

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Güls.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Jacobi, Berlin.

I. Allgemeines.

Die zweigleisige Hauptbahn Koblenz—Trier überschreitet die Mosel 4 km oberhalb Koblenz am Ende der am rechten Ufer liegenden Vorstadt Moselweiß mittels einer eisernen Bogenbrücke, die beim Ausbau der Staatsbahnstrecke Oberlahnstein—Koblenz—Trier in den Jahren 1876 bis 1879 durch die Gutehoffnungshütte, Oberhausen, und die Firma Schmitzer, Koblenz, gebaut worden ist. Die Bauarbeiten wurden im April 1877 begonnen und Ende September 1878 vollendet, so daß die Brücke im September 1878 von den ersten Zügen (Arbeitszügen) befahren werden konnte. Das Bauwerk bildet mit der Stromrichtung einen Winkel von 80° und besteht aus drei zweigleisigen, mit schweißeisernen Bogenzwickelträgern überspannten Stromöffnungen von je 65 m Lichtweite mit obeliegender Fahrbahn, an die sich auf den beiden Ufern je eine gewölbte Öffnung von 17 m Lichtweite und 4,80 m Pfeilhohe anschließt. Die unteren Gurtungen der beiden Hauptträger eines jeden Überbaues sind Bogen von parabolischer Form, deren Enden sich stumpf auf die gußeisernen Lager aufsetzen. Der

Höhenunterschied zwischen dem Scheitel der Parabel und ihren theoretisch 65,50 m voneinander entfernten Stützpunkten beträgt 7 m. Die Bogen und die oberen wagerechten Gurtungen sind durch gekreuzte Streben verbunden, die beiden zusammengehörigen 5 m voneinander entfernten Hauptträger durch ein doppeltes Streben system gegeneinander ausgesteift. Die oberen Gurtungen liegen unter den äußeren Schienen der beiden in 3,50 m Abstand liegenden Hauptgleise, die Breite der Fahrbahn beträgt 8,10 m. Die beiderseitigen im Scheitel 0,77 m, im Kämpfer 1,42 m starken Gewölbe sind aus Ziegelsteinen hergestellt. Das rechtsufrige Gewölbe überspannt die Provinzialstraße Koblenz—Trier, das linksufrige liegt hinter dem am Dorfe Güls vorbeiführenden Leinpfad (Abb. 1).

Die Fundamente der beiden Landwiderlager, der beiden Land- und Strompfeiler bestehen aus Beton, der aus Kleinschlag, Kies- und Flußsand, westfälischem Wasserkalk und Plaidter Traß bereitet wurde. Ihr Kernmauerwerk ist aus Tonschiefer- und Grauwackebruchsteinen unter Verwendung von westfälischem Wasserkalk hergestellt, der bei den Bauwerksteilen unter Hochwasser und bei den Gewölben mit Traß gemischt wurde. Zement wurde lediglich für den Mörtel zum Fugen und zum Hintergießen der aus Basaltlava bestehenden Auflagersteine benutzt. Die Landwiderlager und Pfeilervorköpfe sind bis Hochwasserhöhe mit Niedermendiger Basaltlava, oberhalb des Hochwassers mit rotem Sandstein aus der bayerischen Pfalz, die Ansichtflächen der Pfeileraufbauten, der Gewölbestirnmauern und der auf dem rechten Ufer stehenden Turmaufbauten mit Ruhrkohlsandstein verblendet. Die Gesimse und Eckverkleidungen der Türme sind wiederum aus rotem Sandstein gefertigt.

Das Flußbett der Mosel ist aus festgelagertem groben Kies gebildet, der den darunterliegenden Fels in verschiedener Mächtigkeit überdeckt. Der am rechten Ufer zutage tretende Fels fällt nämlich nach dem linken zu mehr und mehr ab, so daß die Kiesschicht am rechtseitigen (Moselweißer) Strompfeiler 1,30 m, unter dem linkseitigen (Gülser) Strompfeiler 4 m und am Gülser Landpfeiler mehr als 10 m stark ist. Das Landwiderlager, der Landpfeiler und der Strompfeiler der Moselweißer Seite stehen daher unmittelbar auf Fels, die übrigen Teile auf grobem Kies.

