

## DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUS IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 407.)

### VI. Das Problem des Betonstraßenbaues.

Das Interesse für den Betonstraßenbau ist bei uns in den letzten zwei Jahren durch eine reichhaltige Literatur erwiesen worden. Im Rahmen der Studiengesellschaft für Automobilstraßen hat man der gleichen Frage Aufmerksamkeit geschenkt. Behörden und Interessenten aus verschiedenen Kreisen haben Studienreisen nach den Ländern unternommen, wo mehrjährige Erfahrungen mit ausgeführten Betonstraßen vorliegen. In erster Linie gilt dies von England und Nordamerika.

Wie schon in der Einleitung erwähnt wurde, darf man den Erfahrungen bei den ersten Betonstraßenbauten in den Vereinigten Staaten mancherlei wertvolle Anregungen für die bekanntgewordenen Materialforschungen danken, die dem ganzen Beton- und Eisenbetonbau zugute kommen. Handelt es sich doch bei den Betonstraßen um oft sehr große, zusammenhängende Betonflächen, die den Einwirkungen des Schwindens, des Klimas und der Temperaturschwankungen im verstärkten Maße ausgesetzt sind. Berücksichtigt man noch die wechselnden Untergrundverhältnisse, so findet man bei Betonstraßen alle Voraussetzungen zum Studium von Fehlerquellen von Beton- und Eisenbetonbauten. Auf diese will ich besonders eingehen. Zuvor möge eine kurze Übersicht über die Konstruktions- und Ausführungsgrundlagen gegeben werden.

Die Betonstraße hat zur Voraussetzung ihrer Anwendung einen stabilen Untergrund, der Alkalien, Sulfate, Säuren oder andere betonschädliche Substanzen nicht enthalten darf. Wo diese vorhanden sind, müssen entsprechende Schutzmaßnahmen vorangehen.

Die Tragfähigkeit des Untergrunds verlangt möglichst geringe kapillare Saugfähigkeit und Feuchtigkeitskapazität und ferner möglichst geringe Volumenänderungen, sei es unter der Einwirkung der Belastung, sei es unter der Einwirkung von Be- und Entfeuchtung. Diese Forderungen erfüllen die Bodenarten mit möglichst geringem Lehmgehalt, geringem Feinsandgehalt und überhaupt niederem Gehalt an feinen Teilen. Schlechte Bodenarten können in ihrer Beschaffenheit durch Aufbringen von Sand- oder Kiessandschichten, durch geschickte Entwässerungen verbessert werden.

Jeder Untergrund ist vor dem Betonieren dem Straßenprofil entsprechend einzuebnen, zu befestigen und durch leichtes Besprengen mit Wasser zu walzen. Der in dieser Weise vorbereitete Untergrund soll mindestens 60 cm breiter sein als die zukünftige Straßenplatte, so daß an beiden Rändern noch etwa 30 cm befestigten Untergrunds überstehen. Alte Straßenkörper und unebene Gelände werden zuvor aufgerissen, und zwar weiche Böden mit dem Pflug, harte Böden mit besonders eingerichteten Maschinen.

In den meisten Staaten werden die Straßendecken an den beiden seitlichen Rändern stärker konstruiert, sei es durch eine Verstärkung der Platte (dies ist die am häufigsten vorkommende Lösung), sei es durch Anordnung von Bewehrungen oder durch beide Verstärkungsarten. Die Plattenstärke hängt ab von dem Untergrund, der Straßenbreite, dem durchschnittlichen Belastungsgrad. Als Durchschnittsstärke in der Mitte kann 12–20 cm, am Rande 20–25 cm angegeben

werden. Drei typische Querschnittsausbildungen sind in Abb. 22 zu erkennen.

Über die Notwendigkeit der Anordnung von Eiseneinlagen sind die Ansichten nicht einheitlich. Während mir bei Besichtigung von fertigen und im Bau befindlichen Betonstraßen an einigen Stellen die Notwendigkeit von Eisenbewehrungen erklärt wurde, wurde an anderen Stellen jede Bewehrung abgelehnt. Zweifellos sind hier Klima und Untergrundverhältnisse von Einfluß. Die große Verbreitung unbewehrter Straßenplatten ist auf deren Erfolg bei der Pittsburger Versuchsstraße zurückzuführen.

Man hat folgende Bewehrungen ausgeführt: Nur an den Rändern, am Rand und an den Dehnungsfugen, Längsbewehrungen im oberen Drittel der Betonplatte mit und ohne Quereisen an der Längsdehnungsfuge und schließlich kreuzweise Bewehrung im oberen Teil der Platte.

Nach Feststellungen des Bureau of Public Roads (der Straßenbaubehörde) in Washington, die sich mit einem großen

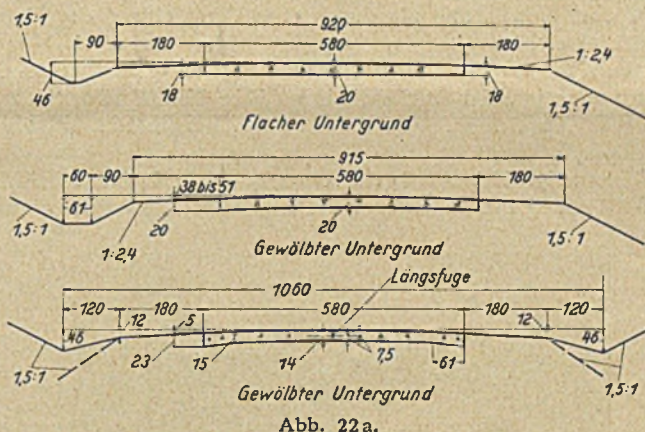


Abb. 22 a.

Stab tüchtiger Fachleute des Problems der Betonstraßen angenommen hat, reißen reine Betonplatten infolge von Temperatur- und Feuchtigkeitsveränderungen in Abschnitten von 12–18 m quer durch. Sie folgerte daraus, daß bei richtig bewehrten Platten Risse in kürzerer Entfernung als 9 m nicht zu erwarten seien. Ordnet man also alle 18 m Dehnungsfugen an, so wären hiernach bei bewehrten wie auch unbewehrten Betonplatten Risse nicht mehr zu erwarten. Nach anderen Mitteilungen soll eine Bewehrung sich namentlich dann als notwendig erwiesen haben, wenn die Ausführung bei einer Temperatur unter 10° C erfolgte.

Die üblichen Bewehrungen bestehen aus  $\varnothing$  12–19 mm oder entsprechenden anderen Eisen in Abständen von 30–80 cm, die an den Dehnungsfugen aufhören; manchmal wurde auch Drahtgeflecht verwendet.

Nach neueren Veröffentlichungen des Bureau of Public Roads ist die Kommission, die die Wirtschaftlichkeit der Bewehrung untersuchen sollte, zu folgenden Ergebnissen gekommen:

Das Auftreten von Rissen mit nachfolgender Zerstörung sei eine Funktion der Zeit. Somit könne man aus dem Vor-



handensein der Risse auf die Lebensdauer der Straße schließen. (Es wird hierbei übersehen, daß auch die Zugfestigkeit des Betons eine Funktion der Zeit ist.)

Die Erfahrungen lehren, daß eine gute Bewehrung die Rißbildung verhindere oder verzögere und somit die Lebensdauer der Decke verlängere.

Der wirtschaftlich günstigere Effekt werde eher

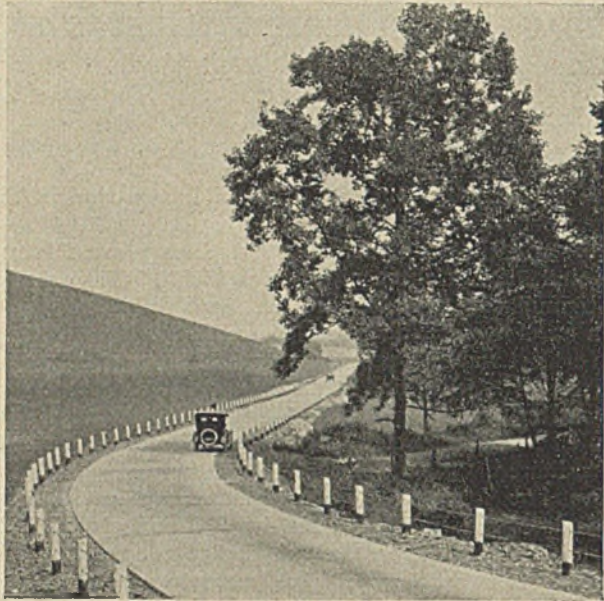


Abb. 22 b.

durch eine Bewehrung als durch eine Verstärkung der Betonschicht erreicht.

Zweckmäßiger seien Einlagen geringen Querschnitts und dicht nebeneinander verlegt, als größere Eisenquerschnitte in größeren Abständen. (Dies ist bei Eisenbeton selbstverständlich.)

Netzartige Bewehrungen von  $1,25-2,84 \text{ kg/m}^2$  schränken die Rißbildung beträchtlich ein. Durch diese Bewehrung würde

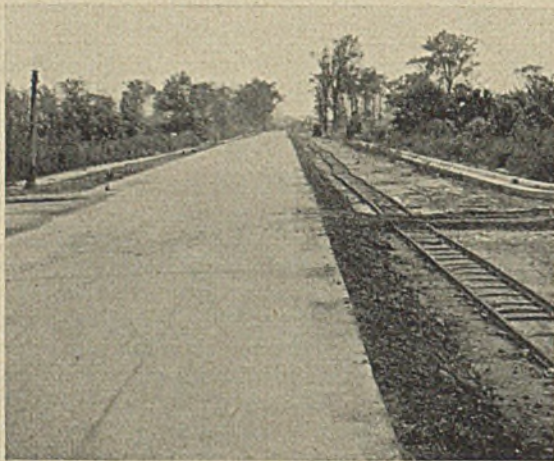


Abb. 22 c.

die Rißgefahr um 35 bzw. 70% herabgesetzt. (Hierzu ist zu bemerken, daß der Wert der netzartigen Bewehrung vielfach angezweifelt wird.)

Die Verstärkung der Ränder um 2,5 cm verhindere Kantenrisse eher als eine Maschenbewehrung von  $1,25-2,84 \text{ kg/m}^2$ .

Rundeisenbewehrungen, die durch Quertugeln hindurchgehen ohne besondere Vorsorge für ein Gleiten, ebenso der Mangel an Spielraum zwischen den Platten verursachen Zerstörungen.

Die Kommission weist bezüglich Rißbildung auf die Übereinstimmung der Erfahrungen an Betonstraßen mit den Ergebnissen von Untersuchungen an Versuchstraßen und im Laboratorium hin. Die Notwendigkeit einer Eisenbewehrung wird auch damit begründet, daß sie die Erweiterung entstehender Risse verhindere.

Bezüglich der Fugenausbildung scheint aus den z. T. voneinander stark abweichenden Meinungen soviel hervorzugehen, daß die Mehrheit die Anordnung künstlicher Fugen für unbedingt notwendig hält. Gegen ungleiche Setzungen der Einzelplatte hilft man sich durch Anordnung von Fugenstößen mit Nut und Feder oder ähnlichen Absätzen sowie durch dübelartig wirkende kurze Eiseneinlagen oder durch eine Vereinigung beider Methoden.

Bei den Fugen unterscheidet man Quer- und Längsfugen. Für die Querfugen (Abb. 22b) wird 10–15 m als durchschnittlicher Abstand für unbewehrten, 12–18 m für bewehrten Beton angenommen. Die Längsfugen werden bei Straßen angewendet, die mehr als 6 m breit sind.

Quer- und Längsfugen werden in ähnlicher Weise ausgebildet. Die Fugenstöße werden häufig durch Formeisen oder Formbleche verstärkt, um zu verhindern, daß die Fugen Ausgangspunkte für Zerstörungen bilden. Die Längsfuge ergibt sich häufig schon aus der technischen Durchführung, wenn eine Straßenhälfte im Betrieb bleiben muß (siehe Abb. 22c).

Eine ganz neue Art der Betonstraßen ist in Long View-Washington, zur Anwendung gekommen. Dort sind die Straßendecken in sechseckigen Platten von 2,40 m Seitenlänge aufgelöst.

Die vorstehend beschriebenen Konstruktionsgrundlagen haben zu einer bis in alle Einzelheiten durchdachten Ausführungsmethode geführt, die in Nachstehendem kurz zusammengefaßt werden soll:

Der Beton darf nicht auf Untergrund aufgebracht werden, bevor letzterer auf der ganzen Straßenfläche genügend und ganz gleichmäßig verdichtet und befestigt ist. Für das Herbeischaffen und die Verarbeitung der Baustoffe gibt es verschiedene Wege, je nach der Beförderung auf Schienen oder mit dem Kraftwagen.

Grundsätzlich unterscheidet man drei Arten von Straßenbauplatzeinrichtungen:

- 1) Das Kiessandmaterial wird längs der Straße gelagert und mit der am jeweiligen Betonierungsort stehenden Betonmischmaschine gemischt.
- 2) Das Kiessandmaterial lagert in zentral gelegenen Ladeplätzen, von denen es mit irgendwelchen Verkehrsmitteln zu der am Betonierungsort stehenden Mischmaschine zugeführt wird.
- 3) Der Beton wird in einer zentral gelegenen Mischmaschine gemischt und von dort aus erst nach der Verwendungsstelle gebracht.

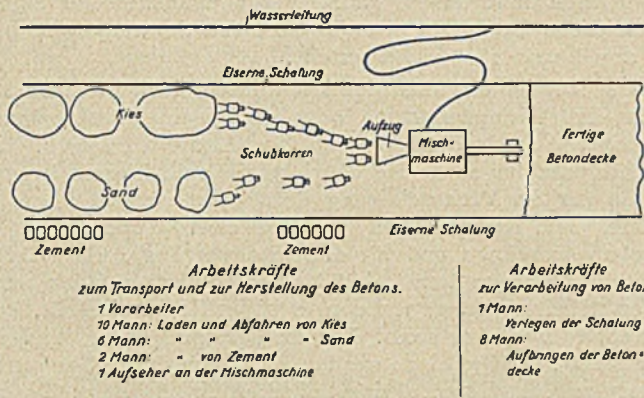
Diese drei Arten können auch miteinander kombiniert werden.

Bei der ersten Art sollen die Zuschlagsstoffe so nahe wie möglich und in den an den einzelnen Stellen gebrauchten Mengen gelagert werden. Zur Beschickung der Mischmaschinen werden in diesem Falle manchmal Transportbänder, über denen Meßgefäße liegen, verwendet. Von diesen fallen die erforderlichen Mengen der Einzelbestandteile auf das Band, das sie in die Mischmaschine befördert. Diese Transportbändereinrichtungen verringern wesentlich die Zahl der notwendigen Arbeitskräfte.



Abb. 22 d.

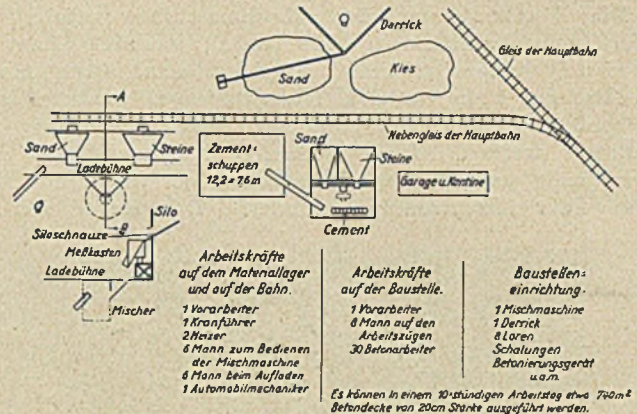




**Arbeitskräfte zum Transport und zur Herstellung des Betons.**  
1 Vorarbeiter  
10 Mann: Laden und Abfahren von Kies  
6 Mann: " " " Sand  
2 Mann: " von Zement  
1 Aufseher an der Mischmaschine

**Arbeitskräfte zur Verarbeitung von Beton.**  
1 Mann: Verlegen der Schalung  
8 Mann: Aufbringen der Betondecke

Abb. 23a.



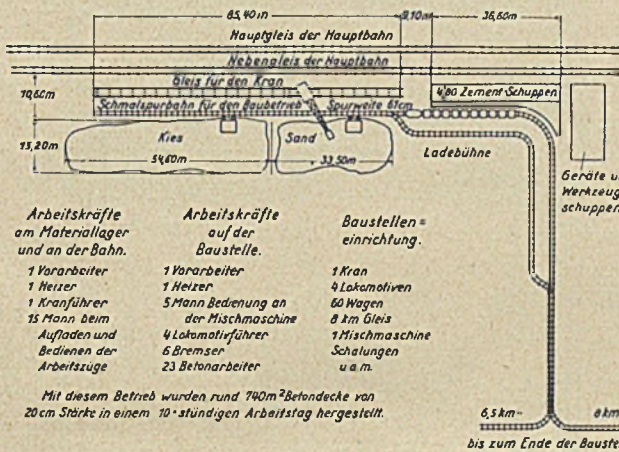
**Arbeitskräfte auf dem Materiallager und auf der Bahn.**  
1 Vorarbeiter  
1 Kranführer  
2 Heizer  
6 Mann zum Bedienen der Mischmaschine  
6 Mann beim Aufladen  
1 Automobilmechaniker

**Arbeitskräfte auf der Baustelle.**  
1 Vorarbeiter  
6 Mann auf den Arbeitszügen  
30 Betonarbeiter

**Baustelleneinrichtung.**  
1 Mischmaschine  
1 Derrick  
8 Loren  
Schalungen  
Betonierungsgerät u. a. m.

Es können in einem 10-stündigen Arbeitstag etwa 700m<sup>2</sup> Betondecke von 20cm Stärke ausgeführt werden.

Abb. 23b.



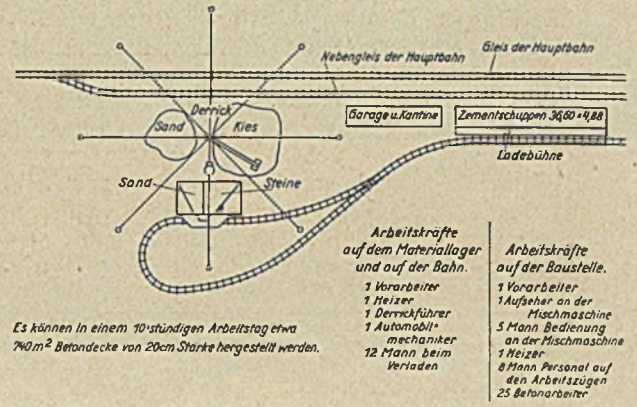
**Arbeitskräfte am Materiallager und an der Bahn.**  
1 Vorarbeiter  
1 Heizer  
1 Kranführer  
15 Mann beim Aufladen und Bedienen der Arbeitszüge

**Arbeitskräfte auf der Baustelle.**  
1 Vorarbeiter  
1 Heizer  
5 Mann Bedienung an der Mischmaschine  
4 Lokomotivführer  
6 Bremsen  
23 Betonarbeiter

**Baustelleneinrichtung.**  
1 Kran  
4 Lokomotiven  
60 Wagen  
8 km Gleis  
1 Mischmaschine  
Schalungen u. a. m.

Mit diesem Betrieb wurden rund 7400m<sup>2</sup> Betondecke von 20cm Stärke in einem 10-stündigen Arbeitstag hergestellt.

Abb. 23c.



**Arbeitskräfte auf dem Materiallager und auf der Bahn.**  
1 Vorarbeiter  
1 Heizer  
1 Kranführer  
1 Automobilmechaniker  
12 Mann beim Verladen

**Arbeitskräfte auf der Baustelle.**  
1 Vorarbeiter  
1 Aufseher an der Mischmaschine  
5 Mann Bedienung an der Mischmaschine  
1 Heizer  
8 Mann Personal auf den Arbeitszügen  
25 Betonarbeiter

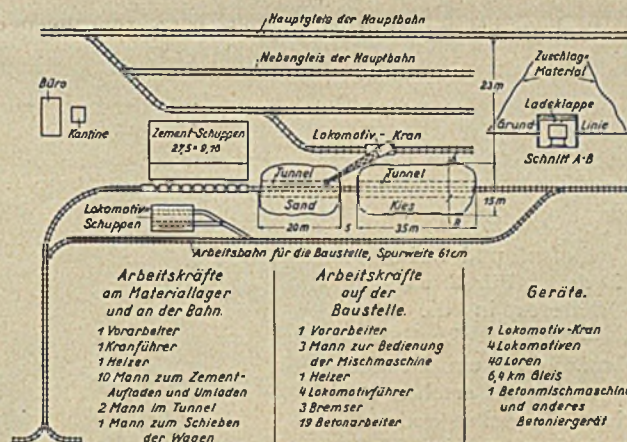
Es können in einem 10-stündigen Arbeitstag etwa 740m<sup>2</sup> Betondecke von 20cm Stärke hergestellt werden.

