

KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG DER COOLIDGE-STAUMAUER.

Von Dr.-Ing. F. A. Noetzi, Los Angeles, Kalifornien.

Die Coolidge-Staumauer, so benannt zu Ehren des derzeitigen Präsidenten der Nordamerikanischen Republik, wurde gebaut in den Jahren 1927/28 am Gila-Flusse in Arizona. Der Bau wurde finanziert und ausgeführt im Auftrage der amerikanischen Regierung. Die Bauarbeiten wurden nach öffentlicher Konkurrenz-Ausschreibung an eine private Baufirma übergeben.

Gebrauch gemacht, alte Probleme des Talsperrenbaues auf neue, mehr ökonomische Weise zu lösen. So sind ungefähr 30 Gewölbereihenmauern und über 50 Einzelgewölbemauern in den vergangenen 25 Jahren in den westlichen Staaten der amerikanischen Union, hauptsächlich in Kalifornien, gebaut worden. Noch keine derselben ist eingebrochen, während im

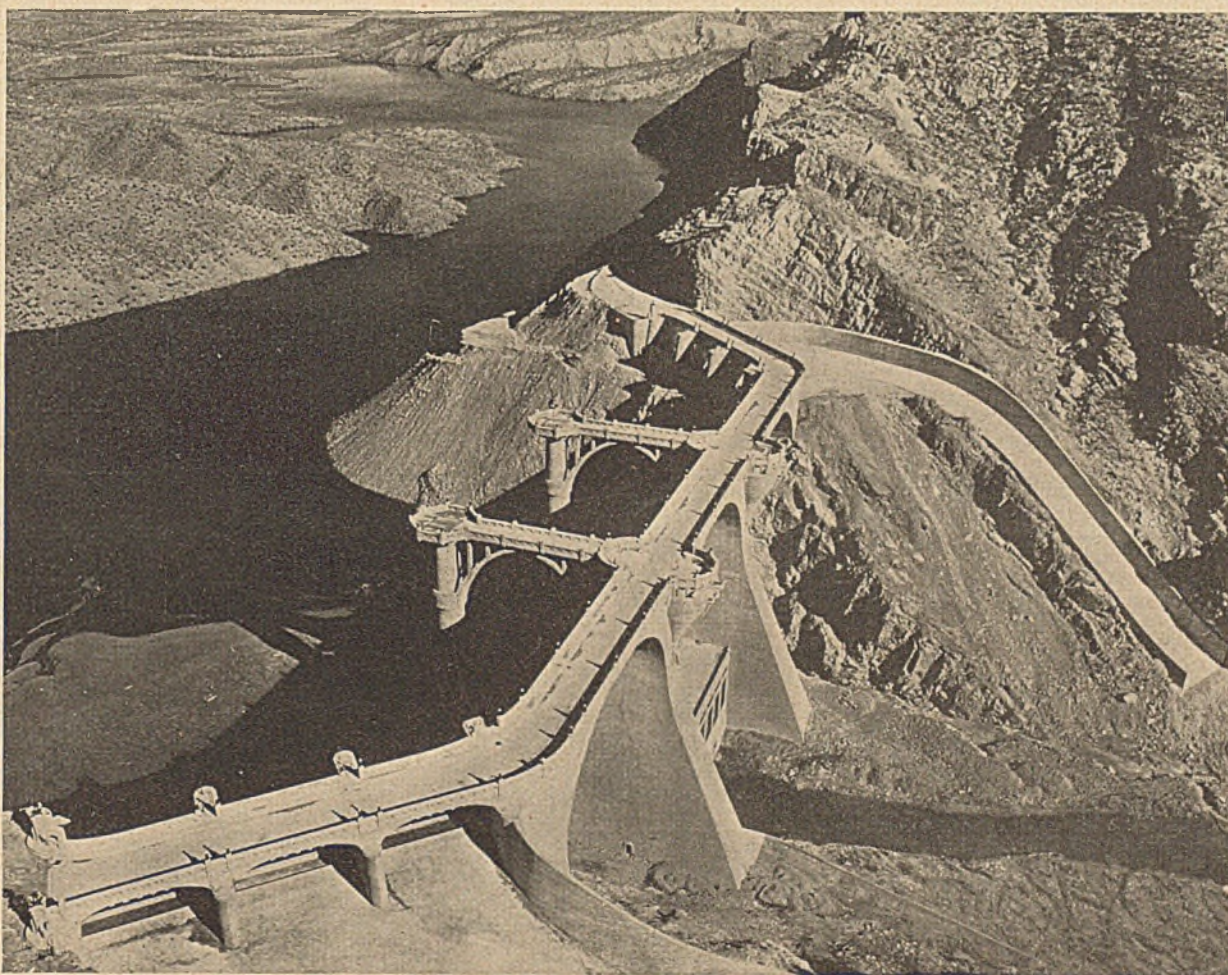


Abb. 1.

Die Talsperre ist 76 m hoch, 177 m lang und bildet einen Stausee von $1\frac{1}{2}$ Milliarden m^3 Inhalt zum Zwecke künstlicher Bewässerung von etwa 40 000 ha Land. Die Sperre besteht aus drei kuppelförmigen Gewölben, die auf zwei Zwischenpfeiler und die Talwände abgestützt sind. Die Bilder der Abb. 1 und 2 zeigen die fertige Talsperre. (Eine Beschreibung des Projektes wurde im „Bauingenieur“, Heft 22 1927 von Dr.-Ing. Kelen veröffentlicht.) Der gegenwärtige Aufsatz befaßt sich daher außer einigen wenigen zum Verständnis des ganzen Unternehmens nötigen allgemeinen Angaben mehr mit der statischen Berechnung und der Bauausführung.

Der Staumauertypus.

Der kühne Unternehmungsgeist der amerikanischen Ingenieure des Westens hat von jeher gerne von jeder Gelegenheit

gleichen Zeitraum mehrere Schwergewichtsmauern aus dem einen oder anderen Grunde der Zerstörung anheimfielen.

Die Projektverfasser der Coolidge-Staumauer waren beim Entwurf der Sperre nur innerhalb gewisser Grenzen an Überlieferungen gebunden. Demgemäß wurden nebst Schwergewichtsmauern auch andere Talsperrentypen, u. a. Einzelgewölbe, Gewölbereihenmauern und die neuartige Form eines Dreikuppel-Gewölbes, statisch und in bezug auf Baukosten untersucht. Bei der endgültigen Wahl, die bekanntlich auf die Kuppelgewölbemauer fiel, war nicht nur die Kostenersparnis, sondern der gleichzeitig ganz bedeutend größere Sicherheitsgrad dieser Bauart, besonders verglichen mit demjenigen einer gewöhnlichen Schwergewichtsmauer, ausschlaggebend. Eine Schwergewichtsmauer hat bekanntlich einen Sicherheitsgrad von ungefähr zwei und ist außerdem den Ungewißheiten des Unterdruckes

an der Mauersohle und in den horizontalen Konstruktionsfugen, sowie den vom Schwinden des Betons im Innern der Mauer herrührenden und vorläufig noch unberechenbaren Zu-

satzspannungen unterworfen. Die Kuppelgewölbe-Bauart, nach welcher die Coolidge-Sperre gebaut wurde, hat einen rechnungsmäßigen Sicherheitsgrad von ungefähr drei, und ist, da in der sogenannten aufgelösten Bauart ausgeführt, Unterdruckbeanspruchungen viel weniger ausgesetzt. Im Falle von Erdbebenbewegungen ist ebenfalls die biegsamere Eisenbetonkonstruktion der gegenwärtigen Ausführung der steifen Masse einer Schwergewichtsmauer ganz zweifellos überlegen.

Die Kuppelform ergibt für gewisse Verhältnisse eine Anzahl Vorteile, die nebst Gründen ökonomischer Natur bei der Wahl dieser Bauart für die Coolidge-Sperre eine wesentliche Rolle spielten. Erstens ergeben sich, der Kuppelform entsprechend, von selber nach der Tiefe zu abnehmende Krümmungsradien, was naturgemäß von Vorteil ist für eine günstige Übertragung der Wasserlast auf die Pfeiler. Ferner wird durch die Krümmung der Schale in vertikaler Richtung die untere Partie der Kuppeln nahezu vertikal, während die obere Partie nahezu horizontal ist. Damit ergibt sich eine bessere Versteifung der ganzen Konstruktion. Im Falle der Coolidge-Staumauer diente außerdem der obere flache Teil der Kuppeln zur Abstützung einer 6,5 m breiten Straßenbrücke.

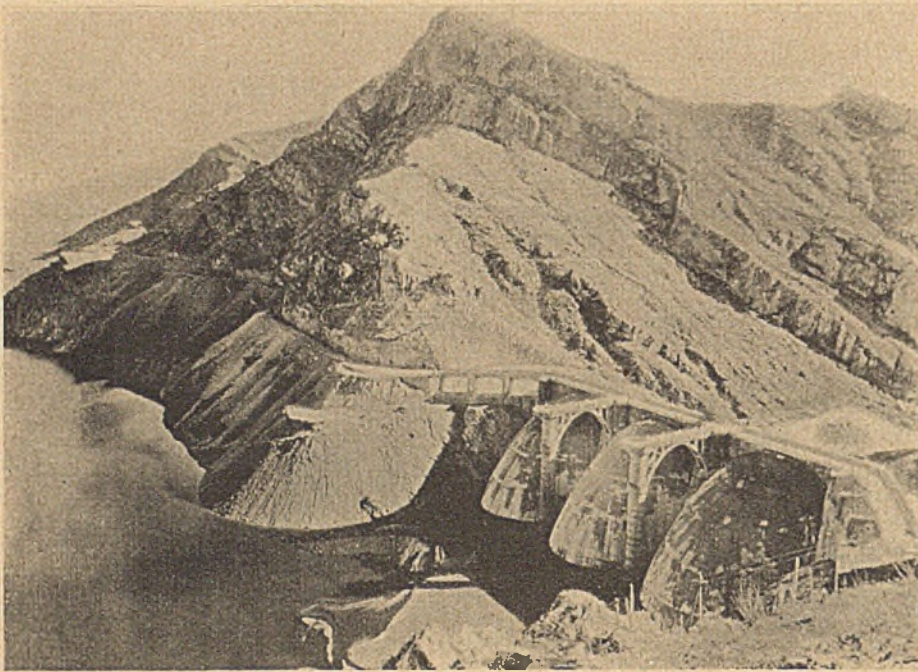


Abb. 2.

Ansicht von der Talseite

Querschnitt

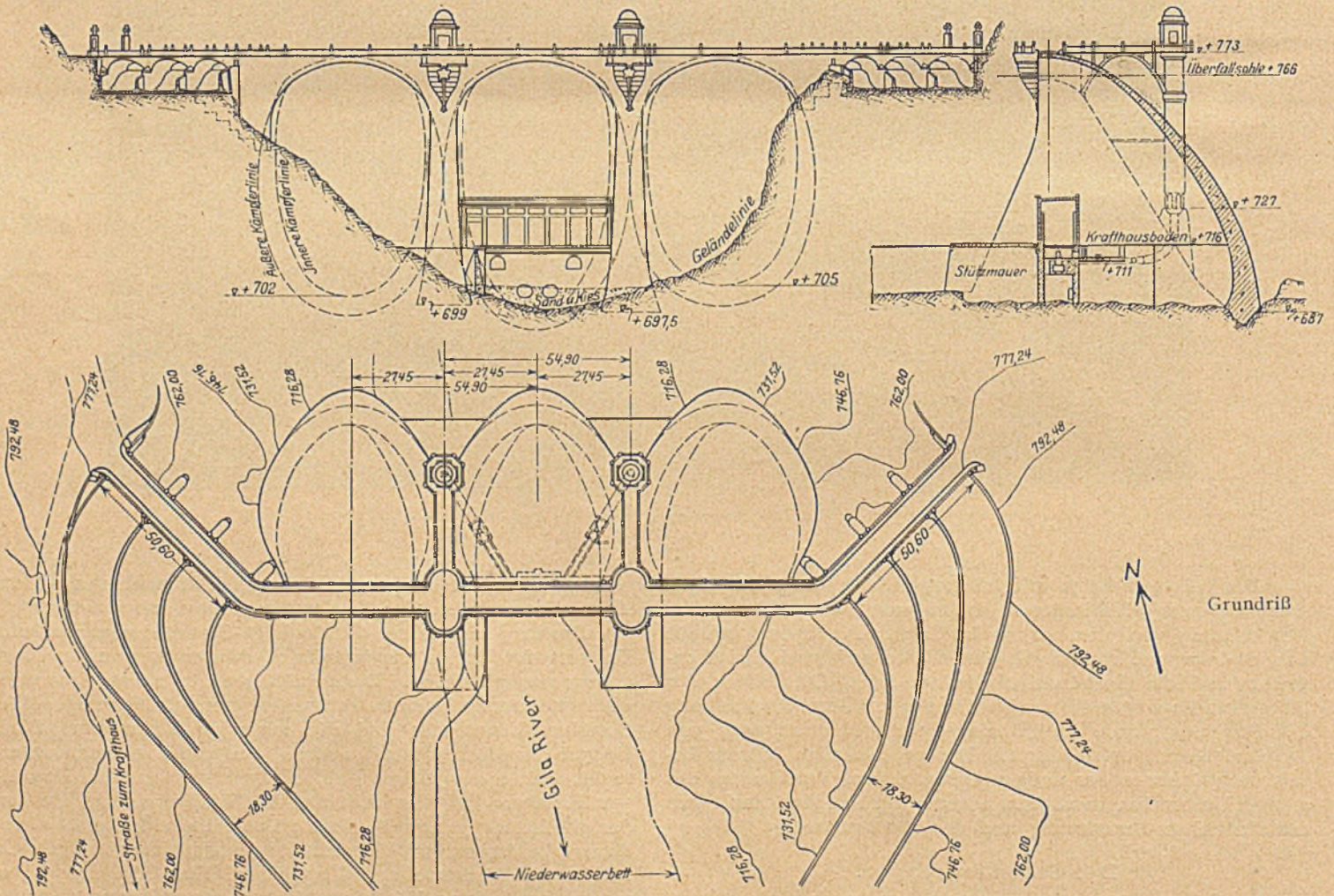


Abb. 3. Ansicht, Querschnitt und Grundriß der Coolidge-Staumauer.

Beschreibung der Staumauer.

Die Coolidge-Talsperre besteht aus drei leicht talabwärts geneigten kuppelartigen Gewölben, die auf zwei ungefähr dreieckförmige Zwischenpfeiler und die Felswände der Talschlucht abgestützt sind. Der Abstand der Pfeiler ist 55 m. Abb. 3 gibt Plan, Aufriß und Querschnitt des Bauwerkes. Um die Symmetrie der beiden Endkuppeln zu bewahren, wurde der Fels der Talwände auf die entsprechende Tiefe ausgehoben.

Auf beiden Seiten der Staumauer wurden Überfälle von je 46 m Länge aus den Talwänden ausgesprengt. Automatische Wehre, 4,30 m hoch, nach Patent und Plänen der Firma „Stauwerke“ Zürich, sollen später eingebaut werden. Die Überfälle sind für einen maximalen Durchfluß von 3400 m³/sek berechnet. Die Form des Überfalles und des Sturzbettes wurde auf Grund von Modellversuchen, Maßstab 1 : 120, bestimmt.

Eine Kraftstation mit zwei 7500 PS Einheiten, berechnet für variable Druckhöhen, wurde zwischen die Mittelpfeiler eingebaut. Die Turbinen werden durch Stahlrohre gespeist, deren Einlauföffnungen in zwei auf dem wasserseitigen Ende der Zwischenpfeiler aufgeführten Eisenbeton-Einlauffürmen liegen.

Statische Berechnung der Gewölbe.

Die Gewölbe haben doppelte Krümmung. Sie sind leicht talabwärts geneigt, um der Staumauer die nötige Sicherheit gegen das Gleiten zu geben. Die wasserseitige Oberfläche der Kuppeln ist eine Rotationsfläche. Die untere Seite ist korbogenförmig in Schnitten normal zur Achse.

Eine theoretisch genaue Berechnung der Spannungen in einer solchen Kuppel unter dreieckiger Wasserlast und ungleichmäßiger Temperaturänderung bot größte Schwierigkeiten. Die statische Berechnung wurde deshalb mit Näherungsverfahren durchgeführt. Eines dieser Verfahren bestand in der Zerlegung des Gewölbes in eine Reihe von schiefen und vertikalen Elementargewölben; die Verteilung der Wasserlast usw. wurde derart ermittelt, daß bei verteilter Last die Durchbiegungen der beiden Systeme an den gemeinsamen Punkten einander gleich waren. Im vorliegenden Falle sind die vertikalen Elemente relativ so schlank und biegsam, daß sie mit Ausnahme der untersten Partien nur ganz geringen Anteil haben an der Verteilung der Wasserlast. Die schiefen Elementargewölbe sind infolge der kurzen Spannweiten (etwa 45 m verglichen mit etwa 80 m Länge der vertikalen Elemente) so steif, daß sie weitaus den größten Teil der Wasserlast aufnehmen. Ähnliche Verhältnisse herrschen in bezug auf Temperatur- und Schwindeinflüsse. Nachdem sich die Projektverfasser durch verschiedene Näherungsberechnungen überzeugt hatten, daß die ungefähr normal zur wasserseitigen Böschung der Pfeiler stehenden Gewölbeelemente praktisch die ganze Wasserlast aufzunehmen hätten, wurde schließlich die vereinfachte Annahme getroffen, diese Elementargewölbe mit Ausnahme der untersten Partien zur Aufnahme des vollen Wasserdruckes zu bemessen. Ebenso wurden diese Elemente allein für Temperatur und Schwindspannungen berechnet. Die unteren Partien der Kuppeln wurden durch Eiseneinlagen in vertikaler Richtung bewehrt und in den Felsboden verankert wie später angeführt. In den obersten Teilen erhielten die Kuppeln Schubbewehrungen.

Die statische Berechnung der schiefen Elementargewölbe wurde in ähnlicher Weise durchgeführt wie für Brückengewölbe. Da die Elementargewölbe schief stehen, ist der Wasserdruck ungleichmäßig verteilt über die Länge der Gewölbe, indem der Wasserdruck an den Kämpfern größer ist als im Scheitel. Die Gewölbstärke nimmt vom Scheitel gegen die Kämpfer

hin zu, um die Spannungen im Beton innerhalb der erlaubten Grenzen zu halten. In der Abb. 4 sind die allgemeinen Maße des Bauwerkes und die Maße der Gewölbe in verschiedenen Schnitten angegeben.

