungen in Betracht



kommt, wird für die Fertigung und angestregten Lagerplatzbetrieb der teil- oder vollelektrische Betrieb bevorzugt. Auf Grund langjährig gesammelter Erfahrungen sind die Spezialingenieure der Kranbauunternehmen in der Lage, für jeden Bedarfsfall den jeweils zweckmäßigsten Vorschlag auszuarbeiten. Dies gilt auch für den Großkranbau, zu welchem Hafenkranne, Verladebrücken usw. zu rechnen sind.

Der handbetriebene Kettenflaschenzug mit Schrauben- bzw. Stirnradgetriebe hat seine Unentbehrlichkeit infolge seiner Anpassungsfähigkeit an alle Sonderaufgaben selbst in kleinen Betrieben durch seine robuste Bauart bewiesen. Wo immer Lasten gehoben werden müssen und ein einfaches handbetriebenes Hebezeug ausreicht, welches auch andererseits eine lange Lebensdauer besitzt, ist der seit Jahrzehnten erprobte und bewährte Kettenflaschenzug infolge seiner preiswerten Ausführung am Platze.

Aus dem großen Anwendungsgebiet der Hebezeuge seien schließlich noch die Spill- und Ladewinden auf Schiffen und die Speicherwinden im Hafenbetriebe erwähnt. — Weitere Sonderausführungen finden sich in den Schlachtständen der Schlachthöfe zum Aufziehen des Schlachtviehs als hand- bzw. elektrisch betriebene Windwerke in Verbindung mit sogen. Schlachtbalken Verwendung. Zum Transport der Viehhälften nach den Kühlräumen dienen Laufkatzen auf Ein- oder Zweischienenbahnen. Das Abhängen der Hälften in den Kühlräumen wird mit besonderen Anhängerkranen durchgeführt.

Die Reihe der Hebezeuge normaler und besonderer Bauart läßt sich noch beliebig ergänzen, da unbegrenzt wie ihr Anwendungsgebiet auch ihre Ausführungsformen sind. — Der vorstehende Überblick über die Fabrikate der Hebezeug- und Fördermittel G. m. b. H. (Düsseldorf-Oberkassel) dürfte genügen, nachdrücklich auf die Wichtigkeit und Bedeutung der Hebezeuge in der Bauindustrie hinzuweisen.

W. Franke, Frankfurt/M.

### Vorgespannte Stahlbetonstützen.

In Newport, Monmouthshire (England), wurde eine 234 m lange Halle errichtet, die 104 vorgespannte Stahlbetonstützen in 4,56 m Abstand und Fachwerkbinder aus Aluminium von 18,3 m Stützweite enthielt (Abb. 1). Widerstandsfähigkeit gegen die feuchte Luft bei der Papierfabrikation war nötig, so daß ein Stahlbau zu hohe Kosten für Unterhaltung erfordert hätte. Weitere Gründe für die Wahl der Bauweise waren das Streben nach Stahlersparnis, indem vorgespannte Stahlbetonstützen nur  $\frac{1}{4}$  der Stahlmenge bei schlaffer Bewehrung erforderten, ferner das Streben nach Holzersparnis, indem die Stützen im Werk in wiederholt gebrauchten Formen betoniert wurden und Ersparnis an gelernten Arbeitern auf der Baustelle, wo nur ein Kranführer und wenige Helfer nötig waren. Die Kosten waren nicht höher als für einen Stahlbau.

Die Halle war 8 Felder weit in ganzer Höhe frei, im restlichen Teil waren Zwischendecken vorhanden, die die Stützen seitlich aussteiften. Alle Stützen wurden außenmittig durch Kranbahnträger aus Stahlbeton belastet, auf denen ein Handlaufkran und 3 elektrische Krane liefen. So wurden für den ersten Abschnitt hohle Stützen mit 7,6 cm und 12,7 cm starken Wandungen gewählt, die in sieben Teilen im Werk hergestellt, durch 4 Kabel verbunden und vorgespannt wurden (Abb. 2). Für die Abschnitte mit Zwischendecken wurden Stützen mit Vollquerschnitt gewählt, die trotz gleichen Gewichts von 6 t die Steifigkeit der Hohlstützen nicht erreichten. Sie wurden mit 5 Kabeln vorgespannt (Abb. 2).