Abb. 23d.

Bei der Einrichtung zentral gelegener Kiessandlager wird der Kiessand, nachdem er mit Hilfe von Meßkästen oder besser und schneller noch durch Meßtrichter gemessen und in Fahrzeuge abgefüllt wurde, mit Hilfe dieser Fahrzeuge, die in Gleiswagen oder Lastwagen bestehen können, nach der Mischmaschine befördert. Statt Kiessandsilos werden auch Ladetunnels benutzt (Abb. 22 d). Das Zuschlagsmaterial fällt durch Trichter in der Tunneldecke direkt in den Transportwagen. Eine besondere Art der Beschickung von Betonmaschinen von einem zentralgelegenen Kiessandlager besteht darin, daß Lastwagen mit unterteilten Ladepritschen verwendet werden; je ein Fach enthält immer das Material für eine Mischung, die nacheinander der Beschickungsmulde der Mischmaschine zugeführt werden. Bei schmalen Zufahrtswegen verwendet man für Lastkraftwagen auch Drehscheiben.

Allgemein wird bei der Zuführung des Materials von Zentrallagerplätzen nach der Mischmaschine die Verwendung besonderer Meßkastenwagen erstrebt. Vielfach ist die Einrichtung so, daß der Inhalt des Wagens durch einen Griff von der Mischmaschine aus in den Beschickungskasten des Mixers entleert werden kann.

Die Einrichtung zentral gelegener Mischanlagen ist namentlich dann erforderlich, wenn die Wasserzufuhr auf der ganzen Länge der Straße erschwert oder unmöglich ist. Der Beton darf dann nicht länger als 30–35 min bis zu seiner Verarbeitung transportiert werden. Unter ganz außerordent-



**Arbeitskräfte am Materiallager und an der Bahn.**  
1 Vorarbeiter  
1 Kranführer  
1 Heizer  
10 Mann zum Zement-Aufladen und Umladen  
2 Mann im Tunnel  
1 Mann zum Schieben der Wagen

**Arbeitskräfte auf der Baustelle.**  
1 Vorarbeiter  
3 Mann zur Bedienung der Mischmaschine  
1 Heizer  
4 Lokomotivführer  
3 Bremsen  
19 Betonarbeiter

**Geräte.**  
1 Lokomotiv-Kran  
4 Lokomotiven  
40 Loren  
6,4 km Gleis  
1 Betonmischmaschine und anderes Betoniergerät

Abb. 23e.

Abb. 23a—e.

lich günstigen Bedingungen war in solchen Fällen die Beförderung des Betons durch Lastautos mit besonderen Kippanlagen rd 10 km möglich. Hier muß der Gefahr der Entmischung vorgebeugt werden.

In den beistehenden fünf Darstellungen (Abb. 23a—e) sind die von dem U. St. Bureau of Public Roads im Jahre 1925 herausgegebenen Typen für verschiedene Baustelleneinrichtungen und Baustellenbetriebe unter wechselnden Voraussetzungen zu erkennen<sup>1)</sup>. Je nachdem Hauptbahnananschluß vorhanden ist oder je nach der Art der verschiedenen Möglichkeiten zur Herbeischaffung von Zuschlagsmaterial sind erprobte Baustelleneinrichtungen angegeben.

Jedes Blatt enthält Angaben über die Arbeitskräfte, die bei der Vorbereitung des Materials auf dem Lager und bei der Verarbeitung des Materials auf der Baustelle notwendig sind. Ferner enthält jede Darstellung Angaben über die erforderlichen Maschinen und die voraussichtlichen Leistungen pro Arbeitstag.

Der Arbeitsplatz bei örtlicher Betonmischung mit einer typischen Mischmaschine ist in Abb. 23f dargestellt. Die Mischmaschinen sind so gebaut, daß ein ununterbrochenes Arbeiten möglich ist. Während der Beton gemischt wird, wird gleichzeitig die nächste Mischung in die Beschickungsmulde befördert.

<sup>1)</sup> Ich verdanke diese Abbildungen sowie die meisten hier in diesem Kapitel wiedergegebenen Photographien dem Entgegenkommen des U. St. Bureau of Public Roads in Washington.



Die Fortbewegung der Mischmaschinen erfolgt auf Rädern oder Laufbändern (wie Tanks), wodurch man sich von der Bodenbeschaffenheit möglichst unabhängig macht. Das Mischgut kann von den Transportwagen unmittelbar in die große Schaufel von besonderer Breitenausdehnung eingeschüttet werden. Diese Schaufel sitzt am Ende eines röhrenförmig ausgebildeten Hebelarms, der in die Eintrittsöffnung der Mischtrommel mündet. Der Hebel mit der

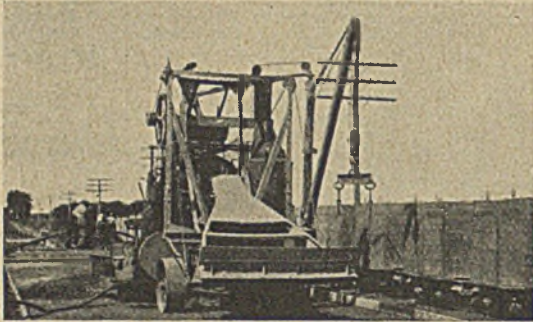


Abb. 23 f.

Der Kasten faßt einen ganzen Trommelinhalt auf einmal. Die seitliche Bewegung ist durch einen Schwenkwinkel von annähernd  $180^\circ$  sichergestellt.

Der Antrieb der Maschine kann durch einen Elektromotor, durch eine Dampfmaschine oder durch eine Verbrennungsmaschine, je nach dem Wunsch des Käufers, erfolgen. Die Antriebsmaschine sowie die Getriebeteile sind in geschlossenen Kästen vor der Verunreinigung durch Zement und Staub geschützt. Die Regulierhebel sind in zwei Gruppen, für die Bewegungsvorgänge und für die Mischvorgänge, übersichtlich eingeteilt, und zwar derart, daß der Bedienungsmann den betreffenden Arbeitsvorgang, für den er einen Hebel einstellt, beim Einstellen übersehen kann. Nur die Bewegungen des Auslegerträgers bzw. der Gießrinne werden nicht von der Hebelzentrale, sondern an dem Konstruktionsteil selbst eingestellt, weil es sich erfahrungsgemäß herausgestellt hat, daß die für den Betonie-

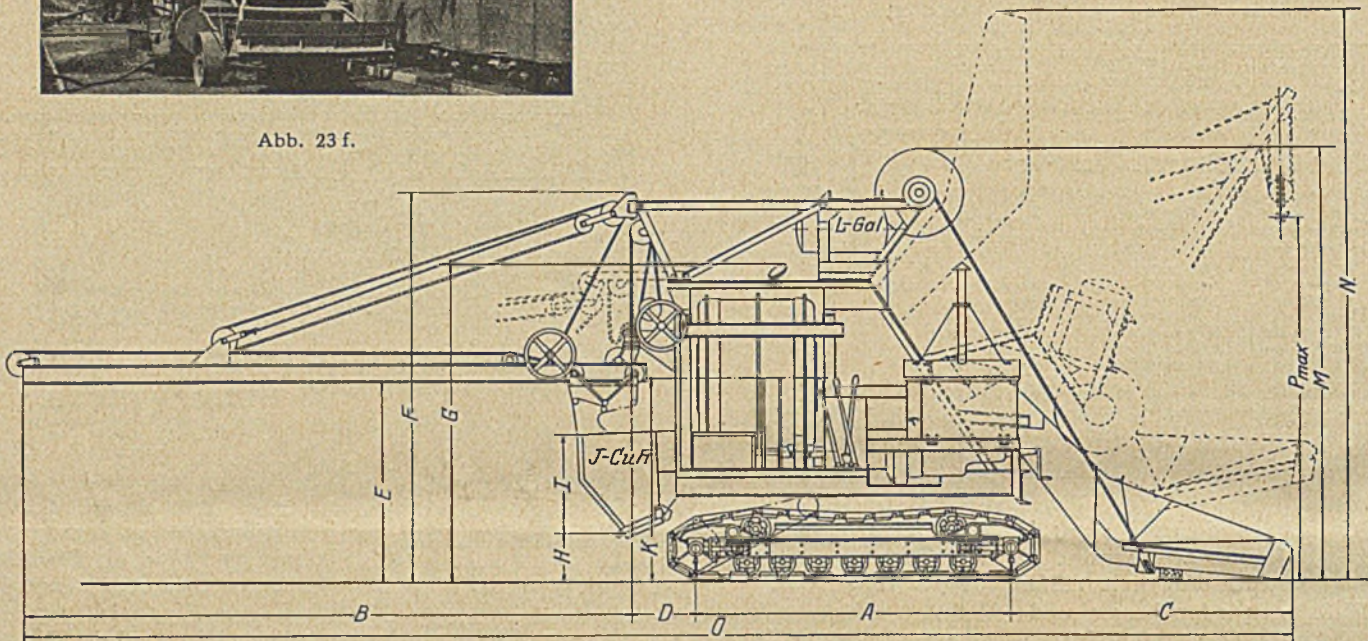


Abb. 23 g. Typische Betonmischmaschine für den Straßenbau.

(Die Buchstaben in der Zeichnung werden für jede Type durch die entsprechenden Maße ersetzt.)

Schaufel wird durch einen Rollenzug gehoben und auf diese Weise das Mischgut in die Trommel befördert. Für Transportwagen, die das Mischgut nicht ohne weiteres in die Aufnahmeschaufel einschütten können — z. B. Lastkraftwagen u. dgl. —, ist auf der Mischmaschine ein Derrick eingebaut, wie dies in den Abb. 23 f und g zu ersehen ist. Die Mischtrommel wird um eine horizontale Achse gedreht, hat jedoch die Besonderheit, daß durch konstruktive Maßnahmen dafür gesorgt wird, daß das Mischgut jeweils die ganze Aufwärtsbewegung mitmacht. Dies wird durch einen Eimerzug ähnlich dem eines Eimerkettenbaggers erreicht, der die eine Hälfte der Trommel einnimmt, das Mischgut mit hochnimmt und auf dem höchsten Punkt herauswirft, so daß es mit ziemlicher Wucht auf dem Boden der Trommel wieder auftritt. Die andere Hälfte der Trommel ist mit schrägen, gewundenen, blattförmigen, radial angeordneten Eisenblechen belegt, die das Mischgut auf dem Trommelboden erfassen, durchmischen und der Eimerkette wieder zuschieben. Der Wasserbehälter der Maschine hat eine Vorrichtung, die den Wasserzusatz automatisch regelt.

Der Transport des Betons aus der Trommel zur Verwendungsstelle wird, wie oben erwähnt, von der Maschine selbst übernommen. Dies kann entweder durch Auslegerträger und einem auf Rollen verschieblichen Kasten (Abb. 23 g) oder durch eine Gießrinne erfolgen. Die beiden Vorrichtungen können an jeder Maschine gegeneinander ausgetauscht werden.

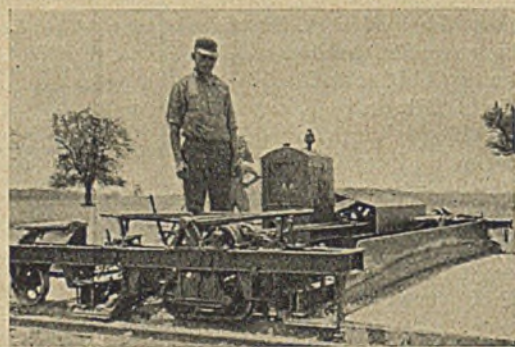


Abb. 23 h.

rungsvorgang erwünschte Bewegungsgenauigkeit von einer Zentrale aus nicht erreicht werden kann.

Die Abmessungen für eine Type sind z. B.: Mischtrommel:  $1,02 \text{ m}^3$  Fassungsvermögen,  $1,68 \text{ m}$  lichter  $\varnothing$ ,  $1,17 \text{ m}$  lichte Länge. Wasserbehälter:  $183 \text{ l}$  Fassungsvermögen,  $0,51 \text{ m}$  lichter  $\varnothing$  und  $6,3 \text{ cm}$  ( $\varnothing$ ) Ausflußöffnung.

Zum Schluß sei erwähnt, daß die größten dieser Mischmaschinen bis zu  $4,7 \text{ m}^3$  Fassungsvermögen ausgeführt wurden.

Die Verarbeitung des vom Mischer entlassenen Betons geschieht entweder von Hand oder maschinell. Im ersteren



Fall wird der Beton, der plastische Konsistenz haben muß, mit dem Streichbrett eingeebnet, verdichtet, abgezogen und schließlich gewalzt. Bei der maschinellen Verarbeitung des Betons wird durch eine auf den seitlichen, eisernen Schalungen auf Rädern laufende Maschine (Abb. 23h), die mit einer Verdichtungs- und Abstreichvorrichtung versehen ist, die Betonoberfläche gestampft und geglättet.

Über die Herstellung der Dehnungsfugen ist zu berichten, daß sie vertikal angeordnet werden müssen, wenn vermieden werden soll, daß die eine Platte über die andere emporgehoben wird (siehe Abb. 24a).

Über die Vorbereitung und die Auswahl des Materials und insbesondere der Zuschlagsstoffe ist in dem Abschnitt I berichtet

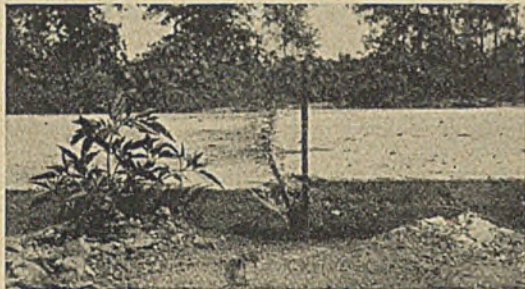


Abb. 24 a.

worden, desgleichen über die Nachbehandlung des frischen Betons. Von den verschiedenen üblichen Methoden für die gleichmäßige Erhärtung des Betons seien nur die in den nebenstehenden Abbildungen dargestellten genannt: die Erhärtung der frisch hergestellten Betonstraßen unter Wasser (Abb. 24b) und die Nacherhärtung unter Bretterschutz (Abb. 24c). Manchmal



Abb. 24 c. Nacherhärtung von Betonstraßen unter Bretterschutz.

wird die Decke mit Segeltuch abgedeckt, seltener mit nassem Sand. In der letzten Zeit hat man wiederholt von der Verwendung von Calciumchlorid gehört, von dem  $2\frac{1}{2}$  Pfd. auf den Quadratmeter auf den jungen Beton aufgebracht werden.

Da der Beton sehr naß hergestellt wird — mit einem manchmal über das erforderliche Maß hinausgehenden Wasserzusatz —, so haben sich die Mängel in Form von undichtem, porösem Material eingestellt. Um dem entgegenzuwirken, wurde in den letzten Jahren bei einigen Straßen ein Verfahren eingeführt, das auch bei der Herstellung von Estrichen angewandt wurde: die „Vibrolithic“- (Vibrier-) Methode.

Diese besteht im Wesen darin, den Deckenbeton durch besondere Maßnahmen zu verdichten und auf diese Weise außerordentliche Festigkeit und Härte zu erzielen.

Nachdem der Straßenbeton aufgebracht ist, wird eine Lage groben Steinschlags, dessen Menge je nach der Stärke der

Betondecke schwankt, in einer gleichmäßigen Schicht auf den frischen Beton geschüttet. Dieser Steinschlag wird mit fahrbaren Preßluftschlämmern in den frischen Beton hineingestampft, verdichtet dadurch dessen Gefüge und bildet selbst eine harte Deckenoberfläche. Das geschieht in der Weise, daß ein dichter Holzrost auf den Deckenbeton mit dem losen Steinschlag aufgebracht wird. Der Rost hat die Aufgabe, die Stöße des Luftschlammers zu übertragen und zu verteilen. Die Unterfläche



Abb. 24 b. Erhärtung von Betonstraßen unter Wasser.

des Rostes ist sägeblattförmig ausgebildet, so daß nach beendeter Stampfarbeit die Oberfläche der bearbeiteten Straße durchgehend schmale Riefen aufweist. Die Straße wird entweder in diesem Zustand dem Verkehr übergeben, oder es wird noch ein Verputz aufgebracht. In letzterem Fall haben die Riefen offenbar den Zweck, eine gute Verbindung zwischen Putz und Beton zu gewährleisten.

Die Herstellung von Betonstraßen hat zweifellos in den letzten Jahren viele Verbesserungen erfahren. Ein großer Teil der Mängel aus der ersten Zeit ist auf Grund der Ergebnisse

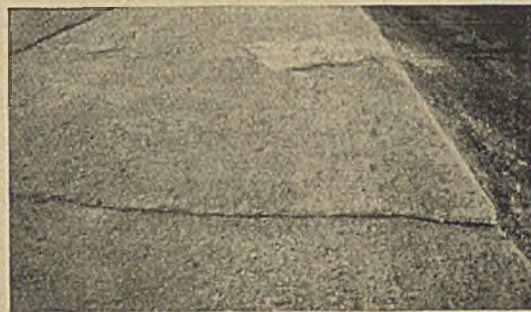


Abb. 24 d.

von Untersuchungen auf besonderen Versuchsstraßen und in Laboratorien sowie auf Grund von reichen Erfahrungen beseitigt worden.

Es gibt besonders im Westen sehr gut ausgeführte Betonstraßen, aber nicht wenige im Osten und in den Zentralstaaten weisen Fehler auf, die man nicht unbeachtet lassen darf, wenn man an die Ausführung von Betonstraßen denkt.

Die Fehler einer unrichtigen Kornzusammensetzung des Zuschlagsmaterials werden sich in wenig erwünschter Weise bemerkbar machen, wie dies durch Abb. 24 d veranschaulicht wird. Ein Überschuß von Zement, an den man in solchen Fällen denken könnte, würde nur die Rißbildung infolge Schwindens und Temperatureinwirkungen fördern.

Die Bestimmung der nach den örtlichen Verhältnissen richtigen Plattenstärke der Straße ist eine ebenso wichtige als schwierige Aufgabe. Es gilt die Tragfähigkeit des Untergrundes wie auch die voraussichtliche Verkehrsstärke richtig



einzuschätzen. Die Wirkung zu dünn angenommener Platten mit ungenügender Randverstärkung sieht man in dem Beispiel Abb. 24 e. Die Notwendigkeit einer gleichmäßigen und guten



Abb. 24 e.

Befestigung des Untergrundes erkennt man an den Schäden in Abb. 24 f und 24 g. Je nachgiebiger der Untergrund ist, je schlechter seine Entwässerung, desto größer wird diese Art von Schäden sein.

Verunreinigungen im Zuschlagsmaterial, Fremdkörper wie Holzstücke oder mitverwendete Betonbruchstücke müssen vom



Abb. 24 g.

frischen Beton ferngehalten oder entfernt werden, sonst können sich unerwünschte örtliche Zerstörungen bemerkbar machen, wie sie in Abb. 24 h zu sehen sind.

Die Erfahrungen in Nordamerika über die mit der Herstellung von Betonstraßen zusammenhängenden Aufgaben

zeigen, daß neben konstruktiven Einzelheiten die Materialfrage am meisten zu beachten sein wird. Man erkennt ferner, daß peinliche Gewissenhaftigkeit und Sorgfalt in der Aus-



Abb. 24 f.

führung noch mehr als bei anderen Betonbauten erforderlich sind, wenn man sich vor schlechten Erfahrungen schützen will.

Einer weiteren Klärung bedürfen noch die Fragen der Fugenausbildung und der Bewehrungen, die zum Teil miteinander zusammenhängen.