Die Berechnung der Temperaturspannungen wurde durchgeführt unter der Annahme einer gleichmäßigen Temperaturabnahme der Gewölbe bei voller Wasserlast von 20° C an der Mauerkrone und 8,5° C an der Mauersohle, mit Werten für Zwischenhöhen geradlinig interpoliert. Der Einfluß des Schwindens des Betons wurde in den Berechnungen vernachlässigt, da angenommen werden darf, daß bei dem zu erwar-

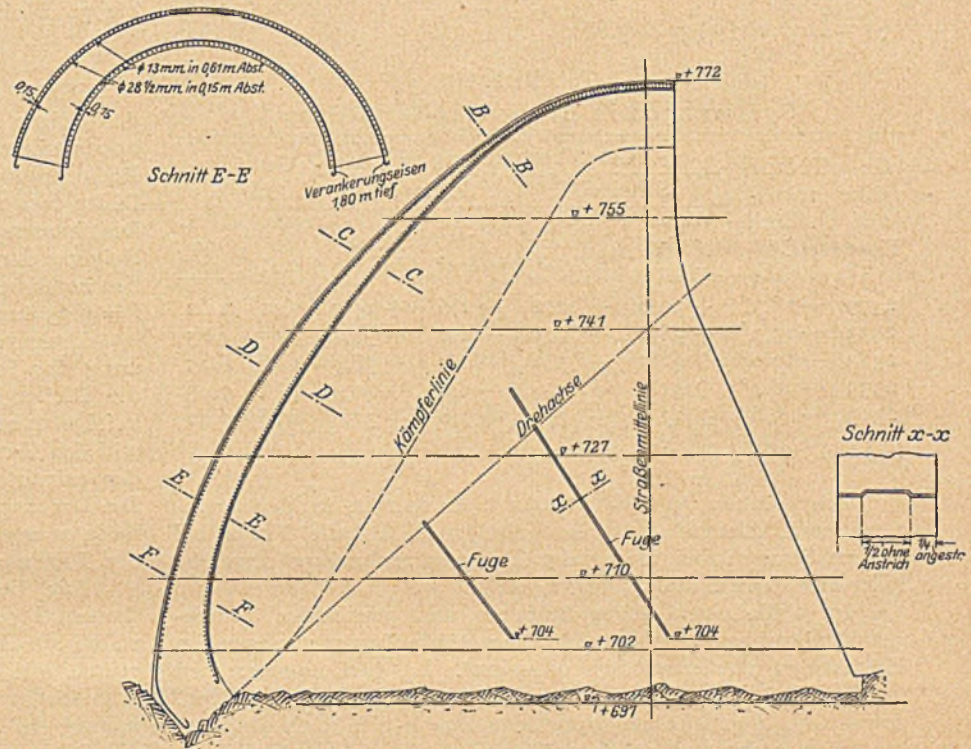


Abb. 4. Querschnitt in der Feldmitte.

tenden langsamen Füllen des großen Stausees der Beton der Gewölbe durch Kapillarität mit Feuchtigkeit gesättigt werde und damit den Einfluß des ursprünglichen Schwindens wieder durch die ungefähr gleich große Ausdehnung aufheben werde.

Die Elementargewölbe wurden nach der Stützlinienmethode geformt, d. h. die Drucklinie für volle Wasserlast fällt praktisch mit der Gewölbemittellinie zusammen. Die statisch unbestimmte Zusatzkraft wurde dann berechnet nach der von der Brückentheorie für eingespannte Gewölbe bekannten Formel

$$H_e = - \frac{\int \frac{N}{F} \cos \alpha ds}{\int y^2 \frac{ds}{I} + \int \frac{\cos^2 \alpha ds}{F} + 3 \int \frac{\sin^2 \alpha ds}{F}}$$

Der dritte Summand im Nenner gibt den Einfluß der Scherkräfte, die im vorliegenden Falle besonders in den unteren dicken Elementargewölben von wesentlichem Einfluß sind. Der Einfachheit halber wurde die Integration durch Summation ersetzt, indem jede Gewölbehälfte in 10 Teile geteilt wurde. Da in der Coolidge-mauer jede Kuppel und ebenso auch die Wasserlast symmetrisch ist, waren die Berechnungen relativ einfach.

Die Tabelle Nr. 1 gibt für volle Belastung die berechneten Spannungen in dem Elementargewölbe auf Kote 2333, getrennt für Axialkraft, Zusatzkraft und Temperatureinfluß, für Scheitel- und Kämpferschnitte. Die Tabelle Nr. 2 gibt die berechneten größten Spannungen in verschiedenen Elementargewölben; ebenso die Gewölbestärken.

Tabelle 1.

Spannungen im Elementargewölbe auf Kote 2333 Fuß.

Schnitt		Axiale	Zusatz-	Tempe-	Totale
		Spannung	Spannung	ratur-	Spannung
		kg/cm ²	kg/cm ²	Spannung	kg/cm ²
		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
Scheitel...	Wasserseite	+ 26,5	+ 8,8	+ 5,7	+ 41,0
	Luftseite	+ 26,5	- 12,8	- 8,2	+ 5,5
Kämpfer	Wasserseite	+ 20,2	- 12,7	- 8,1	- 0,6
	Luftseite	+ 20,2	+ 12,3	+ 7,9	+ 40,4

(+) = Druck, (-) = Zug.

Tabelle 2.

Spannungen in Elementar-Gewölben.

Ge- wölbe auf Kote	Tempe- ratur- Abfall C°	Gewölbespannungen				Gewölbe- stärke	
		Scheitel		Kämpfer		Schei- tel m	Kämp- fer m
		Wasser- seite kg/cm ²	Luft- seite kg/cm ²	Wasser- seite kg/cm ²	Luft- seite kg/cm ²		
2479	- 18,3°	+ 30,0	+ 12,2	- 1,6	+ 27,7	1,40	2,62
2433	- 13,3°	+ 38,0	+ 4,3	- 2,8	+ 34,4	3,15	4,95
2383	- 10,0°	+ 40,7	+ 5,9	- 2,4	+ 38,7	4,18	6,45
2333	- 8,4°	+ 41,0	+ 5,6	- 0,6	+ 40,4	4,82	7,05
2303	- 5,6°	+ 23,7	+ 3,1	- 1,0	+ 31,6	6,28	7,42

(+) = Druck, (-) = Zug.

Die größten zu erwartenden Spannungen in den angenommenen Elementargewölben sind nach Tabelle Nr. 2 bei vollem Stausee und maximaler Temperaturabnahme ungefähr 4 kg/cm² Druck und 3 kg/cm² Zug¹.

Im Falle eines leeren Stausees und maximaler Temperaturänderungen ergeben sich theoretisch Zugspannungen im Höchstwert von ungefähr 10 kg/cm². Es darf angenommen werden, daß infolge Gewölbewirkung in schiefen Richtungen, sowohl die theoretischen maximalen Druck- wie auch die Zugspannungen wahrscheinlich größer sind als die tatsächlich in der Konstruktion zu erwartenden Werte.

Die Elementargewölbe wurden beidseitig bewehrt mit Eiseneinlagen, die sich kontinuierlich von Auflager zu Auflager erstrecken und in den Pfeilern und den Felswiderlagern verankert sind. Die Eiseneinlagen bestehen aus Rundeisen 28 m/m Ø, in Abständen von 15 cm und 21 m/m Ø, 30 cm von einander gegen die Mauerkrone hin.

In den oberen Teilen der Kuppeln weisen ausgeführte Berechnungen auf die Wahrscheinlichkeit von ziemlich großen Scherspannungen zwischen Kuppeln und Pfeilern hin. Deshalb wurde an den entsprechenden Stellen eine weitere Eisenbewehrung vorgesehen, bestehend aus drei Lagen von 32 m/m Ø, in Abständen von je 21 cm. Diese Schubbewehrung wurde in schiefer Richtung zwischen die eigentliche Gewölbearmierung eingelegt.

Die Sohle der Kuppeln wurde durch besondere Verankerungseisen mit dem Felsboden verbunden. Diese Verankerung besteht aus 44 m/m Ø, in Abständen von 38 cm. Die Eisen wurden 2,50 m tief in den Fels einzementiert. Alle Eisenbewehrung der Kuppeln wurde 15 cm von der Oberfläche angeordnet, im Interesse möglichst guten Schutzes gegen allfälliges Rosten.

Die Wasserseite der Kuppeln und Pfeiler und ein etwa 1,50 m breiter Streifen des anschließenden Felsens wurden

¹ Die im „Bauingenieur“ von Dr.-Ing. N. Kelen berechneten Werte der Spannungen sind wesentlich größer. Der Hauptgrund für den Unterschied ist darin zu suchen, daß Dr. Kelen seinen Berechnungen Elementargewölbe von gleichmäßiger Dicke (Scheitelstärke) zugrunde legte, während, wie aus Abb. 5 und Tabelle Nr. 2 ersichtlich ist, in allen Gewölben die Stärke vom Scheitel gegen die Kämpfer hin zunimmt. Ebenso sollte für genauere Berechnungen der Einfluß der Scherkräfte auf die Gewölbespannungen nicht vernachlässigt werden.

mit einer 3½ cm dicken Schicht von Torkret versehen, bewehrt mit einem Drahtnetz. Um das Durchsickern des Wassers durch den Fels zu erschweren, wurden der ganzen Mauer entlang Zement einspritzungen vorgenommen mittels 10—15 m tiefen Bohrlöchern in Abständen von je 1,50 m. Die Zementmilch wurde unter einem Druck von 8—10 at eingepreßt. Für jedes Bohrloch wurde mit einer Mischung von etwa 1 Teil Zement zu 7 Teilen Wasser begonnen, dann wurde die Mischung nach und nach verdickt bis auf ungefähr 1 : 1. Viele der Bohrlöcher nahmen sehr wenig Zementmilch auf; in andere, die vielleicht in einiger Tiefe eine Felspalte anschnitten, wurden bis 50 Säcke Zement eingepreßt.

Die Pfeiler.

Die Pfeiler der Coolidge-Staumauer sind von ungefähr dreieckiger Form, ähnlich wie in Gewölbereihenmauern. Sie haben einen Abstand von 55 m. Die Dicke ist 18,30 m am Pfeilerfuß und nimmt ungefähr parabelförmig ab auf eine Dicke von 7,30 m an der Kämpferlinie des Brückengewölbes. Die wasserseitige Neigung der Pfeiler, und damit auch die Neigung der Kämpferlinie der Kuppeln ist 60° und wurde so bestimmt, daß die Staumauer einen Gleitfaktor von etwa $f = 0,75$ hat bei vollem Stausee.

Besondere Aufmerksamkeit wurde der statischen Berechnung der Pfeiler gegeben. Anfänglich war beabsichtigt, daß die Pfeiler aus unbewehrtem Beton bestehen sollten. Demzufolge wurde darnach getrachtet, daß die rechnermäßigen schiefen Hauptspannungen an keinem Punkte der Pfeiler über der erlaubten Grenze von etwa 5 kg/cm² Zug sein sollten. Die Druckspannungen sind dabei, wie sich während der Berechnungen ergab, bei dieser Art Gebilde und bei mäßiger Breite der Pfeiler von selbst innerhalb zulässiger Grenzen gehalten.

Für die statische Berechnung der Pfeiler wurde die fundamental wichtige Annahme getroffen, daß Pfeiler und Gewölbe als ein Ganzes zusammen wirken. Diese Annahme ist grundsätzlich verschieden von der früher in Amerika und anscheinend auch jetzt noch z. B. in Deutschland üblichen Annahme, daß bei der Berechnung der Spannungen in den Pfeilern die Querschnittsfläche der Gewölbe vernachlässigbar sei. Diese irrische Voraussetzung ist vielleicht zum Teil daran schuld, daß verschiedene der amerikanischen Gewölbereihenmauern schiefe Zugrisse in den Pfeilern aufweisen. Die Gewölbe und Pfeiler der Coolidgemauer sind durch Eiseneinlagen und auch anderswie eng miteinander verbunden, so daß die Annahme monolithischer Wirkung durchaus berechtigt erscheint.

In der statischen Berechnung wurden demzufolge horizontale Schnitte durch Pfeiler und Gewölbe gelegt, und die vertikalen Spannungen σ_x für die unregelmäßige Fläche der Pfeiler und der zwei anschließenden Gewölbehälften nach der bekannten Formel berechnet:

$$\sigma_x = \frac{N}{F} \pm \frac{Mc}{I}$$

Um die schiefen Hauptspannungen in diesem Horizontalschnitt zu berechnen, wurden zwei weitere Horizontalschnitte durch den Pfeiler gelegt, der eine 3 m über und der andere 3 m unter dem Hauptschnitt und die vertikalen Spannungen σ_x in diesen Schnitten in ähnlicher Weise, aber mit größtmöglicher Genauigkeit berechnet. Beginnend an der Luftseite des Pfeilers wurde dann die Schubspannung τ_0 schrittweise berechnet in vertikalen Ebenen, zuerst zwischen der Horizontalhauptebene und der 3 m darüber gelegenen Ebene und ebenso zwischen der Horizontalhauptebene und der 3 m darunter gelegenen Ebene. Auf diese Weise ergaben sich in einfacher Weise die Kurven der Schubspannungen in den zwischenliegenden Ebenen. Daraufhin wurden, wieder an der Luftseite des Pfeilers beginnend, auf Grund der so bestimmten Schubspannungen die horizontalen Normalspannungen σ_y für verschiedene Punkte der Hauptebene bestimmt. An der Luftseite des Pfeilers sind die Hauptspannungen direkt durch die Randbedingungen gegeben. Für weitere Punkte

der Hauptebene, in welchen mittels des oben kurz angegebenen Berechnungsverfahrens die Spannungskomponenten σ_x , τ und σ_y bestimmt worden waren, ergaben sich die Werte und Richtungen der Hauptspannungen σ_I und σ_{II} in einfacher Weise analytisch oder mittels Mohrs Spannungskreis. Die Hauptspannungen wurden nur für die Pfeiler allein berechnet. In der Fläche der Gewölbe ist ihre Bestimmung schwieriger. Da aber die Hauptspannungen dort kleiner sind als im Pfeiler selber, ist ihre Berechnung für praktische Zwecke nicht nötig.

Die Abb. 5 gibt graphisch die Resultate der Berechnung der Hauptspannungen in den Pfeilern der Coolidge-Mauer.

Die berechneten größten schiefen Hauptspannungen σ_I bei vollem Stausee sind etwa 30 kg/cm². Die minimalen Hauptspannungen σ_{II} nähern sich der Grenze null. Theoretisch sollten also keine Zugspannungen auftreten infolge Eigengewicht und voller Belastung. Bekanntermaßen entstehen aber in Betonkörpern infolge Schwinden und Temperaturabnahme Zugspannungen, die besonders in langen und an freier Bewegung gehemmten Körpern zu Rissen führen können. Die Pfeiler der Coolidge-Mauer sind an der Sohle etwa 87 m lang. Es war daher anzunehmen, daß sich eventuell schon während des Baues, sicherlich aber bei Vollbelastung der Mauer ($\sigma_{II} \sim 0$)

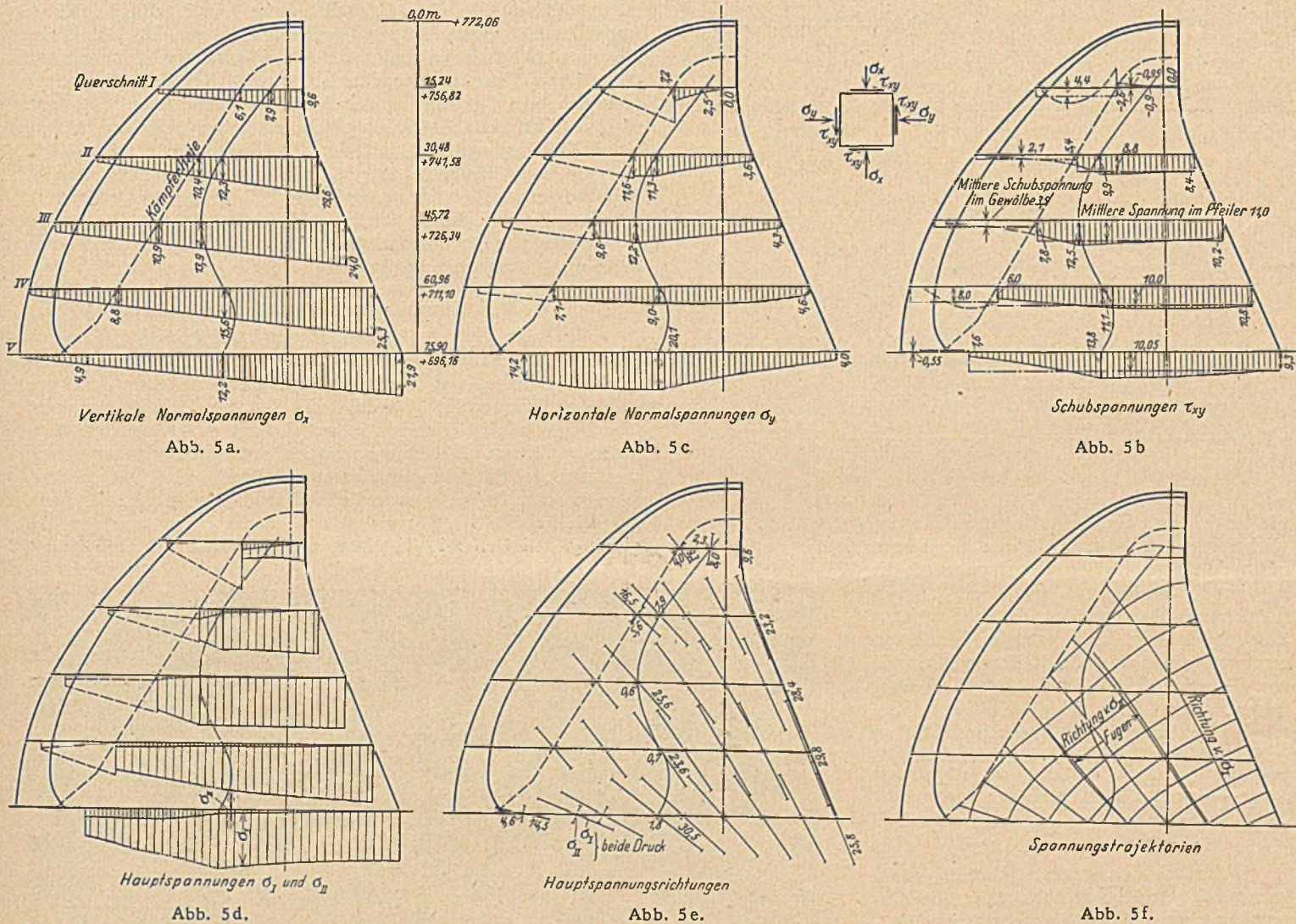


Abb. 5 a gibt für verschiedene horizontale Schnitte die vertikalen Spannungen σ_x , 5 b die Scherspannungen τ , 5 c die horizontalen Normalspannungen σ_y und 5 d die Werte der Hauptspannungen σ_I und σ_{II} . Die Abb. 5 e zeigt die Lage und Größe der Durchmesser der Elastizitätsellipsen einer Anzahl Punkte und 5 f die Spannungstrajektorien.

Es ist zu beachten, daß die oben beschriebene Methode der Berechnung der Hauptspannungen nur ein Näherungsverfahren ist. Doch dürften die den Resultaten anhaftenden Fehler verhältnismäßig gering sein. Überdies sind die berechneten Spannungswerte relativ gering und die ihnen eventuell anhaftenden Fehler daher schon aus diesem Grunde ohne praktische Bedeutung.

Interessehalber ließ der Verfasser die Hauptspannungen während des Baues der Staumauer nochmals von Dr. Fredrick Vogt berechnen nach einem von ihm entwickelten, vollständig neuartigen und z. Z. noch unveröffentlichten Verfahren. Diese Berechnungen ergaben eine gute Übereinstimmung mit den früher gefundenen Resultaten.

Risse ergeben würden. Auf Anregung des Verfassers und gestützt auf eingehende Spannungsuntersuchungen, wurde jeder Pfeiler mit zwei schiefen Dehnungsfugen versehen, (wie ersichtlich aus Abb. 4). Diese Fugen sind parallel zur Richtung der ersten Hauptspannung σ_I . In diesen Richtungen ist bekanntlich die Schubspannung null. Demgemäß besteht keine Tendenz einer relativen Verschiebung der Teile des Pfeilers zu beiden Seiten der Fugen. Die zweite Hauptspannung σ_{II} (Druck) ist von so geringer Größe (an einigen Punkten sogar fast null, siehe Abb. 5 d), daß sie ohne weiteres normal zu den Fugen übertragen werden könnte. Sollten aber, was zu erwarten war und sich dann auch bestätigte, die Fugen sich öffnen infolge Schwinden des Betons und Temperaturabnahme, so wird sich die Größe und Richtung der Hauptspannungen dadurch nur wenig ändern. Andererseits verhindern diese Fugen das Auftreten von unregelmäßig verlaufenden Rissen, die eventuell der Sicherheit der Mauer hätten gefährlich werden können. Die Fugen begannen sich tatsächlich schon während des Baues leicht zu öffnen. Nachträglich wurde zur Vorsorge

beschlossen, in den Pfeilern Eiseneinlagen in horizontalen Ebenen, etwa 9 m vertikal entfernt von einander, einzulegen. Diese Bewehrung durchquert aber die Fugen nicht. Außerdem besteht aber eine starke Bewehrung in der Nähe der Gewölbekämpfer parallel zur wasserseitigen Neigung der Pfeiler, welche die durch die Fugen geformten Teilstücke der Pfeiler miteinander verbinden.