Der Beton der Stützenabschnitte wurde aus 2 Teilen Granitotter 10—13 mm, 1 Teil Flußsand und 375 kg/m<sup>3</sup>

Schnellbinderzement bei geringem Wassergehalt auf Rütteltischen hergestellt. Ohne Nachbehandlung ergaben die Würfelproben  $w_{b,8} = 450 \text{ kg/cm}^2$  und  $w_{b,28} = 633 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Kabel aus 12 geraden Drähten 5 mm  $\phi$  waren, um das Haften am Beton zu verhüten, mit Draht von 9,5 mm Ganghöhe umwickelt. Den Kabelkern bildete eine Feder aus weichem Stahl von 17 mm  $\phi$ .

Beim Anfertigen der Abschnitte für die Hohlstützen wurden die Langlöcher 76 · 38 mm für die Kabel durch

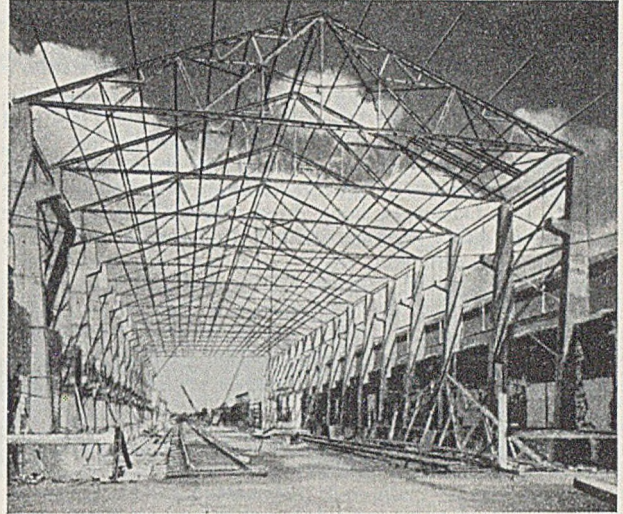


Abb. 1

Stahlhülsen gebildet, die während des Betonierens durch Bolzen mit Flügelmuttern ausgesteift wurden. Die Hohlräume wurden durch dreiteilige konische Holzkerne geschaffen, die bis zu 50 mal gebraucht wurden. Die Abschnitte wurden in lotrechter Stellung auf Rütteltischen hergestellt. Die Stützen erhielten eine geringe Zusatz-

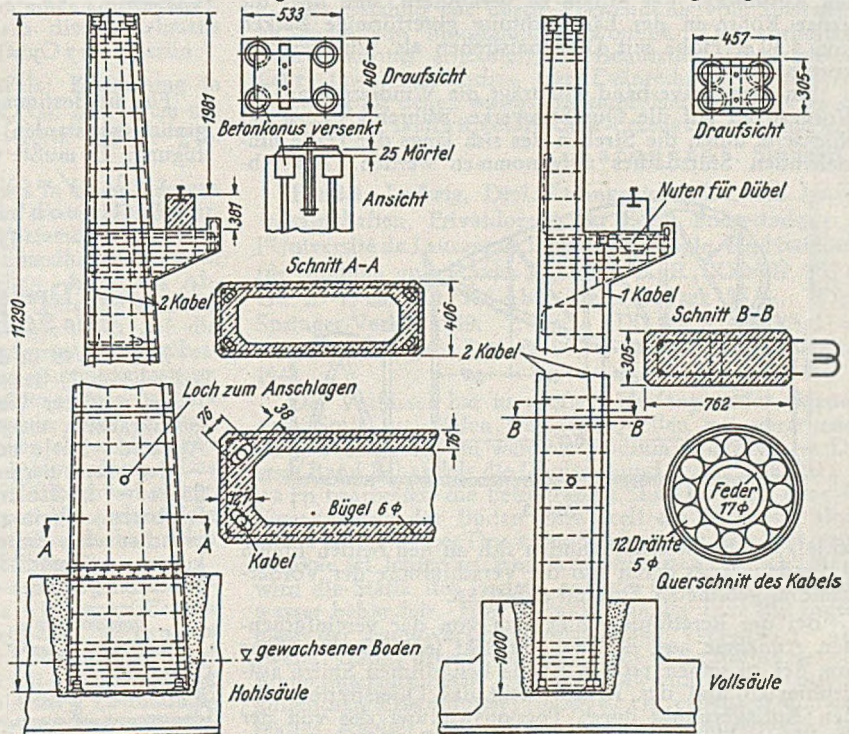


Abb. 2

bewehrung für die Beanspruchung beim Verladen und Aufstellen.