Die Schnelligkeit und die Gleichmäßigkeit der Arbeit



Abb. 24 h.

sind aus wirtschaftlichen Gründen notwendig und werden durch die neuen Typen von Maschinen für Erdarbeiten und die Mischung des Betons und die dadurch ermöglichte Mechanisierung des ganzen Baubetriebes weitgehendst gefördert.

(Fortsetzung folgt.)

## DIE SCHUBSICHERUNG NACH DEN NEUEN BESTIMMUNGEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. A. Zenns, München.

**Übersicht.** Ein Vergleich der alten Bestimmungen mit den neuen zeigt, daß die letzteren hinsichtlich der Schubsicherung eine Mehrung an Eiseneinlagen bedingen, die in manchen Fällen erheblich werden kann. Hierfür ist der rechnerische Nachweis erbracht und die Schubsicherung nach den neuen Bestimmungen für Hohlsteindecken als besonderer, hier ungünstig gelagerter Fall behandelt.

Die neuen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925<sup>1)</sup> enthalten hinsichtlich der Schubsicherung folgende Forderung (S. 26 § 18 Abs. 4):

„Ist die größte Schubspannung über 4 bzw. 5,5 kg/cm<sup>2</sup> <sup>2)</sup>, so sind alle Schubspannungen auf der betreffenden Feldseite ganz durch abgebogene Eisen oder Bügel oder beides aufzunehmen.“

Die entsprechende Vorschrift nach den alten Bestimmungen lautet (§ 17 Abs. 3):

„Es sind Anordnungen so zu treffen, daß die Schubspannungen in denjenigen Balkenteilen, wo der für Beton zulässige

Wert von 4 kg/cm<sup>2</sup> überschritten wird, durch aufgebogene Eisen, durch Bügel oder durch beide zusammen vollkommen aufgenommen werden.“

Als Grenzwert für die zulässige Schubspannung ist in beiden Bestimmungen  $\tau_0 = 14 \text{ kg/cm}^2$  festgelegt.

Die folgenden Betrachtungen setzen eine gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Belastung, gleiche Balkenbreite  $b_0$  und konstantes  $z$  voraus, was in den allermeisten Fällen vorliegt.

Der Unterschied der Berechnungsweise nach den neuen und alten Bestimmungen erhellt am besten aus den nachstehenden Abb. 1 und 2.

Danach ist nach den neuen Bestimmungen die von den Eisen aufzunehmende schiefe Zugkraft  $Z_S$  bildlich dargestellt durch ein rechtwinkliges Dreieck von der Grundlinie  $a$  und der Höhe  $\tau_0$  (Abb. 1), während nach den alten Bestimmungen zur Festlegung der Schubsicherungseisen nur die Trapezfläche  $Z_T$  mit der Grundlinie  $w$  und den Höhen  $\tau_0$  bzw.  $\tau_1$  maßgebend war und die verbleibende rechtwinklige Dreiecksfläche  $Z_D$  mit der Grundlinie  $(a - w)$  und der Höhe  $\tau_1$  hierfür außer Ansatz

<sup>1)</sup> Berlin 1925, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

<sup>2)</sup> Bei Verwendung von hochwertigem Zement.

Gel. 18.5.26.



blieb, da die durch diese Fläche dargestellten schiefen Zugkräfte der Beton aufnehmen sollte (Abb. 2).

Es ist also zu ersehen, daß die neuen Vorschriften zur Schubsicherung mehr Eisen erfordern, wobei diese Mehrung durch das Dreieck  $Z_D$  veranschaulicht ist und um so größer

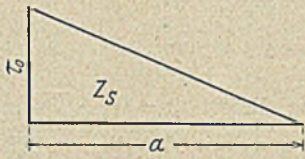


Abb. 1.

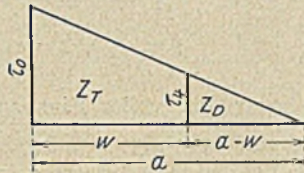


Abb. 2.

sein wird, je größer die Fläche  $Z_D$  im Verhältnis zur Fläche  $Z_T$  ist.

Zahlenmäßig ausgedrückt kommt man zu folgendem Ergebnis. Es ist:

$$Z_S = \frac{a}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\tau_0}{2} b_0$$

und 
$$Z_D = \frac{a-w}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\tau_1}{2} b_0$$

und da 
$$\tau_0 : a = \tau_1 : (a-w) \text{ oder } (a-w) = \frac{a \tau_1}{\tau_0},$$

so ist: 
$$Z_D = \frac{a}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\tau_1^2}{2 \tau_0} b_0$$

Es verhält sich also:

$$\frac{Z_S}{Z_D} = \left( \frac{\tau_0}{\tau_1} \right)^2,$$

oder, wenn man  $\tau_1 = 4 \text{ kg/cm}^2$  setzt, was für die meisten Fälle maßgebend ist:

$$\frac{Z_S}{Z_D} = \frac{\tau_0^2}{16},$$

somit 
$$Z_D = \frac{16}{\tau_0^2} Z_S = \alpha Z_S.$$

Dieser Wert  $\alpha Z_S$  konnte nach den alten Vorschriften für die Bestimmung der Schubeisen in Wegfall kommen, es verblieb somit nur ein Betrag von

$$Z_T = Z_S - Z_D = (1 - \alpha) Z_S = \beta Z_S,$$

der für die Festlegung der Eisen in Betracht kam.

Für die Werte  $\tau_0 = 4 \text{ kg/cm}^2$  bis  $\tau_0 = 14 \text{ kg/cm}^2$  ergeben sich für  $\alpha = \frac{16}{\tau_0^2}$  und  $\beta = (1 - \alpha)$  folgende Zahlengrößen:

$\tau_0$	$\alpha$	$\beta$
4,0	1,000	0,000
5,0	0,640	0,360
6,0	0,444	0,556
7,0	0,327	0,673
8,0	0,250	0,750
9,0	0,198	0,802
10,0	0,160	0,840
11,0	0,132	0,868
12,0	0,111	0,889
13,0	0,095	0,905
14,0	0,082	0,918

Es zeigt sich also, daß die Mehrung an Eisen nach den neuen Vorschriften für die Werte  $\tau_0$  von 4,0 bis rd 10,0, besonders in den unteren Grenzen, die ja am häufigsten sich errechnen, prozentual recht erheblich ist und erst für die selteneren Fälle von  $\tau_0 = 10$  bis 14 nicht mehr sonderlich ins Gewicht fällt.

Solange die schiefen Zugkräfte durch Schrägeisen und Bügel aufgenommen werden, läßt sich ja meist eine Lösung finden, die sowohl der Schubsicherung wie der Deckung der äußeren Momente in einer auch in praktischer Hinsicht einfachen Weise gerecht wird.

Erheblicher macht sich aber die durch die neuen Vorschriften bedingte Aufnahme der ganzen schiefen Zugkraft dann bemerkbar, wenn die Schrägeisen allein zur Deckung dieser Kraft herangezogen werden.

Hier ist vor allem an die Deckenkonstruktionen mit Hohlsteinen gedacht, bei denen man häufig von der Verwendung von Bügeln Abstand nimmt. Man kann, da diese Art von Decken gewissermaßen ein Zwischenglied zwischen Massivplatten und Unterzügen darstellt, das Weglassen von Bügeln meines Erachtens hier wohl vertreten, um so mehr, da, abgesehen von den geringeren Kosten, auch das Verlegen von Bügeln in den oft recht schmalen Rippen schwierig ist. Aber gerade wegen der geringen Breite der Rippen gehen die Schubspannungen meistens über den Wert von  $4 \text{ kg/cm}^2$  hinaus. (Die Verwendung von hochwertigem Zement bei Hohlsteindecken dürfte nur sehr selten sein.)

Eine sehr brauchbare und einfache Art der Bewehrung für solche Decken ist nun die, daß man in jede Rippe zwei Eisen von möglichst gleichem Durchmesser legt — mehr Eisen lassen sich schwer und in einer Lage überhaupt nicht unterbringen —, von denen eines unten gerade durchläuft, das andere etwa in  $\frac{1}{30}$  bzw.  $\frac{1}{5}$  der Spannweite  $l$  aufgebogen ist, wodurch sowohl schiefe Zugkräfte wie allenfalsige negative Momente über den Auflagern gedeckt werden können. Das abgebogene

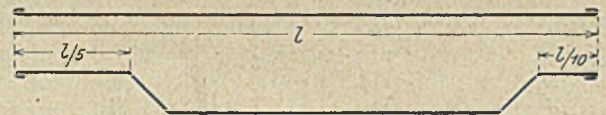


Abb. 3.

Eisen wird dann von Rippe zu Rippe versetzt, d. h. um  $180^\circ$  gedreht angeordnet (s. Abb. 3).

Nun läßt sich aber zeigen, daß nach den neuen Vorschriften, wenn  $\tau_0$  größer als  $4 \text{ kg/cm}^2$  wird, das eine Eisen zur Aufnahme der Schubsicherung nicht mehr genügt.

Es ist nämlich bei freier Auflagerung oder bei Annahme gleicher Einspan- oder Verspannungsgrade an beiden Seiten:

$$\tau_0 = \frac{A}{b_0 z},$$

und da dann  $a = \frac{l}{2}$ :

$$Z_S = \frac{l}{2\sqrt{2}} \cdot \frac{\tau_0}{2} b_0 = \frac{A l}{4\sqrt{2} z} = F_{e_S} \sigma_e$$

oder 
$$F_{e_S} = \frac{A l}{4\sqrt{2} z \sigma_e},$$

wenn  $F_{e_S}$  die für die Schubsicherung nötige Eiseneinlage bedeutet.

Bei freier Auflagerung ist aber:

$$M = \frac{Q l}{8}$$

oder, da  $Q = 2 A$ : 
$$M = \frac{A l}{4} = F_{e_M} \sigma_e z,$$

wobei  $F_{e_M}$  die zur Aufnahme des Biegemomentes nötigen Zugeisen darstellt. Somit ist:

$$F_{e_M} = \frac{A l}{4 \sigma_e z} = F_{e_S} \sqrt{2}$$

oder 
$$F_{e_S} = 0,707 F_{e_M},$$

d. h.: Sobald die Schubspannung den Wert von  $4 \text{ kg/cm}^2$  übersteigt, ist bei freier Auflagerung stets der 0,707fache Betrag der Biegeisen für die



Schubsicherung nötig; dieser kann also bei zwei gleichen Eisen durch nur eines allein nicht mehr gedeckt werden.

Noch ungünstiger gestaltet sich das Ergebnis bei Annahme teilweiser Einspannung; denn dann ergibt sich, wie man sich leicht überzeugen kann,

$$\text{für } M = \frac{Ql}{10}: \quad F_{e_S} = \frac{10}{8} \cdot 0,707 F_{e_M} = 0,884 F_{e_M}$$

$$\text{und für } M = \frac{Ql}{12}: \quad F_{e_S} = \frac{12}{8} \cdot 0,707 F_{e_M} = 1,061 F_{e_M}$$

Wird der Einspannungsgrad noch größer, wie z. B. für den Fall der vollen Einspannung mit

$$M = \frac{Ql}{24},$$

$$\text{so ergibt sich: } F_{e_S} = \frac{24}{8} \cdot 0,707 F_{e_M} = 2,121 F_{e_M}$$

so daß die Schubkraft nur noch mit Hilfe von reichlicher Bügelbewehrung und Beilageisen gedeckt werden kann. Bei kontinuierlichen Trägern wird in der Regel auf der einen Seite  $a > \frac{l}{2}$ , also der oben errechnete Wert oft noch größer.

Viel günstiger lagen die Verhältnisse bei Anwendung der alten Vorschriften. Die Schubspannung konnte hier den Betrag von  $4 \text{ kg/cm}^2$  noch erheblich überschreiten, wenn von zwei gleichen Biegungseisen nur eines ohne Zuhilfenahme von Bügeln die Schubkraft decken sollte. Es ist nämlich für diesen Fall bei freier Auflagerung:

$$F_{e_S} = 0,5 F_{e_M} \quad \text{oder} \quad \frac{Z_T}{\sigma_e} = \frac{M}{2 \sigma_e z},$$

$$\text{somit} \quad Z_T = \beta Z_S = \frac{M}{2 z},$$

$$\text{oder} \quad \beta \frac{l}{2} \cdot \frac{\tau_0}{z} \cdot \frac{b_0}{\sqrt{z}} = \frac{Al}{4 \cdot 2 z},$$

$$\text{und da} \quad \tau_0 = \frac{A}{b_0 z},$$

$$\text{endlich} \quad \beta = 0,5 \sqrt{z} = 0,707 = 1 - \frac{16}{\tau_0^2},$$

woraus sich  $\tau_0$  zu rd  $7,4 \text{ kg/cm}^2$  errechnet, ein Wert, der selten überschritten wird.

Auch bei Annahme teilweiser Einspannung ergeben sich für  $\tau_0$  noch Werte über 4, nämlich

$$\text{für } M = \frac{Ql}{10}: \quad \beta = \frac{4}{10} \sqrt{z} \quad \text{und daraus } \tau_0 = 6,07 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\text{und für } M = \frac{Ql}{12}: \quad$$

$$\beta = \frac{4}{12} \sqrt{z} \quad \text{und } \tau_0 = 5,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Sogar bei voller Einspannung liefert  $\beta = \frac{4}{24} \sqrt{z}$  einen Wert von  $\tau_0 = 4,57 > 4 \text{ kg/cm}^2$ , und mit den beiden Eisen allein deckte man bis zu  $\tau_0 = 5,5 \text{ kg/cm}^2$ , noch immer ohne Zuhilfenahme von Bügeln, während dies nach den neuen Vorschriften ausgeschlossen ist.

Für die erwähnte Konstruktion der Hohlsteindecken ergeben sich nur folgende Möglichkeiten:

Entweder das Vollbetonieren eines Randstreifens, um die Schubspannung  $\tau_0$  auf den Wert von  $4 \text{ kg/cm}^2$  herabzudrücken, wobei aber sichtbare Putzstreifen entstehen, die man gerade durch Anwendung von geschlossenen Steinen zu vermeiden trachtet, oder die Zuhilfenahme des unten liegenden Eisens, indem man dies vom Auflager weg rechtwinklig nach oben führt und von oben herabbiegt, sowie die Verwendung von Bügeln auch für diese Konstruktion. Die letzteren Mittel bedingen aber einen Mehraufwand an Eisen und Flechtarbeit, der sich bei größeren Ausmaßen der Decken immerhin recht bemerkbar macht.

Zusammenfassend kann man also sagen, daß die neuen Bestimmungen hinsichtlich der Schubsicherungen eine nicht unerhebliche Mehrauflage bringen, die der allgemeinen Tendenz, Erleichterungen zu schaffen, in diesem Falle nicht gerecht wird. Es bleibt höchstens der Einwand, daß die alten Bestimmungen nicht genügend Sicherheit gewährten, worüber man geteilter Anschauung sein kann. Nach meinen Erfahrungen haben sich Nachteile bei Berechnung und Bewehrung nach den alten Vorschriften nicht gezeigt.

Da es aber das Ziel des Ingenieurs sein muß, neben der grundlegenden Forderung der Sicherheit auch eine möglichst einfache und billige Konstruktion zu schaffen, glaubte ich mich berechtigt, die vorliegenden Ausführungen der Öffentlichkeit zu unterbreiten.

## MITTEILUNGEN ÜBER DEN BAU EINER STAMPFBETONBRÜCKE VON 70 m SPANNWEITE IN DER STRASSE VON SIEGBURG NACH MUCH

(z. Zt. größter Dreigelenk-Stampfbeton-Brückenbogen im In- und Ausland).

Von Reg.-Baumeister Schmidt, Obercassel (Siegkreis.)

Bei Siegburg wird zur besseren Verbindung der Kreisstadt mit den bergischen Kreisteilen und zur Aufschließung wertvoller Bodenschätze im Tale des Wahnbaches eine 19,6 km lange Straße für Automobilverkehr und Schnellbahn eingerichtet gebaut.

Der Träger des Unternehmens ist der Siegkreis, der durch sein Tiefbauamt im Dezember v. J. die Arbeiten in 5 Losen ausschreiben ließ.

Bei Vergebung der Arbeiten fiel Los I mit den darin vorgesehenen Kunstbauten an die Firma Hüser & Cie., Obercassel-Siegkreis. Von diesen Kunstbauten soll im nachfolgenden nur die eine größere Brücke in km 2 + 445 besprochen werden, die die Schlucht des Dehrenbaches in einer Breite von rund 100 m überbrücken sollte.

Es wurden hierfür zwei Projekte aufgestellt, das erstere sah drei nahezu gleiche Öffnungen von je rd. 30,00 m Lichtweite vor, das zweite eine Hauptöffnung von 70,00 m, die mit einem Dreigelenkbogen aus Stampfbeton überwölbt werden sollte, mit beiderseits anschließenden kleineren Bögen von 13,00 und 10,00 m.

Bei der Zuschlagerteilung durch das Kreisbauamt in Siegburg wurde gewünscht, daß, wenn irgend zugänglich, das zweite Projekt mit dem großen Bogen zur Ausführung kommen sollte.

Es wird sich nun zuerst die Frage aufwerfen lassen: „Weshalb bot die Firma einen Stampfbetonbogen für eine derartige Spannweite an?“ Diese Frage ist mit wenigen Worten zu beantworten. Die wirtschaftliche Seite schrieb von selbst eine solche Ausführungsweise vor. Abgesehen davon, daß die Betonzuschläge in der Nähe der Baustelle gewonnen werden konnten, hätten sich bei anderen Bauweisen auch die Arbeiten bedeutend schwieriger gestaltet. Es dürften nur wenig Facharbeiter eingestellt werden, mit Rücksicht auf die Bedingung der ausschreibenden Dienststelle, vor allen Dingen Erwerbslose unterzubringen.

Eine überschlägliche Durchrechnung eines Eisenbetonbogens hat unter diesen Voraussetzungen keine Verbilligung ergeben.

Weiterhin könnte man fragen: warum sind denn für den Ausrüstungsvorgang keine Eiseneinlagen vorgesehen? Darauf



wird erwidert, daß statisch Eiseneinlagen nicht erforderlich waren, und daher sollte die Homogenität nicht gestört werden. Zudem hätten bei der großen Gewölbstärke von 1,45 m in  $1/4$  und der gewählten Bogenform, die nach der Stützlinie für Eigengewicht bestimmt wurde, schon grobe Höhenunterschiede, gegenüber dem rechnermäßig festgelegten, zwischen den einzelnen Lehrgerüstpunkten eintreten müssen, um die Druckkraft aus der Mitte in die Kerngrenze und darüber hinaus zu bringen. Derartige Fehler waren nach unseren Erfahrungen nicht zu erwarten, da Fundierung und Verzimmerung des Lehrgerüsts auf das sorgfältigste vorgenommen und die Absenkungen des Lehrgerüsts selbst in der später beschriebenen Art auf das genaueste durchgeführt wurden.

Ausgeführte Beispiele standen uns in dieser Beziehung nicht zur Verfügung. In Deutschland wurde unseres Wissens eine derartige Brücke in reinem Stampfbeton noch nicht gebaut. Wir waren da auf unsere eigenen Vorbilder angewiesen und hielten uns an die von unserer Firma im Jahre 1923 fertigt-

Das Schlankheitsverhältnis ist demnach  $\frac{1}{29,8}$ . Die ungünstigste Lastenstellung erzeugt bei Vollbelastung eine größte Druckbeanspruchung von  $45 \text{ kg/cm}^2$ , Zugspannungen treten auch im ungünstigsten Belastungsfall rechnerisch nicht auf. Die Gelenke sind als Eisenbeton-Wälzelenke ausgebildet, ähnlich denen der vorgangs erwähnten Moselbrücke. Sie sind auch hier in derselben Weise berechnet und erfahren rechnermäßig eine größte Druckbeanspruchung von  $216,5 \text{ kg/cm}^2$ . Die Radien der Wälzungsbögen der Gelenke, die gleichfalls nach Hertz berechnet wurden, ergaben einen konkaven Halbmesser von 400 cm und einen konvexen von 355 cm. Die Gelenke wurden als einzelne Eisenbetonsteine hergestellt, auf die noch besonders eingegangen wird.