Die Richtigkeit der gemachten Annahme der Fugenwirkung wurde auf folgende elementare Weise nachgeprüft. Die schiefen Dehnungsfugen, die sich von der Fundamentsohle bis in die Nähe der Gewölbekämpfer erstrecken, teilen einen

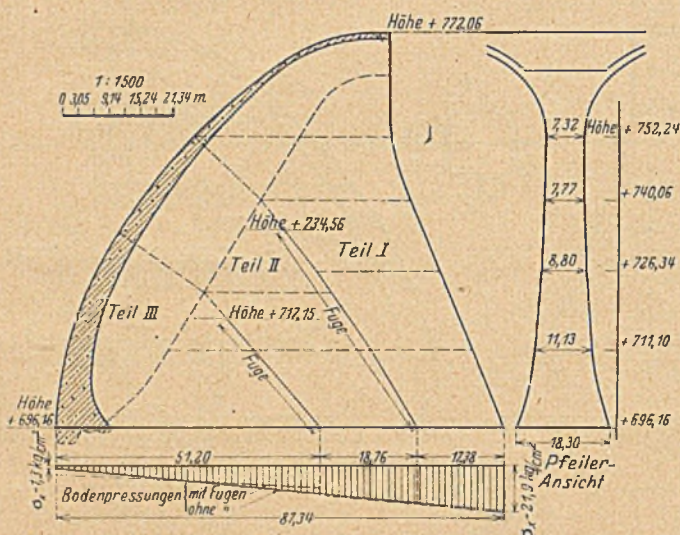


Abb. 6.

Pfeiler in drei Gebilde, die schief angeordneten Streben verglichen werden können. Wenn die Fugen richtig angeordnet, und die theoretischen Überlegungen, die zu dieser Anordnung führten, im Prinzip richtig sind, dann müssen die drei schiefen Streben einzeln (und natürlich auch zusammen) die auf sie entfallenden Anteile des Eigengewichtes und der Wasserlast tragen, ohne daß die Größe und Verteilung der Spannungen in den drei Streben wesentlich anders ist als im monolithischen Pfeiler. Die Abb. 6 zeigt, daß dies mit guter Annäherung der Fall ist².

Der Beton der Mauer.

Während des ganzen Baues wurde genaue Kontrolle geführt über die Zusammensetzung des Betons. Ein Feld-Laboratorium wurde an der Baustelle errichtet und tägliche Proben gemacht von Beton, der bereits in die Schalung eingebracht war. Sand und Kies wurden dem Flußbett entnommen, und in vier verschiedene Größen abgesiebt.

Der Beton für die Gewölbe enthielt etwa 210 kg Zement per m³. Derjenige für die Pfeiler etwa 190 kg per m³. Die Mischung für die Gewölbe war ungefähr 1 : 2,7 : 3,1 plus 2,8 Teile Grobkies von 65—180 m/m Korngröße. Für die Pfeiler war die Mischung 1 : 3,1 : 3,6 plus 3,2 Teile Grobkies. Das

² Ähnliche schiefe Dehnungsfugen wurden angeordnet in der 50 m hohen Big Dalton Gewölbereihenmauer, die in den Jahren 1928/29 in der Nähe von Los Angeles in Kalifornien gebaut wurde. Ferner sind in den Plänen der 150 m hohen San Gabriel Schweregewichtsmauer, z. Zt. im Bau, drei schiefe innere Dehnungsfugen vorgesehen, die parallel zur Richtung der ersten Hauptspannung angeordnet sind.

Wasserzementverhältnis schwankte zwischen 0,9 und 1,1. Die Probezylinder, 15×30 cm, ergaben nach 28 Tagen eine mittlere Bruchstärke von 200 kg/cm² für den Gewölbebeton und 150 kg/cm² für den Pfeilerbeton.

Schalung.

Eine besondere Art von halb biegsamer Schalung erlaubte, die letztere den verschiedenen Krümmungen der Kuppeln ohne wesentliche Schwierigkeiten anzupassen. Die Biegsamkeit der Schalung wurde erreicht durch teilweises Einsägen der sonst steifen Verbindungsstücke. Der Beton wurde in 1,20 m tiefen Schichten eingebracht. Die Schalung wurde durch Drähte und Verankerungseisen festgehalten. Wo der Überhang der Gewölbe mehr als 30° war, wurde die luftseitige Schalung an besonderen Verankerungseisen befestigt, die in der Form eines umgekehrten V in der vorangehenden Betonschicht verankert waren. Auf diese Art konnte die luftseitige Schalung bis zu einer Neigung von 55° mit der Vertikalen gehalten werden. Für die noch flacheren oberen Teile der Gewölbe wurden die Schalungsrippen einerseits auf den früher gegossenen Beton, andererseits auf die Brückengewölbe abgestützt. Der ganze Bau wurde also ohne äußere Gerüste aufgeführt, was die Kosten ganz wesentlich verringerte.

Die Baueinrichtungen (siehe auch Abb. 7).

Die Baustelle der Coolidge-Mauer ist ungefähr 13 km von der nächsten Bahnstation San Carlos entfernt. Die Bauunternehmer zogen es vor, statt eine Zweiglinie zu bauen, alle per Bahn ankommenden Waren, wie Zement, Armierungseisen, Maschinen und Geräte usw. auf Lastwagen nach der Baustelle zu führen. Wo immer möglich, wurde Handarbeit durch mechanische Einrichtungen ersetzt. Pferde oder andere Zugtiere wurden keine verwendet während der ganzen Bauzeit.

Elektrische Kraft wurde der Unternehmung von der Regierung geliefert mittels einer neu erstellten 32 km langen

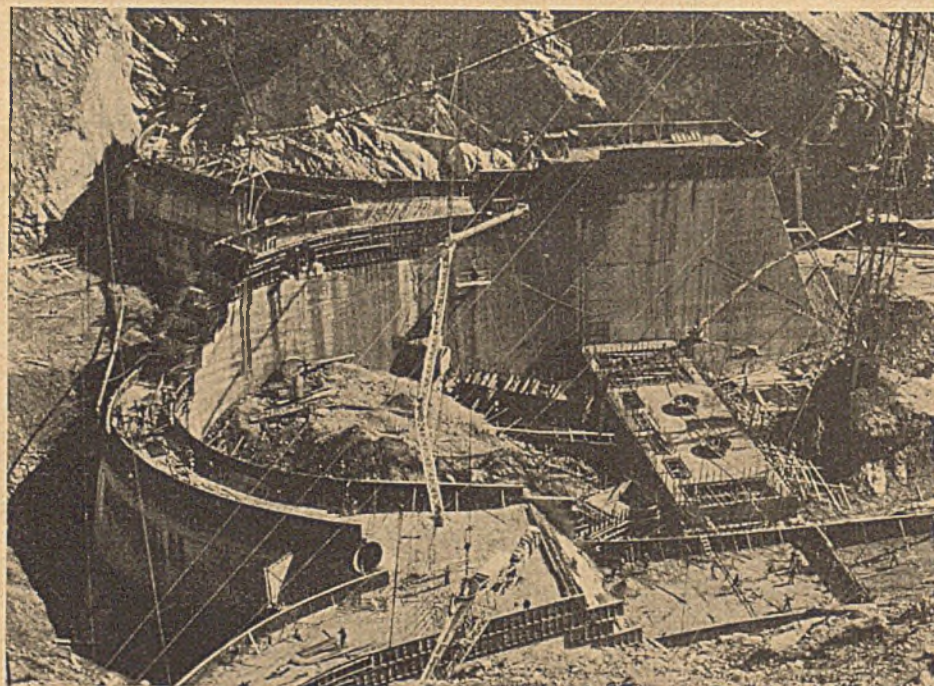


Abb. 7.

Leitung, welche in Zukunft dazu dienen wird, die in einer 15 000 PS-Kraftstation am Fuße der Mauer erzeugte Kraft den bewässerten Gebieten und einigen benachbarten Kupferminen zuzuleiten.

Sand und Kies für den Beton wurde dem Flußbett entnommen, ungefähr 1,5 km unterhalb der Baustelle. Mittels

einer Seilbahn wurden die vorher gewaschenen und sortierten Materialien nach den an der Baustelle etwas über Kronenhöhe der Mauer gelegenen Betonmischmaschinen gebracht. Von dort floß der Beton in einer Eisenrinne nach einem 120 m hohen eisernen Hebeturm, der zwischen den Pfeilern der Staumauer aufgerichtet war. In dem Hebeturm wurde der Beton mittels Aufzug auf die nötige Höhe gehoben und von dort durch an Kabeln aufgehängte eiserne Gußrinnen in die Schalungen eingeführt. Anfänglich war die Möglichkeit untersucht worden, den Beton mittels Förderband, statt Gußrinnen, zu befördern. Theoretisch böte dies wesentliche Vorteile, doch zeigte es sich im vorliegenden Falle, daß durch einen ganz wenig größeren Zementzusatz die Festigkeit und Gleichmäßigkeit des Gußbetons auf viel wirtschaftlichere Weise innerhalb der gewünschten Grenzen gehalten werden konnte.

Zwei Drahtseilförderanlagen von 10 und 15 t Tragfähigkeit waren über die Baustelle gespannt. Doch wurden diese Anlagen nur zum Legen der Armierungseisen, Schieber usw. gebraucht, nicht aber für die Betonarbeiten.

Im Durchschnitt waren ungefähr 500 Arbeiter an der Baustelle beschäftigt. Während der Aushebung der Fundamente, die infolge Hochwassergefahr bis zu 3500 m³ sek möglichst rasch vor sich gehen mußte, waren bis zu 700 Arbeiter beschäftigt. Davon waren ungefähr 100—200 Indianer vom Stamme der Apachen, deren Wigwams und Weideplätze für ihre Pferde und Rinder im Tale des Gila-Flusses gelegen waren. Unter ihnen waren auch einige, die als junge Krieger vor 40—50 Jahren an den letzten Kämpfen der Rothäute gegen die vordringenden weißen Ansiedler teilgenommen hatten. Die jüngere Generation dieser Indianer ist einigermaßen zivilisiert. Als Arbeiter an der Baustelle fanden sie bei den Sprengarbeiten die ihnen am meisten zusagende Beschäftigung.

Baukosten.

Der Bau der Coolidge-Staumauer, einschließlich Kraftanlage und Kraftleitung, kostete etwa 4 500 000 Dollars.

Außerdem benötigte der Bau die Verlegung einer etwa 22 km langen, das Staubecken durchquerenden Bahnlinie, was eine weitere Million Dollars Kosten verursachte.

Für den Bau der Staumauer waren die folgenden Mengen benötigt:

Aushub für Mauer und Überfälle . . .	250 000 m ³
Beton	154 000 m ³
Armierungseisen	3 000 tn.

Die Projekt- und Baupläne wurden von den Ingenieuren der amerikanischen Regierung ausgearbeitet. Der Bau war an eine Privatfirma vergeben, die nach öffentlicher Ausschreibung von sechs Bewerbern das niedrigste Angebot gemacht hatte. Der Bauvertrag wurde am 2. Januar 1927 unterschrieben. Der erste Beton wurde am 24. November 1927 gegossen und die ganze Staumauer, mit Ausnahme der Kraftstation, war fertig am 25. Oktober 1928, etwa 9 Monate vor dem vertraglich verlangten Zeitpunkt.

Bauleitung.

Die Anfertigung der Projekt- und Baupläne und der Bau selber, standen unter der Oberaufsicht von Major C. R. Olberg, Assistant Chief Engineer, U. S. Indian Service, General W. C. Langfitt, L. C. Hill, A. J. Wiley und der Verfasser waren von der Regierung als beratende Ingenieure beigezogen.

Die Bauarbeiten wurden von der Firma Atkinson, Kier Bros. und Spicer, Los Angeles, ausgeführt unter der direkten Leitung von J. G. Tripp. Wie bereits weiter oben angeführt, bewältigte die Bauunternehmung die Ausführung der ziemlich komplizierten Kuppelgewölbe ohne besondere Schwierigkeiten und in sehr wirtschaftlicher Weise. Doch mag es angezeigt sein, in Fällen, wo die Verhältnisse weniger günstig sind als bei der Coolidge-Baustelle, nur die unteren Teile der Gewölbe in kuppelähnlicher Form auszuführen, die oberen Teile dagegen steiler zu bauen, dies besonders in Fällen, wo eine Brücke über die Mauer nicht nötig ist.

DER IDEENWETTBEWERB UM DIE ERBAUUNG EINER NEUEN STRASSENBRÜCKE ÜBER DIE ELBE IN MEISSEN.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Otto Kirsten, Dresden.

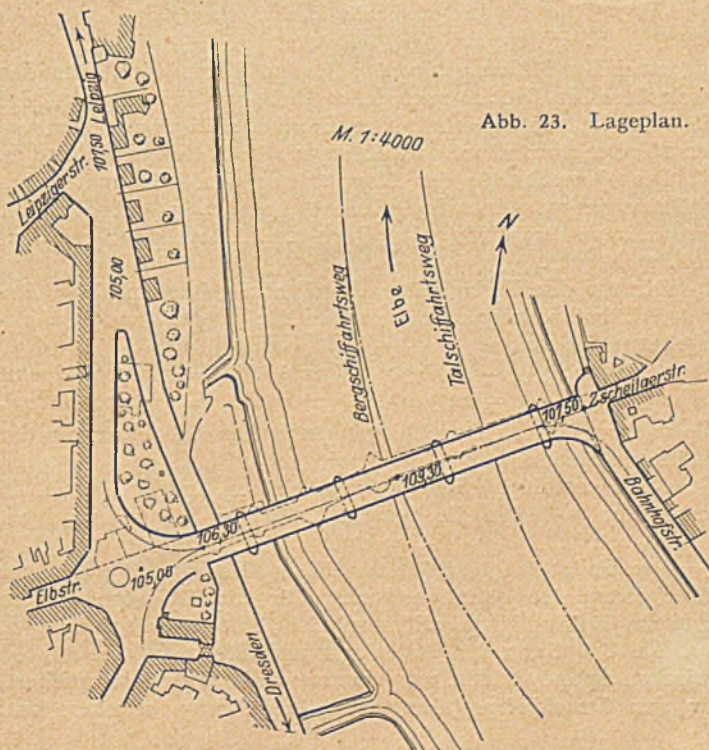
(Fortsetzung von Seite 374.)

Entwurf: Aktiengesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau Harkort, Duisburg. Mitarbeiter: Architekt Kurt am Ende, Chemnitz, Beton- und Monierbau A.-G., Dresden.

Die Bearbeiter schlagen als neue Lage der Brücken die Stelle der alten vor, da der Einblick in die Elbstraße überaus reizvoll ist und zudem die Steigungsverhältnisse der Berggasse bis zum Brückenkopf bei einer Brückenlage mehr stromaufwärts noch ungünstiger werden.

Die Planung am linken Brückenkopf ist großzügig durchgeführt und arbeitet mit großen Mitteln. Die Gemeindestraße Dresden—Leipzig wird unter der Brücke hinweg in gerader Richtung nach der Leipziger Straße geführt und erreicht am Punkte V die jetzige Staatsstraße. Von der Brücke aus findet die Durchgangsstraße ihre Fortsetzung im Zuge der Linie IV-V. Die Bebauung ist so geplant, daß stadtseitig der Uferstraße geschlossene dreigeschossige Bauweise und stromseitig der Fernstraße Leipzig—Dresden offene Bauweise vorgesehen wird (vgl. Abb. 23).

Um in das Stadtbild wegen der Nähe der Albrechtsburg keine Baumaßstäbe zu tragen, die der baulichen Entwicklung nicht entsprechen, haben die Bearbeiter mit Absicht nicht die wirtschaftlich besseren großen Spannweiten gewählt, sondern die geringsten zulässigen Lichtweiten vorgesehen. Als Brückensystem werden Balkenträger verwendet, da diese



gegenüber Bogenträgern unter der Fahrbahn den Vorteil haben, daß sie nicht in das Hochwasserprofil ragen (s. Abb. 24).

Die Hauptträgeranordnung ist so, daß durch Einbau von Gelenken statisch bestimmte Träger entstehen. Vorgesehen sind drei Stromöffnungen von je rd. 53,60 m Spannweite

Entwurf: Fried. Krupp A.-G., Rheinhausen/Niederrhein und Siemens-Bauunion.

Mitarbeiter: Baurat Pusch, Dresden.

Die Bearbeiter schlagen zwei Grundrißlösungen vor. In dem einen Entwurf ist die neue Brücke ungefähr 35 m oberhalb der bestehenden, (vgl. Abb. 26) in dem andern rd. 20 m unterhalb der alten Brücke (übrigens der einzige derartige Vorschlag) vorgesehen (vgl. Abb. 27).

Vorschlag I soll, unter Wahrung guter Übersichtlichkeit, eine schlanke Verbindung der auf dem linken Elbufer geplanten Hochuferstraße mit der neuen Brücke und den in den Brückenvorplatz einmündenden Straßenzügen ermöglichen.

Im Vorschlag II glauben die Verfasser, die Straßenführung in verkehrstechnischer Hinsicht bedeutend verbessert zu haben. Der Durchgangsverkehr sei von dem Stadtverkehr losgelöst. Die Verbindung von der neuen Brücke und Hochuferstraße nach der Stadt und der Gemeindestraße würde sich zwanglos ergeben.

Bei beiden Entwürfen ist der Bau einer Notbrücke entbehrlich.

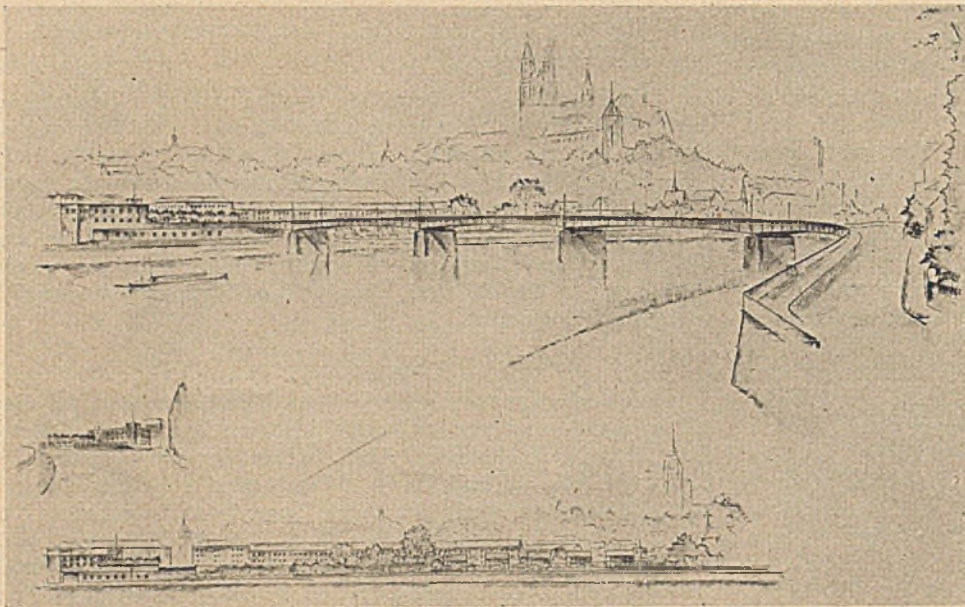
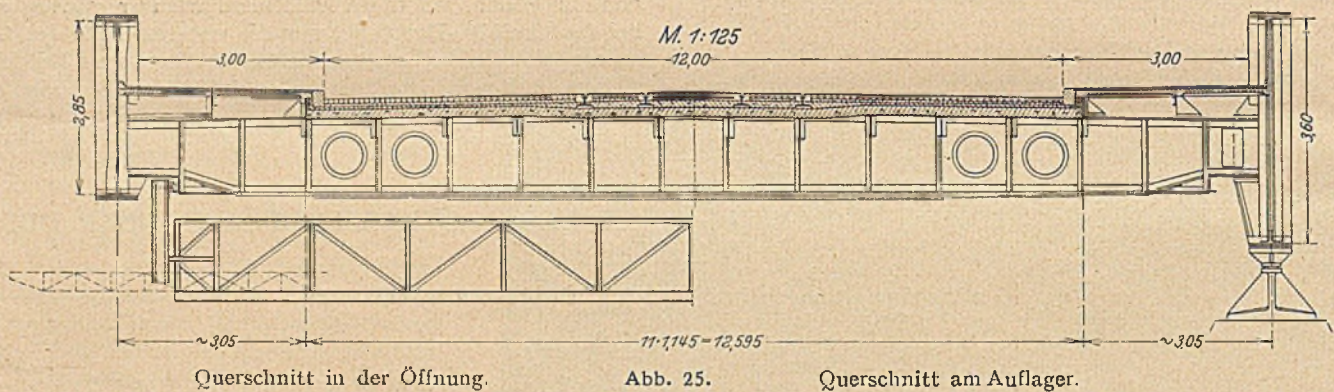


Abb. 24. Brückenschaubild.