Der Beton der Fundamente der auf Kies stehenden Bauteile wurde unter Wasser mittels Trichterschüttung in die durch eine Pfahlwand abgeschlossene Baugrube eingebracht. Nach Erhärten der Betonsohle und Ausbau der Pfahlwand zum Fangedamm wurde die Baugrube leergepumpt und das aufgehende Mauerwerk in trockener Baugrube aufgeführt. Bei der Fundierung des rechtsufrigen Strompfeilers mußte infolge der hohen Lage des felsigen Untergrundes mit Senkkasten gearbeitet werden.

Die Nachrechnung der Brücke ergab die Notwendigkeit eines durchgreifenden Umbaus, weil die der Klasse IV angehörende Eisenkonstruktion und die Gewölbe in unzulässiger Weise überbeansprucht wurden. Die Bodenpressungen unter dem auf Kies gegründeten Landwiderlager und Pfeilern überschritten außerdem die zulässige Grenze erheblich. Die

Gewölbe erhielten unter dem Lastenzug N eine größte Pressung von annähernd 19 kg/cm^2 , was einer zweifachen Überschreitung der beim Bau zugelassenen Beanspruchung von 9 kg/cm^2 entsprach. Die seinerzeit unter den auf Kies gegründeten Fundamenten des linken Landwiderlagers vorhandene höchste Bodenpressung von annähernd 5 kg/cm^2 erhöhte sich auf annähernd 8 kg/cm^2 . Ähnliche Verhältnisse ergaben die Untersuchungen bei



Abb. 1.

dem linksufrigen Land- und Strompfeiler.

Die bevorzugte Lage des Bauwerkes verlangte eine Lösung, die neben der Erfüllung der technischen Erfordernisse auch in architektonischer Hinsicht in jeder Weise befriedigte. In Frage kam daher nur die Ausführung einer Bogenbrücke, die sich in ihren Hauptlinien den Formen der vorhandenen anpaßte.

Nach diesen Richtlinien veranstaltete daher die Reichsbahndirektion Trier im März 1925 zur Beschaffung geeigneter Entwürfe einen Wettbewerb unter vier Brückenbauanstalten. Zur Wahl gestellt waren zwei Ausführungsarten:

1. Bau einer neuen zweigleisigen Brücke stromauf in 15 m Entfernung von der alten Brücke und Überlassung des bestehenden Bauwerkes an die Stadt Koblenz für den Ausbau als Straßenbrücke.
2. Bau einer neuen eingeleisigen Brücke stromauf und Ausbau der vorhandenen zweigleisigen Brücke zu einer eingeleisigen.

Neben diesen beiden Entwürfen legte die Gutehoffnungshütte, Oberhausen, gemeinsam mit der Firma Butzer, Dortmund, einen Sonderentwurf vor, der den Umbau der bestehenden Brücke unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes vorsah. Dieser Entwurf brachte den Nachweis, daß es möglich und wirtschaftlich war, die Landwiderlager, die Land- und Strompfeiler und die Gewölbe während des Betriebes zu verstärken und die alten eisernen Überbauten in einer Zugpause durch neue Tragwerke zu ersetzen. Er sah die Verstärkung der Fundamente des Landwiderlagers und Landpfeilers auf der Gülser Seite, die Verlängerung der Land- und Strompfeiler in der Stromrichtung nach beiden Seiten, die Verstärkung der Ziegelsteingewölbe durch unter ihnen liegende Eisenbetongewölbe und den Ersatz der alten eisernen Überbauten durch Tragwerke aus hochwertigem Baustahl vor. Letztere sollten stromauf neben der alten Brücke nacheinander auf hölzernen Gerüsten montiert und in einer Zugpause eingefahren werden. Die alten Überbauten sollten gleichzeitig nach stromab ausgefahren und später zerschnitten und verladen werden.