Ehe nun an die endgültige Ausführung des Projektes gegangen werden konnte, war zunächst einmal festzustellen, ob die Bodenverhältnisse die rechnerisch verlangte Beanspruchung des Untergrundes mit max.  $8 \text{ kg pro cm}^2$  für ungünstigste Belastung überhaupt zuließen; denn die Boden-

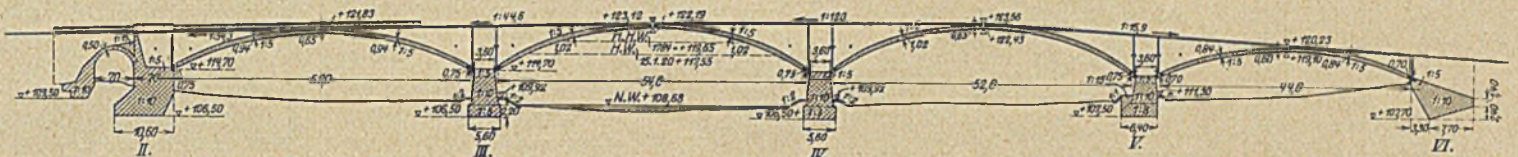


Abb. 1.

gestellte Brücke über die Mosel bei Müstert (Abb. 1). [Diese Brücke besteht aus vier Dreigelenkbogen, die in Stampfbeton hergestellt sind, mit den Spannweiten von 52,4 m, 54,4 m, 52,4 m und 44,4 m. Die Pfeilverhältnisse betragen sinngemäß  $\frac{1}{8,45}$ ,  $\frac{1}{7,26}$ ,  $\frac{1}{6,75}$  und  $\frac{1}{10,10}$ ; das Schlankheitsverhältnis  $\frac{1}{40,3}$ ,  $\frac{1}{41,8}$ ,  $\frac{1}{40}$  und  $\frac{1}{37,0}$ . Die Gelenke sind hier als Eisenbeton-Wälzelenke ausgebildet. Sie sind nach Hertz berechnet und erfahren rechnermäßig eine größte Druckbeanspruchung von  $220 \text{ kg/cm}^2$  bei Vollast. Da sich dieses Bauwerk bislang hervorragend bewährt hat, verschiedene Hochwasser der Mosel

untersuchungen und die Schürfungsergebnisse, die Vorlagen, waren doch nicht so erschöpfend, daß man ohne weiteres hätte bauen können. Fels, und zwar Grauwacke, sollte vorhanden sein. Es mußte hierüber, zumal für ein derartiges Bauwerk, volle Klarheit geschaffen werden. Bei den in diesem Sinne dann vorgenommenen Arbeiten kam man nach Durchdringung der Abraumschichten auf verwitterten Fels, und dieser wurde erst fester, wie man mittels Schachtabteufung

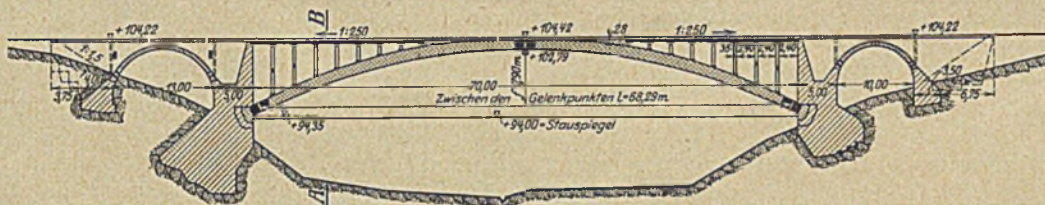


Abb. 2a.

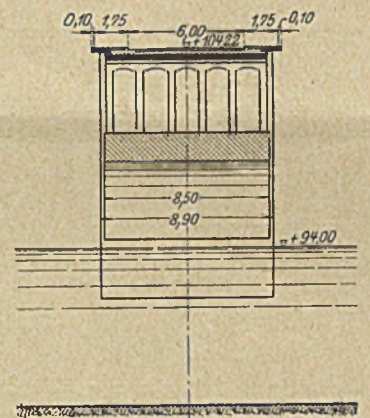


Abb. 2b.

ausgezeichnet überstanden hat, und bei verschiedentlich vorgenommenen Untersuchungen nach keiner Richtung hin irgendwelche Mängel festgestellt werden konnten, so ließen wir uns unser eigenes Bauwerk um so lieber als Muster dienen.

Die Brücke II im Wahnbachtal (Abb. 2a u. 2b) hat, wie schon gesagt, zwischen den Pfeilern eine Öffnung von 70,00 m zu überbrücken. Diese ist mit einem Dreigelenkbogen aus Stampfbeton in Mischung  $1 : 1 : 5$  von 68,30 m Spannweite überwölbt. Die Pfeilhöhe beträgt 7,9 m und somit der Stich  $\frac{1}{8,65}$ . Die Fahrbahn, die für Menschenlast von  $0,45 \text{ t/m}^2$ , Dampfwalze von 23,0 t und Lastkraftwagen von 9 t (Din-Norm 1072) berechnet ist, hat eine Breite von 6,0 m. Beiderseits sind Bürgersteige von 1,75 m Breite angeordnet. Die Fahrbahn mit Bürgersteigen wird durch Eisenbetonstützen, die auf den Bogen gesetzt sind, getragen. Die Gewölbbreite beträgt 8,50 m.

Die Bogenstärken betragen

- im Scheitel = 1,15 m,
- in  $1/4$  = 1,45 m und
- im Kämpfer = 1,25 m (alles radial gemessen).

tiefer ging. Um nun nicht unnötig in die Tiefe zu gehen, denn bei einer eventl. Tiefgründung hätten die Fundierungsarbeiten ja ganz bedeutende Kosten verursacht, entschloß man sich, von dem bereits abgeteuften Schacht in einem Querstollen senkrecht auf die Brückenachse vorzugehen. Hier wurde dann auch fester Fels angetroffen, und aus der Lage der Bänke war zu schließen, daß nach der ursprünglich festgelegten Brückenachse zu der feste Fels auch weiterhin anzutreffen sei. Im Einvernehmen mit der Bauleitung wurde daher die Brückenachse um eine halbe Brückenbreite verschoben und dann mit den Ausschachtungsarbeiten begonnen. Die Vermutung, überall jetzt feste Grauwacke vorzufinden, bestätigte sich, denn die Fundamente konnten an allen Stellen direkt auf dem festen Fels betoniert werden.

Inzwischen war man an die Gewinnung brauchbarer Betonzuschläge gegangen. Die Sandgewinnung machte keine Schwierigkeiten, da in der Nähe der Brücke I ein brauchbares Sandlager vorhanden war, das Quarzsand enthielt. Leider war dieser sehr fein und ganz gleichmäßig gekörnt. Man war daher gezwungen, die mangelnde Kornverschiedenheit bei den Steinzuschlägen später zu ergänzen.



Die an der Landwirtschaftlichen Hochschule zu Bonn vorgenommene Untersuchung des Sandes ergab für den bei 110° getrockneten Sand folgende Zusammensetzung:

SiO <sub>2</sub>	92,22	CaO	0,66
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,10	MgO	0,34
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,16	SO <sub>3</sub>	—
Glühverlust 0,66.			

Sulfate sind also nicht vorhanden, und der Gehalt an Aluminium, Calcium- und Magnesiumoxyd ist äußerst gering.

Rüstung stehen sollte, war der Herstellung der Gelenke von vornherein auch die größte Aufmerksamkeit zugewandt. Genau wie an der Moselbrücke in Müstert sollten auch hier die Gelenke aus einzelnen Gelenksteinen hergestellt werden, die in die einzunehmende Lage versetzt und dann vergossen wurden.

Die Berechnung der Gelenksteine erfolgte nach Kollmar.

Da die rechnerisch ermittelte größte Gelenkpressung 216,5 kg/cm<sup>2</sup> betrug, so war es von vornherein klar, daß zur Herstellung der Gelenksteine, für die das Mischungsverhältnis

Tabelle I.

Nr. des Würfels	Alter des Würfels	Abmessung des Würfels	Mischungsverhältnis	Art der Zusammensetzung	Art der Lagerung	Ergebnis der Druckprobe	Ergebnis im Mittel	Ergebnis im Mittel pro cm <sup>2</sup>
21	7 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	1 Dyckerhoff Z. normal 1 Wahnbachsand 5 Grauwackenschotter von 0 bis größtes	1 Tag in feuchter Luft 6 Tage im nassen Sand	200 t	195 t	216,6 kg
22	7 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	wie vor	wie vor	185 t		
23	7 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	wie vor	wie vor	200 t		
33	29 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	wie vor	1 Tag in feuchter Luft 6 Tage im nassen Sand	280 t		
34	29 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	wie vor	22 Tage Zimmertemperatur wie vor	275 t	285,67 t	317,41 kg
35	29 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	wie vor	wie vor	302 t		

Tabelle II.

Nr. des Würfels	Alter des Würfels	Abmessung des Würfels	Mischungsverhältnis	Art der Zusammensetzung	Art der Lagerung	Ergebnis der Druckprobe	Ergebnis im Mittel	Ergebnis im Mittel pro cm <sup>2</sup>
1	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	1 Dyckerhoff Doppel 1 Basaltsplitt 0—10 mm 2 Basaltsplitt 10—20 mm	feuchte Luftlagerung	208 t	211 t	234,4 kg/cm <sup>2</sup>
2	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	wie vor	wie vor	210 t		
3	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	wie vor	wie vor	215 t		
13	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	1 Dyckerhoff Doppel 1 Wahnbachsand 2 Basaltsplitt 10—20 mm	wie vor	242 t	250,66 t	278,52 kg/cm <sup>2</sup>
14	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	wie vor	wie vor	250 t		
15	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	wie vor	wie vor	260 t		

Bedenken, den Sand zu Beton Zwecken zu verwenden, lagen also nicht vor.

Schwieriger gestaltete sich aber die Beschaffung der größeren Betonzuschläge. An mehreren Stellen wurde geschürft. Fand man eine einigermaßen feste Grauwacke, so war wiederum die Ausbeute nicht reichlich genug, denn es mußten vor allen Dingen die Grobzuschläge für den Beton der Brücke I und II, die zusammen rd. 9000 m<sup>3</sup> erforderten, zum mindesten aus dem einmal erschlossenen Bruch gewonnen werden. Zudem durfte man dem neuen Straßenprofil nicht zu nahe kommen, andererseits aber war man durch die örtlichen Verhältnisse und das zur Verfügung stehende Gelände gebunden.

Schließlich wurde ein geeigneter Bruch erschlossen und der Bau einer Brechanlage, die durchschnittlich 50 m<sup>3</sup> pro Tag leisten sollte, wurde sofort in Angriff genommen.

Für den Bogenbeton war ein Mischungsverhältnis von 1 : 1 : 5 vorgesehen. Aus vielen Versuchsreihen wurde schließlich die Mischung, bestehend aus:

- 1 Teil Dyckerhoff-Zement normal,
- 1 Teil Wahnbachsand,

5 Teilen Grauwackeschotter von 0 bis größtes

als die, die die größte Druckfestigkeit ergab, ausgewählt. Die Druckversuche zeigen das in Tabelle I dargestellte Ergebnis. Da der Bogen noch vor Eintritt des Winters ausgerüstet werden sollte und nach Schließung des Gewölbes 6 Wochen in der

1 : 3 vorgesehen war, nur bestes Material verwandt werden durfte. Da ferner die Möglichkeit vorhanden sein mußte, die Gelenksteine bald zu versetzen, so konnte als Bindemittel nur ein hochwertiger Zement in Frage kommen. Als Zuschlagsstoff war die Grauwacke des Wahnbachtales für diese besonders hoch beanspruchten Bauteile nicht hart genug, man sah sich daher gezwungen, hierfür Basaltsplitt zu verwenden, der besonders herangeschafft werden mußte.

Die Abmessungen des einzelnen Kämpfergelenksteines wurden auf 1,25 · 1,25 · 0,765 m und die des Scheitelgelenksteines auf 1,15 · 1,15 · 0,765 m festgelegt.

Um das beste Mischungsverhältnis für die Gelenksteine zu erhalten, wurden verschiedene Untersuchungen vorgenommen. Diese laufen im wesentlichen wiederum auf zwei Versuchsreihen hinaus, und zwar einmal die Betonzuschläge aus 1/3 Basaltsplitt von 0—10 mm und 2/3 Basaltsplitt von 10—20 mm, und das andere Mal aus 1/3 Wahnbachsand und 2/3 Basaltsplitt 10—20 mm. Die Druckversuche mit den vorstehenden Zuschlagsmaterialien zeigen das in Tabelle II dargestellte Ergebnis.

Die dann weiter nach 7 Tagen mit den Würfeln gleicher Zusammensetzung vorgenommenen Versuche ergaben leider kein abgeschlossenes Bild, da die zur Verfügung stehende Presse nur bis 350 t reicht. Mit dieser Presse wurden die Würfel von den Abmessungen 0,3 · 0,3 · 0,3 m nicht zerdrückt, es zeigten sich auch keinerlei Risse oder sonstige Unregelmäßig-



keiten. Es wurde daher versucht, mit einem in der Mitte des Würfels aufgelegten Flacheisen 0,3 · 0,06 und 2 cm stark die Oberfläche zu verkleinern und dann abzudrücken. Bei dem ersten Versuch wurde der Würfel bei 165 t zerdrückt, also bei einem Druck von 920 kg pro cm<sup>2</sup>. Durch das aufgelegte Flacheisen wurde ein regelrechter scharfkantiger Keil abgeschert (Abb. 3) und die Bruchflächen zeigten, daß das Zuschlagsmaterial

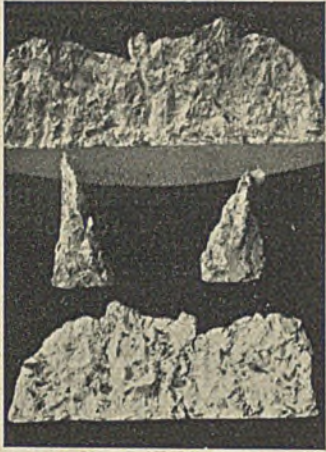


Abb. 3.

(Basaltsplitt) zerbrochen war. Das sagt also, daß die Mörtelfestigkeit größer war als die des Zuschlagsmaterials. Die dann noch bei zwei anderen Würfeln vorgenommenen Versuche müssen leider als mißglückt angesehen werden. Es war dasselbe Flacheisen wie beim ersten Versuch verwendet worden. Hierbei hat es bereits eine Deformation erlitten. Außerdem hatte das Flacheisen nicht genau in der Mitte gelegen, so daß der Versuchskörper nicht zentrisch belastet war, wie sich auch an den Bruchflächen nachweisen ließ. Der somit eingetretene Bruch bei über 600 kg/cm<sup>2</sup> konnte daher nicht als äußerstes Maß angesprochen werden.

Immerhin boten die Ergebnisse Garantie genug. Für die Gelenksteine selbst kamen ja außerdem noch die Eiseneinlagen hinzu, die ein Zusammenhalten der Körper nur günstig beeinflussten, und ferner war gegenüber dem Flacheisen die günstigere Wirkung der gewölbten Gelenkflächen zu berücksichtigen. Es ist also mit einer mehrfachen und ausreichenden Sicherheit für die Gelenksteine zu rechnen; ganz abgesehen

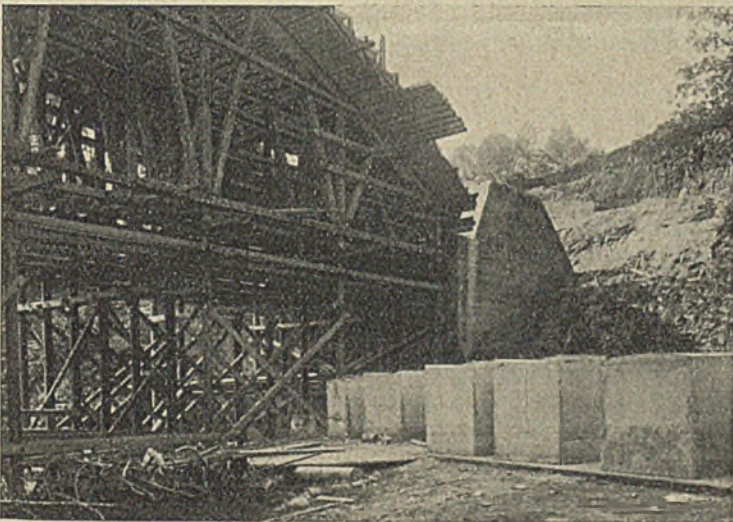


Abb. 4.

davon, daß die nach Hertz berechneten Gelenkpressungen kaum erreicht werden.

Auf Grund der vorgangs aufgeführten Versuche entschloß man sich daher, die Gelenksteine aus 1 Teil Dyckerhoff Doppel, 1 Teil Wahnbachsand und 2 Teilen Basaltsplitt 10–20 mm herzustellen, da diese Probewürfel Nr. 13–15 schon nach 24 Stunden eine durchschnittliche Festigkeit von 278,52 kg/cm<sup>2</sup> gegenüber den Würfeln Nr. 1–3 mit 234,4 kg/cm<sup>2</sup> aufwiesen.

Bei der Herstellung der Gelenksteine (Abb. 4 und 5) wurde mit peinlichster Sorgfalt verfahren. Die Formen waren mit Eisenblech ausgeschlagen, und diese Formen wurden auf eigens hergerichtete Betonböden gestellt. Die Wölbflächen waren an den Seitenwänden der Formen genau durch Schablonen

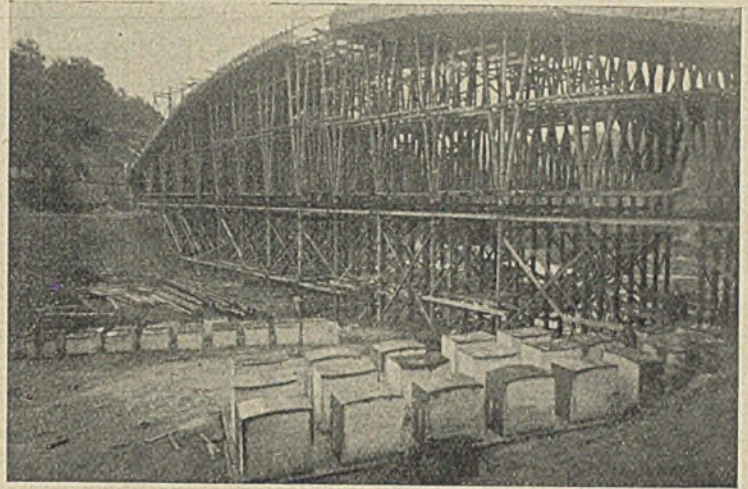
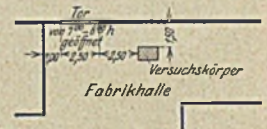
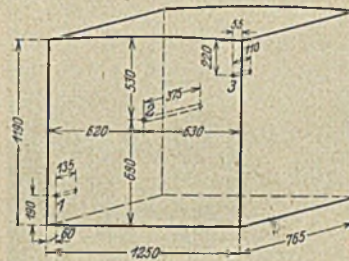


Abb. 5.