Querschnitt in der Öffnung.

Abb. 25.

Querschnitt am Auflager.

und zwei Landöffnungen von je 21 m Spannweite. Um den Blick über die Brücke nach jeder Richtung freizuhalten, sind die Hauptträger außerhalb der Fahrbahn in einem Abstand von 18,70 m angeordnet und überragen die Fußwege um 1,10 m.

Die Querschnitte der Hauptträger sind einwandige Lamellenträger mit einer Stehblechhöhe von 2,85—3,60 m. Die konstruktive Ausbildung der Quer- und Längsträger geht aus Abb. 25 hervor.

Die für den Festigkeitsnachweis maßgebenden Trägheits- und Widerstandsmomente betragen für die beiden oben angegebenen Höhen:

Höhe 2,85 m: $J_n = 27,645 \times 10^6 \text{ cm}^4$ $W_n = 0,185 \times 10^6 \text{ cm}^3$

Höhe 3,60 m: $J_n = 42,920 \times 10^6 \text{ cm}^4$ $W_n = 0,225 \times 10^6 \text{ cm}^3$.

Die nachgewiesenen Durchbiegungen halten sich innerhalb der zulässigen Grenzen.

Als Baustoff ist für die wesentlichen Trägerteile St. Si vorgesehen, während die übrigen Träger in St. 37 ausgeführt werden sollen.

Die Fahrbahn besteht aus Kleinpflaster, das von einer Eisenbetonplatte getragen wird. Für die Fußwege werden armierte Betonplatten mit Asphaltbedeckung vorgeschlagen.

Die Gründung der Widerlager und Pfeiler ist die übliche zwischen Spundwänden, ausgenommen die eines Strompfeilers, für den Druckluftgründung zur Ausführung kommen soll.

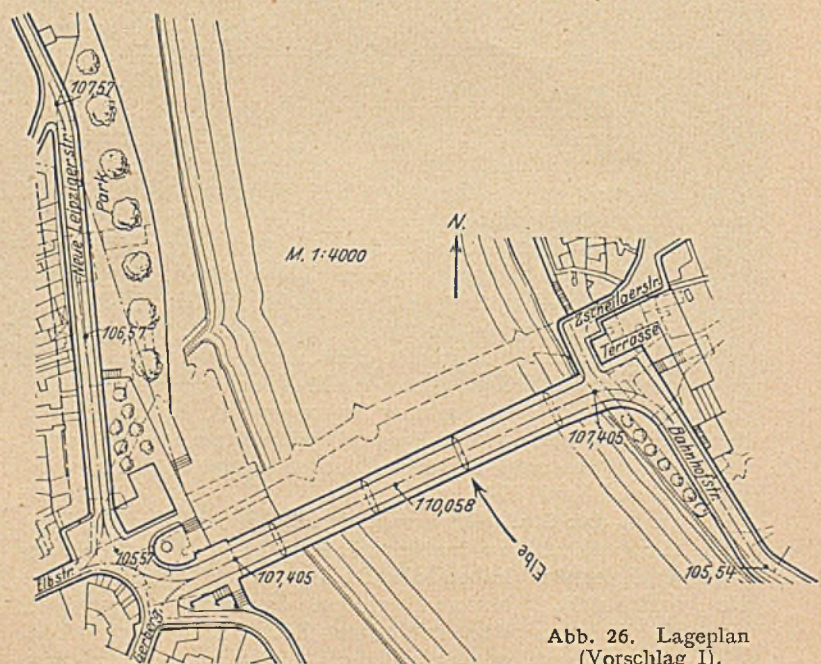


Abb. 26. Lageplan (Vorschlag I).

Vorschlag I sieht auf beiden Ufern starke Veränderungen vor. Rechtselbisch sollen sämtliche alten Gebäude vom Steinbruch bis zur Zscheilaerstraße abgebrochen werden. Die Bahnhofstraße wird landeinwärts verdrückt, so daß ein breiter Bürgersteig entlang der Hochufermauer entsteht, der mit verschnittenen Kastanien geschmückt als Promenade ausgebaut werden soll.

Auf dem linken Elbufer fällt der Häuserblock E. Für die Hochuferstraße ist der Linienzug IV-V gewählt. Wie die Verfasser betonen, wird die Hochuferstraße nicht stark in Erscheinung treten, da das Sägewerksgrundstück mit seinen großen Bäumen in der Hauptsache erhalten und als Meißner Stadtpark ausgebildet werden soll (vgl. Abb. 28).

Das Brückenbauwerk ist ein vollwandiger Balkenträger und hat, wie aus Abb. 29 und 30 ersichtlich ist, drei Mittelöffnungen von je 53 m und zwei Landöffnungen von je 25,30 m. Durch die Anordnung von Gelenken ist eine statisch bestimmte Lagerung erreicht worden. Die Hauptträger, die zwischen Bürgersteig und Fahrbahn die Straße um 1,10 m überragen, sind als einwandige Blechträger ausgebildet. Diese haben in der Mitte der Seitenöffnung eine Stehblechhöhe von 2,97 m $\left(\frac{L}{11}\right)$ und in der Mitte der Mittelöffnung eine solche von 4,34 m $\left(\frac{L}{13}\right)$.

Die entsprechenden Querschnittsflächen ergeben auf Grund der beigegebenen statischen Berechnung folgende Werte:

Mitte Seitenöffnung:

$$J_n = 20,927 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$W_n = 0,141 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

Mitte Mittelöffnung:

$$J_n = 39,935 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$W_n = 0,1885 \times 10^6 \text{ cm}^3.$$

Die nachgewiesene Durchbiegung beträgt im ungünstigsten Fall weniger als $\frac{1}{600}$ der Spannweite.

Die übrigen Einzelheiten gehen aus den Abb. 31, 32 und 33 hervor.

Als Baustoff für die Fahrbahn und Fußwegträger sowie für die Verbände wird Baustahl St. 37 gewählt. Nur für die Hauptträger wird mit Rücksicht auf die bei der Verwendung von St. 37 erforderlichen großen Eisenstärken St. Si vorgeschlagen.

Die Gründung der Pfeiler und Widerlager ist die übliche. Die Montage der Brücke soll innerhalb eines Sommerhalbjahres erfolgen.

Vorschlag II zeigt dieselbe konstruktive Durchbildung des Brückentragwerkes.

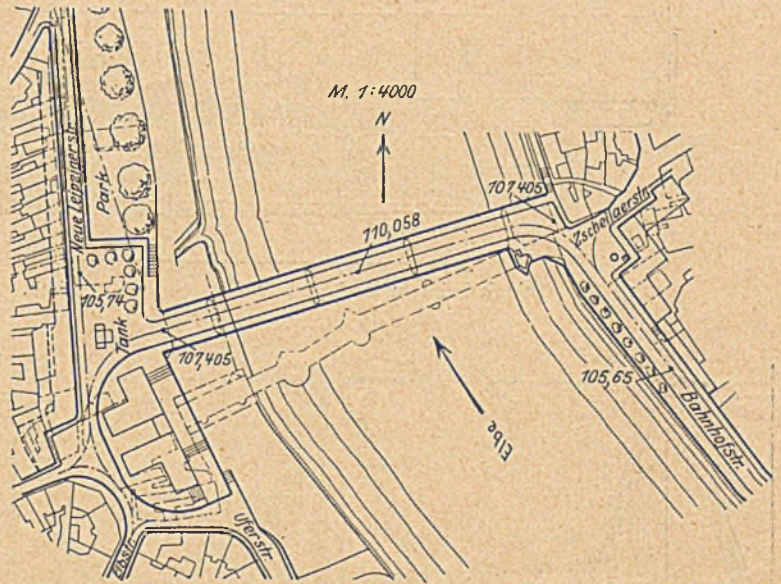


Abb. 27. Lageplan (Vorschlag II).



Abb. 28. Blick auf Meissen von der Elbe aus.

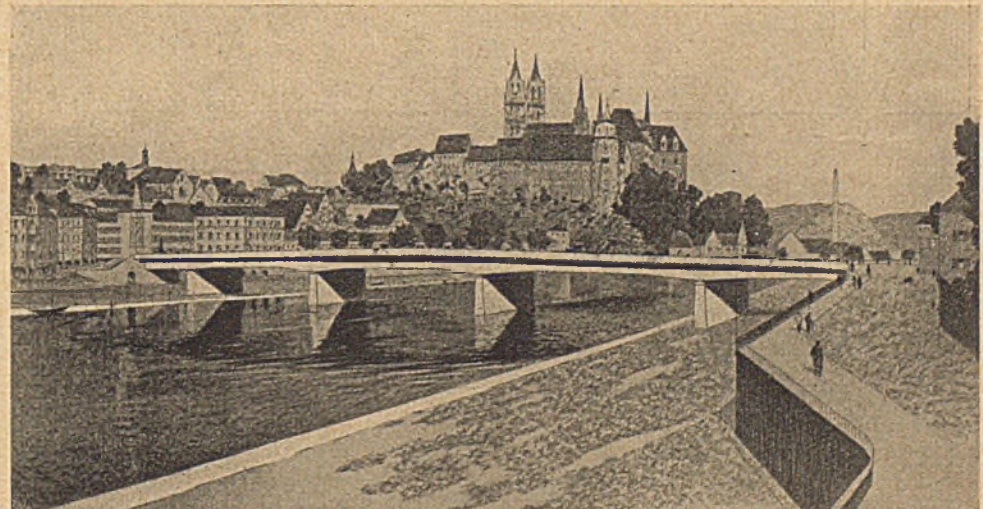


Abb. 29. Brückenschaubild.

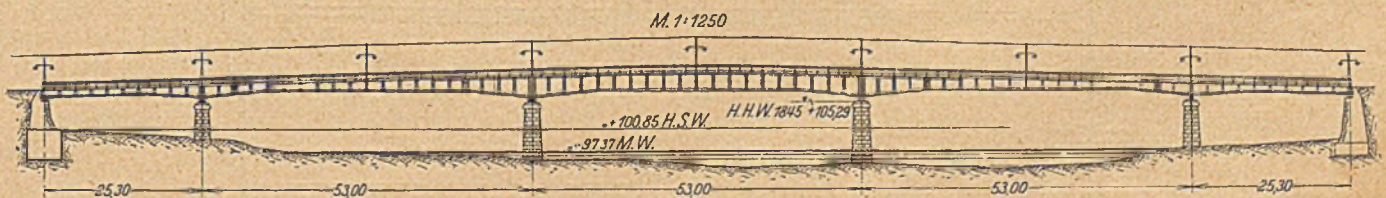


Abb. 30. Brückenansicht.

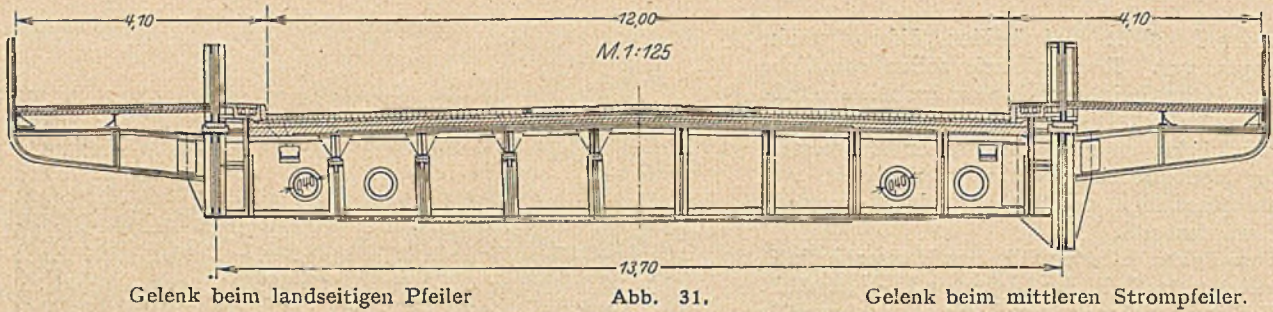
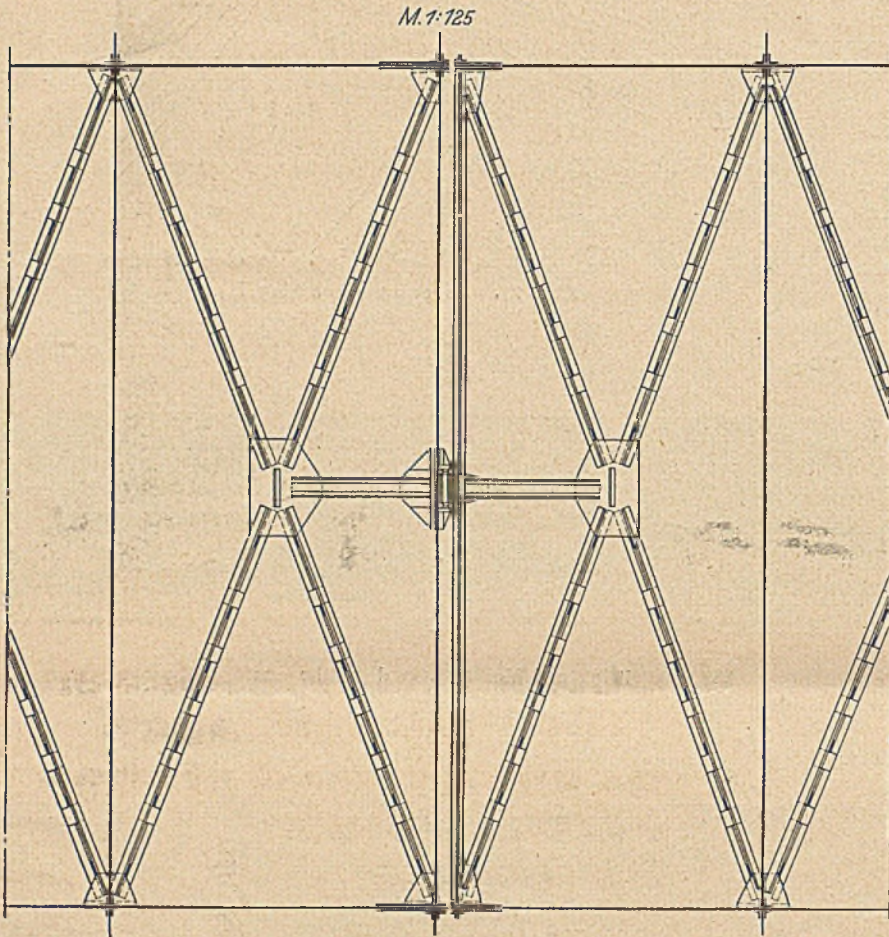


Abb. 31.



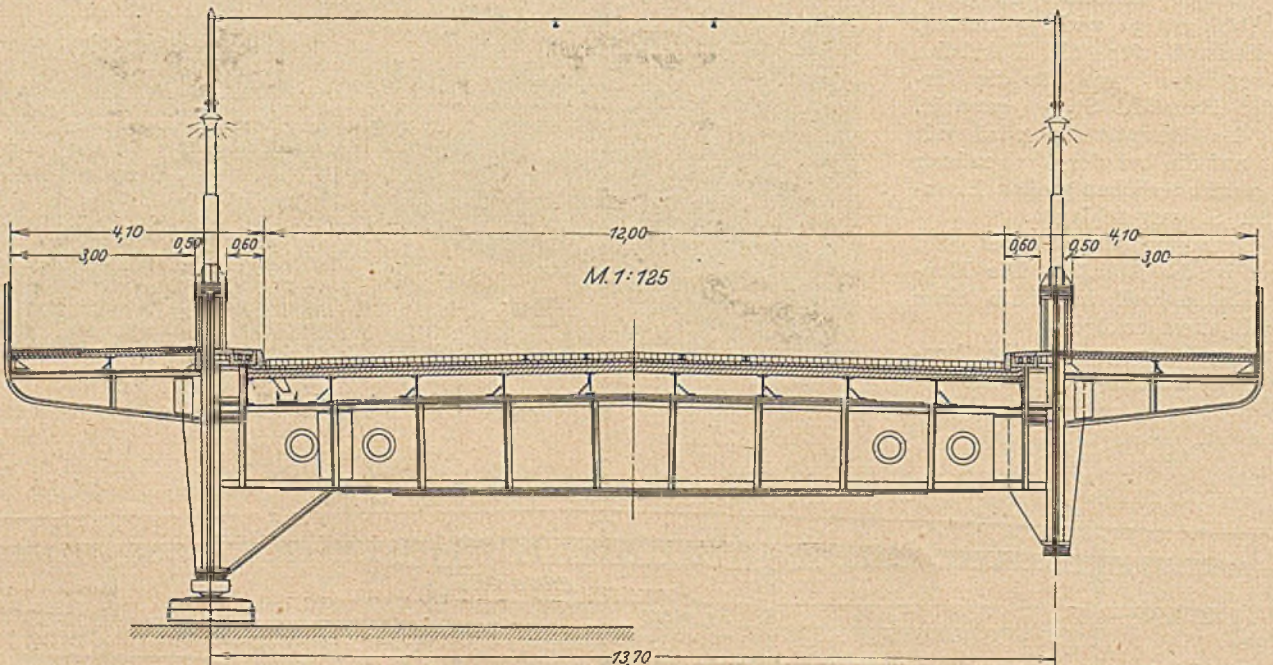
Entwurf: Kelle & Hildebrandt, Niedersiedlitz. Mitarbeiter: Prof. Hans Max Kühne, Dresden.

Die neue Brücke soll an Stelle der alten zu liegen kommen, damit der Verkehr auf der Zscheilaerstraße geradlinig aufgenommen werden kann und außerdem der von der linkselbischen Gemeindestraße kommende Verkehr unter Benutzung einer Aufstraße verhältnismäßig gut der Brücke und der Hochuferstraße zugeführt wird. Vor allem aber würde der aus der Stadt der Brücke zustrebende Verkehr seine alte Bahn beibehalten.

Die stromabwärtige Flucht der neuen Brücke lassen die Bearbeiter mit der alten zusammenfallen, um bei späterer Verbreiterung der Zufahrtstraßen den Ankauf und Abbruch von Grundstücken auf das geringste Maß zu beschränken. Der Anschluß der Hochuferstraße wird im Zuge der Linie III-V gewählt, da die Führung IV-V am Brückenkopf infolge des geforderten Halbmessers von $R = 40$ m den Ankauf und die Niederlegung der an der Elbstraße gelegenen Häuser bedingt hätte. Außerdem hätte das Gebäude

des Dampfsägewerkes der Fa. Otto & Schlosser beseitigt werden müssen. Die Hochuferstraße selbst soll auf einen 2,5—3,5 m hohen Viadukt zu

Abb. 32. Unterer Windverband am Gelenkpunkt.