Da der Sonderentwurf eine Verbilligung und Beschleunigung der Bauausführung versprach und die Verhandlungen mit der Stadt Koblenz

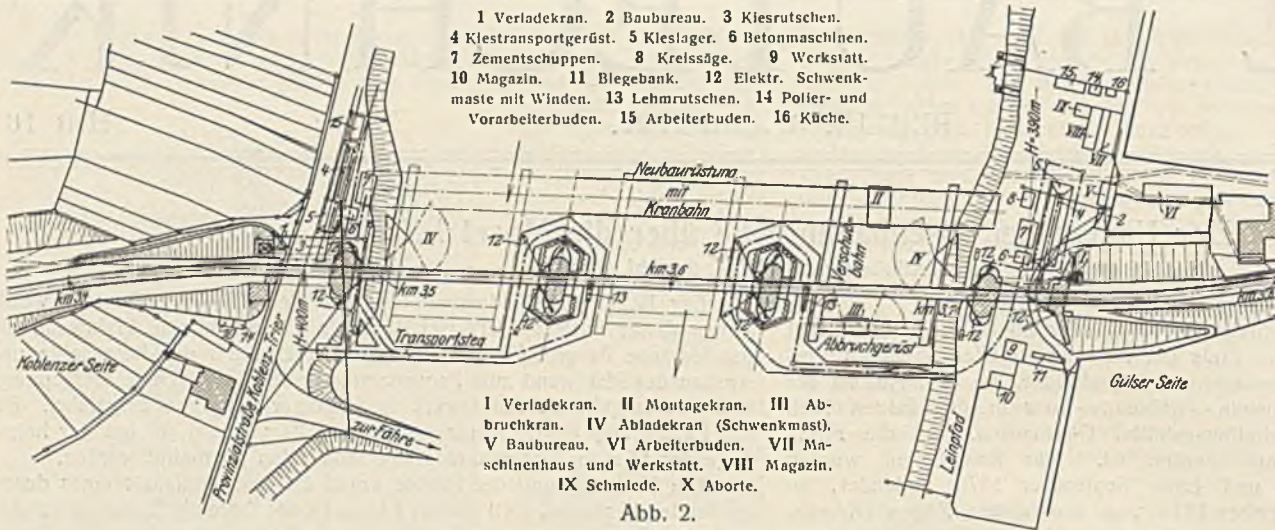


Abb. 2.

wegen Übernahme der alten Brücke nicht zum Abschluß kamen, wurde er zur Ausführung gewählt, so daß die Firma Butzer die Arbeiten im Oktober 1925 mit der Verstärkung der Fundamente des Landwiderlagers und Landpfeilers am Gülser Ufer und der Verstärkung des Gewölbes auf der Moselweißer Seite beginnen konnte.

II. Die Baustelleneinrichtung.

Für die Einrichtung der Baustelle, die aus Abb. 2 ersichtlich ist, standen an beiden Ufern schmale Geländestreifen zur Verfügung, in die sich die beiden bauausführenden Firmen teilen mußten. Für die Einrichtung der Mutterstation kam nur das linke Moselufer am Dorfe Güls in Frage, da die verfügbare Fläche verhältnismäßig hoch lag, bedeutend größer als am rechten Ufer war, sich außerdem besser abgrenzen ließ und die elektrische Energie aus einer Drehstromleitung der Koblenzer Straßenbahngesellschaft in unmittelbarer Nähe greifbar war. Die Firma Butzer richtete sich daher im Herbst 1925 auf diesem Gelände ein. Das Baubureau, ein Arbeiteraufenthaltsraum mit Küche, die erforderlichen Buden für Geräte und Baustoffe, die Schmiede mit der Kompressorenanlage zur Erzeugung der für die umfangreichen Gesteinsbohrarbeiten erforderlichen Druckluft, ein Zimmerplatz für das Abbinden des Lehrgerüstes, Kies- und Holzlagerplätze wurden geschaffen. Daneben mußten die Baummaschinen, Bauwinden, fahrbare Dampfkranen, Rammen, Pumpen und Beton-

einen Abruf nach Maßgabe des augenblicklichen Bedarfs und sofortige Verarbeitung des eingehenden Materials (Abb. 2).

Während die Firma Butzer den Drehstrom von 220 V Spannung für den Betrieb der Kompressorenanlage und ihrer Baummaschinen unmittelbar verwendete, formte ihn die Gutehoffnungshütte in Gleichstrom von 220 V Spannung um.