Zum Vorspannen wurden die Einzelteile zusammengelegt, die Kabel durchgezogen und die 20 mm starken Stoßfugen mit steifem Mörtel ausgestopft. Die Kabel wurden nach Abbinden des Mörtels 24 Stunden später mit doppelt wirkenden Freyssinetpressen gespannt und



eingemörtelt. Die Kabel wurden dabei durch versenkte Betonkonusse gehalten. Die Stützen mit Vollquerschnitt mußten im Freien hergestellt werden.

Eine Stütze wurde an der Baustelle mit einem Dampflaufkran in 25 Minuten aufgestellt, indem sie in Vertiefungen der Betonfundamente gesetzt und einbetoniert wurde. Die Binder aus Aluminium wogen nur ein Viertel gleich großer Stahlbinder und wurden mit demselben Kran versetzt. Die Halle wurde mit Asbestzementplatten eingedeckt. [Nach Engg. News-Record 143 (1949) vom 10. 11. 1949, S. 34.]

Wilh. Ihlenburg, Frankfurt (M.).

**Stahlbetonflugzeughallen in Frankreich.**

Eine eigenartige Lösung zeigt die in Abb. 1 dargestellte, 1939 erbaute Halle mit 154 m Spannweite, 40 m Tiefe und 13 m lichter Höhe. Sie besitzt ein selbsttragendes Dach, das sich auf 3 Seiten eines Rechtecks so abstützt, daß sich auf der Vorderseite eine lichte Öffnung von 150 m Breite ergibt. Das Dachwerk wird durch eine in bezug auf die waagrechte Achse symmetrische Zylinderröhre von 35 m

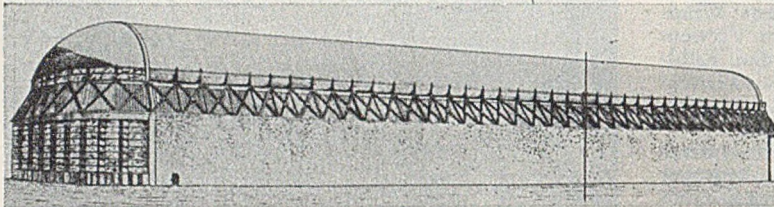


Abb. 1

Breite und 15 m Dicke gebildet, die an den beiden äußeren Enden und an der Rückseite unterstützt ist (Abb. 2).

Der Zylindermantel besteht aus einer Betonschale von 5 cm Stärke in der Mitte bzw. 10 cm an den Hallenenden. Als Querstreifen sind in 12 m Abstand Stahlbetonfachwerke über den ganzen Querschnitt angeordnet. Die Schale selbst wird in den Zwischenfeldern durch dazu parallele ringsumlaufende gitterförmige Rippen ausgesteift. Um ein Ausknicken der Schale zu verhindern, sind über die ganze Röhre in der Längsrichtung gitterförmige Balken von 1,50 m Höhe mit Diagonalstreben als Windverband vorgesehen.

Ein Dreiecksverband überträgt die Windlasten an der Vorderfront auf die Querrahmen, während sie an der Rückseite durch die Streben des sich längs der Halle hinziehenden Stützdaches aufgenommen werden. Als Ab-

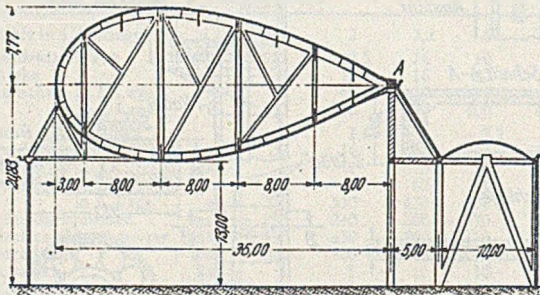


Abb. 2

schluß des Bauwerkes befinden sich an den beiden Enden Rotunden, längs deren sich die Verschlüßstore der Vorderfront im geöffneten Zustand aufreihen.