Querschnitt über dem mittleren Strompfeiler.

Abb. 33.

Querschnitt in Brückenmitte.

liegen kommen oder durch eine nur wenig über 2 m hohe Mauer, die wahlweise vorgeschlagen wird, abgestützt werden.

Die Verfasser glauben nicht, daß hierdurch ein städtebaulicher Nachteil entsteht, zumal am Fuß der Albrechtsburg bereits ein natürlicher Böschungskörper vorgesehen sei. Dieser Meinung schließt sich das Preisgericht nicht an. Wenn es auch möglich ist, daß unter dem Viadukt Trockenlagerräume für das dort vorhandene Sägewerk errichtet werden können und damit wirtschaftliche Vorteile erzielt werden, so ist der städtebauliche Nachteil jedoch so groß, daß diese Lösung nicht befriedigt. Um das jetzige Gelände des Sägewerkes zu schonen, wird die Hochuferstraße auf einer Strecke von 110 m flußseitig um 6 m über die Hochuferbegrenzungslinie verdrückt (nach den Wettbewerbsbedingungen erlaubt).

Auf dem rechten Elbufer wird die Bahnhofstraße um 3 m erhöht. An Stelle des vorgeschriebenen einseitigen Fußweges von 3,5 m Breite sind zwei Fußwege links und rechts der Fahrbahn von je 2 m Breite vorgesehen, um den Fußverkehr vom Bahnhof nach der Stadt, vor allem am rechten Brückenkopf, gefahrlos zu gestalten. (s. Abb. 34).

Aus der geforderten Mindeststeigung der Fahrbahn von 1 : 35 und dem vorgeschriebenen Durch-

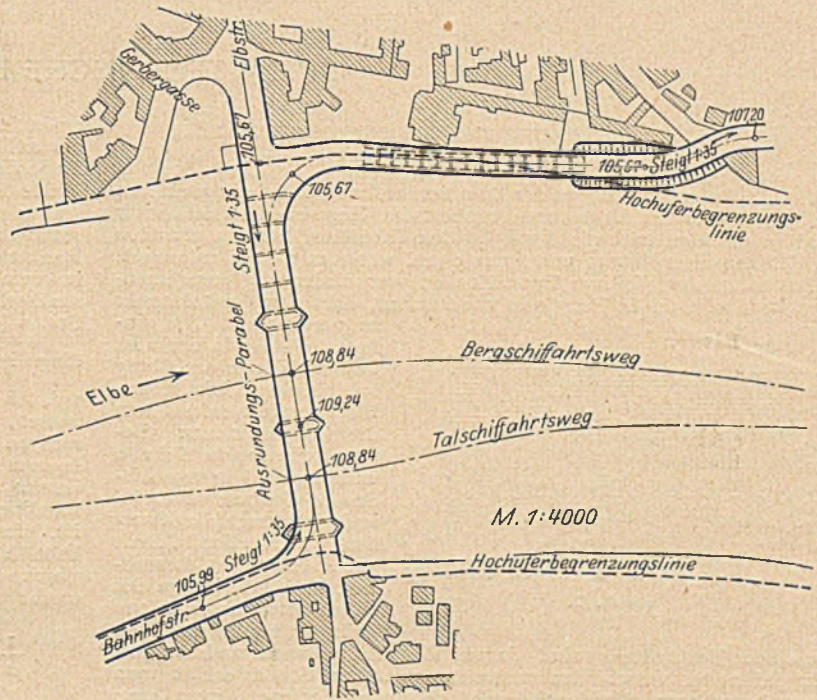


Abb. 34. Lageplan.

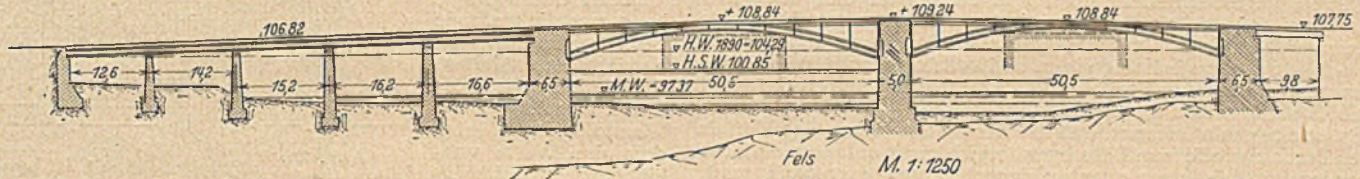


Abb. 35. Brückenlängsschnitt.

flußprofil errechnen sich die Verfasser für das Tragwerk eine Konstruktionshöhe von 2 m. Infolge dieses geringen Maßes werden Bogenträger (3 Stück für die gesamte Brückenbreite) vorgeschlagen. Die Verfasser sind der Meinung, daß diese gegenüber Blechbalkenträgern, die zwischen Fahrbahn und Fußweg teilweise über der Straße angeordnet werden müßten, geringeres Gewicht haben. Außerdem unterbleibe eine Trennung zwischen Fahr- und Gangbahn. Ein weiterer Vorteil würde dadurch erreicht werden, daß die Brücke ohne Interimsbrücke in zwei Hälften ausgeführt werden könnte.

Die beiden Bogenträger von je 50,50 m Spannweite sind statisch Zweigelenkbogen. Die konstruktive Durchbildung zeigt einwandige Blechträger von rd 1,10 m Höhe aus St. 37.

Nach der Meißner Seite zu schließen sich fünf Flutöffnungen von rd. 16,60 m bis 12,60 m l. W. an. Die rechte Landöffnung hat eine l. W. von 9,80 m. Überbrückt wird jede Flutöffnung durch vier genietete Balkenträger, die paarweise durch Verbände ausgesteift sind. Die Bogenenden und Kämpfergelenke ragen nur wenig in das Hochwasser vom Jahre 1845 hinein. Die vorge-

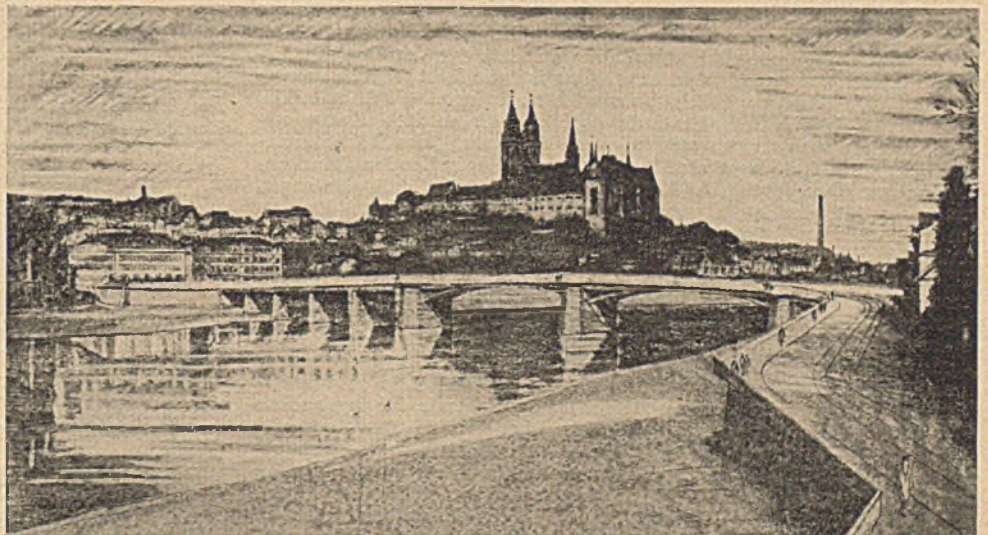


Abb. 36. Brückenschaubild.

schlagene Brückenaufteilung geht aus den Abbildungen 35 und 36 hervor.

Die Gründung der Pfeiler, deren Außenflächen mit Granitbruchstein verkleidet werden sollen, erfolgt in üblicher Weise zwischen Spundwänden. Der Viadukt am linken Elbufer soll auf Eisenbetonpfähle gegründet werden.

(Fortsetzung folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Graphische Darstellung zusammengesetzter Stoffe.

Von Dr.-Ing. Hermann Zuck, Hannover.

Die Aufgabe, sich von der Zusammensetzung eines aus mehreren Teilen bestehenden Stoffes auf graphischem Wege ein übersichtliches Bild zu machen, tritt nicht nur an den Chemiker, sondern oft auch an den Ingenieur heran, und zwar dann, wenn es darauf ankommt, mehrere aus den gleichen Bestandteilen verschiedenartig zusammengesetzte Stoffe (z. B. Baustoffe wie Zement, Kies usw.) miteinander zu vergleichen.

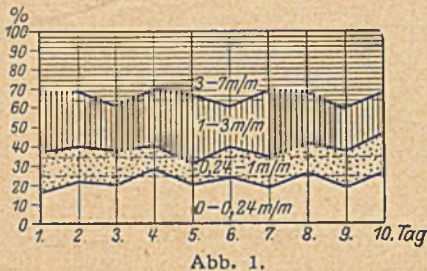


Abb. 1.

Die einfachste Methode hierzu ist immer die Darstellung mittels eines gleichlangen Flächenstreifens, auf dem die verschiedenen Bestandteile ihrem Gehalte entsprechend in verschiedenen Farben übereinander gekennzeichnet werden. Wird der Gehalt nach Prozenten berechnet, so ist die Länge des Flächenstreifens in 100 Teile zu teilen, und die einzelnen Bestandteile sind darauf der Reihe nach aufzutragen. Für jeden der verschiedenen zusammengesetzten Stoffe erhält man einen besonderen Streifen; durch Nebeneinanderlegen kann man diese in bequemster Art miteinander vergleichen. So ist z. B. in Abb. 1 die wechselnde Zusammensetzung des Mörtels nach Korngrößen bei dem Bau einer Betonstraße, die durch Siebprobe an jedem Arbeitstage festgestellt wurde, in einfachster und übersichtlichster Form dargestellt. Die punktierten Linien geben die ideale Zusammensetzung nach Graf an. Das Verfahren hat den Vorteil, daß es sich für alle aus beliebig vielen und beliebig gearteten Bestandteilen zusammengesetzten Stoffe ohne die geringste Schwierigkeit und ohne alle Vorkenntnisse anwenden läßt.

Es ist allgemein bekannt, daß die Zusammensetzung des Mörtels oder der Zuschlagstoffe zum Beton gewöhnlich nicht auf diese einfache Art, sondern mittels einer oder mehrerer Kurven dargestellt wird. Dieses wohl zuerst von Fuller, später von Graf angewendete Verfahren beruht bekanntlich darauf, die Korngrößen als Abszissen und die in dem Mörtel oder den Zuschlagstoffen enthaltenen Mengen bis zu der betreffenden Korngröße als Ordinaten aufzutragen. Durch Verbinden der einzelnen so ermittelten Punkte erhält man eine ansteigende Kurve (richtiger ein Polygon), die als die Kurve des betreffenden Sandes, Kieses usw. bezeichnet wird. Anwenden läßt sich das Verfahren naturgemäß immer nur dann, wenn es möglich ist, die Bestandteile in eine zahlenmäßige Abhängigkeit voneinander zu bringen. Will man die Menge eines bestimmten Bestandteils aus einer solchen Kurve ablesen, so kann man das immer nur durch Ermittlung des Höhenunterschiedes von End- und Anfangspunkt des betreffenden Kurvenabschnittes. Der Vorzug des Verfahrens beruht darin, daß man sagen kann, der betreffende zu untersuchende Stoff genügt dann den an ihn zu stellenden Ansprüchen, wenn die von seiner Kurve und der Ordinatenachse eingeschlossene Fläche einen ganz bestimmten Wert hat.

In manchen Fällen kommt es darauf an, die Zusammensetzung eines aus mehreren Teilen bestehenden Stoffes in prägnantester Weise durch einen Punkt zu kennzeichnen. Das ist natürlich, da jeder Punkt in der Ebene durch 2, im Raume durch 3 Koordinaten festgelegt ist, ohne weiteres nur möglich für Stoffe, die aus 2 bzw. 3 voneinander unabhängigen oder im ganzen aus 3 bzw. 4 Bestandteilen zusammengesetzt sind. Auf diese Weise ist in der Baustoffchemie das sogenannte Drei- bzw. Vierstoffsystem entstanden, über das in den Fachzeitschriften — Tonindustriezeitung, Beton und Eisen usw. — viel geschrieben ist. Für den Bauingenieur, der mit diesen Fragen seltener in Berührung kommt, dürfte es von Wichtigkeit sein, sich die Entstehung dieser Darstellungsweise klarzumachen. Gar zu häufig begegnet man der Auffassung, daß das sogenannte „Dreistoffsystem“ oder auch „Dreieckskoordinatensystem“ eine schwierige von den Chemikern und Mathematikern herausgebrachte Wissenschaft sei, die den Bauingenieur nichts weiter angehe, und gar das „Vierstoffsystem“ erinnert manchen an die „vierte Dimension“ und schreckt ihn vollends ab. Und doch sind die Zusammenhänge bei beiden die denkbar einfachsten.

Ein Stoff mit 3 voneinander unabhängigen Bestandteilen läßt sich durch einen Punkt nur im Raume darstellen, d. h. durch Auftragen der drei Größen x , y und z , die die Werte der Bestandteile darstellen, im räumlichen Koordinatensystem. Werden diese Werte in Prozenten ausgedrückt, und handelt es sich um einen aus drei Bestandteilen zusammengesetzten Stoff, so gilt die Gleichung

$$x + y + z = 100,$$

die drei Bestandteile sind also nicht mehr voneinander unabhängig. Es läßt sich leicht nachweisen, daß alle Punkte im räumlichen Ko-

ordinatensystem, die dieser Gleichung genügen, in einer Ebene liegen, die auf den drei Koordinatenachsen die Strecken 100 abschneidet. Derjenige Teil dieser Ebene, in dem alle drei Koordinaten positive Werte haben, ist ein gleichseitiges Dreieck. Schneidet man dieses heraus und zeichnet es für sich, so erhält man das bekannte Dreistoffsystem (Abb. 2). Die Koordinaten x , y und z eines beliebigen Punktes in diesem Dreieck kann man in einfacher Form ablesen aus seinen senkrechten Abständen von den drei Seiten (gegen die ursprünglichen allerdings im Maßstab $1 : \sqrt{\frac{3}{2}}$ verlängert;

vgl. Abb. 2a). Es ist leicht zu beweisen, daß die Summe der senkrechten Abstände jedes Punktes im Innern eines gleichseitigen Dreiecks immer einen konstanten Wert hat, nämlich gleich der Höhe des Dreiecks ist. In Abb. 3 muß die Summe der Inhalte der drei kleinen Teildreiecke gleich dem des ganzen sein, daraus ergibt sich

$$\frac{1}{2} s (x + y + z) = \frac{1}{2} s h,$$

$$x + y + z = s.$$

Auch aus dieser einfachen Überlegung kann man die Methode des „Dreistoffsystems“ ohne weiteres ableiten. Schwieriger wird die Sache allerdings beim Vierstoffsystem, bei dem drei Werte voneinander unabhängig sind. Im räumlichen Koordinatensystem kann man diese drei natürlich als Koordinaten auftragen und erhält dann einen bestimmten Punkt für jede Zusammensetzung des Stoffes. Trägt man auf den drei Achsen wieder die Abstände 100 ab und legt durch diese drei Punkte eine Ebene, so gibt der Abstand des Punktes von dieser Ebene die Größe des vierten Bestandteils an, allerdings in anderem Maßstabe als die drei anderen aufgetragen sind, nämlich $1 : \sqrt{3}$. Ähnlich wie oben läßt sich aus der Tatsache, daß die Summe der Rauminhalte der Teiltetraeder gleich demjenigen des ganzen sein muß, leicht erkennen, daß

$$\frac{1}{3} \left[\frac{a^2}{2} (x + y + z) + \frac{1}{2} a^2 \sqrt{3} u \right] = \frac{1}{3} \frac{a^2}{2} a$$

$$x + y + z + u \sqrt{3} = a \quad (\text{vgl. Abb. 4}).$$

Will man alle vier Bestandteile im gleichen Maßstabe ablesen, so hat man lediglich die drei Koordinatenachsen im Winkel von 60° gegeneinander zu neigen und erhält dann ein regelmäßiges Tetraeder, bei dem, wie sich nach obigem ohne weiteres erkennen läßt, die Summe der Abstände irgend eines Punktes im Innern von den vier Seitenflächen immer gleich der Höhe sein muß. Schwierigkeiten macht nun aber die Darstellung im Raume, und da sind verschiedene Wege der Vereinfachung vorgeschlagen worden, die aber alle nur ein Notbehelf sind. Es ist natürlich unmöglich, eine Beziehung zwischen vier Größen, von denen drei voneinander unabhängig sind, einwandfrei graphisch durch einen Punkt in der Ebene darzustellen. Es bleibt als einfachstes eine Darstellung durch eine gerade Linie. Wenn man sich dazu entschließt, so kann man am bequemsten zum Ziele kommen, indem man zunächst zwei Größen, z. B. z und u , zusammenfaßt und die Darstellung nach Abb. 3 wählt. Trägt man dann z und u einzeln auf dem Abstände von der dritten Dreiecksseite ab, so ist die Linie A—B

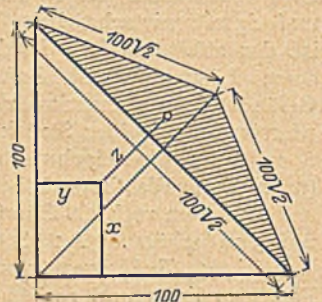


Abb. 2.



Abb. 2a.

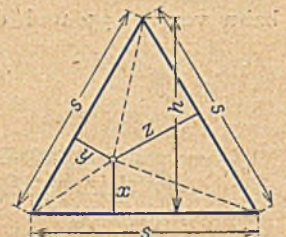


Abb. 3.

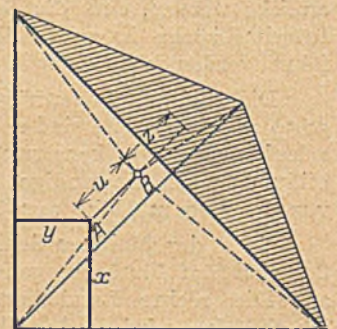


Abb. 4.

Es bleibt als einfachstes eine Darstellung durch eine gerade Linie. Wenn man sich dazu entschließt, so kann man am bequemsten zum Ziele kommen, indem man zunächst zwei Größen, z. B. z und u , zusammenfaßt und die Darstellung nach Abb. 3 wählt. Trägt man dann z und u einzeln auf dem Abstände von der dritten Dreiecksseite ab, so ist die Linie A—B

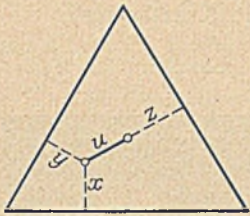


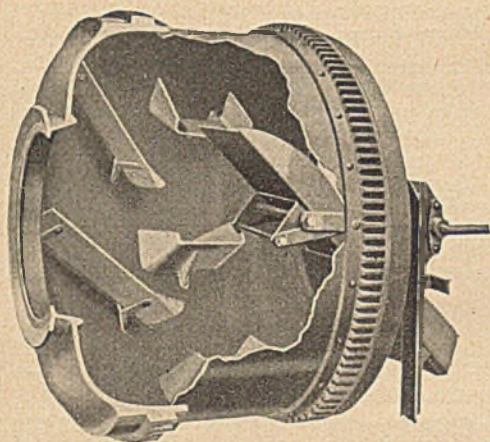
Abb. 5.

dehnen ließe, braucht nicht weiter ausgeführt zu werden. Sie dürfte daher vor den sonst empfohlenen den Vorzug größter Einfachheit und Erweiterbarkeit haben.

Der Mischprozeß in großen Betonmischmaschinen.

(Nach „Engineering News-Record“ vom 7. III. 1929.)