Während der ganzen Bauzeit wurde auf der Brücke für den Zugverkehr der eingleisige Betrieb eingerichtet, um den Baufirmen für das Abladen ihrer umfangreichen Stofftransporte ständig ein vom Eisenbahnbetrieb unabhängiges Baugleis zur Verfügung stellen zu können. Im Regelbetrieb bildete das stromab gelegene Gleis das Betriebsgleis, das stromauf gelegene das Baugleis, weil die eisernen Überbauten stromauf montiert, das Material also nach dieser Seite entladen werden mußte. Nach Bedarf wurde durch Verschwenken die Benutzung der beiden Gleise vertauscht. Eine solche Vertauschung war erforderlich für den Ein- und Ausbau einer Abfangkonstruktion unter dem stromab gelegenen Betriebsgleis vor und nach der Herstellung der Eisenbetongewölbe, die den Zweck hatte, die Erschütterungen des Zugverkehrs von dem abbindenden Beton fernzuhalten, und beim Verladen der alten Überbauten, da im letzteren Falle das stromab gelegene Gleis als Baugleis benutzt werden mußte, um ein Überladen über das Betriebsgleis zu vermeiden.

Die eingleisige Strecke einschließlich der am rechten Ufer liegenden Trennungswiche war sicherungstechnisch in den am linken Moselufer in kurzer Entfernung liegenden Bahnhof Güls einbegriffen. Diese Maßnahme hat sich bewährt. Während der 1 1/4 jährigen Bauzeit blieb der Eisenbahnbetrieb von Unfällen verschont.

III. Die Bauausführung.

a) Die Verstärkungsarbeiten an den Widerlagern, Gewölben und Pfeilern.

Die Bodenpressung an der hinteren Kante des Landwiderlagers am Gülser Ufer war auf 5 kg/cm² zu ermäßigen. Nach Abb. 3 geschah dies in der Weise, daß die Resultierende durch einen an die Vorderfläche des unteren Widerlagerschaftes angehängten Eisenbetonsporn um das erforderliche Maß nach der Mitte des Mauerwerkkörpers gezogen wurde. Die Zugspannungen im Sporn werden von 40 Rundeseisen von je 30 mm ϕ aufgenommen (5 Rundeseisen auf 1 lfd. m), die 1,50 m tief in das alte Mauerwerk eingreifen. Die Herstellung der Bohrlöcher geschah mit Preßluftbohrhämern, nach dem Verlegen der Eiseninlagen wurden die Löcher mit Zementmörtel vom Mischungsverhältnis 1:2 aus hochwertigem Portlandzement ausgespritzt. Das Mischungsverhältnis des Eisenbetonspornes betrug 1:6, das des als Auflast dienenden Magerbetons 1:10. Die Arbeiten konnten in offener Baugrube ohne besondere Maßnahmen durchgeführt werden.

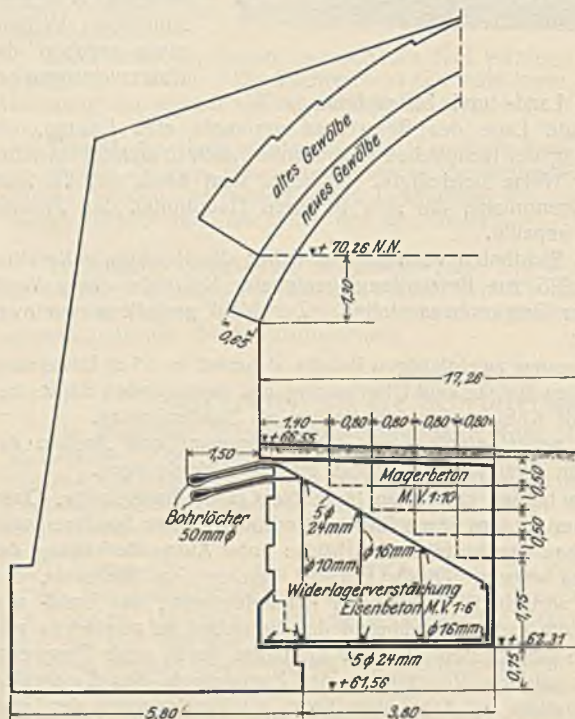


Abb. 3. Verstärkung des Blindwiderlagers am linken Ufer.