Stunden seit Bereitung des Betonwürfels	Schaulinien der gemessenen Temperaturen		Tag	Zeit	Raumtemp.	Therm. im Fund.	Therm. im Zent.	Therm. an der Oberfläche	Bemerkungen
	1	2							
0									Das Anmachen der Mischung erfolgte in der Mischmaschine. Der Wasserzusatz war darauf gehalten, daß die Betonmischung, die Grenze zwischen anfeucht und weich erreichte. Mit dem Stampfen d. Steines wurde um 2 Uhr nachm. begonnen. Um 4 Uhr nachm. war die Arbeit beendet.
1			1.8.25	4 <sup>00</sup>	21,0	21,0	21,0	21,0	
2				4 <sup>00</sup>	21,0	21,0	21,0	21,0	Stand der Thermometer in d. Außen-temperatur. Sämtl. Thermometer sind auf 23,0°C reduziert
3				6 <sup>00</sup>	20,9	20,8	20,2	25,0	
4				8 <sup>00</sup>	20,9	20,8	20,2	25,0	10 <sup>00</sup> h Die Oberfläche zeigt eine leichte Erwärmung. Sie fühlt sich etwas feucht an.
5				10 <sup>00</sup>	19,8	19,8	19,0	24,8	
6				12 <sup>00</sup>	19,3	19,8	19,0	24,8	14 <sup>00</sup> h Die feuchten Stellen um die 3 Thermometerlöcher sind vollkommen ausgetrocknet.
7			2.8.25	2 <sup>00</sup>	19,2	19,8	19,0	24,8	
8				4 <sup>00</sup>	19,8	19,8	19,0	24,8	8 <sup>00</sup> h Die Oberfläche erhärtet. Sie ist trocken u. warm.
9				6 <sup>00</sup>	19,8	19,8	19,0	24,8	
10				8 <sup>00</sup>	19,1	19,7	19,0	24,8	Die Oberflächenwärme nimmt nach der Mitte hin zu.
11				10 <sup>00</sup>	19,3	19,3	19,0	24,8	
12				12 <sup>00</sup>	19,5	19,3	19,0	24,7	Die Nachttemperatur ist nach 20 Stdn. erreicht und bleibt 10 Stdn. konstant.
13				2 <sup>00</sup>	17,0	19,7	19,0	24,8	
14				4 <sup>00</sup>	18,0	19,8	19,0	24,8	Die Oberflächenwärme gleicht sich über den größten Teil der Fläche aus. Nur die Ecken sind kühler.
15				6 <sup>00</sup>	17,5	19,8	19,0	24,7	
16				8 <sup>00</sup>	17,0	19,8	19,0	24,8	10 <sup>00</sup> h Die Oberflächentemperatur ist merklich kühler geworden.
17				10 <sup>00</sup>	17,0	19,8	19,0	24,8	
18				12 <sup>00</sup>	17,0	19,8	19,0	24,8	4 <sup>00</sup> h Nach 48 Stdn. ausgeschalt. Dabei zeigen sich außen an Loch 2 34,5° an der gegenüberliegenden Seite in der Mitte 35,2° an der Längsseite 34,0°C. Die Oberfläche ist rauh, die Seitenflächen sind glatt.
19			3.8.25	2 <sup>00</sup>	16,2	19,7	19,0	24,8	
20				4 <sup>00</sup>	15,9	19,7	19,0	24,8	6 <sup>00</sup> h Die Oberfläche ist ganz abgekühlt, die Seitenflächen sind in der Mitte noch warm.
21				6 <sup>00</sup>	15,8	19,8	19,0	24,8	
22				8 <sup>00</sup>	15,5	19,8	19,0	24,8	8 <sup>00</sup> h Sämtliche Seitenflächen sind abgekühlt.
23				10 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
24				12 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
25				2 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
26				4 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
27				6 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
28				8 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
29				10 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
30				12 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
31				2 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
32				4 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
33				6 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
34				8 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
35				10 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
36				12 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
37				2 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
38				4 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
39				6 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
40				8 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
41				10 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	
42				12 <sup>00</sup>	14,5	19,8	19,0	24,8	

Abb. 6.



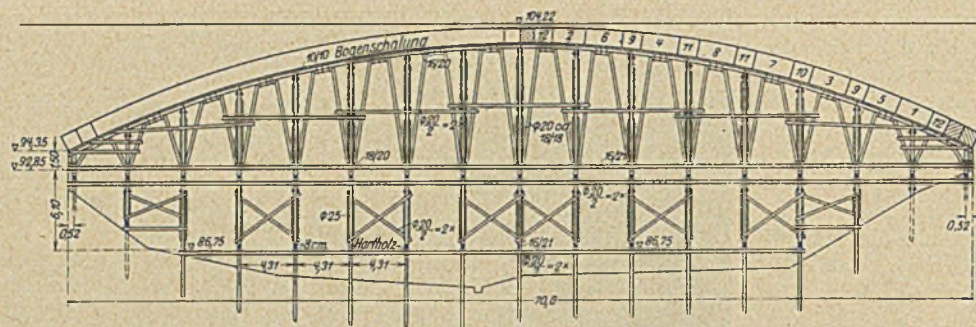


Abb. 7.

festgelegt. Die Zubereitung des Materials erfolgte auf maschinellm Wege. Der Wasserzusatz richtete sich nach der Feuchtigkeit der Baustoffe und läßt sich im besonderen dadurch kennzeichnen, daß der Beton erst nach gründlichem Einstampfen anfang, elastisch zu werden. Nach den bisherigen Erfahrungen bedeutet dies den Grad der Feuchtigkeit, der die höchsten Festigkeiten ergibt. Zudem gewährleistet auch

seite, und Thermometer Nr. 3 entsprechend an der oberen rechten Ecke beide gleichfalls in einem Kupferrohr, aber nur rd. 10 cm tief angebracht. Mit dem Betonieren wurde um 2 Uhr nachmittags begonnen. Um 4 Uhr war der Gelenkstein fertig gestampft, und dann wurde mit den Messungen begonnen, die in der Tabelle niedergelegt sind.

Die höchste Temperatur wurde nach 20 Stunden erreicht und blieb rd. 10 Stunden konstant. Der Verlauf der Temperaturen ist in Kurven besonders festgelegt und zeigt deutlich, daß die höchste Temperatur in der Mitte im Innern vorherrschte und nach den Seiten hin ziemlich abnahm. Es sind hier Unterschiede im Höchststadium von rd. 20° C



Abb. 8.

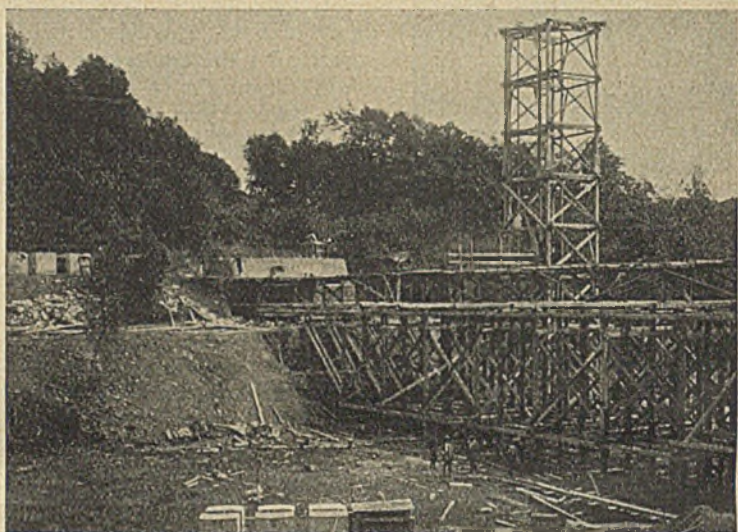


Abb. 9.

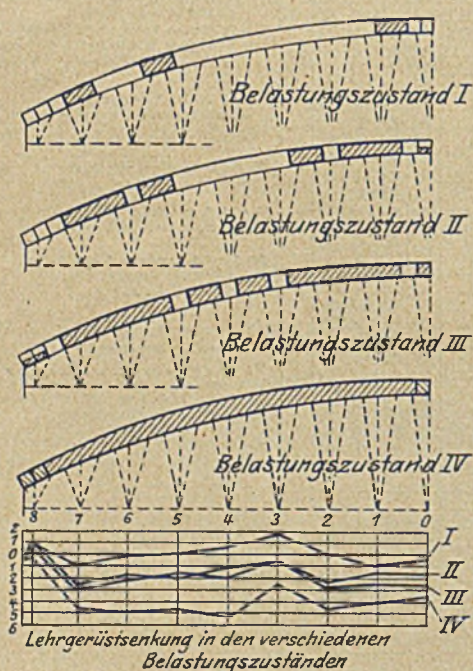


Abb. 10.

dieser Zustand ein unbedingt sattes Umschließen der Eiseneinlagen.

Da uns bekannt war, daß beim Abbindungsprozeß des hochwertigen Zementes hohe Temperaturen entstehen, wurden an einem besonderen Gelenkstein Temperaturmessungen vorgenommen (Abb. 6). Im Mittelpunkt (im Schnittpunkt der beiden Diagonalen der Breitseite) wurde ein Kupferrohr von 0,02 cm Ø und 0,5 mm Stärke, das bis zur Mitte des Gelenksteines reichte, einbetoniert. Hier hinein wurde ein Thermometer Nr. 2

innerhalb der Gelenksteine und von 43 bzw. 23° gegenüber der Außentemperatur.

Dieser Temperaturunterschied im Innern gegenüber den Temperaturen nahe der Kanten gab zu Bedenken Anlaß. Man mußte jetzt vor allen Dingen wissen, wie der Gelenkstein von innen aussah. Ob sich infolge der Temperaturunterschiede zwischen innen und außen irgendwelche Unregelmäßigkeiten zeigten, ob bei der Abkühlung der Gelenksteine im Innern merkliche Spannungen ausgelöst wurden, und ob ein glattes Umschließen der Eiseneinlagen auch an der Unterfläche derselben stattgefunden hatte.

Um sich über alle diese Bedenken zu beruhigen, wurde ein Gelenkstein gesprengt. Es zeigte sich da, daß der Beton ein glattes Gefüge von den Außenflächen bis zum Kern aufwies. Spannungsrisse oder Klüfte, auch feinsten Art, waren weder im Innern noch an den Kanten zu bemerken. Durch das Sprengen waren selbst die Basaltsplitter zum Teil zerbrochen, ein Zeichen, daß sie außerordentlich fest im Beton haften. An keiner Stelle konnte beobachtet werden, daß der Beton unterhalb der Eiseneinlagen abgesackt war; die Eiseneinlagen waren sämtlich fest vom Beton umschlossen.

Bei der Herstellung des Lehrgerüsts wurde von der Voraussetzung ausgegangen, die Lasten auf möglichst wenig Sammelpunkte zusammenzubringen (Abb. 7), und zwar wurde so verfahren, daß jeder Knotenpunkt, im vorliegenden Falle also jeder Sandtopf, eine Belastung von 20 t erhielt.

Vorgesehen wurde eine Überhöhung von 12 cm, die sich folgendermaßen zusammensetzte:

gesteckt und die Öffnung des Rohres mit Watte verschlossen. Thermometer Nr. 1 wurde ungefähr in der Diagonalen, rd. 6 cm vom Rand der linken unteren Ecke der Breit-



1. Bogenverkürzung durch Vollast . . . . .	=	2,15 cm,
2. Schwinden und Temperaturabfall . . . . .	=	3,95 „
3. Einpressung der Widerlager je 0,25 cm. . . . .	=	1,10 „
4. Zusammenpressen des Lehrgerüsts infolge Belastung, Einfressen der Stöße und Nachgeben der Unterstützungen . . . . .	=	4,80 „
		12,00 cm.

Das Lehrgerüst wurde an Ort und Stelle abgebunden (Abb. 8). Kreis- und Bandsäge für die Arbeiten wurden durch den Strom aus eigener Kraftzentrale angetrieben.

Das Lehrgerüst besteht aus einem größeren Untergerüst (Abb. 9) und einem Obergerüst; letzteres besteht aus

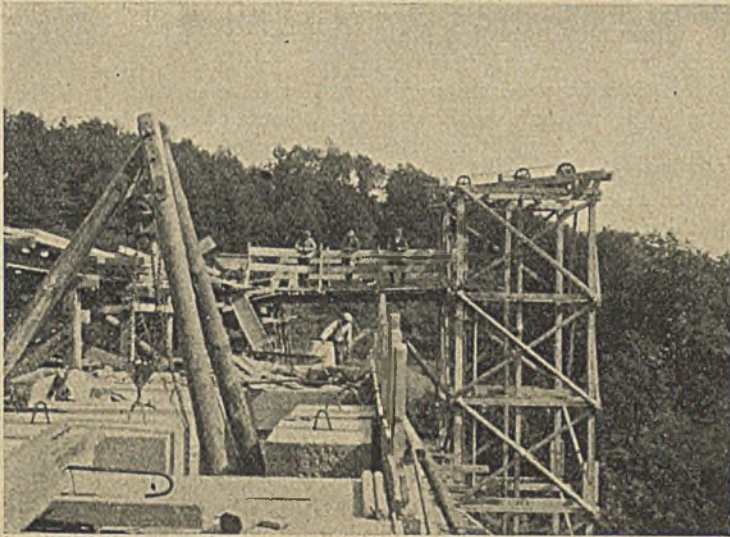


Abb. 11.

7 Bindern. Zwischen Ober- und Untergerüst sind Sandtöpfe angeordnet, die mit besonders ausgesuchtem Sand gefüllt wurden, der vorher gehörig zusammengepreßt war.

Die Leibungsschalung besteht aus Kanthölzern 10/10 cm, die insgesamt eine Länge von 7488 lfdm ausmachen.

Für Zimmerung und Aufstellung des ganzen Lehrgerüsts, jedoch ohne die Rammarbeiten, wurden aufgewendet: 480 Polierstunden, 4737 Zimmererstunden, 1716 Hilfsarbeiterstunden.

Die Betonierung der einzelnen Lamellen war in der in Abb. 7 dargestellten Reihenfolge angeordnet. Der Beton wurde in derselben Weise eingebracht, wie dieses auch schon bei Herstellung der Gelenksteine gesagt, also in einem solchen Feuchtigkeitsgrad, der erst nach gehörigem Stampfen ein Breiigwerden zeigt. Die Lamellenschalungen waren so ausgebildet, daß jede Lamelle mittels Versatz in die andere eingriff. Von der Zweckmäßigkeit dieser Anordnung konnten wir uns bei einem durch das letzte Hochwasser verursachten Einsturz eines Brückenbogens an einer noch unfertigen Brücke überzeugen, denn hier zeigte sich, daß die in dieser Weise ausgeführte Lamellenbetonierung sich durchweg gehalten hat. Es herrschte ein inniger Zusammenhang an den meisten Lamellenfugen.

Vor der Betonierung des Bogens wurde ein Nivellement aufgenommen, das in der Zeichnung (Abb. 10) als Nulllinie aufgetragen wurde. In den einzelnen Betonierungsabschnitten wurden weitere Kontrollmessungen vorgenommen und die Ergebnisse dann auch aufgetragen, wobei dann die erste Messung für das unbelastete Lehrgerüst als Ausgangspunkt angenommen wurde. Man sieht da deutlich, welche Bewegungen das Lehrgerüst infolge der verschiedenartigen Belastungen durchgemacht hat. Interessant ist vor allen Dingen ein Steigen an den anfangs unbelasteten Stellen. Diese Steigungen werden nie ganz wieder zurückgedrängt; es bleibt an diesen Stellen immer eine gewisse Wenigerzusammenpressung, die selbst nach Beendigung der Betonierung

nicht ausgeglichen ist. Es spielen hier allerdings auch noch Unebenheiten in der Bogenschalung mit; denn so haarscharf läßt sich die Bogenform aus Kanthölzern nicht herstellen, da erscheinen immer Höhenunterschiede. Selbst wenn man nun diese Umstände außer acht läßt, handelt es sich hier ja nur um geringfügige Änderungen, die auf die Bogenform und den Verlauf der Stützzlinie kaum einen Einfluß haben.

Nachdem nun die einzelnen Lamellen betoniert waren, galt es noch, die inzwischen hergestellten Gelenksteine zu versetzen (Abb. 11). Um dieses leichter bewerkstelligen zu können, war in jedem Stein ein kräftiger Bügel einbetoniert worden, und zwar so, daß derselbe nach der Seite hervorragte, die später in der Oberfläche des Gewölbes lag. Beim Versetzen der Steine war auf die verschiedensten Umstände Rücksicht zu nehmen, und die hierüber anzustellenden Untersuchungen wurden durchgeführt

1. für die Zusammendrückung des Bogens infolge der ständigen Last und der Nutzlast,
2. für einen Einfluß des Schwindens zwischen den Lamellen,
3. für einen Wärmeabfall von 10° C,
4. für eine elastische Zusammendrückung der Widerlager.

Der Einfluß der Lehrgerüstzusammendrückung konnte ausgeschaltet werden, da die Gelenksteine erst nach der Betonierung des Bogens versetzt wurden.

Die angestellten Berechnungen ergeben unter Beachtung der vorgangs erwähnten Umstände eine Abwärlänge im Scheitel von 7,9 cm und im Kämpfer von 3,95 cm. Hieraus lassen sich die Scheitelsenkungen ermitteln. Sie betragen: Für das Gewölbegewicht ohne Fahrbahn . . . . . 1,32 cm, für ständige Last . . . . . 1,96 „ für volle Nutzlast von 4,275 t/m plus ständige Last 2,17 „ für Temperaturabfall von 15° C . . . . . 2,32 „ für g + p + (-15° C) . . . . . 4,49 „

Für diesen Fall, also für 4,49 cm Einsenkung nach dem Ausrüsten wurden die Scheitelgelenksteine versetzt. Mit anderen

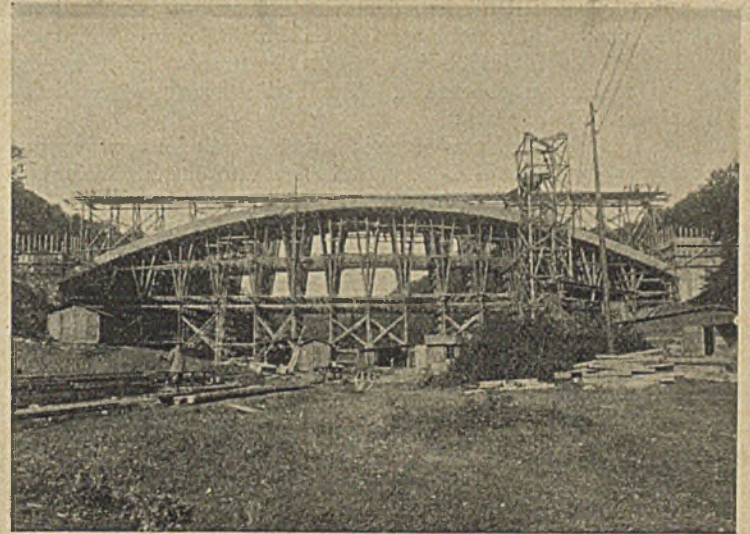


Abb. 12.

Worten also gesagt, die Gelenksteine wurden so versetzt, daß sie nach dem Ausrüsten, der Fertigstellung des Bauwerks und bei einer Vollbelastung ihre richtige Lage einnehmen mußten. Diese Berührungsfläche mußte nach oben und unten gleiche Lage von der Mitte der Wölblfläche haben.

Das Versetzen der Gelenksteine war am 26. September 1925 beendet, und nachdem die Steine vergossen waren, war der Bogen somit geschlossen. Die Zusammendrückung des Lehrgerüsts im Scheitel betrug 3,5 cm; für Bogenverkürzung durch Vollast, Schwinden und Temperaturabfall sowie Einpressen der Widerlager standen mithin noch 12,0 - 3,5 = 8,5 cm Überhöhung im Scheitel zur Verfügung. (Fortsetzung folgt.)



## SILIZIUMSTAHL ALS BAUSTAHL.

In Heft 28/29 dieser Zeitschrift, Jahrgang 1925, haben wir in Anlehnung an einen von Reichsbahndirektor Dr. Schaper in der „Bautechnik“ veröffentlichten Aufsatz<sup>1)</sup> bereits auf den von der Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vorm. I. C. Freund & Co., Berlin, hergestellten sogen. F-Stahl aufmerksam gemacht. Dieser hochsiliziumhaltige F-Stahl zeigt als besondere Merkmale geringeren Kohlenstoff- und besonders geringen Sauerstoffgehalt. — In einer kürzlich in der Zeitschrift „Stahl und Eisen“ erschienenen Abhandlung<sup>2)</sup> wird nun darauf hingewiesen, daß die Gewinnung höherer Festigkeiten durch erhöhten Siliziumgehalt bereits seit etwa 40 Jahren bekannt ist, und daß in Nord-Amerika derartige Stähle in den letzten Jahren in steigendem Maße für Bauzwecke verwendet werden. — Fast gleichzeitig mit dieser Veröffentlichung in „Stahl und Eisen“ bringt auch die „Bautechnik“ einen neuen Aufsatz von Reichsbahndirektor Dr. Schaper<sup>3)</sup> über den gleichen Gegenstand. — In beiden Aufsätzen werden neue interessante Untersuchungsergebnisse über diesen Stahl veröffentlicht, deren wesentlichster für seine Eignung als Baustoff in Betracht kommender Teil hier gekürzt wiedergegeben werden soll.