Bei der Berechnung ging man von der vereinfachten Annahme aus, daß das Gewicht jedes Dachstreifens von der an seinem rechten Rande befindlichen Stütze aufgenommen und das Kragmoment des Querstreifens um den Auflagerpunkt durch Torsionswirkung der von der Dachhaut gebildeten Röhre bis zu den Endscheiben übertragen wird. Dementsprechend wurde die Zylinderkurve so gewählt, daß die Schale ihr Eigengewicht im Punkt A abgeben kann, ohne daß dabei in dieser ein Biegemoment auftritt. Man zerlegte die auf ein Flächenelement wirkende Kraft in eine längs der z-Achse konstante, tangential zur Schalenmittellinie wirkende Normalkraft N und in eine längs der Mittellinie konstante Schubkraft T. Die Querkraft sollte für Eigengewicht verschwinden.

In bezug auf die x-Achse gilt (Abb. 3):

$$-\frac{dN_x}{dx} \cdot dx \cdot dz + \frac{dT}{dz} \cdot dz \cdot dx = 0; \frac{dN_x}{dx} = \frac{dT}{dz} \quad (1)$$

Aus den obigen Annahmen folgt

$$N_x = \frac{dT}{dz} \cdot x + N_{x0} \quad (2)$$

In bezug auf die y-Achse gilt

$$p \cdot ds \cdot dz - N_x \cdot y' \cdot dz - \frac{dT}{dz} \cdot dz \cdot dy +$$

$$\left[ N_x \cdot y' + \frac{d}{dx} (N_x \cdot y') dx \right] dz = 0.$$

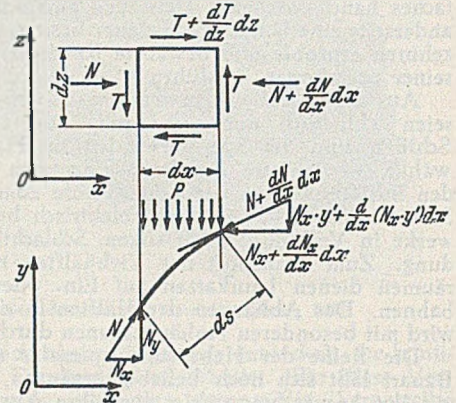


Abb. 3

Unter Verwendung von Gl. (1) und (2) erhielt man

$$p \cdot \frac{ds}{dx} + y'' \cdot \left( \frac{dT}{dz} \cdot x + N_{x0} \right) = 0. \quad (3)$$

In Gl. (3) stellte  $\frac{dT}{dx}$  einen von x unabhängigen Parameter dar, dessen Annahme zu 2p die Mittellinie bestimmte. Durch Integration erhielt man die Gleichung der Zylinderkurve

$$y = \frac{l}{\sqrt{3}} \left[ \left( \frac{x}{l} \right)^{1/2} - \left( \frac{x}{l} \right)^{3/2} \right].$$

Für die Bestimmung der 3 Konstanten ( $N_{x0}$  und 2 Integrationskonstanten) standen 3 Randbedingungen zur Verfügung. Es mußte werden für

$$x = 0, y' = \infty; \quad x = 0, y = 0; \quad x = l, y = 0.$$

[Nach Giacobbi: Travaux 33 (1949) S. 466—474.]

Dipl.-Ing. H. Weigler, Darmstadt.

**Dreischiffige Wagenhalle aus Stahlbetonfertigteilen.**

Die 1948/49 in der Nähe von London erbaute Wagenhalle (Abb. 1) besitzt einen trapezförmigen Grundriß von 76,2 m mittlerer Länge und 50,6 m Breite. Die als Zweigelenrahmen ausgebildeten Hallenbinder haben 4,57 m Abstand. Stiele und Riegel wurden am Aufstellungsort — der zuerst hergestellte Hallenboden diente als Arbeitsfläche — in Holzschalungen gegossen und durch einen fahrbaren Dreitonnenkran aufgestellt. Die Gelenke zwischen den Seiten- und Hauptschiffen bestehen aus kurzen, während des Gusses in die Pfosten eingelegten Profilstahlstücken, die in eine Aussparung der Riegel

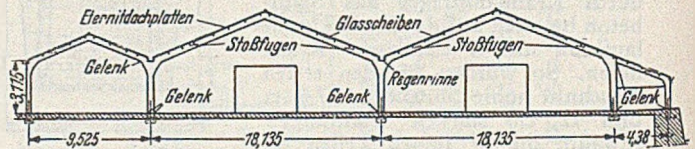


Abb. 1

ragen, wo sie nach der Montage mittels einer Spritzkanone vergossen wurden. Die Stoßfugen der Mittelrahmen wurden im Bereich der kleinsten Biegemomente so angeordnet, daß an den Enden der Riegelstücke gleich große negative und positive Momente auftraten. Die die Stümpfe verbindenden Bolzen sind für eine Zugkraft be-



messen, die infolge eines Momentes auf einer Fugenseite in diesen auftreten kann.