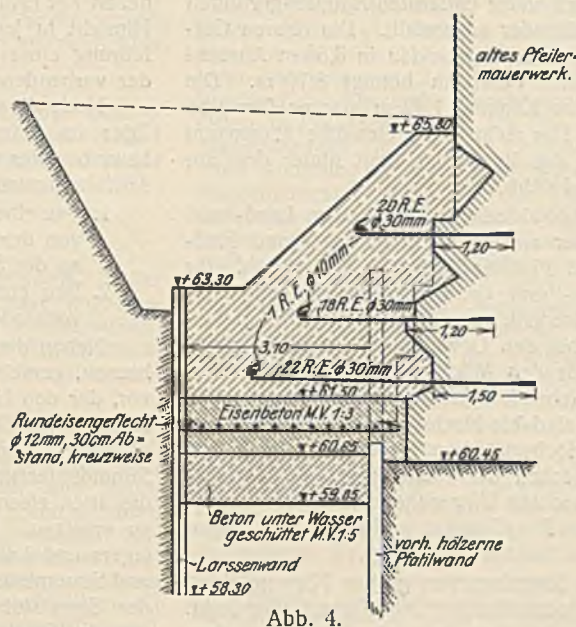


Abb. 4.

mischmaschinen untergebracht werden. Anfang April 1926 trafen der Gerätepark und die ersten Materialtransporte der Gutehoffnungshütte ein. Die Einrichtung der Gutehoffnungshütte mit der Umformer- und Kompressorenanlage, den Bureaus, Unterkunft-, Geräte- und Materialräumen engte die Lagerflächen derart ein, daß Rüstholz nur in verhältnismäßig geringem Umfange gelagert werden konnte. Diese Verhältnisse bedingten

von 28 PS, die Energie unmittelbar der Drehstromleitung der Koblenzer Straßenbahngesellschaft von 220 V Spannung entnahm.

Das Fundament des Gülser Landpfeilers mußte unter dem Gewölbe nach Abb. 4 verbreitert werden, weil die Mittelkraft durch den wagerechten Schub der Stromöffnung zu weit nach der Landseite ausschlug. Das neue Mauerwerk wirkt in statischer Hinsicht als Verbreiterung des bestehenden

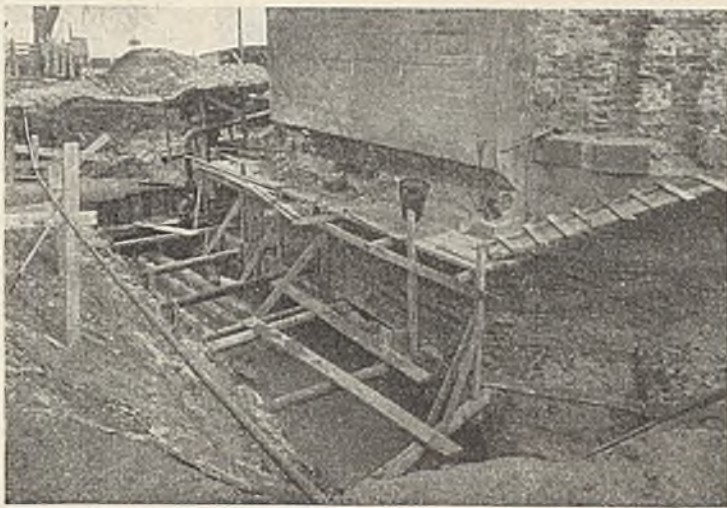


Abb. 5.

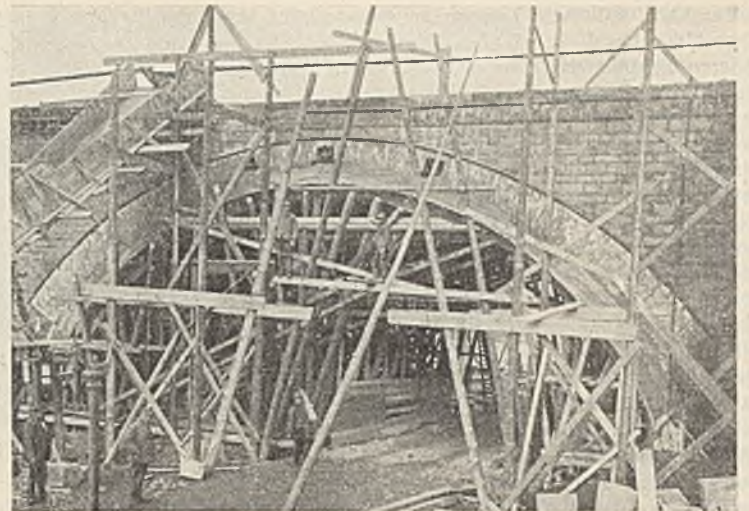


Abb. 6.