Zunächst ist auf Veranlassung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch die Technische Hochschule zu Dresden eine Erprobung des neuen Stahles auf breiter Grundlage durchgeführt worden. Die Freund-A.-G. hatte für diesen Zweck 29 Blöcke gegossen, die in dem Walzwerk Riesa der Linke-Hofmann-Lauchhammer-A.-G. zu Rundeisen, Winkeleisen, Blechen und Breiteisen ausgewalzt und in Dresden durch Prof. Dr.-Ing. Gehler und Prof. Dr. Schwinnig eingehend untersucht wurden.

In noch viel umfangreicherem Maße haben westliche Stahlwerke gemeinsam mit der Freund-A.-G. — offenbar unter Führung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute — physikalische und chemische Untersuchungen dieses Baustoffes vorgenommen.

Die Festigkeitsergebnisse beider Prüfungen sind in der Zahlentafel zusammengefaßt. Zur Erläuterung wäre hierzu folgendes zu bemerken:

In Spalte 1 sind zum Vergleich zunächst die im vergangenen Jahre von der Freund-A.-G. veranlaßten und der Öffentlichkeit mitgeteilten Ergebnisse angeführt. Spalte 2 enthält die auf Veranlassung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Dresden durchgeführte physikalische Erprobung, und schließlich enthält Spalte 3 die unter Mitwirkung der Freund-A.-G. von den westlichen Stahlwerken bei ausgedehnter Prüfung erzielten Ergebnisse. Sämtliche Schmelzungen dieser drei Prüfreihen waren im Bosshardtöfen der Freund-A.-G. hergestellt. Die westlichen Stahlwerke sind aber noch einen wichtigen Schritt weitergegangen dadurch, daß auf acht Werken sowohl in der Thomasbirne, als im Siemens-Martin-Ofen, als auch im Elektro-Ofen Schmelzungen ähnlicher Zusammensetzung hergestellt wurden. Die Ergebnisse der physikalischen Prüfung dieser letztgenannten Schmelzungen finden sich in den Spalten 4, 5 und 6 der Zahlentafel.

Aus den gesamten Prüfungsergebnissen geht hervor, daß die ursprünglich von der Freund-A.-G. bekanntgegebenen vorzüglichen Festigkeitseigenschaften des sogen. F-Stahles bei den späteren Schmelzungen und Prüfungen nicht mehr ganz erreicht wurden.

Dr. Schaper glaubt, auf Grund der Dresdner Festigkeitsprüfungen bei diesem neuen Baustoff eine Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm<sup>2</sup> und eine Mindestbruchdehnung von 22% fordern zu können. Bei den in Dresden untersuchten 20 Festigkeitsproben sind diese Mindestwerte bei der Streckgrenze und Deh-

nung nur in je einem Falle unwesentlich unterschritten. Bei den im Bosshardtöfen für die westlichen Werke hergestellten Schmelzungen (Spalte 3 der Zahlentafel) ergaben sich in 63 Fällen — also etwa bei der Hälfte der untersuchten Proben — die Streckgrenze unter 36 kg/mm<sup>2</sup> und die Bruchdehnung nur in einem Falle etwas geringer als 22%. Mithin erscheint die Forderung auf eine Mindestbruchdehnung von 22% berechtigt und auch ohne Schwierigkeiten im normalen Herstellungsgang erreichbar. Dem hochwertigen Baustahl St. 48 gegenüber würde damit schon ein recht schätzenswerter Vorteil erzielbar sein, da für diesen nur 18% Mindestbruchdehnung verlangt werden. Ob auch eine Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm<sup>2</sup> bei diesem neuen Siliziumstahl im normalen Herstellungsgang erreichbar sein wird, ist aus den bisherigen Untersuchungsergebnissen mit Sicherheit noch nicht zu erkennen. Der oben genannten Veröffentlichung in „Stahl und Eisen“ entnehmen wir, daß bei einer ersten in der Zahlentafel nicht angeführten Untersuchung des Stahles durch das Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung ebenfalls einige unter 36 kg/mm<sup>2</sup> liegende Werte für die Streckgrenze erreicht wurden. — Die Freund-A.-G. hat hierzu bemerkt, daß bei dem von ihr im Bosshardtöfen hergestellten Stahl ein Verhältnis von Streckgrenze zur Zugfestigkeit von mindestens 80% normal sei. Dies führte dann zu der weitergehenden Untersuchung im Bosshardtöfen hergestellter und in Spandau und bei der Dortmunder Union ausgewalzter Schmelzungen durch die westlichen Stahlwerke, deren Ergebnisse in Spalte 3 der Zahlentafel enthalten sind, und die ein mittleres Verhältnis von Streckgrenze zur Zugfestigkeit von 69,5 — also ungenügend das gleiche wie es bei anderen Flußstählen erreicht wird — gezeigt haben.

Bemerkenswert ist aber, daß die Dresdner Prüfung dieses Verhältnis im Mittel zu 74,5 ergab, und daß hierbei die Proben sowohl Rundeisen, als Winkeleisen, als auch Blechen und Breiteisen entnommen waren. Der Unterschied erklärt sich vielleicht dadurch, daß in Riesa mit geringeren Temperaturen oder mit anderem Streckmaß gewalzt wurde als in Spandau und Dortmund. Die in Dresden für Dehnung und Einschnürung erzielten wesentlich geringeren Mittelwerte sprechen wenigstens deutlich dafür.

Auch die Schmelzungen in der Thomasbirne, im Siemens-Martin-Ofen und im Elektro-Ofen haben im Hinblick darauf, daß es sich um erste Versuchsschmelzungen handelt, recht gute Durchschnittsergebnisse erzielt.

In der Abhandlung in „Stahl und Eisen“ wird auch darauf hingewiesen, daß weitere Erfahrungen eine Verbesserung der bisher erzielten Ergebnisse erhoffen lassen.

Besonderes Interesse bieten noch die im Kaiser-Wilhelm-Institut und in Dresden durchgeführten Analysen.

Die Freund-A.-G. führt die über die des gewöhnlichen hochsiliziumhaltigen Stahls hinausgehende Güte des F-Stahles auf das besondere Herstellungsverfahren im Bosshardt-Ofen und die weitgehende Desoxydierung des Materials zurück, so daß nicht einmal Spuren von Sauerstoff feststellbar sind. Bei den von der Freund-A.-G. zur Verfügung gestellten Proben wurden im Kaiser-Wilhelm-Institut Bestandteile an Silizium in Höhe von 0,73 bis 1,1% und Bestandteile an Sauerstoff von 0,019 bis 0,037% festgestellt. Auch eine später von der Freund-A.-G. gelieferte Probe ergab nach der Analyse etwa 1% Silizium- und immerhin noch 0,025 bis 0,03% Sauerstoffgehalte. Nach den Angaben von „Stahl und Eisen“ werden derartig geringe Sauerstoffgehalte auch bei recht guten Siemens-Martin-Stählen erreicht.

Die Dresdner Analyse ergab 0,67 bis 1,5% Nickelgehalte. Über den Sauerstoffgehalt sind keine Angaben gemacht.

Übereinstimmend geht aus beiden Abhandlungen hervor, daß es sich empfiehlt, den Siliziumgehalt des Stahles auf etwa 1% zu beschränken, weil offenbar durch höhere Siliziumgehalte zuviel kleine Einschlüsse vorkommen.

1) „Die Bautechnik“ 1925, Seite 631.

2) „Stahl und Eisen“ 1926, Seite 493 ff.: „Die Eigenschaften hochsiliziumhaltigen Baustahls.“

3) „Die Bautechnik“ 1926, Seite 282 ff.: „F-Stahl.“



Zusammenstellung physikalischer Prüfungsergebnisse.

Lfd. Nr.	1	2	3	4	5	6	
Anzahl der Proben	18	20	139	3	25	3	
Schmelzung	Bosshardt-Ofen	Bosshardt-Ofen	Bosshardt-Ofen	Thomas-Birne	Siemens-Martin-Ofen	Elektro-Ofen	
Walzung	—	Lauchhammer Riesa	Deutsche Ind.-Werke A.-G., Spandau u. Dortmunder Union	Werk A	Werke B, C, D, E, F u. H	Werk G	
Prüfungsanstalt	Staatl. Mat.-Pr.-Amt	Techn. Hochschule Dresden	Staatl. Mat.-Pr.-Amt, Kaiser-Wilhelm-Institut, Dortmunder Union, Eisen- u. Stahlwerk Hoesch	—	—	—	
Walzquerschnitte	∅ 20 u. ∅ 30	∅, L Bleche u. Breitenisen	□ 50 . 10 □ 50 . 25 □ 65 . 20 □ 70 . 20 ∅ 30	∅ 19 u. 21 □ 110 . 110 □ 130 . 130 □ 170 . 170	∅ 22, 65 u. 81 □ 21. 11, 25. 6 □ 40. 15, 60. 13 L 18, I 15, Bl. 4, 5 L 100 . 14, 100 . 12 L 90 . 12, 70 . 9 L 80 . 65 . 8, 50 . 40. 5 Schwellen u. Knüppel	∅ 22	
Streckgrenze kg/mm <sup>2</sup>	Größtwerth . . . . .	49,5	43,1	42,3	40,0	46,7	44,1
	Kleinstwert . . . . .	42,2	35	30,6	33,5	(23,4) 27,5	41,7
	Mittelwert . . . . .	46,7	39,1	35,8	37,4	35,7	43,0
Zugfestigkeit kg/mm <sup>2</sup>	Größtwerth . . . . .	54,7	57,5	56,2	54,6	57,1	58,5
	Kleinstwert . . . . .	51,1	48,8	47,3	48,8	44,5	53,0
	Mittelwert . . . . .	53,1	52,5	51,6	50,8	49,4	55,3
Verhältnis- Streckgrenze zur Zugfestigkeit in %	Größtwerth . . . . .	94	81,1	81,1	79,5	81,5	81,2
	Kleinstwert . . . . .	81	70,5	58,7	68,1	(49,7) 58,5	74,2
	Mittelwert . . . . .	88	74,5	69,5	74	72,0	78,0
Dehnung in %	Größtwerth . . . . .	29,1	30	33,1	28,8	(32,7) 30,3	27,3
	Kleinstwert . . . . .	25,5	20	21,3	22,0	18,8	21,6
	Mittelwert . . . . .	27,2	23,5	27,9	24,7	25,8	23,6
Einschnürung in %	Größtwerth . . . . .	68	64	70	56,8	63,7	68,4
	Kleinstwert . . . . .	55	43	37	43,4	38,0	43,8
	Mittelwert . . . . .	63	52,5	63,2	50,1	51,5	58,4

Die von beiden vorgenannten Stellen durchgeführten Glühversuche ergaben, daß auch der Siliziumstahl wie andere Stähle bei intensiverem Glühen weicher und zäher wird.

Bei den in Dresden durchgeführten Erprobungen hat sich der F-Stahl bei Dauerschlagversuchen wie auch bei Kerbzähigkeitsversuchen dem hochwertigeren Baustahl St. 48 überlegen gezeigt. Auch Kaltbiegeversuche sind recht gut ausgefallen. Scherversuche mit geschlagenen Nietten aus F-Stahl ergaben Scherfestigkeiten von 36,6 bis 41,8, im Mittel etwa 38,8 kg/mm<sup>2</sup>.

Die Freund-A.-G. stellt die Schmelzungen des F-Stahles im Bosshardt-Ofen mit 3 t Einsatz her. Wie Dr. Schaper in der „Bautechnik“ mitteilt, läßt die Linke-Hofmann-Lauchhammer-A.-G. gegenwärtig auf ihrem Stahlwerk Gröditz mit Unterstützung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft einen 10 t-Bosshardt-Ofen erbauen, der voraussichtlich im Sommer d. J. in Betrieb kommt. Die bisherigen Ergebnisse der Ver-

suchsschmelzungen der westlichen Stahlwerke in der Thomasbirne, im Siemens-Martin-Ofen und im Elektro-Ofen lassen vermuten, daß man versuchen wird, diese Schmelzungen von hochsiliziertem Stahl zu verbessern. Diese Versuche sind von besonderer Wichtigkeit, weil bei günstigem Ausfall die für die praktische Verwendung unerläßliche Herstellung in großen Mengen in bestehenden Anlagen möglich wäre, und weil dadurch die Preisbemessung zweifellos günstig beeinflusst wird. Auf alle Fälle kann damit gerechnet werden, daß im Laufe dieses Jahres weitere Fortschritte in der Herstellung dieses Baustahles gemacht werden. Wenn es gelingen sollte, bei diesem hochsilizierten Stahl eine Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm<sup>2</sup> im normalen Herstellungsgang zu erreichen, so würde damit tatsächlich eine recht fühlbare Überlegenheit über den hochgeköhlten Stahl St. 48 gewonnen sein. Die guten, bei sämtlichen Proben für die Bruchdehnung und Einschnürung erzielten Werte und insbesondere die sich aus den Dresdner Biegeproben er-



gebende große Zähigkeit des Stahles bedeuten eine weitere recht schätzenswerte Überlegenheit über den St. 48.

Die allgemeine Einführung dieses neuen Baustoffes wird davon abhängen, daß über die Zuverlässigkeit und die Wirtschaftlichkeit seiner Herstellung in ausreichenden Mengen sowohl, als auch über seine Bewährung keinerlei Zweifel mehr bestehen.

Dann wäre dringend zu wünschen, daß zugleich mit seiner Einführung die weitere Verwendung von St. 48 ausgeschaltet würde im Hinblick auf die bei der Verarbeitung

verschiedener Baustoffe bestehende Verwechslungsgefahr, die sich natürlich für die Eisenbauanstalten bei gleichzeitiger Verwendung drei verschiedener Baustoffe erheblich vergrößern würde. — Ein noch weitergehender Wunsch der Eisenbauindustrie wäre der, daß der Preis des Siliziumstahles seine allgemeine Verwendung bei allen Bauwerken, also auch den kleinsten, zuläßt, damit endlich wieder der allein wirtschaftliche und erträglichere Zustand der Verarbeitung eines Einheitsbaustoffes für alle Erzeugnisse des Eisenbaues Platz greifen kann. R.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Talsperre auf vulkanischem Boden.

Die Talsperren für die Ausnutzung von 640 m Gefälle auf rd. 100 km Länge des Pitflusses im nordöstlichen Kalifornien kommen auf vulkanischen Boden, der an den Hängen aus Lavagesteinen, in der Talsohle aus undurchlässigem Tuff besteht, unter dem wieder Lava liegt, so daß die Gründung den Tuff nicht durchschneiden darf. Da die Lava nur von Diamantbohrern angegriffen wird, so ist bei der jüngst fertiggestellten Sperrmauer von rd. 150 m Länge, 34 m größter Höhe und 150 m Krümmungshalbmesser der Fuß an der Wasserseite um 1,5 m vorgerückt (Abb. 1) und mit Bohrröhren in 0,9 m Abstand versehen worden, durch welche dann, ohne Störung des Aufbaues der Sperrmauer, Bohrlöcher mit dem Diamantbohrer niedergebracht, mit Druckluft, der größten Wassertiefe entsprechend, auf Durchlässigkeit geprüft und hierauf mit Zementmörtel unter 14 at

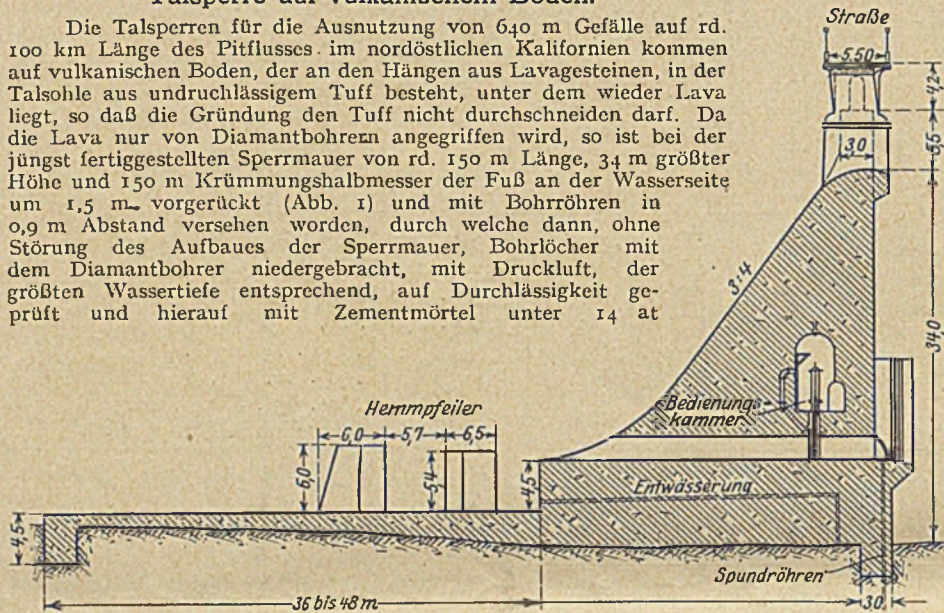


Abb. 1.



Abb. 2.

Druck geschlossen wurden. Die Bohrungen begannen in 7,2 m Abstand voneinander und je nach der Durchlässigkeit wurden weitere Bohrlöcher in  $\frac{1}{2}$ ,  $\frac{1}{4}$  und  $\frac{1}{8}$  Abstand dazwischengesetzt und gedichtet, wobei auf 1 m Bohrloch durchschnittlich 5 Sack Zement kamen. Der 81 m lange Hochwasserüberfall ist in die Mitte der Mauer gelegt, 5,4 m unter der Mauerkrone, und für die darüberführende Straße mit einer dreibogigen Betonbrücke und offener Übermauerung über-

spannt; er kann bei voller Höhe 200 m<sup>3</sup>/s abführen, das ist 2,6 mal mehr als das größte bisher beobachtete Hochwasser. Da ein Wasserpolster im Absturzboden den undurchlässigen Tuff durchschnitten hätte, erhielt der Absturzboden bis 6 m hohe Hemmpfeiler, gegeneinander versetzt, die auch die Gewalt des Stromes aus den drei Grundablässen, 2,1 x 2,1 m, brechen (Abb. 2).

Der Druckstollen von fast 6,5 km Länge mit  $3,1\frac{1}{100}$  Gefälle hat einen lichten Durchmesser von 5,8 m und ist nahezu auf die ganze Länge mit Eisenbeton ausgekleidet. Um die Arbeiten für den Druckstollen nicht zu stören, ist das Wasserschloß am Ende seitlich gesetzt worden; es hat 26 m Höhe, 20 m untere und 30 m obere lichte Weite. An den Druckstollen schließen mittels eines Übergangskörpers aus Beton 3 stählerne Druckrohre von je 3,25 m Lichtweite. (Nach Walter Dreyer, Ingenieurassistent, in Engineering News Record vom 28. Januar 1926, S. 144—149.) N.

### Sternwartenturm bei Florenz.

Für Sonnenbeobachtungen ist auf der Sternwarte von Arcetri bei Florenz ein geschmackvoller Fachwerkturm samt Kuppel aus Eisenbeton (s. Abb.) errichtet worden, der mit 25 m Höhe über dem Gelände und einem 10 m tiefen Brunnen ein großes lotrechtes Fernrohr (optische Ausrüstung von Zeiß in Jena) bildet, dessen Spiegel in der Kuppel unter-



gebracht sind. Von dem Vorbild auf der Wilson-Sternwarte in Kalifornien ist insofern abgewichen worden, als dort wegen der Stürme doppeltes eisernes Tragwerk nötig war, für die mäßigen Winde in Arcetri jedoch Eisenbeton genügte. (Nach Giorgio Aretti in Ingegneria vom Jan. 1926, S. 2 bis 7 mit 17 Abb.) N.

### Wettbewerb für Entwürfe zu einer festen Brücke in Drammen, Norwegen.

Der Veröffentlichung über den Wettbewerb für Entwürfe zu einer festen Brücke in Drammen, Norwegen, im Heft 14 unserer Zeitschrift ist noch ergänzend nachzutragen, daß in dem Entwurf „Freie Bahn“ der Herren Zivilingenieur Wilhelm Maelzer, Berlin.



Wilmersdorf, Oberstudiendirektor Carl Roemert, Berlin, Architekt J. Ruppert, Berlin, für die Hauptöffnung eiserne Blechträger als Gerberbalken in Vorschlag gebracht worden sind.