Die Längskräfte infolge Wind werden z. T. durch die Giebelwände aufgenommen, z. T. durch die Stahlbetondachpfetten auf die Rahmenbinder übertragen. Dabei sind die trapezförmigen Regenablauftrinnen in den Dachkehlen so ausgeführt und bewehrt, daß sie als Pfette wirken. Beide werden auf die Binder aufgelegt und durch Winkelstähle und Schrauben an diesen befestigt. Das Dach ist mit gewellten Eternit-Platten gedeckt. Die Außenwände werden durch Hohlblocksteine gebildet.

Die Ausschalung der Fertigbauteile erfolgte nach ungefähr 48 Stunden, die Aufstellung frühestens nach 14 Tagen. Das Gießen und Aufstellen des Rahmenskeletts nahm 3 Monate in Anspruch, die Gesamtbauzeit betrug 7 Monate. Der Gesamtstahlverbrauch betrug 40 t, das sind nur 10 kg/m<sup>2</sup> Grundfläche, gegenüber einem Gewicht von 152 t, das für die gleiche Halle mit einem Stahlskelett nötig gewesen wäre. [Nach La Technique des Travaux 25 (1949) S. 267—271.]

Dipl.-Ing. Helmut Weigler, Darmstadt.

## Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Hentze, Johs., Oberbaurat a. D., Dipl.-Ing., Eckernförde: Wasserbau, Teil 1, 123 S., Gr. 8° mit 198 Abb. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1950. Preis: kart. DMark 4,80.

Das in neuer Auflage erschienene Buch bringt in knapper Form die wichtigsten Grundlagen dieses auch volkswirtschaftlich so bedeutsamen Gebietes. Der zunächst erschienene erste Teil schildert die Grundlagen der Wasserwirtschaft (Binnengewässer und ihre Abflüßmengen, deren Messungen und Berechnungen und allgemeine Eigenschaften der fließenden Gewässer). Dann werden dem Wasserbau übliche Arbeits- und Bauweisen behandelt, ferner Flußbau, Deichbau, Talsperren und Binnenhäfen.

Das Werk ist reich mit klaren Bildern versehen, die fast überall den neuesten Stand dieses Fachgebietes zeigen. Es kann jedem, sei es Studierender oder Fachmann, bestens empfohlen werden.

Für eine weitere Auflage einige Bemerkungen, die aber allgemein den Wert des Buches auf keinen Fall schmälern sollen. Bei Gewichtsstaumauern ist erwähnt, daß man später immer mehr zu Betonsperren übergegangen ist. Als Bild erwartet man danach die Wiedergabe einer Betonsperre statt der alten Mauer Markklissa. Auf S. 48 könnten die in Amerika, bes. am Mississippi, viel gebrauchten biegsamen Betonmatten erwähnt werden. Auf S. 78 erwartet man einen Lageplan eines Durchstiches. Auf S. 97 ff. sind die Siele innerhalb dieses Rahmens etwas zu umfangreich behandelt. Dr. Orth, Berlin.

Schiffmann, Traugott, Dr.-Ing., Wels: Einführung in Wasserbau und Grundbau, X, 445 S., Gr. 24·17,5 cm mit 533 Abb. Wien: Springer-Verlag, 1950. Preis: geb. DMark 48,—.

Das gesamte Gebiet des Wasserbaues in einem einzigen Werk zusammenzufassen, muß als ein schwieriges Unternehmen bezeichnet werden. Dem Verfasser ist es aber gelungen, unter Ausschaltung aller Einzelheiten, das für den Praktiker Wichtigste herauszustellen. Im ersten Abschnitt des Buches wird die technische Hydraulik in ihren Grundzügen behandelt und insbesondere auch auf die neueren Berechnungsmethoden hingewiesen. Es ist selbstverständlich, daß bei dieser gedrängten Zusammenfassung die moderne Strömungslehre nicht aufgenommen werden konnte. Weitere Abschnitte behandeln die Wassermessung, sowie theoretische Erwägungen allgemeiner Art aus Meteorologie, Hydrographie und Hydrologie. Das Kernstück des Werkes enthält die Wildbachverbauung, den Flußbau, den landwirtschaftlichen Wasserbau, die Wehre und Talsperren, den Verkehrswasserbau, den Wasserkraftbau, sowie den See- und Hafenbau.