Fundamentes; um eine einheitliche Wirkung zu erzielen, ist es mit dem alten Pfeiler durch eine sorgfältige Verzahnung und durch drei übereinanderliegende Reihen Rundeseisen von 30 mm ϕ , die 1,50 bis 1,20 m tief in das alte Mauerwerk eingreifen, verbunden.

Die Baugrube wurde zunächst durch eine 5 m lange Larssen-Spundwand vom Profil Nr. 2 abgeschlossen. Die Unterkante der Spundwand lag auf Ordinate + 58,30, die Unterkante des Fundamentes auf + 60,45, Oberkante Spundwand auf + 63,30 und Gelände auf + 66,00. Nach Beseitigung der Bodenmassen bis auf die Ordinate + 59,85 und Abschneiden der hölzernen Pfahlwand, die das alte Fundament abgrenzte, drang das Wasser aus der Sohle und zwischen den schadhaften Bohlen der alten Pfahlwand unter dem Fundament hindurch so stark in die Baugrube, daß sie auf die Dauer nicht trockengehalten werden konnte. Das unter den Fundamenten durchdringende Wasser führte außerdem teilweise Sand mit, so daß die Gefahr bestand, daß das strömende Wasser die Fundamente unterspülte. Da sich bei der näheren Untersuchung der Beschaffenheit des Fundamentbetons herausstellte, daß die Fundamentunterkante, die nach den vorhandenen Zeichnungen auf + 57,75 liegen sollte, 2,70 m höher, also auf + 60,45, lag, daß die Sohle der Baugrube demnach 60 cm unter der Unterfläche des Fundamentes war, mußten sofort umfassende Maßnahmen getroffen werden, um das alte Mauerwerk vor Zerstörung zu schützen. Nachdem man daher die alte Pfahlwand durch Ersatz der schadhaften Bohlen durch Larssen-Spundwände ausgebessert hatte, wurde die Sohle der Baugrube durch eine 80 cm starke unter Wasser geschüttete Betonschicht aus hochwertigem Zement abgeschlossen. Diese Betonsohle mußte durch eine zweite Eisenbetonschicht von 85 cm verstärkt werden, weil mehrere Wassereintrüche die erste Schicht nach Leerung der Baugrube teilweise zerstörten. Gleichzeitig mit dem Ausbessern der Pfahlwand und dem Einbringen der Betonsohlen wurden mehrere bis unter die alten Fundamentunterkanten reichende Rohre eingesetzt, um etwa ausgespülte Hohlräume unter dem alten Fundamentkörper durch Einspritzen mit Zementmörtel zu dichten. Nach Erledigung dieser Arbeiten konnten die eigentlichen Verstärkungsarbeiten, das Ausspritzen der Fundamentunterflächen mit hochwertigem Zementmörtel vom Mischungsverhältnis 1:2, das Ausspitzen der Verzahnung im alten Mauerwerk, das Bohren der Löcher zur Aufnahme der Eiseneinlage und schließlich die Herstellung des eigentlichen Betonkörpers in trockener Baugrube, ausgeführt werden. Daß das Dichten der Fundamentsohle dringend nötig war, zeigt der Umstand, daß für diesen Zweck 80 Sack Zement verbraucht wurden. Diese Verstärkungsarbeiten an den Fundamenten auf der Gülsler Seite wurden im Herbst und Winter 1925 ausgeführt.