Das Folgende ist einem Bericht Prof. A. N. Talbots, Universität Illinois, an die „Kochring Machine Company“ entnommen. Die Versuche zur Erforschung des Mischvorganges wurden an nur einem Mischmaschinentyp nach beistehender Abbildung vorgenommen.



Vorstudien erstreckten sich auf: 1. Menge des Mischguts, 2. Inhalt, Form und Größe der Trommel, bei gegebener Mischgutmenge, 3. auf den Mischvorgang, verursacht durch Flügel und Schaufeln bestimmter Form, 4. Einfluß von Änderungen im Trommelinnern, 5. die Mischart, die einen hochwertigen Beton ergeben soll, 6. die Mittel, die eine gleichförmige Transversalbewegung des Mischguts verhindern, 7. den Einfluß der Art der Wasserzufuhr auf

a) die Betonqualität, b) Materialanhäufung und Klumpenbildung, 8. Mischmaschineneigenschaften betreffs Schnelligkeit und Gleichförmigkeit des Entleerens und 9. den Einfluß der Rotationsgeschwindigkeit auf den Mischvorgang und auf die Zeit und Art der Entleerung.

Das Betonmaterial war hinsichtlich Qualität und Zusammensetzung der Zuschlagstoffe usw. konstant gehalten. Als Veränderliche wurden eingeführt: 1. Die Mischgutmenge, 2. die Rotationsgeschwindigkeit, 3. das Mischungsverhältnis, 4. die Wasserzugabe, 5. Zeit und Ort der Wasserzugabe und 6. die Art der Entleerungsvorrichtung.

Betonproben wurden sowohl während des Mischvorganges (aus verschiedenen Teilen der Trommel) als auch während des Entleerungsvorganges entnommen und der Gleichförmigkeitsgrad der Mischung durch Augenschein festgestellt.

Ergebnisse der Beobachtungen und der Versuche:

I. Ladevorgang: Während der Ladezeit soll die Trommel nicht weniger als 2—4 Umdrehungen machen können, damit ein gutes Untereinandermischen erreicht wird. Die Wasserzufuhr muß natürlich dieser Zeit entsprechend verteilt werden.

II. Mischvorgang: Ein gutes Vermischen erfordert nicht nur eine Bewegung der einzelnen Partikel durcheinander, sondern auch eine relative Bewegung kreuz und quer gegeneinander. Ein Materialstrom, der längs der Trommelwandung kreist, genügt nicht, die Partikel müssen sich aneinander reiben und scheuern. Kleinere Rotationsgeschwindigkeiten geben besseres Vermischen. Trockene Mischungen erfordern langsamere Umdrehungen als nasse. Je größer der Feinsandgehalt, desto kräftigeres Mischen ist erforderlich. Fette Mischungen verlangen besonders gut konstruierte Maschinen. Gebrochene Zuschlagsmaterial mischt sich besser und bildet wenig Ablagerungen in der Trommel. — Die Beschaffenheit der Innenflächen der Trommel, die Rotationsgeschwindigkeit, die Betonkonsistenz, der Gehalt an feinen und groben Stoffen beeinflussen also die Natur und die Qualität des Mischprozesses.

III. Wasserzugabe: 5 Arten der Wasserzufuhr wurden versucht, die sich zeitlich und in der Eintrittsstelle unterschieden. Das Wasser soll an einer Stelle eintreten, wo es die Trommel annetzen und vom Material mitgenommen werden kann. Ein kräftiger Wasserstrahl, der die Trommelwandung an einer materialfreien Stelle trifft und sich von dort aus seitwärts und abwärts auf dieser freien Fläche verteilt, bevor die Rotation das Material beimengt, ist einer direkten Wasserbesprengung des Mischgutes vorzuziehen. Damit das ganze Material gut

durchnäßt wird, soll die Wasserzugabe in der Zeit während des Entleerens des Aufzugkübels, besser noch einige Sekunden vor und einige Sekunden nach dem Entleeren andauern. Also keine Trockenvormischung! Um ein Optimum der Vermischung zu erreichen, sollte mindestens 75% der Gesamtanmachwassermenge in die Trommel gegeben werden. Enthalten die Zuschlagstoffe schon vor Einfüllen 50% oder mehr der Wassermenge, so vermischt sich das Ganze nur langsam, führt zu Adhäsionen und Ablagerungen. Bei Verwendung wassergesättigten Sandes (Inundierung) ist die Wassermenge, die noch in die Trommel gegeben werden muß, so klein, daß man verleitet wird, den Sand nicht voll zu sättigen, um mehr Wasser für die Trommelspeisung selbst zu haben; dann aber fließt der Sand nicht frei, und es gibt Störungen im Beschicken und Entleeren der Trommel. Außerdem tritt dann Ungenauigkeit im Mischungsverhältnis auf. Wenn schon der Sand allein mehr als 50% der totalen Wassermenge enthält, dann kann der Mischprozeß erstlich im ungünstigen Sinne beeinflusst werden.

IV. Entleeren der Trommel: In Betracht gezogen war nur Entleerung durch Rinnen. Untersucht wurde die Qualität und die Zeitdauer der Entleerung. „Qualität“ meint Gleichmäßigkeit und schnellen Abschluß, kein Nachtröpfeln. Eine Steigerung der Rotationsgeschwindigkeit hat nicht unbedingt eine Verkürzung der Entleerungsdauer zur Folge, weil die Schaufeln nicht so gut gefüllt sind. Ablagerungen an den Flügeln verlängern die Entleerungszeit, der Einfluß ist größer bei trockenen und fetten Mischungen. Ein Flügelwinkel von 60° gibt schnelleres Entleeren und schnelleren Abschluß als ein Flügelwinkel von 45°. Unter normalen Verhältnissen entsprechen der Entleerungszeit 2 1/2 Trommelumdrehungen. Bei gleicher Trommellänge und Innenausbildung bringt ein vergrößerter Trommeldurchmesser Verkürzung der Entleerungszeit mit sich. Für gleichen Trommelinhalt ist die Entleerungszeit der Trommellänge proportional. Entmischung während des Entleerens und Nachtröpfelns kann vermieden werden durch geeignete Wahl des Flügelwinkels, der Flügelanzahl, der Rotationsgeschwindigkeit und durch eine gute Flügel- und Schaufelausbildung.

V. Mischgutmenge: Ein günstiges Verhältnis zwischen Mischgutmenge und Trommelinhalt kann nur durch Versuche festgestellt werden. Es hängt ab von den Trommelabmessungen und ihrer Innenausbildung und auch von dem Charakter des Mischguts. Im allgemeinen erfordert eine trockene Mischung eine größere Trommel, d. h. für eine gegebene Mischtrommel ist die trockenere Mischgutmenge zu verkleinern. Ebenso brauchen trockene Mischungen größere Flügel- und Schaufelabstände, die Rotationsgeschwindigkeit ist zu verlangsamen. Um transversale Bewegung zu erzeugen, muß die Flügelneigung und der Flügelwinkel größer sein. Eine zu große Trommellänge verhindert Transversalmischung, das Wasser verteilt sich schlecht.

VI. Rotationsgeschwindigkeit: Es ist augenscheinlich, daß für taugliche Mischungen die Rotationsgeschwindigkeit so sein muß, daß das Mischgut bis zu einer genügenden Höhe mitgenommen wird und Zeit hat, an der Wandung herunterzurollen bzw. zu fließen und sich nicht als Materialstrom bewegt oder im Trommelinnern sich als Ganzes überstürzt. Die Geschwindigkeit irgendeiner Trommel ist nicht nur eine Funktion der Größe, sondern auch der Innenausbildung.

VII. Studien an der Flügelausbildung: Bei einem Flügelwinkel von 60° und bei verminderter Schaufelanzahl wird ein besserer Längstransport durch die Trommel, ein kräftiges Entleeren erreicht und Materialentmischung vermieden. Als Konstruktionsprinzip sollte gelten, daß die Positionen der Flügel und Schaufeln, die Gestalt der Schaufeln so sein muß, daß die Querbewegung während der Misch- und Entleerungszeit erleichtert wird.

Ein Vergleich der Ergebnisse dieser amerikanischen Versuche mit denen der „Leistungsversuche an Mischmaschinen“, die vor kurzem unter der Leitung von Prof. Garbotz und Prof. Graf durchgeführt wurden, ist nur beschränkt möglich, weil die Amerikaner nur mit einem Mischmaschinentyp gearbeitet haben. Demnach können nur die Erkenntnisse allgemeiner Natur miteinander verglichen werden. Im großen und ganzen stimmen sie überein.

Dipl.-Ing. Treiber, Karlsruhe i. B.

Trapezteilung in flächengleiche Streifen.

Von cand. ing. Herbert Höhne, Dresden.

Die Aufgabe, ein Trapez durch Parallelen zu den Grundlinien in n flächengleiche Streifen zu teilen, ist durch Verbindung von Rechnung und Zeichnung nach dem hier entwickelten Verfahren leicht zu lösen.

Gegeben sei das Trapez ABCD (Abb. 1) mit den Grundseiten a und b ($a > b$) und der Höhe h . Die beiden Schenkel mögen sich in E schneiden. $GH H'G'$ sei einer der Streifen, dessen Fläche gleich dem n -ten Teil der Gesamtfläche, also gleich $\frac{a+b}{2} \cdot \frac{h}{n}$ sein soll, so daß mit Benutzung der in der Abbildung angegebenen Bezeichnungen die Gleichung bestehe

$$(1) \quad \frac{1}{2}(y_{m+1} + y_m)(x_{m+1} - x_m) = \frac{1}{2}(a+b) \frac{h}{n}.$$

Nach dem Strahlensatz ist aber

$$2) \quad y_m = x_m \frac{a-b}{h}$$

und ebenso

$$y_{m+1} = x_{m+1} \frac{a-b}{h}$$

also

$$y_{m+1} + y_m = (x_{m+1} + x_m) \frac{a-b}{h}$$

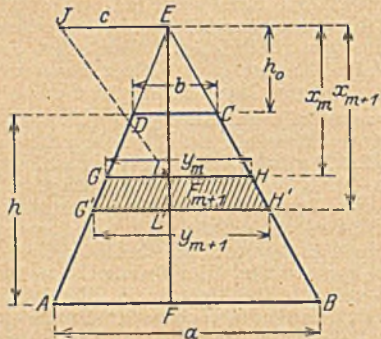


Abb. 1.

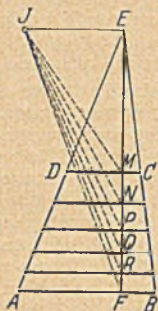


Abb. 2.

Damit erhält man aus (1)

$$\frac{1}{2} (x_{m+1} + x_m) \frac{a-b}{h} (x_{m+1} - x_m) = \frac{c}{2} (a+b) \frac{h}{n}$$

oder

$$(3) \quad x_{m+1}^2 - x_m^2 = \frac{a+b}{a-b} \cdot \frac{h^2}{n}$$

und mit

$$(4) \quad c = h \sqrt{\frac{a+b}{a-b} \cdot \frac{1}{n}}$$

ergibt sich dann

$$(5) \quad x_{m+1}^2 = x_m^2 + c^2$$

Man erhält also bei beliebig gewähltem $x_m = EL$ das zugehörige $x_{m+1} = EL'$ als Hypotenuse eines rechtwinkligen Dreiecks mit den Katheten c und x_m , wobei c für ein bestimmtes Trapez und bestimmtes n eine Konstante ist. Damit ergibt sich folgende Konstruktion: AD und BC verlängern bis zum Schnitt in E , das Lot EF von E auf AB fallen und von E senkrecht zu EF die Strecke $EJ = c$ abtragen. Dann ist

$$x_{m+1}^2 = x_m^2 + c^2 = EL^2 + EJ^2 = JL^2$$

JL liefert daher von E aus auf EF abgetragen den Punkt L' . Dieses Verfahren hat bei M (Abb. 2) zu beginnen und muß nach n -maliger Anwendung im Punkt F enden:

$$\begin{aligned} EN &= JM & ER &= JQ \\ EP &= JN & EF &= JR \\ EQ &= JP \end{aligned}$$

Damit ist zugleich eine Kontrolle für die Richtigkeit der Konstruktion gegeben. Die von J ausgehenden Linien werden nicht gezeichnet, sondern man arbeitet nur mit dem Zirkel.

Die Strecke $EJ = c = h \sqrt{\frac{a+b}{a-b} \cdot \frac{1}{n}} = h \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \frac{1+k}{1-k}}$ mit $\frac{b}{a}$

$= k$ ist mit dem Rechenschieber leicht zu ermitteln; ferner wird es sich bei geringem Unterschied von a und b zur Vermeidung des ungenauen Schnittes von AD und BC empfehlen, auch h_0 (Abb. 1) zu rechnen:

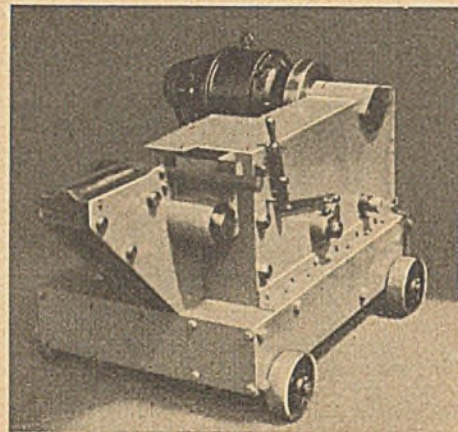
$$\frac{h_0}{h_0+h} = \frac{b}{a}$$

also

$$h_0 = \frac{bh}{a-b} = h \frac{k}{1-k}$$

Eine neue Betoneisenschere mit Kraftbetrieb.

Die Firma Paul Ferd. Peddinghaus, Gevelsberg (Westf.), fertigt eine neue Betoneisenschere mit Kraftbetrieb „Simplex“ für Monier-eisen bis 40 mm Durchmesser einschließlich an, die sich durch ungemein kräftigen und exakten Schnitt auszeichnet.



Die Maschine wird, wie aus der Abbildung ersichtlich ist, mit eisernem Fahrgestell geliefert und kann mit einem 4 PS-Motor unmittelbar gekuppelt oder mittels Riemen angetrieben werden.

Die Ein- und Ausrückung der Maschine wirkt momentan. Durch Stellen des Einrückhebels auf „Ein“ kann die Schere für dauernden Schnitt, durch abwechselndes Stellen auf „Ein“ und „Aus“ für Einzelschnitte eingestellt werden.

Infolge verdeckter Lagerung des Triebwerkes sind Beschädigungen desselben durch ungeschicktes Hantieren mit den Eisenstangen ausgeschlossen, Eindringen von Schmutz und Staub ist unmöglich und größte Sicherheit gegen Unfall geboten.

Die Maschine hat den Vorteil, daß sie mit einem 4 PS-Motor betrieben werden kann. Das ist darauf zurückzuführen, daß neben bestgeeigneter Räderübersetzung, Kugellagerung der schnelllaufenden Welle und geschickte Schwungmassenverteilung zum Schneiden $\frac{1}{5}$ der Exzenterumdrehung, zum Rücklauf dagegen nur $\frac{1}{5}$ der Umdrehung in Anwendung kommen. Daher der langsame Schnitt und der schnelle Rückzug.

Konstruktive Lehren aus dem Wirbelsturm in St. Louis.

(Nach „Engineering News Record“, Vol. 101, Seite 797.)

Die ungeheuren Schäden, die am 27. September 1927 durch einen Wirbelsturm in St. Louis angerichtet wurden, und der Sachschaden von etwa 100 Millionen Mark waren Veranlassung zu einem eingehenden Studium über die Widerstandskraft verschiedener Bauweisen gegen derartige Angriffe durch ein Ingenieur- und Architektenkomitee. Die Schäden an Wohn- und Geschäftshäusern, Kirchen, Schulen, Warenhäusern, Garagen und Schuppen waren dreierlei Art: 1. explosionsartige Sprengwirkungen durch die Saugwirkung des im Zentrum des Tornados herrschenden Unterdruckes; 2. direkte Windangriffe in den Randzonen des Tornados und 3. Beschädigungen durch hochgerissene und dann herabfallende Gebädetrümmern, Balken usw. Durch die erstere Wirkung wurden Fenster und Türen und an kleineren Gebäuden ganze Wände nach außen geworfen und teilweise auf beträchtliche Entfernungen fortgeschleudert. Eine beträchtliche Gefahr bilden die Zerstörungen durch die herabfallenden Trümmer, durch die vor allem die Telephon-, Licht- und Hochspannungsleitungen, sowie die Dächer und Fenster der Gebäude bedroht werden.

Von dem Studienkomitee wurden nachfolgende Richtlinien aufgestellt, bei deren Beachtung die Gebäude allen, mit Ausnahme der katastrophalen, Stürmen wohl standhalten werden.

1. Der Mauerwerksmörtel soll nicht magerer als 1 : 4 bis 1 : 5 sein.
2. Für gemauerte Wände sollen gerade Fluchten und lagerhafte Verbände gewählt werden. Die Verwendung eiserner Schlaufen und Bänder im Mauerwerk soll auf bewährte Konstruktionen beschränkt werden.
3. Bei Kombinationen von Ziegel-, Hohlstein- und Hausteine-Mauerwerk soll der für Ziegelmauern vorgeschriebene Verband gewählt werden.
4. Kaminfutter sollen in allen Kaminen vorhanden sein.
5. Eiserne Tragwerke sollen fachwerkartig verbunden sein. Alle Balken, Träger, Riffelbleche, Dachbalken usw. sollen in der Konstruktion gut verankert sein.
6. Alle Ornamente sind gut zu befestigen.
7. Alle Balken, auch die parallel zu den Wänden verlaufenden, sind gut unter sich und in den Mauern zu verankern.

Dipl.-Ing. Kurt Pfletschinger, Karlsruhe i. B.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Wohnungsbau im Deutschen Reich im Jahre 1928. (Nach den Angaben des Statistischen Reichsamtes.) Die Bautätigkeit hatte auch im Jahre 1928 ein recht günstiges Ergebnis zu verzeichnen. Der Reinzugang an Wohnungen im Deutschen Reich stellte sich auf 309 762, die Zunahme gegenüber 1927 betrug 7,3%. Seit 1918 ist dies die höchste Zahl. Der Reinzugang betrug:

1918/19	56 714
1920	103 092
1921	134 223
1922	146 615
1923	118 333
1924	106 502
1925	178 930
1926	205 793
1927	288 635
1928	309 762

Da man den jährlich neuentstehenden Bedarf für 1927 und 1928 mit je 225 000 Wohnungen berechnet, so ist der aus den Vorjahren übernommene Fehlbestand 1927 um 64 000 und 1928 um 85 000, insgesamt um etwa 149 000 vermindert worden. Für Ende 1926 war der Fehlbetrag auf rund 600 000 Wohnungen geschätzt worden, er ist also nach den jetzt vorliegenden Ergebnissen zu Ende 1928 auf rd. 450 000 Wohnungen zurückgegangen.

Unter den Bauherren überwiegen bei weitem die privaten Bauherren, auf die 59,6% (im Vorjahre 60,3%) aller in Wohngebäuden errichteten Wohnungen entfielen, während die gemeinnützigen Baugesellschaften 30,0% (27,9%) und die öffentlichen Körperschaften und Behörden 10,4% (11,8%) aller Wohnungen in Wohngebäuden herstellten. Die Tätigkeit der gemeinnützigen Baugesellschaften beschränkt sich weitgehend auf die Großstädte, in denen sie — wie im Vorjahre — mehr Wohnungen als die privaten Bauherren errichtet haben. Hier ist jedoch der Anteil am gesamten Wohnungsbau etwas (von 51,1 auf 48,3%) zurückgegangen, während er in den übrigen Gemeinden und damit auch insgesamt etwas gestiegen ist.