In dem Abschnitt über Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung findet der Leser die wichtigsten Fragen und Ausführungsbeispiele erläutert. Ebenso werden die Grundlagen der Berechnung von Rohrleitungen und Kanälen behandelt. Das Buch schließt mit der Behandlung des Grundbaues, wobei die gebräuchlichsten Gründungsverfahren beschrieben werden. Beim Studium des Werkes hat man den Eindruck, daß die österreichischen Erfordernisse im Vordergrund stehen, was sich leider auch stark bei den Literaturangaben bemerkbar macht. Das Werk kann allen Ingenieuren sehr empfohlen werden, die sich einen Überblick über das gesamte Gebiet des Wasserbaues verschaffen wollen; daneben vermittelt es die im Wasserbau üblichen einfachen Berechnungsmethoden.

Paul Böss, Karlsruhe.

Deutscher Normenausschuß DIN 1185: Dränanweisung. Herausgegeben vom Deutschen Ausschuß für Kulturbauwesen, 7. neubearb. Aufl. XI u. 62 S., m. 13 Anl. Gr. 8°. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag 1950. Preis DMark 7,50, Ganzleinen.

Diese Anweisung für die Planung, Ausführung und Instandhaltung von künstlichen unterirdischen Abzügen, die den Zweck haben, die für das Wachstum der Nutzpflanzen schädliche Bodennässe zu beseitigen, ist nach den seit 1941 gewonnenen neuen Erkenntnissen und Erfahrungen umgearbeitet und auch in den teilweise im Mehrfarbendruck hergestellten Anlagen verbessert worden. Zweckmäßigerweise wurde ein Verzeichnis der zu beachtenden Normblätter vorangestellt. Bei der Dränung der Mineralböden (I. Abschn.) wird alles behandelt, was in bezug auf die Feldaufnahmen, den Umfang der Dränung, die Dränabteilungen, Sammler, Sauger, die Form der Entwürfe, die Bauausführung, die Überwindung besonderer Schwierigkeiten, die Instandhaltung, die Dränung der Marschböden und die Maulwurfsdränung zu wissen notwendig ist. II. behandelt die Dränung der Moorböden und in III. sind diejenigen Vorschriften zusammengefaßt, die nur für Dränungen der Wasser- und Bodenverbände und für staatliche Dränungen gelten. Dadurch wird die Verwendung der Anweisung für private Dränungen erleichtert.

Das Satzbild hat durch Verwendung von Sperrdruck an Stelle von Marginalien gewonnen. Das verbesserte Sachverzeichnis erleichtert die Benutzung dieses kleinen Lehr- und Handbuches der Dräntechnik, dessen Anschaffung all denen wärmstens empfohlen wird, die an der Hebung der landwirtschaftlichen Erzeugung beteiligt sind.

E. Marquardt, Stuttgart.

Bendel, Ludwig, Dipl.-Bauingenieur, Dr. der Naturwissenschaften, Privatdozent der Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne: Ingenieurgeologie, ein Handbuch für Studium und Praxis, 1. Teil 2. Aufl., XXVIII, 832 S., Gr. 25·17 cm mit 586 Abb., geb. DMark 96,—. Wien: Springer-Verlag 1949. 2. Teil, XIX, 832 S., Gr. 25·17 cm mit 620 Abb., geb. DMark 99,—. Wien: Springer-Verlag 1948.

Der Verfasser hat in großem Umfang außer eigenem auch Stoff aus vielen fremden Quellen mit verarbeitet, deren Anführung ein weiteres Studium erleichtert. — Der erste Band behandelt die Geologie und (von F. de Quervain bearbeitet) die Petrographie. Im Hauptteil über die Eigenschaften der Böden entwickelt der Verfasser allgemeine Formeln über Druck und Verformung. Die Ingenieurgeologie ist leider zu kurz weggekommen. Anschließend wird die Statik des Bodens und die Strömung im Porenwasser behandelt. Hier vermißt man im Text die Ergebnisse der hannoverschen erdstatischen Versuche. — Der zweite Band bringt die praktische Durchführung von Bodenuntersuchungen und die Anwendung der bodenkundlichen Erkenntnisse; dabei ist ein erfreulich umfangreiches Kapitel den dynamischen Baugrundfragen gewidmet. Es folgt ein Beitrag von Hafeli über Schnee, Lawinen, Firn und Gletscher. Den Abschluß bildet ein Beitrag von R. Müller über die Verarbeitung der ingenieurgeologischen Erfahrungen für die Baugrunderkundung, Stadt- und Landesplanung.