### Weinbehälter aus Beton in Argentinien.

Einer Mitteilung aus Argentinien zufolge sind dort seit etwa dreißig Jahren Weinbehälter aus Beton im Gebrauch. Sie erhalten nur einen Zementverputz, sonst aber keine innere Auskleidung und haben sich sehr gut bewährt.

Dabei ist zu beachten, daß die argentinischen Weine im allgemeinen nicht länger als höchstens ein Jahr lagern, ein Ausbau der Weine also nicht so wichtig ist wie bei solchen, die bis zum Versand längere Zeit lagern müssen. Man ist der Ansicht, daß eine etwaige Ein-

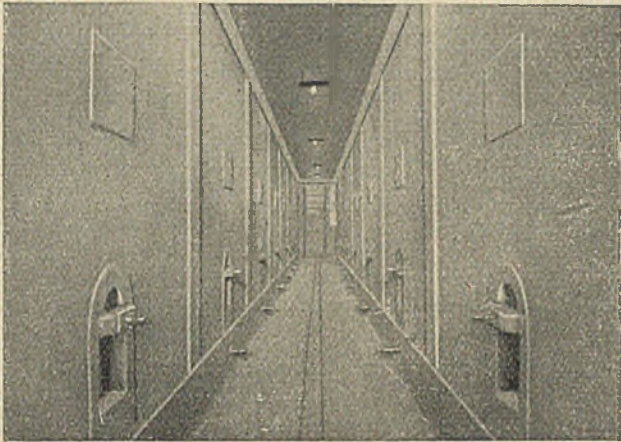


Abb. 1.

Bei Berechnung der Behälterwände und -decken ist außer auf die Beanspruchung durch den Inhalt besondere Rücksicht auf die Temperaturschwankungen zu nehmen, die der Wein während seiner Lagerung erleidet, weil sie in den Behälterteilen Spannungen erzeugen, die bei unsachgemäßer Bewehrung leicht zu Rissen führen können. Dies ist besonders bei den Gärbehältern der Fall.

Richtig bewehrten Behältern wird eine große Widerstandsfähigkeit nachgerühmt.

Im Innern erhalten sie einen Zementputz 1 : 3 und darüber einen 3 mm starken Glatzstrich aus reinem Zement.

Bei Beginn der Ernte, also vor Ingebrauchnahme der Behälter werden sie mit verdünnter Schwefel- oder Weinsteinsäure abgewaschen und gut nachgespült, um so am Anfang eine unmittelbare Berührung des Weines mit dem Zement zu verhindern. Da der Wein nach kurzer Zeit die Behälterwände mit einer Weinsteinschicht überzieht, ist der Glatzstrich gegen eine schädliche Beeinflussung durch den Wein geschützt, und umgekehrt wird der Wein durch den Zement nicht

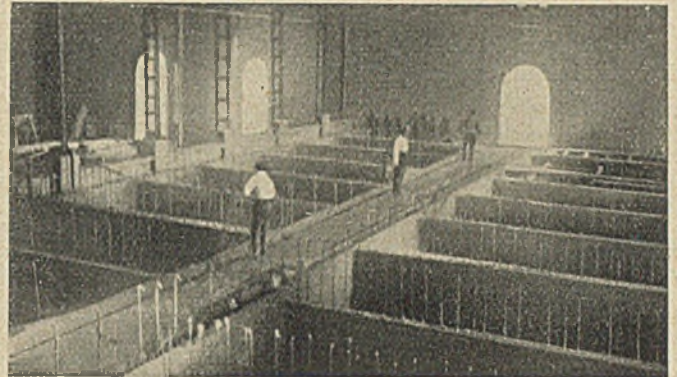


Abb. 2.

wirkung des im Zement enthaltenen Kalkes auf den Wein nur sehr gering ist, und sie soll bei den dort üblichen Abmessungen der Weinbehälter ohne jeden Einfluß auf die Güte des Weines sein. Nach den Erfahrungen in Argentinien ist ein besonderer Schutz des Betons gegen die Einwirkung der Weinsäure und des Weines gegen Einwirkungen des Kalkes bei den dort üblichen Abmessungen der Weinbehälter und den kleinen Weinen überflüssig. Dagegen wird empfohlen, Qualitätsweine nicht in Beton-, sondern in Holzfässern aufzubewahren, bei denen die Luft besser einwirken kann, was zum Ausbau des Weines erforderlich ist.

Die Abmessungen der Betonbehälter sind verschieden. Gärbehälter haben im allgemeinen 130 bis 200 Hektoliter Inhalt, Behälter für Weinkonservierung 300 bis 2000 und mehr Hektoliter Inhalt. Es gibt solche von 4000 Hektolitern und mehr. Die Behälter, die allseitig geschlossen sind und nur Einsteigöffnungen erhalten, werden zum Teil übereinander und unterirdisch in Gruppen von sechs bis zehn Stück in einem Guß aus Eisenbeton hergestellt.

beeinflußt. Außer Weinsteinsäure wird auch vielfach eine Lösung von Wasserglas mit gutem Erfolg angewendet. Natürlich wird der Putz durch das zeitweilige Entfernen des Weinsteines von den Wänden leicht etwas in Mitleidenschaft gezogen, so daß er von Zeit zu Zeit erneuert werden muß.

Die beigegebene Abb. 1 zeigt eine der unterirdischen Gassen zwischen den Behältern einer Kellerei von 40 000 Hektolitern, Abb. 2 zeigt 600 Hektoliterböttiche für Konservierung von Weißwein im Bau. W. P.

**Berichtigung.** In dem Aufsatz von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin, über „Deutsche Ingenieurarbeit im Straßburger Münster“ ist leider auf Seite 316 der Name des Leiters der Firma Züblin, der bei der Entwurfsberechnung für die Wiederherstellungsarbeiten des Domes in dieser Firma tätig war, falsch wiedergegeben. Es muß dort heißen: [Dr.-Ing. H. Schürch. Die Schriftleitung.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

### Kreditversicherung von Auslandsgeschäften mit Unterstützung des Reiches.

Die von der Regierung unter Mitarbeit weiter Wirtschaftskreise geführten Verhandlungen über die Einrichtung einer Exportkreditversicherung mit Unterstützung des Reiches sind nunmehr zum Abschluß gelangt. Die jetzt veröffentlichten „Allgemeinen Versicherungsbedingungen“, welche die Verminderung des Risikos der das Auslandsgeschäft tätigen Firma und die Erleichterung der Finanzierung des versicherten Auslandsgeschäftes bezwecken, sind auch für die im Ausland interessierten deutschen Bauunternehmungen von Bedeutung. Versichert wird die Uneinbringlichkeit der Forderungen aus Leistung und Lieferung, nicht also das eigentliche Leistungsrisiko. Von Bedeutung ist hierbei, daß auch das sogenannte „Katastrophenrisiko“ in die Versicherung einbezogen ist, d. i. das Risiko aus Krieg, Revolution, staatlichen Eingriffen usw. Der in den „Allgemeinen Versicherungsbedingungen“ gewählte Begriff „Warenforderung“ soll weit gefaßt werden. Er umfaßt u. a. auch die Forderungen für die Lieferung ganzer Werkanlagen, für den bei den erforderlichen

Errichtungsarbeiten aufgewandten Arbeitslohn und u. U. auch für die Frachtkosten bis zum Bestimmungsort. Demgemäß können auch Kredite für Bauleistungen Gegenstand der Versicherung werden, sofern die Bauleitung der deutschen Unternehmerfirma angehört und die Baumaterialien aus Deutschland stammen. Voraussetzung für den Abschluß der Versicherung ist die Selbstbeteiligung der deutschen Firma an dem Risiko des Geschäfts, und zwar in der Regel die Voraushaftung der Firma in Höhe von einem Drittel des Leistungsentgeltes. Bei langfristigen Krediten — d. s. Kredite auf mehr als 6 Monate — wird das Eigenrisiko höher bemessen werden. Die Prämie beträgt im Normalfalle bei einer Versicherungsdauer von 3 bis 4 Monaten 2% des versicherten Anteils am Leistungsentgelt; sie erhöht sich für jedes weitere angefangene Vierteljahr um je 1%. Kreditversicherungsgesellschaften sind die Hermes Kreditversicherungsbank A.-G. in Berlin und die Frankfurter Allgemeine Versicherungs A.-G. Ihnen haftet zunächst das Reich, das für diese Zwecke einen Fonds von 10 Millionen Reichsmark zur Verfügung gestellt hat, und darüber hinaus die Münchener Rückversicherungsgesellschaft in München und



die Frankona, Rück- und Mitversicherungs-A.-G. in Berlin. Der Generalvertrag zwischen dem Reich und den beiden Erstversicherungsgesellschaften läuft bis zum 31. XII. 1927.

Für Rußland gelten die Allgemeinen Versicherungsbedingungen nicht. Vielmehr haben das Reich und die Länder bei Lieferungsgeschäften nach den Staaten der U.S.S.R. unmittelbar eine Ausfallbürgschaft (und zwar bis zur Höhe von 60% des Gesamtpreises) übernommen. Auf Grund der Ausfallbürgschaft können Lieferungsverträge in Höhe von rd. 300 Mill. RM abgeschlossen werden. Diese Lieferungsverträge sollen zur Hälfte solche Verträge sein, in denen die deutsche Lieferfirma dem russischen Besteller einen Kredit bis längstens 31. XII. 1930 gewährt und die „schwere Installationen“ zum Gegenstand haben, d. s. vollständige Einrichtungen oder umfangreiche Teileinrichtungen ausgedehnter industrieller Anlagen und großer Werkstätten oder die Erneuerung solcher Anlagen in großem Ausmaß. Darüber, ob eine Ausfallbürgschaft übernommen wird und ob die Lieferung in die Gruppe der „schweren Installationen“ einzureihen ist, entscheidet ein Interministerieller Ausschuß, dem als Geschäftsstelle die Garantieabteilung der deutschen Revisions- und Treuhand-A. G. (Berlin W 8, Mohrenstr. 62) beigegeben ist.

**Verpflichtung unterstützter Erwerbsloser zur Aufnahme von Arbeit in „gesperrten“ Betrieben.** Nach der Rechtsauslegung, die sowohl in der Lehrmeinung wie in der praktischen Anwendung der Erwerbslosenfürsorge seit Jahren nahezu unbestritten herrscht, ist die Unterstützung einem Erwerbslosen nicht deswegen auf Grund des § 13 Abs. 1 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge zu versagen oder zu entziehen, weil er sich weigert, eine Arbeit anzunehmen, die durch Aussperrung oder Ausstand frei geworden ist. Die Frage, ob eine Sperre (Boycott), die von einer Arbeitnehmerorganisation über einen Betrieb verhängt ist, einem Ausstand gleich zu achten ist, ist zu verneinen. Erwerbslose sind also zur Aufnahme einer ihnen in einem solchen Betriebe zugewiesenen Arbeit verpflichtet. Andererseits kann es natürlich vorkommen, daß sich aus einer Sperre ein wirklicher Arbeitskampf, insbesondere ein Ausstand, entwickelt. Ist das der Fall, so gelten dann auch die Bestimmungen über Ausstand und Aussperrung, d. h. den bereits Erwerbslosen kann die Annahme von Arbeit in dem Betriebe, der von dem Arbeitskampf betroffen ist, nicht zugemutet werden, und andererseits sind die Arbeitnehmer, die erst durch den Ausstand oder die Aussperrung erwerbslos werden, nach § 3 Abs. 1 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge zu behandeln, können also frühestens 4 Wochen nach Beendigung des Arbeitskampfes Erwerbslosenunterstützung erhalten. (Aus einem Schreiben des Reichsarbeitsministers vom 19. III. 26.)

**Zur Aufwertungsfrage.** In den letzten Tagen sind durch die Presse Mitteilungen gegangen, die geeignet sind, eine beträchtliche Beunruhigung in Aufwertungsgläubigerkreisen herbeizuführen. In der bekannten Reichsgerichtsentscheidung vom 25. November 1925 (abgedruckt z. B. in Jur. Wochenschrift 1926, S. 145) findet sich folgende Stelle: „Eine vorbehaltlose Annahme der Leistung, die die Aufwertung ausschließt, ist nur dann als vorliegend anzusehen, wenn das Verhalten des Gläubigers den Willen zum Ausdruck bringt, daß er die an ihn bewirkte Geldleistung als eine Erfüllung seiner Forderung annehme. Ist eine Annahme in diesem Sinne nicht erfolgt, so bedarf es keines Vorbehalts zur Erhaltung des Aufwertungsrechts.“ Aus diesen Sätzen wird gefolgert, daß ein Vorbehalt auch bei jeder vor dem 15. Juni 1922 angenommenen Leistung bestehe, wenn der Gläubiger nicht ausdrücklich Verzicht geleistet habe, was in den wenigsten Fällen geschehen sei. Eine Annahme der Leistung gelte nach Treu und Glauben als nicht erfolgt, wenn sie in fast völlig entwertetem Papiere geschah, falls der Gläubiger nichts anderes bestimmt habe. Das Urteil sei speziell für die Rückzahlungen von 1920 bis 15. Juni 1922 von Bedeutung. — Gegenüber dieser Auslegung muß, um jede Täuschung in Gläubigerkreisen hintanzuhalten, darauf hingewiesen werden, daß in dem vom Reichsgericht entschiedenen Falle die Rückzahlung am 24. September 1923 erfolgte! Die Rückzahlung fiel also in den vom Aufwertungsgesetz bereits vorgesehenen Rückwirkungszeitraum und ist nur deshalb nicht nach den Rückwirkungs Vorschriften des Aufwertungsgesetzes entschieden worden, weil die Vorinstanzen nach der damals noch geltenden 3. Steuernotverordnung, die einen Rückwirkungszeitraum nicht kannte, entschieden hatten und wegen der Kostentragungspflicht die materielle Rechtslage nach dem alten Recht untersucht werden mußte. In der Entscheidung wird auf den Zeitpunkt der Rückzahlung durchaus Wert gelegt und ausgeführt, daß die Rückzahlung einen Goldwert von  $\frac{1}{20}$  Pfennig dargestellt habe. Mit keinem Worte ist die Frage entschieden, ob es für die Zeit vor dem 15. Juni 1922 eines Vorbehalts zur Erhaltung des Aufwertungsrechts bedarf oder nicht. Es liegt nicht der mindeste Grund zu der Annahme vor, daß das Reichsgericht seine Entscheidung auf den Zeitraum vor dem 15. Juni 1922 ausdehnen und

damit praktisch eine Verlängerung der vom Aufwertungsgesetz eingeführten Rückwirkungsfrist herbeiführen werde. Es muß in der Öffentlichkeit davor gewarnt werden, in Gläubigerkreisen Hoffnungen zu erwecken, die durch die Rechtslage nicht begründet sind, und in die Wirtschaft, die wenigstens auf dem Hypothekenaufwertungsgebiet durch den festen Rückwirkungstermin des Aufwertungsgesetzes bis zu einem gewissen Grade Kenntnis von ihren Aufwertungsverpflichtungen erhalten hat, neue Unsicherheit zu tragen.

**Arbeitsmarktlage.** Die Besserung des Arbeitsmarktes im Baugewerbe machte trotz der günstigen Witterung und der vorgeschrittenen Jahreszeit auch weiterhin nur geringe Fortschritte. Die Ungunst der allgemeinen Wirtschaftslage und die trotz Ermäßigung der Zinssätze für Baugelder und erste Hypotheken noch immer schwierigen Geldverhältnisse verhinderten eine durchgreifende und schnelle Belegung des Baumarktes. Eine geringe Entlastung brachten eine Anzahl größerer öffentlicher oder mit öffentlichen Mitteln geförderter Bauten, die jetzt in Angriff genommen wurden. Die private Bautätigkeit trat noch fast nirgends in Erscheinung, auch die Zahl der von der Industrie erteilten Bauaufträge blieb nach wie vor sehr gering. Eine bemerkenswerte Besserung zeigten nur die Grenzmark und große Teile der Provinz Brandenburg.

Mitte April betrug die Zahl der arbeitsuchenden Bauarbeiter bei den öffentlichen Arbeitsnachweisen immer noch 164 000 (gegenüber 240 000 Mitte Februar), während zur selben Zeit im Vorjahre nur ca. 22 000 arbeitsuchende Bauarbeiter gemeldet waren. Der Bauwerksbund gibt für den 19. April 28,7% seiner Mitglieder als arbeitslos an.

#### Großhandelsindex.

7. April	14. April	21. April	28. April	5. Mai	12. Mai
122,0	123,6	123,2	123,4	122,8	123,5

#### Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 12. Mai.)

**Bekanntmachung der neuen Fassung des Gesetzes über den Finanzausgleich zwischen Reich, Ländern und Gemeinden (Finanzausgleichsgesetz).** Vom 27. April 1926. (R.G.Bl. I S. 203.)

**Preußisches Ausführungsgesetz zum Finanzausgleichsgesetz.** Vom 30. Oktober 1923. (Pr. Gesetzssaml. S. 137.)

1. April 1926.

**Ausführungsbestimmungen für die Beteiligung der Länder und Gemeinden (Gemeindeverbände) an den Einnahmen aus Reichssteuern nach den Vorschriften des Finanzausgleichsgesetzes (FinAusglGBetAB).** Vom 24. April 1926. (Reichsministerialblatt S. 169.)

**Verordnung über die Verrechnung von Steuerbeträgen für Wanderversicherte aus der Invaliden- und Angestelltenversicherung.** Vom 29. April 1926. (R.G.Bl. I S. 213.)

**Verordnung zur Durchführung des § 18 des Angestelltenversicherungsgesetzes.** Vom 29. April 1926. (R.G.Bl. I S. 215.)

#### Rechtsprechung.

**Reichsfinanzhof.** Vergleiche zwischen Steuerbehörde und Steuerpflichtigen sind unwirksam, wenn sie Verzicht auf Einlegung eines Rechtsmittels oder die Rücknahme eines solchen enthalten. In einzelnen Steuergesetzen finden sich Vorschriften, daß eine Pauschbesteuerung ohne genaue Ermittlung der Steuer stattfinden kann. Es erhebt sich die Frage, ob ein Steueranspruch auch ohne das Vorhandensein solcher besonderer Gesetzesbestimmungen durch einen bindenden Vergleich zwischen Steuerbehörde und Steuerpflichtigen pauschal geregelt werden kann, d. h. durch einen Vergleich, mit dem der ganze Steuerfall ein für allemal abgetan ist unter Verzicht auf die Einlegung von Rechtsmitteln oder unter Zurücknahme eines bereits eingelegten Rechtsmittels. Der Reichsfinanzhof trägt Bedenken, die Zulässigkeit eines solchen Vergleichs über Steueransprüche oder die Zulässigkeit einer darin ausgesprochenen Zurücknahme eines Rechtsmittels anzuerkennen. Ein solcher Vergleich würde weitergehende Bedeutung als ein Steuerbescheid oder eine Rechtsmittelen Entscheidung haben, denen gegenüber Nach- oder Neuveranlagungen möglich sind. Dies würde aber für die Steuerverwaltung ebenso unmöglich sein, wie der Verzicht auf Rechtsmittel für den Steuerpflichtigen u. U. unerträglich werden könnte.

Während also bindende Vergleiche unter Verzicht auf Steueransprüche und Rechtsmittel nicht zulässig sind, bleibt doch Einigung des Steuerpflichtigen und der Behörde bei der Steuerfestsetzung, insbesondere über die Schätzung des Wertes des Gegenstandes der Besteuerung, für die Praxis des Steuerfestsetzungsverfahrens häufig notwendig und auch zulässig. (R. F. H. II 20. X. 25.)

**Arbeitsrecht.** Friedensklausel im Tarifvertrag und Defensiv Aussperrung. Mit der Bindung im Tarifvertrag, den Wirtschaftsfrieden einzuhalten, übernimmt ein Arbeitnehmerverband nach allgemeinen Rechtsgrundsätzen: a) die negative Vertragspflicht, die Anreizung zur Arbeitsniederlegung und jede Förderung eines von den Arbeitern im Gegensatz zu den tarifvertraglichen Bestimmungen begonnenen Streiks zu unterlassen, und b) die positive Vertragspflicht, mit allen ihm zu Gebote stehenden Mitteln für den Wirtschaftsfrieden zu wirken. Andererseits verpflichtet sich ein Arbeitgeberverband durch die Friedensklausel ebenfalls zur Abstandnahme von



wirtschaftlichen Kampfmitteln. Diese Verpflichtung bedeutet jedoch nur einen Verzicht auf die angriffsweise Anwendung von Aussperrung usw. und beschränkt nicht das Recht der Arbeitgeber, in der Verteidigung von wirtschaftlichen Kampfmitteln Gebrauch zu machen. Zur Abwehr eines den tarifvertraglichen Bestimmungen zuwiderhandelnden Streiks ist daher eine Aussperrung auch zulässig,

wenn der Arbeitgeberverband die Friedensklausel im Tarifvertrag anerkannt hat. — Passive Resistenz ist als verschleierte Streik anzusehen und kann daher gleichfalls die Rechtmäßigkeit einer Aussperrung auch beim Vorhandensein der Friedensklausel begründen. (Urteil des Reichsgerichts, 3. Zivilsenat, vom 9. VI. 25; Zivilsachen Bd. 111 S. 165.)