Die Zunahme an Wohngebäuden gegenüber 1927 betrug nur 4,5% (137 306 gegenüber 131 368), der Anteil der Kleinhäuser an der Gesamtzahl der Wohngebäude ist daher von 86,8% im Jahre 1926 und 85,3% im Jahre 1927 auf 83,0% im Berichtsjahre zurückgegangen. Am höchsten war der Anteil der Kleinhäuser im Jahre 1921 mit 89,2% aller errichteten Wohngebäude. Seitdem hat die Durchschnittsgröße der Wohnhäuser langsam, aber stetig zugenommen. Im Jahre 1924 kamen auf ein neuerrichtetes Wohngebäude 1,7 Wohnungen, im Jahre 1925 1,8, im Jahre 1926 2,0, im Jahre 1927 2,1 und im Berichtsjahre 2,2 Wohnungen.

Selbstverständlich steigt auch mit zunehmender Gemeindegröße die Durchschnittsgröße der erstellten Wohnhäuser: in den Gemeinden mit höchstens 2000 Einwohnern entfielen auf ein neuerrichtetes Wohngebäude 1,4 (im Vorjahre 1,3), in den Gemeinden mit über 100 000 Einwohnern 4,0 (3,8) Wohnungen.

Durch öffentliche Körperschaften und Behörden wurden 7,6% aller Wohngebäude (im Vorjahre 8,6%) durch gemeinnützige Baugesellschaften 20,4 (18,8%) und durch sonstige private Bauherren 72,0 (72,6%) errichtet. Die Tätigkeit der gemeinnützigen Baugesellschaften konzentrierte sich, wie gesagt, hauptsächlich auf die Großstädte und auf größere Objekte, während der private Bauherr auf dem Lande und in Klein- und Mittelstädten baute und überwiegend seinen Eigenbedarf deckte. Die von den gemeinnützigen Baugesellschaften errichteten Wohngebäude waren daher auch im Durchschnitt mit 3,2 Wohnungen je Wohnhaus am größten, die von privaten Bauherren errichteten mit 1,8 Wohnungen am kleinsten.

An Gebäuden für öffentliche, gewerbliche und sonstige wirtschaftliche Zwecke wurden im Berichtsjahr 79 306 gegen 76 052 im Jahre 1927, d. h. 4,3% mehr errichtet. Die Zunahme war also verhältnismäßig ebenso groß wie bei den Wohngebäuden, jedoch kleiner als bei den Wohnungen.

Leider ist in der Statistik dieses Teiles der Bautätigkeit immer noch eine empfindliche Lücke, da aus dem Vergleich der Zahlen der Gebäude kein Schluß auf das Bauvolumen im gewerblichen Bau gezogen werden kann. Während die Wohnung immerhin eine, wenn auch rohe, Vergleichs- und Rechnungsbasis darstellt, steht man bei den gewerblichen Gebäuden vor einem Nichts. Die hier angegebenen Zahlen sind im Grunde nichtssagend, da Unvergleichbares (z. B. ein Lagerschuppen und ein Fabrikgebäude beliebig großen Ausmaßes) in einer Rubrik gezählt und zusammengezogen wird. Ein Vergleich der Bauwerke, wie er schon seit Juli 1927 in Berlin vorgenommen wird, kann dagegen brauchbare Resultate ergeben und die Grundlage abgeben für eine Produktionsstatistik im deutschen Baugewerbe.

Die Bauarbeiterlöhne in Groß-Berlin seit 1924. Die Entwicklung der Bauarbeiterlöhne in Groß-Berlin war folgende: 1914 betrug der Stundenlohn der Maurer und Zimmerer 82 Pfg., derjenige der Bauhilfsarbeiter 57 Pfg. Die Tiefbauarbeiter erhielten einen Lohn zwischen 40 und 50 Pfg., im Durchschnitt rund 42 Pfg.; ihr Lohn war vor dem Kriege tariflich nicht geregelt.

Seit der Währungsstabilisierung sind die Stundenlöhne ständig gestiegen. Sie betragen:

	für	Maurer und Zimmerer	Bauhilfsarbeiter	Tiefbauarbeiter
		in Pfennigen		
ab 1. Januar	1924	63	56	49
ab 26. März	1924	68	61	54
ab 12. Mai	1924	85	72	58
ab 2. Juli	1924	88	73	59
ab 13. August	1924	90	74	60
ab 1. Oktober	1924	96	77	63
ab 25. Februar	1925	108	85	70
ab 15. April	1925	115	90	72
ab 31. August	1925	125	96	74
unverändert bis				
ab 20. April	1927	132	103	78
ab 1. September	1927	135	106	84
ab 4. April	1928	141	113	90
ab 4. Juli	1928	141	114	90
ab 27. September	1928	146	120	94
ab 2. Januar	1929	146	121	94
ab 11. April	1929	153	127	100

(Die Maurer erhalten außerdem eine Werkzeugzulage von 1 Pfg. und die Zimmerer von 2 Pfg. je Stunde.)

Die Löhne ab 11. April 1929 gelten bis zum 31. März 1930. Ihre Steigerung gegenüber 1924 beträgt bei den Facharbeitern: rund 144%, bei den Bauhilfsarbeitern: rund 127%, bei den Tiefbauarbeitern: rund 104%. Gegenüber den Vorkriegslöhnen beträgt die Steigerung 87%, 123% bzw. 138%. Hier kommt deutlich die Nivellierungstendenz zum Ausdruck, die nach dem Kriege die Annäherung der Löhne qualifizierter und ungelernter Arbeit herbeiführte.

Die Arbeitsmarktlage im Reich. Bericht der Reichsanstalt für Arbeitsvermittlung und Arbeitslosenversicherung für die Zeit vom 6. bis 11. Mai 1929.

Die Lage des Arbeitsmarktes ist immer noch gekennzeichnet durch Aufnahmefähigkeit der Außenberufe und Stagnation der überwiegend konjunkturell bedingten Berufsgruppen. Doch ist ein gewisses Übergangsstadium unverkennbar. Der saisonmäßige Massenbedarf an Arbeitskräften läßt erheblich nach und die Belebung, die alljährlich vom Wiederbeginn der Bautätigkeit ausgeht, erfaßt, wenn auch in diesem Jahr besonders zögernd, allmählich weitere Berufsgruppen. So hat sich das Tempo des Frühjahrsaufstiegs in der Berichtswoche im allgemeinen verlangsamt. Während die Wirtschaft im März 580 000 und im April 770 000 Hauptunterstützungsempfänger aufnahm (im Wochendurchschnitt also etwa 165 000) ging die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger (ohne Krisenunterstützung) in der Berichtswoche, geschätzt nach den Vormeldungen der Landesarbeitsämter, nur noch um rd. 80 000 zurück, so daß sie gegenwärtig wenig unter 1 Million liegen dürfte.

In der Mehrzahl der Landesarbeitsämter war, entsprechend der allgemeinen Entwicklungsrichtung, die Entspannung des Arbeitsmarktes schwächer als in der Vorwoche; besonders gering war sie in Mitteldeutschland, Nordmark und Südwestdeutschland. In einigen Landesarbeitsamtsbezirken, so in Niedersachsen und Schlesien hat sie sich in unvermindertem Tempo fortgesetzt; in Ostpreußen und Bayern hat sie sich, wenigstens gebietsweise, verstärkt.

Aus einzelnen Berufsgruppen ist folgendes hervorzuheben:

Die seit einigen Wochen beobachtete Besserung der Arbeitsmarktlage im rheinisch-westfälischen Steinkohlenbergbau hielt auch in der Berichtswoche an. Die Nachfrage nach bergmännischen Fachkräften hat sich weiter verstärkt; die Vermittlungen in den Ruhrkohlenbergbau sind nicht unerheblich gestiegen. Die Überführung von ledigen Ruhrbergarbeitern nach dem sächsischen und Aachener Steinkohlenbezirk wurde fortgesetzt. — Auch in den anderen Bergbaurevieren behauptete sich der günstige Beschäftigungsstand; nur im mitteldeutschen Braunkohlenbergbau ging die Zahl der offenen Stellen sichtlich zurück.

In der Industrie der Steine und Erden nahm die Beschäftigung zu. Doch haben die Ziegeleien ihre volle Aufnahmefähigkeit in den meisten Bezirken noch nicht erreicht; dies wird auf Absatzmangel, Rationalisierungsmaßnahmen, auch auf schwebende Lohnverhandlungen zurückgeführt.

Die verhältnismäßig hohe Arbeitslosigkeit in der Metallwirtschaft ging nur wenig zurück. Der Rückgang war vor allem auf Einstellungen der handwerklichen Betriebe, die mit dem Baugewerbe zusammenhängen, zurückzuführen. Außerdem waren in geringem Umfange Lokomotiv-, Waggon-, Fahrrad- und Landmaschinenbau und Blechwarenfabrikation aufnahmefähig. Im übrigen blieb die Lage gedrückt und unsicher.

Die Arbeitsaufnahme im Baugewerbe hat weitere Fortschritte gemacht; besonders rege wurden Maler und Maurer vermittelt; Zimmerer, deren Arbeitsmarkt durch die neue Bauweise eingeschränkt wird, wurden weniger verlangt.

Die Belegung des Baumarktes hat sich zwar vielfach fortgesetzt, doch noch nicht in allen Bezirken einen der Jahreszeit angemessenen Stand erreicht. Stellenweise mußte zur Deckung des Bedarfs an Facharbeitern die zwischenbezirkliche Vermittlungstätigkeit einsetzen.

In Schlesien hat sich die Beschäftigungslage im Baugewerbe verbessert; sämtliche angebotenen Stellen, hauptsächlich für Maler, Anstreicher, Maurer, Zimmerer und Lackierer konnten besetzt werden. Innerhalb Brandenburgs war die Lage uneinheitlich. Während in Berlin die Schwierigkeiten in der Beschaffung von Baugeldern noch nicht behoben sind, konnten in der Provinz Neubauten in Angriff genommen werden. Maurer waren kaum noch arbeitslos, Zimmerer konnten allerdings nicht restlos untergebracht werden. In allen pommerschen Bezirken machte die Belegung des Baumarktes weitere Fortschritte, doch ist die Zahl der Arbeitssuchenden gegenüber dem Vorjahre um rund 1500 Personen höher. In der Nordmark hat die Bautätigkeit noch immer nicht den erwarteten Umfang angenommen; in Hamburg nahm die Zahl der arbeitslosen Maurer um 160 zu, da die Weiterführung der Bauten aus Mangel an Mauersteinen (Arbeitskämpfe auf den Hartsteinwerken) vielfach nicht möglich ist. Zimmerer wurden recht lebhaft verlangt, an Malern besteht örtlich bereits ein Mangel, Steinsetzer sind in einer Reihe von Bezirken stark begehrt. Auch in Niedersachsen würde die Bautätigkeit und damit der Rückgang der Arbeitslosigkeit größer sein, wenn größere Mittel zur Verfügung ständen; immerhin waren 1144 Abgänge in dieser Berufsgruppe zu verzeichnen. Größere örtliche Unterschiede zeigt der Bauarbeitsmarkt in Westfalen. Stellenweise ist die Beschäftigungslage in den Städten gut, z. T. ist sogar schon Mangel an Maurern eingetreten (Herford). In anderen Städten ist die Lage dagegen sehr ungünstig. Maler und Anstreicher haben überall genügend Arbeit (Innenarbeiten). Ähnlich stellt sich die Lage im Rheinland dar. Aus Mangel an Neubaufträgen waren dort Maurer nur gering gefragt, gesteigerter Bedarf bestand jedoch an Anstreichern, Bauschreibern, Zimmerern und Dachdeckern. In den an das Saargebiet angrenzenden Bezirken sind die Beschäftigungsverhältnisse sehr ungünstig, da das Saargebiet in diesem Jahre noch nicht aufnahmefähig war. In Hessen gerät die Aufwärtsbewegung langsam ins Stocken. Die Verminderung der Arbeitssuchenden ist zu einem Teil auf Abwanderungen zurückzuführen, die sich in Westfalen besonders bemerkbar gemacht haben. In Mitteldeutschland, Bayern und Südwestdeutschland machte die Belegung des Baumarktes in der Berichtswoche weitere Fortschritte. Der Grad der Aufwärtsbewegung war in Mitteldeutschland bezirklich verschieden, verlangt wurden hauptsächlich ältere Maurer, Zimmerer und Maler, im Arbeitsamtsbezirk Bitterfeld insbesondere Schornstein- und Feuerungsmaurer. In Bayern waren die Abgänge von Bauarbeitern aus der Arbeitslosenversicherung im allgemeinen ziemlich zahlreich, doch ist die weitere Ausführung von Neubauten in Unterfranken infolge Geldknappheit vielfach behindert. Trotz der günstigen Entwicklung wurde der jahreszeitliche Normalstand in Südwestdeutschland noch nicht erreicht. Der Bedarf an Maurern und Gipsern konnte stellenweise nur durch zwischenbezirkliche Vermittlung gedeckt werden. An einer wesentlichen Verbesserung des Baumarktes fehlt es besonders in Sachsen. Dort besteht teilweise (Zittau, Bautzen) Überangebot an Fachkräften. In Leipzig war allerdings der Abgang von Arbeitssuchenden recht groß. Gute Beschäftigungsmöglichkeiten weist infolge umfangreicher behördlicher Aufträge der Tiefbau in Chemnitz auf.

Rechtsprechung.

Will ein Hypothekengläubiger bei der Zwangsversteigerung des belasteten Grundstücks einen nicht aus dem Grundbuch ersichtlichen Vorrang für seine Hypothek geltend machen, so muß er diesen Vorrang spätestens im Versteigerungstermin vor der Aufforderung zur Abgabe von Geboten anmelden. (Urteil des Reichsgerichts, V. Zivilsenat, vom 22. September 1928 — V 61/28.)

Das Grundstück des Architekten B. war unter Nr. 3 mit einer Hypothek von M 90 000 zugunsten des K. und unter Nr. 5 mit einer Hypothek von M 11 000 zugunsten des D. belastet. Am 29. Januar 1926 wurde eingetragen, daß die Hypothek Nr. 5 den Vorrang vor der Hypothek Nr. 3 hat. In der notariellen Urkunde vom 18. Februar 1926 erklärte B., von D. für die Hypothek Nr. 5 keinen Gegenwert erhalten zu haben, und verpfändete die ihm sonach zustehende Eigentümergrundschuld dem D. zur Sicherung für alle diesem gegen B. aus seiner Geschäftsverbindung zustehenden Ansprüche, und zwar unter Übergabe des Hypothekenbriefs an D. Die Verpfändung wurde jedoch nicht im Grundbuch eingetragen. Auf Antrag einer Hypothekenbank wurde am 1. Juli 1926 die Zwangsversteigerung des Grundstücks des B. angeordnet, und das Grundstück an eine Baugenossenschaft für

M 165 000 zugeschlagen. K. und D. waren diesem Verfahren für ihre Ansprüche gegen B. beigetreten, D ist mit M 6758 zur Hebung gelangt, K. jedoch ganz ausgefallen. K. hat mit der Behauptung, der im Grundbuch eingetragene Vorrang stehe D. in Wirklichkeit nicht zu, von diesem im Klagewege die Zahlung von M 4600 verlangt.

Das Reichsgericht geht davon aus, daß K., wenn er trotz des entgegenstehenden Eintrags im Grundbuch den Vorrang vor D. verlangt, damit ein nicht aus dem Grundbuch ersichtliches Recht geltend macht und dieses zur Vermeidung des Ausfalls spätestens im Versteigerungstermin vor der Aufforderung zur Abgabe von Geboten hätte anmelden müssen. (§§ 37, Nr. 4; 110 Zwangsverst. Ges.). Die Anmeldung erübrigt sich auch nicht dadurch, daß, wie K. behauptet, der Hypothek des D. (Nr. 5) vereinbarungsgemäß der Vorrang nur dann zustehen sollte, wenn B. für diese Hypothek den Gegenwert durch ein Baudarlehn erhalten hätte. Auch dann mußte K. seinen Vorrang gemäß § 37, Nr. 4, Zwangsverst. Ges., anmelden und bei Widerspruch glaubhaft machen. Wenn nun auch diese Glaubhaftmachung gerade in Fällen der vorliegenden Art bei Baugeldhypotheken schwierig sein kann, so hätte K. diese Glaubhaftmachung durch eidesstattliche Versicherung oder durch Beibringung einer Erklärung des von ihm benannten Zeugen führen können, zumal D. selbst bei der Anmeldung seiner Ansprüche hervorgehoben hatte, daß seine Hypothek nicht valuiert war.

Ist allerdings entsprechend den weiteren Ausführungen des K. anzunehmen, daß die für D. eingetragene Hypothek nichtig, die Vorrangseinräumung für D. demnach gegenstandslos war, so bedurfte es einer Anmeldung seines Vorrangs durch K. gemäß § 37, Nr. 4, Zwangsverst. Ges. nicht, da durch die Unterlassung dieser Anmeldung ein Rücktreten hinter ein nicht bestehendes Hypothekenrecht überhaupt nicht erfolgen kann.

Selbst bei Zweifeln in dieser Richtung dürfte es sich jedoch empfehlen, die Anmeldung gemäß § 37, Nr. 4, Zwangsverst. Ges. unter der erforderlichen Glaubhaftmachung vorzunehmen. Gelingt auf diese Weise eine Beteiligung am Erlös, so wird ein etwa widersprechender Beweis in die Rolle des Klägers gedrängt. Ohne Anmeldung müßte der Hypothekengläubiger seinerseits im Klagewege geltend machen.

Gelangt der Eigentümer wieder in den Besitz von Baulichkeiten, die ein anderer bisher mit seiner Zustimmung in Benutzung gehabt hat, so kann er von dem Nutzungsberechtigten die Beseitigung der von diesem gemachten Einbauten und, falls dieser trotz Aufforderung die Beseitigung nicht vornimmt, die Erstattung der Kosten der von ihm selbst veranlaßten Beseitigung verlangen. (Urteil des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, vom 8. November 1928 — VI 176/28.)

P. beabsichtigte, an Z. sein Gastwirtschaftsgrundstück zwecks Einrichtung einer von Z. zu betreibenden Rauchwarenzurichterei zu überlassen. Der am 13. Januar 1923 beurkundete Kaufvertrag des Z. von P. wurde durch Vereinbarung der Parteien vom 4. Juni 1923 wieder aufgehoben, da die Gemeinde das ihr zustehende Verkaufsrecht geltend machen wollte, auch Z. die zur Eröffnung des Betriebes erforderliche Genehmigung nicht erhielt. Die Parteien schlossen am selben Tage einen Erbbau- und Erbpachtvertrag ab, kraft dessen Z. berechtigt sein sollte, die vorhandenen Gebäude in jeder Weise zu benutzen und beliebige Änderungen daran vorzunehmen. In der Zeit vom 28. Mai bis 8. September 1923 hat dann auch Z. mit mündlicher Zustimmung des P. in dem Saalgebäude eine Reihe von baulichen Änderungen vornehmen, insbesondere den Parkettfußboden beseitigen und dafür einen Zementfußboden herstellen lassen, da er zusammen mit einer anderen Firma dort eine Maschinenfabrik einrichten wollte. Die Eintragung des Erbbau- und Erbpachtrechts im Grundbuch mußte unterbleiben, da nach Landesrecht ein derartiges Recht unzulässig, der ganze Vertrag also nichtig war. P. verlangt nun von Z. Beseitigung der Veränderungen und, da Z. trotz Aufforderung den früheren Zustand nicht wieder hergestellt hat, die Erstattung der Kosten für die selbst von ihm vorgenommene Beseitigung.

Das Reichsgericht hat die von P. gegen Z. auf Erstattung dieser Kosten erhobene Klage zugesprochen. Wenn auch P. früher den von Z. vorgenommenen baulichen Änderungen zugestimmt hatte, so ist die nur im Hinblick auf den Erbbau- und Erbpachtvertrag erteilte Zustimmung mit der Nichtigkeit dieses Vertrages weggefallen. Es ist nicht anzunehmen, daß P. sich unter allen Umständen ohne Rücksicht auf die Rechtsgültigkeit des Vertrages auf abschbare Zeit, mindestens auf die Lebensdauer der Umbauten mit diesem Zustande abfinden wollte. War also P. mit dem Weiterbestehen dieses Zustandes nicht mehr einverstanden, so stand dieser mit seinem Eigentum in Widerspruch. Wenn nun auch P. wieder in den Besitz des Grundstücks gelangt war, so war er doch damit einverstanden, daß Z. die von ihm gemachten Änderungen beseitigt. Es hing also lediglich von dessen Willen und Maßnahmen ab, daß der das Eigentum des P. verletzende Zustand weiter fort dauerte. Hat sich Z. geweigert, trotz Aufforderung den früheren Zustand wiederherzustellen, so muß er dem P. die Kosten erstatten, welche dieser zu diesem Zweck aufgewendet hat.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 15 vom 11. April 1929.