Der gesamte Stoff ist fachlich übersichtlich geordnet, was das Nachschlagen erleichtert; als Mangel wird empfunden, daß Formeln vielfach nicht mit den zugehörigen



Dimensionen versehen sind, so daß man sich diese erst aus dem Text entnehmen muß. Das Werk vermittelt ein umfangreiches Wissen und wertvolle Anregungen für das gesamte Gebiet der bautechnischen Bodenkunde mit ihren Grenzfeldern — ein Fachgebiet, welches der Verfasser mit dem Begriff „Ingenieurgeologie“ umreißt.

H. P e t e r m a n n, Bremen.

Wüsthoff, Alexander, Dr. jur., Rechtsanwalt und Notar in Berlin: Handbuch des deutschen Wasserrechts. 2. Bd., DIN A 5, S. 783—1720, mit 21 Wasserrechts- und Flußkarten. Berlin / Bielefeld / München, Erich Schmidt Verlag. 1949. Preis DMark 52,— in Leinen geb.

Der 2. Band [vgl. Bauingenieur 25 (1950) S. 226] enthält die noch geltenden 14 nichtpreußischen Landeswassergesetze und deren Vollzugsvorschriften. Jedem Landeswasserrecht ist eine Karte des Geltungsgebietes vorangestellt. Im Anhang folgt ein Abschnitt über Organisation und Zuständigkeiten innerhalb der deutschen Wasserrechtsgebiete (Stand 1. 10. 1949), ein Abschnitt mit 3 farbigen schematischen Plänen mit Fachausdrücken, sowie 15 Muster für Verträge und Beschlüsse. Ein Verzeichnis der abgedruckten Gesetzverordnungen usw. und ein Sachverzeichnis beschließen das für alle am Wasser interessierten Stellen wertvolle Handbuch.

E. M a r q u a r d t, Stuttgart.

Müller, Wilhelm, Dr.-Ing. ord. Prof. u. Direktor d. Verkehrswissenschaftlichen Instituts der Techn. Hochschule Aachen: Eisenbahnanlagen und Fahrdynamik, 1. Band Bahnhöfe und Fahrdynamik der Zugbildung. IX, 326 S., Gr. 4° mit 186 Abb. Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer-Verlag. 1950. Preis DMark 49,50 Ganzl.

Der hervorragende Eisenbahnwissenschaftler legt hier sein Lebenswerk vor, das er mit unermüdlichem Fleiß und mit größter Hingabe aufgebaut hat. Alle Eisenbahningenieure und insbesondere die große Zahl seiner Schüler werden das Werk mit größtem Interesse und mit Dankbarkeit begrüßen.

Mit dem 1. Band erscheint seit vielen Jahren zum ersten Male wieder eine umfassende Darstellung der Bahnhofprobleme. Zugleich wird eine Fülle von Gedanken und Vorschlägen, die der Verfasser bisher in einer großen Zahl von Einzelveröffentlichungen bekannt gemacht hat,

übersichtlich zusammengefaßt vorgelegt. Der Band behandelt Haltepunkte und einfache Zwischenbahnhöfe, Hoch- und Ingenieurbauten der Bahnhöfe, Verkehrsermittlung und Gesamtanordnung der Bahnhofsanlagen großer Städte, Personen- und Güterbahnhöfe, und als wichtigsten Abschnitt die Zugbildungsbahnhöfe für Güter- und Personenverkehr. An die Stelle der früheren, mehr statischen Auffassung der Bahnhöfe als Bauwerke setzt M. die fahr- und ablaufdynamische Betrachtungsweise. Er schafft Klarheit über die betrieblichen Bedingungen, denen die Gleisanlagen genügen müssen. — Die bautechnischen Grundlagen sind klar und mit einer großen Zahl gut ausgewählter Beispiele dargestellt. Der 4. Abschnitt enthält die neu entwickelte Methode der Behandlung von Personenbahnhöfen als topologisches Problem. Diese Methode ermöglicht eine systematische Entwicklung der Gleispläne für größte und schwierigste Bahnhofsanlagen aus den Zugübergangsbildern und den Entwurf betrieblich verwandter Kopf- und Durchgangsbahnhöfe. Der letzte Abschnitt bringt eine außerordentlich wertvolle Darstellung der gesamten Ablaufdynamik. Das Zerlegen und Bilden der Züge auf Flach- und Gefällbahnhöfen, die Ausbildung der Ablaufköpfe der Verschiebebahnhöfe, die Bemessung der Gleisbremsen, die Zuführungsgeschwindigkeiten, die Laufzeitermittlung und die Bewegung einzelner Rangiergruppen sind eingehend untersucht. Anschließend wird die Kostenberechnung für die Bildung eines Nahgüterzuges durchgeführt. Dieses Beispiel ist für den praktischen Betrieb besonders wichtig. Zum Schluß werden die bautechnischen und fahrdynamischen Probleme der Abstellbahnhöfe dargelegt.