## PATENTBERICHT.

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

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 18 vom 22. April 1926.

- Kl. 5 b, Gr. 41. A 42 567. A.T.G. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Kleinzschocher Gesonderte Abtragung und Förderung des Humusbodens von Tagebaudecken und seine Ablagerung in gleichmäßiger Ausbreitung auf dem übrigen Abraum unter Benutzung von Abraumförderbrücken. 1. VII. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 91 371. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wanneseebahn, Sophie-Charlotten-Str. 11. Vorrichtung zum Rücken des Endes von Fördergleisen auf den Kippen. 20. X. 24.
- Kl. 20 a, Gr. 7. R 58 645. The Railgrip Syndicate Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. Dipl.-Ing. H. F. Wertheimer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einrichtung von Zahnradbahnen mit Keilschienen und -rädern. 6. VI. 23. Großbritannien 7. VII. 22.
- Kl. 20 a, Gr. 12. K 88 371. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberger, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Verschiebe- und Aussetzvorrichtung für Schwebefahrfahrzeuge. 6. II. 24.
- Kl. 20 a, Gr. 20. C 36 026. Wenceslas Coppée, Brüssel; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Kuppeln und Entkuppeln von auf Schienen laufenden Seilbahnwagen. 15. I. 25. Belgien 8. XI. 24.
- Kl. 20 g, Gr. 1. M 87 283. Theodorus Willem Mundt, Bilthoven, Holland; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Drehscheibe. 24. XI. 24. Belgien 11. I. 24.
- Kl. 20 g, Gr. 8. J 26 432. Karl Jaeger, Brandenburg a. d. H., Große Gartenstr. 11. Gleitender Prellbock; Zus. z. Pat. 407 426. 20. VII. 25.
- Kl. 20 h, Gr. 4. F 59 148. Karl Forwick, Unna-Königsborn i. W. Einstellbare gewichtsautomatische Gleisbremse. 17. VI. 25.
- Kl. 20 h, Gr. 7. Sch 74 985. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Rangierverfahren für Voll- und Leerzüge bei Schrägaufzügen mittels Großraumwagen. 1. VIII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 4. B 123 121. Heinrich Blohme, Hannover, Lutherstraße 28A. Tragbare Vorrichtung zum Überleiten von Einschienenwagen über Herzstückrillen. 9. XII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 11. S 70 100. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Stellwerk für Weichen, Signale o. dgl. 20. V. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 14. K 93 750. Adolf Körlin, Mollnow b. Corzig, Kr. Lebus. Herablabbare Glühlampenlaterne für mehrflügelige Signale. 14. IV. 25.
- Kl. 37 b, Gr. 5. K 92 407. Jakob Kuhn, Osterenundigen b. Bern, Schweiz; Vertr.: Dr.-Ing. B. Block, Pat.-Anw., Berlin N 4. Klemmstück zur Verbindung von Stützen mit Querträgern, Streben o. dgl. 12. I. 25. Schweiz 22. II. 24.
- Kl. 38 h, Gr. 2. C 34 125. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Konservieren von Holz. 1. XI. 23.
- Kl. 42 b, Gr. 23. W 69 225. Karl Weisenstein, Neustadt a. d. H., Hetzelstr. 26. Meßgerät zum Anreißen der Stufen auf den Treppenwangen. 29. IV. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 7. S 59 002. Emil Sprenger, Goldach, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Vorrichtung zur Herstellung von Mischungen, insbesondere Betonmischungen. 24. II. 22.

- Kl. 80 a, Gr. 48. B 108 165. Hans Beierbach, Mannheim, Schwetzingen Str. 53. Vorrichtung zur Herstellung von eisenbewehrten Betonplatten zu mehreren übereinander. 29. I. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 56. M 86 607. Moir-Buchanan Centrifugal Processes, Ltd., u. Kenneth Dunkdas, Glasgow, Schottland; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schleuderformmaschine zur Herstellung von Rohren, Säulen und andern hohlen Werkstücken. 4. X. 24. England 8. III. 24.
- Kl. 84 c, Gr. 4. K 90 946. Fa. Emil Klemm & Dreßler, Elektrizitäts-Gesellschaft m. b. H., Dresden. Unterschlagramme. 12. IX. 24.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 89 081. Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Einrichtung zum Schmieren der Gelenke von Eimerketten für Bagger u. dgl. 28. III. 25.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 16 vom 22. April 1926.

- Kl. 20 a, Gr. 14. 428 932. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., u. Paul Üllner, Achenbachstr. 15, Düsseldorf. Schrägaufzug. 27. I. 25. Sch 72 818.
- Kl. 20 h, Gr. 7. 428 936. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Maschinelle Fördereinrichtungen für Rangierbahnhöfe. 24. VIII. 24. G 62 066.
- Kl. 20 i, Gr. 3. 428 804. Ludwig Doll, Heidelberg, Kr. Karlsruhe i. B. Scheibenvorsignal. 5. II. 25. D 47 215.
- Kl. 20 i, Gr. 9. 428 937. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Einrichtung zum Verstellen von Doppelzungenweichen für Hängebahnen. 23. IX. 25. B 121 885.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 428 805. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Kettenfahrlleitung für Einfachgleis elektrischer Bahnen. 6. III. 25. A 44 397.
- Kl. 37 f, Gr. 4. 428 792. Dora Viktoria Mayer, geb. Wirth, Ulm a. d. Donau. Sicherungsvorrichtung für Maste oder Träger. 9. V. 22. M 77 657.
- Kl. 80 a, Gr. 48. 428 854. Heinrich Friedrich Reinold, Berlin-Lichterfelde, Hindenburgdamm 30. Formkasten zur Herstellung von Platten, Steine u. dgl. 12. X. 24. R 62 277.
- Kl. 81 e, Gr. 103. 428 787. Wilhelm Cristian, Herne i. W. Mechanisch betriebener Bergekipperr. 23. XI. 24. C 35 740.
- Kl. 81 e, Gr. 126. 428 908. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Absetzvorrichtung. 15. III. 25. M 88 896.
- Kl. 81 e, Gr. 127. 428 909. Lauchhammer-Rheinmetall Akt.-Ges., Berlin. Abraumförderbrücke. 8. X. 25. L 64 186.
- Kl. 81 e, Gr. 136. 428 674. Christoph & Unmack A.-G., Niesky, O.-L. Großraumbunker. 7. X. 25. C 37 269.
- Kl. 81 e, Gr. 136. 428 910. Oskar Schumann, Hamburg, Idastr. 21. Speisevorrichtung für Schüttgüter. 18. VIII. 25. Sch 75 147.
- Kl. 84 c, Gr. 4. 428 676. Dr.-Ing. Friedrich Merkl u. Josef Wohlmeyer, Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourgan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Schlauchhalter für Rammen. 24. VII. 23. K 82 114.
- Kl. 85 c, Gr. 1. 428 922. Carl Gunkel, Halle a. d. S., Albrechtstr. 43. Verfahren zur Reinigung und Geruchlosmachung von Abwässern. 13. VIII. 24. G 61 987.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Technische Mechanik. Bd. II: Festigkeitslehre. Ein kurzes Handbuch mit zahlreichen durchgerechneten Aufgaben und Beispielen. Von M. Samter, Reg.-Baumeister und Zivilingenieur in Berlin. Mit 226 Abb. Verlag Rob. Kiepert, Charlottenburg 1925.

Die vorliegende Bearbeitung wendet sich sowohl an den Bauingenieur als auch an den Maschineningenieur. Die wissenschaftlichen Grundlagen sind kurz zusammengefaßt und klar gegliedert, um für die an sie sich anschließenden, der Praxis entnommenen Anwendungsbeispiele Raum zu gewinnen. Behandelt werden im ersten, dem theoretischen Teil die Hauptfestigkeiten (Normal-, Biegungs-, Schub-, Drehungsfestigkeit) gerader stabförmiger Körper, weiterhin die der

Knickfestigkeit und die Probleme der zusammengesetzten Festigkeit. Die 166 Seiten umfassende Bearbeitung wird für den Selbstunterricht und als Hilfsmittel in der Praxis gute Dienste leisten. Bei einer Neuauflage empfiehlt es sich, den Abschnitt: Knickfestigkeit den neu erlassenen Bestimmungen anzupassen. M. F.

Einführung in die Nomographie. Erster Teil: Die Funktionsleiter. Von P. Luckey. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. (59 S.). B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1925. Preis kart. 1 RM.

Diese Einführung in das als Nomographie bezeichnete Rechnen mit Hilfe von graphischen Tafeln ist das erste von zwei Bändchen der bekannten, von W. Lietzmann und A. Witting herausgegebenen



Mathematisch-Physikalischen Bibliothek; dem Ziel dieser Sammlung entsprechend hat sich der Verfasser „etwa auf den Gesichtskreis eines geweckten reiferen Schülers einer höheren Lehranstalt eingestellt“.

Während in anderen Staaten die graphische Rechentafel schon lange vor dem Weltkrieg in allen Fachgebieten weiteste Verbreitung gefunden hat, dauerte es in Deutschland trotz zahlreicher Anregungen recht lange bis sie in Ingenieurkreisen die entsprechende Beachtung fand; heute ist man auch bei uns ernsthaft bestrebt, der graphischen Tafel die ihr gebührende Stellung im praktischen Zahlenrechnen zu verschaffen. Wenn man in diesem Bestreben in den letzten Jahren tatsächlich vorwärts gekommen ist, so hat sicher die erste Auflage der vorliegenden Einführung dabei mitgeholfen.

In diesem ersten Bändchen behandelt der Verfasser zunächst die Herstellung und den Gebrauch von graphischen Rechentafeln für Gleichungen mit zwei Veränderlichen; im Zusammenhang damit werden am Schluß auch noch Tafeln für Gleichungen bis zu vier Veränderlichen vorgeführt. Bei den Tafeln für Gleichungen mit zwei Veränderlichen beschränkt sich der Verfasser auf die für das

Rechnen wichtigere Tafelform, bei der zwei, nach den beiden Veränderlichen bezifferte Punktskalen\*) zu beiden Seiten einer Geraden, dem gemeinsamen Träger, angetragen sind; daß er im Anschluß daran den Grundgedanken des logarithmischen Rechenschiebers behandelt, ist selbstverständlich. In einem besonderen Abschnitt wird auf die eigentümlicher Weise sonst wenig beachtete Anwendungsmöglichkeit des Rechenschiebergrundgedankens auf andere Funktionen als die logarithmische hingewiesen; dabei wird auch auf die Möglichkeit der Selbstanfertigung solcher Schieber aufmerksam gemacht.

Die Behandlung des Stoffes und die gewählten Beispiele aus den verschiedensten Gebieten lassen den Nutzen und die vielfache Verwendungsmöglichkeit der graphischen Rechentafel deutlich erkennen. Das Büchlein ist einfach und schlicht geschrieben und wird auch dem Ingenieur, der sich zum ersten Male mit graphischen Rechentafeln beschäftigt, viele Anregungen geben. P. Werkmeister.

\*) Mit Rücksicht auf das „schreckliche“ Wort „Funktionsskala“ spricht der Verfasser statt von einer „Skala“ von einer „Leiter“.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

### Besichtigung des Neubaues der Druckerei Ullstein & Co.

Am 3. Mai d. J. besichtigte die Ortsgruppe Brandenburg den Druckerei-Neubau der bekannten Verlagsfirma Ullstein & Co. Während die Betriebe der Firma bisher in der Friedrichstadt, also im Mittelpunkt der Stadt konzentriert, sind, wird später ein Teil des Druckereibetriebes in den Außenbezirk Tempelhof verlegt werden. An der Stelle, wo die große Ausfallstraße nach dem Süden den Teltowkanal schneidet — an der Ecke der Berliner- und Burggrafenstraße — wird sich das neue Gebäude erheben, für das Professor Schmohl, Berlin-Charlottenburg als Architekt und Heinrich Becher, Berlin-Charlottenburg als Ingenieur die Entwürfe und Berechnungen geliefert haben und die Bauleitung ausüben.

Da der Baugrund auf dem Grundstück, das unmittelbar an den Teltowkanal stößt, teilweise ungünstig ist, wurde die Front an der Berliner Straße im Grundriß ausgeklüfft und das Gebäude, soweit der Baugrund unzuverlässig war, auf Betonpfählen, sonst auf Stampfbetonfundamenten gegründet. Es sind hierzu 16 000 lfd. m Pfähle und ca. 8000 m<sup>3</sup> Beton verwendet worden, während das aufgehende Gebäude 20 000 m<sup>3</sup> Eisenbeton mit ca. 5000 t Eisen enthält. In sechs oberirdischen Geschossen steigt der Bau bis zu 35 m über Erdboden, während zwei Kellergeschosse 7 m tief in die Erde hineingehen. An der Ostseite werden ein 70 m hoher Turm auf einer Eisenbetonplatte sowie ein 64 m hoher Schornstein sich erheben.

Das Gebäude wird im wesentlichen in Eisenbeton gebaut. Die Frontpfeiler sind bis auf einige Durchfahrts Pfeiler aus Klinkern mit roter Verblendung, und zwar nicht nur aus architektonischen Gründen, sondern auf Wunsch des Bauherrn auch aus schalltechnischen Rücksichten. Die Eisenbetonstützen und Decken sind als durchgehende Rahmenträger mit frei aufliegenden Enden berechnet. Die Belastungsannahme, je nach dem Verwendungszweck der Räume verschieden, geht von 1200 kg bis zu 2000 kg/m<sup>2</sup>. Die Decken sind im allgemeinen Plattenbalkendecken, nur im Keller ist stellenweise eine Pilzdecke vorhanden.

Die Ausführung der Maurerarbeiten geschieht durch die Berlinische Baugesellschaft, die der sehr interessanten Beton- und Eisenbetonarbeiten durch die Huta, Niederlassung Berlin. Die gesamten Fundierungsarbeiten hat die Beton- und Monierbau A.-G. ausgeführt. Der Bauherr wünschte einen besonders raschen Fortschritt der Arbeit, weshalb für den Hochbau Gußbeton verwendet wird. Zwar haben Streik und andere von den Ausführenden nicht vertretbare Umstände anfangs nicht das gewünschte Zeitmaß erreichen lassen, doch wird jetzt ein Stockwerk in weniger als 12 Tagen ausgeführt. Vorhanden sind zwei 70 m hohe Insley-Gießtürme mit der entsprechenden Zahl von Verteilvorrichtungen (Rinnenausladung 75 m). Der Beton besteht aus Bauxitlandzement, Storkower und Löcknitzer Kies mit Zusatz von Basaltspitt. Das Mischungsverhältnis ist im allgemeinen 1 : 2, 1 : 4,2. Bei der Besichtigung wurde bereits die Decke des obersten Geschosses geschalt. Das Gebäude erhält einen eisernen Dachstuhl. Die gesamte Baustelle, die eine für Hochbauten ungemäin große Ausdehnung hat, wird in zweckmäßiger Weise mit den Baustoffen beschickt.

### Leerlaufarbeit!

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beitrage für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mährungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die pro-

duktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, zahle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 ein!

### Werbt neue Mitglieder!

Wenn die Gemeinschaftsarbeit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zum Nutzen der Gesamtheit und damit auch des einzelnen Bauingenieurs von durchgreifendem und dauerndem Erfolg sein soll, so muß sie möglichst weite Kreise der deutschen Bauingenieure entsprechender Vorbildung und Stellung umfassen. Deshalb richten wir an unsere Mitglieder wiederholt die Bitte: „Führt der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen geeignete neue Mitglieder zu!“ Sowohl die bevorstehenden Veröffentlichungen werden den jetzt noch eintretenden Mitgliedern zugeleitet wie das Jahrbuch 1925 gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedbeitrag vorläufig noch nachgeliefert.

### An unsere Mitglieder.

Wir geben untenstehend die Anschriften unbekannt verzogener Mitglieder mit Namen, Stand und uns zuletzt bekannten Adressen in alphabetischer Reihenfolge an.

Wir bitten unsere Mitglieder, uns dabei behilflich zu sein, die jetzt gültigen Anschriften der betreffenden Herren zu ermitteln, damit wir diese für die Gemeinschaftsarbeit aller Bauingenieure wiedergewinnen können.

Alewell, Hugo, Dipl.-Ing., Dortmund, Liebigstr. 47 II.  
 Berger, Stefan, cand. ing., Charlottenburg, Schlüterstr. 30.  
 Bilfinger, Wilh., Dipl.-Ing., Essen-West, Sursstr. 3.  
 Blohm, Wilhelm, stud. ing., Grabad i. Meckl., Großestr. 10.  
 Bochmann, Martin, cand. ing., Karlsruhe i. B., Adlerstr. 39.  
 Bock, Alfred, Dipl.-Ing., Bln.-Neu-Tempelhof, Kaiserkorso 152.  
 Boyde, Ulrich, cand. ing., Hannover, Kohlrauschstr. 21.  
 Burtscher, Aug., cand. ing., Karlsruhe, Georg Eriedrichstr. 32.  
 Cornelius, Eduard, Dipl.-Ing., Bln.-Zehlendorf, Bergmannstr. 7.  
 Daub, Rudolf, cand. ing., Karlsruhe, Mathysstr. 25.  
 Dehnert, Hans, cand. ing., Braunschweig, Waterloostr. 1.  
 Deubner, Gustav, Dipl.-Ing., Berlin-Steglitz, Schloßstr. 9.  
 Diehl, Albert, Reg.-Baurat, Heidelberg, Kronprinzenstr. 7.  
 Dressendorfer, Hans, Dipl.-Ing., Kraiburg II a. Inn (Oberbayern).  
 Eberhard, Ludwig, Ingenieur, Berlin-Wilmersdorf, Bingerstr. 87.  
 Enser, Franz, Dipl.-Ing., Berlin-Lichterfelde, Lorenzstr. 52.  
 Faust, Max, Dipl.-Ing., Mannheim, Akademiestr. 4.  
 Feyerabend, Alfred, cand. ing., Charlottenburg, Lietzensee-Ufer 1 oder Karschau b. Königsberg.  
 Finne, Paul, Dipl.-Ing., Dortmund, Körnerplatz 6.  
 Funke, Friedrich, Dipl.-Ing., Hannover, Königsworther Str. 45.  
 Goedeking, Eduard, Dipl.-Ing., Cassel, Frankfurter Str. 99.  
 Grehl, Fritz, cand. ing., Karlsruhe, Karl Wilhelmstr. 13.  
 Grosse, Wilhelm, cand. ing., Karlsruhe, Kaiserstr. 39.  
 Gude, Hans, stud. ing., Hannover, Wörthstr. 16 III.  
 Günther, Karl, stud. ing., Hannover, Wiesenstr. 34.  
 Hanke, Erich, cand. ing., Berlin W 50, Eislebener Str. 7.  
 Hirschberg, Hans, Dipl.-Ing., Berlin W 15, Bregenzer Str. 15 oder Friedrichshagen, Ahorn-Allee 22.  
 Hoefs, Gerhard, stud. ing., Charlottenburg, Englische Str. 26.  
 Hoffmann, Franz, stud. ing., München, Holbeinstr. 11.  
 Homann, Hans, cand. ing., Karlsruhe, Karlstr. 99.  
 Hunyady, v., Dominik, cand. ing., Karlsruhe, Rudolfstr. 29.  
 Izzet, Hikmet, cand. ing., Charlottenburg, Pestalozzistr. 88a.  
 Jaenichen, Paul, cand. ing., Dresden-Strehlen, Teplitzer Str. 16.  
 (Weitere Namen folgen.)