- Kl. 5 c, Gr. 10. R 74 305. Wilhelm Rode, Buer i. W., Hegenstr. 23. Nachgiebiger Grubenstempel. 11. IV. 28.
- Kl. 5 c, Gr. 10. S 84 957. Peter Siegburg, Bottrop, Overbeck-Straße 26. Aufhängevorrichtung für ein Lot zum Aufstellen von Grubenstempeln. 2. IV. 28.
- Kl. 19 a, Gr. 29. B 134 071. Julien Bougués, Straßburg; Vertr. Johannes Koch, Berlin NO 18, Gr. Frankfurter Str. 59. Meßstab mit einem einen ausziehbaren Maßstab enthaltenden Handgriff. 24. X. 27.
- Kl. 20 a, Gr. 14. Sch 83 758. Schenck und Liebe-Harkort A.-G., Düsseldorf. Schrägaufzug mit von der Schrägaufzugbahn abzweigenden Förderstrecken. 3. IX. 27.
- Kl. 20 h, Gr. 7. G 72 948. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel G. m. b. H., Saarbrücken. Maschinelle Fördereinrichtung für Rangierbahnhöfe; Zus. z. Pat. 428 936. 23. III. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 4. J 35 312. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Auftauen von Weichen; Zus. z. Anm. J 34 033. 22. VIII. 28.

- Kl. 20 i, Gr. 37. B 128 658. Benjamin Butters Bryan jr., Manhattan, New York, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zur Ausnützung der lebendigen Kraft fahrender Züge. 8. XII. 26. V. St. Amerika 9. VII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 39. B 139 411. Bauindustrie A.-G., Wallisellen b. Zürich; Vertr.: Dr. H. Göller, Pat.-Anw., Stuttgart. Signalzeichen, insbes. für Eisenbahnstrecken; Zus. z. Pat. 472 922. 21. IX. 28.
- Kl. 37 b, Gr. 5. K 99 906. Dipl.-Ing. Ludwig Kühle, Stettin, Friedebornstr. 30. Dübel aus zwei nach Art von Zapfen und Nabe ineinandergreifenden Teilen zur Verbindung von hölzernen Baugliedern. 19. VII. 26.
- Kl. 65 b³, Gr. 4. F 64 405. Herbert Frenzel, Elbing, Lessingstr. 2. Fangedamm zum Absperrern des Wassers an gesunkenen Gegenständen und für Wasserbauten. 7. IX. 27.
- Kl. 68 c, Gr. 1. A 54 475. Maxime Ansaloni u. Société Fichet, Bournisien, Beau & Cie., Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Camminer, Pat.-Anw., Berlin W 30. Verschlussrichtung für Bankkeller, Schatzkammern u. dgl. 14. VI. 28. Frankreich 4. XI. 27.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Ingenieurbauten der Deutschen Reichsbahn. Herausgegeben von der Deutschen Reichsbahngesellschaft, Verkehrswissenschaftliche Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn, Berlin 1928, Preis RM. 15.—.

Wenn ein Unternehmen wie die Deutsche Reichsbahngesellschaft es sich angelegen sein läßt, auch zu ihrem Teile beim Laien das Verständnis nicht nur für die Bedeutung und das Wesen, sondern auch für die Schönheit der Ingenieurbauwerke zu fördern, so ist das Bestreben sehr zu begrüßen, um so mehr, als dieses Unternehmen angesichts der Vielseitigkeit und der Unzahl seiner Bauwerke aus dem Vollen schöpfen kann.

Auf 104 Seiten, von denen übrigens 8 doppelt vorhanden sind, findet der Leser 170 Abbildungen in Kupfertiefdruck von Massivbrücken, eisernen Brücken, Bahnhof- und Bahnsteighallen, sowie Wassertürmen. Die Ingenieurhochbauten der Stellwerke aus jüngster Zeit sind leider noch nicht mit einbezogen; erläuternder Text dazu fehlt, die Bauwerke sollen also für sich selbst sprechen. Es handelt sich nun nicht, wie der Titel besagt, allein um Ingenieurbauten der Deutschen Reichsbahn, sondern auch um solche der ehemaligen Staatseisenbahnverwaltungen der einzelnen Kontingente. Nicht, daß diese Unterscheidung irgendwelchen Schluß auf den baukünstlerischen Wert oder Unwert zuließe. Aber die Deutsche Reichsbahngesellschaft ist durch die Verhältnisse mit der großartigen Entwicklung der Technik nach dem Kriege und mit der gerade in dieser Zeit in den Vordergrund getretenen Anerkennung des künstlerischen Wertes vieler Ingenieurbauwerke eng verknüpft, und wenn das vorliegende Buch, wenn jede einzelne Abbildung das Verständnis für die Ingenieurbaukunst auch beim Laien erwecken soll, so wird man gut tun, entweder nur solche Bauwerke wiederzugeben, die auf der zur Zeit anerkannten Höhe neuzeitlicher Ingenieurbaukunst stehen, bzw. solche, die durch Jahrzehnte hindurch als hervorragende Bauwerke gegolten haben und, man kann sagen, zu den klassischen Ingenieurbauwerken gehören; oder man wird an Hand einer Einführung in die Entwicklung der Ingenieurbaukunst auch Verständnis wecken für die technischen Grenzen früherer Zeiten und damit für die Gestaltung früherer Bauwerke, die, nur im Bild wiedergegeben, zu leicht, statt zu werben, enttäuschen könnten.

Und unter den zahlreichen in der vorliegenden Bildsammlung wiedergegebenen eisernen Brücken, Hallen und Wassertürmen finden sich einige Bauwerke, die ohne Schaden für die Sammlung fortbleiben könnten. Wenn das Vorwort nicht ausdrücklich betonte, daß die Sammlung Bilder solcher Ingenieurbauwerke enthält, „die sich durch Schönheit, Zweckmäßigkeit, Größe oder Besonderheiten in der Form oder im Baustoff auszeichnen“, was die große Menge des Gebotenen durchaus bestätigt, so könnte mit Recht angenommen werden, die Bildsammlung wolle auch die Entwicklung der Eisenbahn-Ingenieurbauwerke darlegen. Vielleicht genügte bei einer Neuauflage, die der Sammlung sehr zu wünschen ist, eine ergänzende Einleitung der angedeuteten Art.

Dr. Ehnert.

Mathematisch-Naturwissenschaftlich-Technische Bücherei Verlag Otto Salle. Berlin 1928. Bd. 20 und 21: Kulturgeschichte der Technik I und II. Skizzen von Dr.-Ing. e. h. Franz Maria Feldhaus, Berlin. Preis I RM 5.—, II RM 6.—.

Band I gibt eine Anzahl — rd 80 — kleinere Aufsätze in Skizzenform über die sachliche und geistige Entwicklung der Technik und zwar von der Steinzeit an bis zu Leonardo da Vinci. Hierbei sind die wichtigsten Abschnitte technischen Geschehens und Denkens

berücksichtigt, oft unter Aufdeckung neuer Gesichtspunkte auf Grund exakter Forschung. In gleicher Sinnesart ist auch Band II verfaßt, der technische Entwicklungsfragen kulturgeschichtlich gewertet, bis in die Neuzeit behandelt. Viel wird ein jeder in beiden Bänden finden, um sein Verständnis für das Erbe an Kulturgut und sein kulturelles Wissen zu mehren, sei es, daß er sich beispielsweise unterrichten will über assyrisch-babylonisches Baukönnen, über die Ausnutzung der Dampfkraft im alten Byzanz, über die ersten Eisenwerke, über das Ingenieurkönnen eines Leonardo, über den Werdegang von Mikroskop und Fernrohr, über große Globen und Planetarien, Luftschiffahrt, Kraftwagen, Eisenbahnen, über die geistigen Führer und Forscher im Gebiet der Technik von altersher bis jetzt und vieles, vieles andere noch! —

Die Gesamtheit der Technik wird dem Verfasser Dank wissen für alles das, was er in emsiger und erfolgreicher wissenschaftlicher Sammel- und Forscherarbeit hier zusammengetragen hat für Gegenwart und Zukunft. Deshalb können die beiden, zudem sehr preiswerten und ausgezeichnet, namentlich auch mit reichem Bildwerk, ausgestatteten Bändchen allseitig zur Anschaffung wärmstens empfohlen werden; ein jeder wird sie mit innerem Gewinn lesen.

Dr. M. Foerster.

Concrete, plain and reinforced Vol. II. Theory and design of continous beams, frames, building frames and arches by The late Frederick W. Taylor, Sanford E. Thompson and Edward Smulski, fourth edition New York-London. Chapman & Hall. 1928. Price 37/6 net.

Der II. Band des in den Vereinigten Staaten bekannten Buches von Taylor und Thompson ist in 4. Auflage erschienen. An Stelle des verstorbenen Taylor ist Smulski getreten.

Während der I. Band sich in erster Linie mit Materialfragen befaßt, die bekanntlich für Beton- und Eisenbetonbauten von größter Bedeutung sind, führt der II. Band an einigen für den Eisenbetonbau charakteristischen Konstruktionstypen den Gang der Berechnung durch. So werden der Entwurf und die Theorie von kontinuierlichen Trägern, von einfachen Rahmen und von Stockwerkrahmen sowie von Bogenkonstruktionen eingehend besprochen und an Beispielen erläutert. Den Abschluß des Buches bilden eine Reihe von graphischen Dimensionierungstafeln, ähnlich wie sie auch bei uns von verschiedenen Verfassern in die Literatur eingeführt wurden.

Das Buch von Taylor und Tompson hat in den Vereinigten Staaten und in England eine weite Verbreitung gefunden. Wer sich mit den dortigen Arbeitsmethoden beschäftigen will, dem kann das Buch, das auch mancherlei Anregungen anderer Art enthält, bestens empfohlen werden.

E. Probst.

Berechnung von Pfahlrosten. Von Dr. techn. Chr. Nökkentved, Dozent an der Technischen Hochschule zu Kopenhagen. Berlin 1928, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Die Berechnung von ebenen und räumlichen Stützenstellungen erfährt mit dem Formänderungsbild als Ausgangspunkt stets eine einfache und durchsichtige Entwicklung, wenn der Riegel oder die die Pfostenköpfe zusammenfassende Platte als starr angenommen werden darf. Der Spannungszustand wird sich dann aus 3 oder 6 Bedingungsgleichungen ableiten lassen. Untersuchungen dieser Art sind in der deutschen Literatur m. W. zuerst von A. Ostenfeld in Beton und Eisen 1921 mit einer Berechnung von Pfahlrosten veröffentlicht worden. Sie haben aber auch dem Unterzeichneten für die Untersuchung anderer Konstruktionen gute Dienste geleistet. Die Ansätze

sind vor kurzem von H. Wünsch zu einer ausführlichen Betrachtung über die in einem Pfahlrost auftretenden Kraftwirkungen verwendet worden. Der Verfasser verwendet diesen Grundgedanken für den gleichen Gegenstand in einer klaren, leicht verständlichen und daher auch für die Anwendung geeigneten Form, indem zunächst die Pfahllängskraft ermittelt wird, die aus einer horizontalen und vertikalen Verschiebung „1“ der Mauer erhalten wird. Die dem ebenen Pfahlbündel zugeordneten elastischen Kräfte bilden zwei Resultierende, deren Schnittpunkt als elastischer Schwerpunkt des Pfahlbündels gedeutet wird. Es lassen sich demzufolge auch alle die Beziehungen ableiten, die M. Ritter in seiner graphischen Statik für die Elastizitätsellipse dargelegt hat. Sie werden durch Beziehungen ergänzt, welche zwischen der Resultierenden der äußeren Kräfte und dem Drehpunkt des Pfahl-

roste bestehen, so daß eine interessante zusammenhängende Abhandlung entsteht, welche die Aufmerksamkeit der Fachwelt verdient. Die Untersuchung, die zunächst an beiden Enden gelenkig gestützte Pfähle voraussetzt, ist auch für einseitig und beiderseits eingespannte Pfähle wiederholt worden. Hier bestehen naturgemäß die gleichen Beziehungen, da an die Stelle der Pfahlachse nur die von der Einspannung abhängige Längskraft tritt. Die Untersuchungen geben dem Verfasser Gelegenheit, zahlreiche andere für die Standfestigkeit eines Pfahlroste wichtige Gesichtspunkte zu berühren, Sonderfälle zu behandeln, mit welchen Vereinfachungen der Theorie verbunden sind, und Beispiele durchzurechnen, so daß eine für alle mit dem Entwurf von Pfahlrosten beschäftigten Ingenieure wertvolle Abhandlung entsteht, deren Studium aufs beste empfohlen wird. Beyer.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Fernsprecher: Zentrum 15207. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

Mitgliedbeitrag 1929.

Der diesjährige Mitgliedbeitrag für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist seit Januar 1929 fällig. Wir bitten unsere Mitglieder um baldige Überweisung auf unser Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329. Der Beitrag beträgt RM 10.—, für Mitglieder, die gleichzeitig dem VDI angehören, RM 7.50 und für Junioren (Studierende) RM 4.—.

Der Neubau des Straßenbahnhofes Berlin-Charlottenburg, Königin-Elisabethstraße.

Am Montag, den 6. Mai 1922, besichtigte die Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen den Neubau des Straßenbahnhofes Berlin-Charlottenburg.

Der neue Straßenbahnhof in Berlin-Charlottenburg, im westlichen Teil Charlottenburgs, nahe den Ausstellungshallen und dem Reichskanzlerplatz, auf der Höhe von Westend ist zur Zeit für Straßenbahnwagen der Berliner Verkehrs A.-G., der Gesellschaft, die neuerdings Straßenbahnen, Hoch- und Untergrundbahnen sowie Autobusse in gemeinsamer Verwaltung zusammenfaßt, im Entstehen begriffen. Der Bahnhof liegt in einem vornehmen Wohnviertel. Es ist daher vielfach darüber gestritten worden, ob hierher überhaupt ein Straßenbahnhof gehört. Die Anwohner setzten sich, als sie die Absicht des Bahnhofbaues erfuhren, stark zur Wehr. Es gelang jedoch, diese Widerstände durch Gestaltung der Anlage zu überwinden. Ähnlich dem Bahnhof Müllerstraße, den die Berliner Straßenbahn im Norden Berlins erbaut hat (vgl. „Bauingenieur“ 1926, Heft 29, S. 576), ist der Bahnhof vollkommen in das Innere eines Wohnhausblocks gelegt und von vier Straßen eingeschlossen. Die Wohnhäuser dieses Blockes werden bis auf wenige Ausnahmen, die bereits vorher standen, nach gemeinsamem Plan des Architekten Jan Kramer errichtet, der auch den architektonischen Teil des Bahnhofbaues leitet und die gesamte Bauleitung ausübt, während die Bauingenieurarbeiten durch das Büro des Beratenden Ingenieurs Gerhard Mensch in Berlin geleistet werden, der kürzlich bei der Besichtigung durch die D. G. f. B. auch die entsprechenden Erläuterungen gab. Die Wohnhausgruppe wird 400 Wohnungen, meistens $2\frac{1}{2}$ -Zimmerwohnungen, umfassen, die ausschließlich für Straßenbahnangestellte bestimmt sind. Außerdem ist ein Haus für Wohnungen höherer städtischer Beamter vorbehalten.

Das ganze Gelände liegt in einer ansteigenden Ebene. Der Höhenunterschied zwischen der tiefliegenden Königin-Elisabethstraße (Einfahrtsseite) und der parallel dazu verlaufenden hochgelegenen Soorstraße beträgt 7 m. Die Bahnhofhalle mit dem Vorplatz ist in dieses Gelände eingeschritten. Da die Häuser und ihre Höfe höher liegen, ist von 3 äußeren Umfassungswänden der Halle ein Erddruck aufzunehmen. Er wird durch Rahmenbinder aufgefangen, zwischen die 25 cm starke armierte Ziegelwände gespannt sind. Die Halle selbst bietet Raum für 320 Wagen, ist 13,4 m lang und 117 m breit, also fast quadratisch und mit einer Dachhaut aus Hohlsteinen nebst Papplage überdeckt. Zwei Seitenhallen von je 10 m und ein hinterer Anbau von 12 m Spannweite, die so niedrig wie möglich gehalten sind und teilweise unter der Hoffläche liegen, bilden mit dem unteren Teile der Einfahrtgiebelwand den Unterbau für die Mittelhalle von 97×120 m Grundfläche.

Diese Mittelhalle besteht aus einem an allen vier Seiten durchlaufenden Fensterband und einem flachen Dach. Diese Seitenwände mit der Dachhaut gleichen einem nach unten offenen

Kasten, der nur in einem Eckpunkte fest gelagert ist, während alle übrigen Punkte mit Rücksicht auf Temperaturunterschiede beweglich gelagert sind. Alle Stützpunkte der vier Seiten sind Rollenlager. Diese bewegen sich in den beiden an den festen Eckpunkten anschließenden Seiten nur in Richtung derselben, während die Rollenlager der beiden übrigen senkrechten Seitenwände sich jeweils in der Richtung der Verbindungslinie von dem festen Stützpunkt durch das betr. Lager bewegen. Im Inneren des Raumes sind 6 Pendelstützen angeordnet, über die in beiden Richtungen durchlaufende Blechträger bis zu den Außenwänden laufen. Der Abstand der Stützen ist in der Richtung parallel zum Einfahrtgiebel 30, 37 und 30 m und in der Richtung senkrecht dazu 4×30 m. Auf diese Weise entstehen in der Haupthalle Räume von 30×30 m bzw. 30×37 m. Auf jeden dieser Teile ist eine Laterne mit senkrechten Fenstern gesetzt, so daß der Eindruck quadratischer Kuppeln entsteht.

Die Ausführung und Aufstellung der Stahlkonstruktionen obliegt zunächst der Firma Breest & Co., ihrerseits wurden die Firmen A. Druckenmüller, Gossen und D. Hirsch herangezogen. Die Maurer- und sonstigen Bauarbeiten sind im wesentlichen der Berlinischen Baugesellschaft zugeteilt.

Der ganze Baublock erhält ein gemeinsames Heizwerk für die Wohnungen, für die Beheizung eines Drittels der Halle und für die Warmwasserversorgung der Wohnungen und der Halle. Das Warmwasser in einer Halle wird zum Wagenwaschen mittels Brausen verwandt. Die gesamte Reinigung der Wagen geht in Fließarbeit vor sich. Es werden nur kleinere Ausbesserungen in dem Bahnhof ausgeführt, für größere laufen die Wagen in die Hauptwerkstatt. Die Zufahrt in das Innere des Blockes zum Bahnhof geht durch zwei Durchfahrten an der Königin-Elisabethstraße, so daß auch hier der Eindruck der Wohnhausbebauung allseitig erhalten bleibt. Bemerkenswert ist die Unterfangung eines der hochgelegenen mehrgeschossigen Wohnhäuser, das früher bereits bestand, durch 8 m tiefe Eisenbetonfundamente sowie die Ausbildung der Eisenbetonrahmen in den Arbeitsgruben für die Reinigung und Nachprüfung der Straßenbahnwagen. Der Bau wurde im vorigen Hochsommer angefangen und soll in diesem Hochsommer beendet sein.

Danzig. Tagungsort der ordentlichen Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 21. und 22. Juni 1929.



Dieses Bild aus der Innenstadt zeigt den Reiz des Danziger Stadtbildes.