Der Wert dieses Buches liegt nicht nur in der Zusammenfassung und übersichtlichen Darstellung der baulichen und betrieblichen Fragen, sondern auch in der Fülle wertvoller Einzelbeobachtungen und Zahlenangaben, auf die der Praktiker immer wieder gern zurückgreifen wird. Dem Inhalt entspricht die tadellose Ausstattung des Buches. Dieses Werk verdient weiteste Verbreitung bei den im Beruf stehenden Eisenbahningenieuren ebenso wie bei den Studierenden. Es ist nur zu hoffen, daß der 2. Band recht bald folgen wird.

Dr.-Ing. L e i b b r a n d, ao. Prof. a. d. ETH, Zürich

Rohre für den Stahlbau. Statische Werte und Gewichte. Herausgegeben von Rheinische Röhrenwerke A.-G., Mülheim (Ruhr). 64 S., Gr. 12x17 cm, Mülheim 1951. — Die Schrift wird an Interessenten kostenlos abgegeben.

## Verschiedenes.

### H. Meyer-Heinrich.

Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Hans Meyer-Heinrich, Vorstandsmitglied der Ph. Holzmann AG., der im vergangenen Jahr seinen 65. Geburtstag beging, konnte am 1. Februar 1951



auf eine 40jährige Zugehörigkeit zur Ph. Holzmann AG. zurückblicken. Von 1921 bis 1928 war er Niederlassungsleiter in Baden und in der Pfalz; 1928 übernahm er nach dem Tode von Eduard Holzmann die Tiefbauabteilung in Frankfurt am Main, bis er 1936 in den Vorstand der Ph. Holzmann AG. berufen wurde. Unter seiner Leitung wurden zahlreiche bemerkenswerte Ingenieurbauwerke geschaffen, bei denen er wertvollste organisatorische und betriebswirtschaftliche Arbeit geleistet hat. 1949 verlieh ihm die Techn. Hochschule Karlsruhe die Würde eines Dr.-Ing. e. h. in Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens.

Die Techn. Hochschule Karlsruhe verlieh ihm die Würde eines Dr.-Ing. e. h. in Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens.

### Prof. Dr.-Ing. Ernst Gaber 70 Jahre alt.

Am 12. April 1951 vollendet Herr Dr.-Ing. Ernst Gaber, ord. Professor (em.) für Brückenbau, Baustatik und wissenschaftliche Betriebsführung sowie ehem. Direktor der „Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen (Prüfraum Gaber)“ an der T. H. Fridericiana zu Karlsruhe sein 70. Lebensjahr.

Eine ausführliche Würdigung Gabers ist im Bauingenieur 22 (1941) S. 167 anlässlich der Vollendung seines 60. Lebensjahres erschienen.

### O. Graf 70 Jahre alt.

Prof. Dr.-Ing. e. h. Otto Graf, Technische Hochschule Stuttgart, der den Lesern des Bauingenieur aus zahlreichen Veröffentlichungen besonders bekannt ist, wurde am 15. April 1951 70 Jahre alt. Eine ausführliche Würdigung mit Verzeichnis der Veröffentlichungen bis 1941 vgl. Bauingenieur 22 (1941), S. 167—171.

### R. Schaffhauser †.

Am 19. Februar 1951 verstarb der ord. Professor am Lehrstuhl für Grundbau, Tunnelbau und Betriebswissenschaft an der Technischen Hochschule Karlsruhe, Dipl.-Ing. Richard Schaffhauser, kurz vor der Vollendung seines 58. Lebensjahres.