Abb. 5 zeigt einen Blick in die Baugrube. Die das alte Fundament begrenzende Pfahlwand, die Larssen-Spundwand und die im Hintergrund stehende Pumpe von 8000 l Fördermenge i. d. Min. sind deutlich sichtbar. Mit dem Ausbrechen des Mauerwerks zur Herstellung der Verzahnung

ist begonnen. Im Vordergrund erblickt man das abgespitzte Mauerwerk des Pfeilervorkopfes.

Die Ziegelsteinbogen der beiden Landöffnungen sind dadurch tragfähiger gemacht worden, daß die vorhandenen Gewölbe unter ihnen liegende Verstärkungsgewölbe aus hochwertigem Eisenbeton mit 45 cm Scheitel- und 65 cm Kämpferstärke erhalten haben. Der Beton hat ein Mischungsverhältnis 1:5 und ist mit acht Rundeseisen von 12 mm ϕ auf 1 lfd. m bewehrt. Um die alten und neuen Tragwerke in statischer Beziehung als einheitlichen Bauteil wirken zu lassen, mußte für eine innige Verbindung der beiden Gewölbe gesorgt werden. Zu diesem

Zweck wurden die alten Gewölbe an ihren Unterflächen mit Preßluftbohrhämmern aufgeraut und die Trageisen des neuen Bauteiles durch gleichmäßig verteilte Rundeseisen im Ziegelsteinmauerwerk verankert. Das neue Gewölbe wurde sodann aus flüssigem Beton durch Öffnungen im alten Ziegelsteingewölbe durch Trichter von oben her gegossen. Im ganzen waren sieben Gußstellen vorhanden, von denen drei im Scheitel zwischen und außerhalb der beiden Hauptgleise, die übrigen in den Halbierungspunkten der Gewölbehälften an den Außenseiten angeordnet waren. Um die Bildung von Hohlräumen zu vermeiden, befanden sich während des Gießens auf jeder Seite ständig mehrere Arbeiter in dem nur 45 cm hohen Raum zwischen der Schalung und dem alten Mauerwerk, die die Aufgabe hatten, den flüssigen Beton mittels

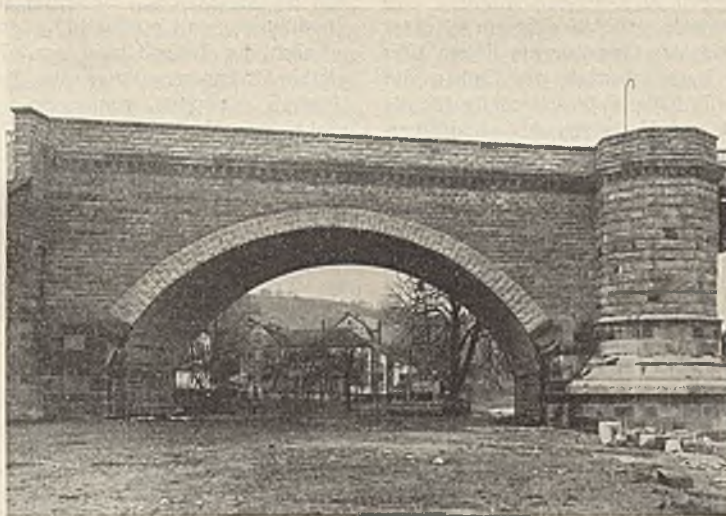


Abb. 7.

Rührreisen in Bewegung zu halten. Im Scheitel, wo der Beton infolge der geringen Neigung der Schalung schlecht floß, war die Gefahr der Bildung von Hohlräumen besonders groß. Die Betonmasse wurde daher an dieser Stelle von den Seiten aus besonders sorgfältig durchgeführt. Außerdem ordnete man im Scheitel und seitlich davon an den Außenseiten durch Anschlagen des alten Gewölbes Öffnungen an, aus denen die Betonmasse nach Füllung des Hohlraumes unter Druck heraustreten mußte, was auch geschah. Nach dem Ausschalen der Gewölbe wurden von der Unterseite aus mehrere Löcher gebohrt, die den Nachweis brachten, daß die Betonmasse fehlerfrei war.

Jedes Gewölbe faßte ungefähr 100 m³ Beton, der in ununterbrochenem 30stündigen Arbeitsvorgange mit einer Betonmischmaschine von 300 l Inhalt in 400 Mischungen hergestellt und eingebracht wurde. Abb. 6 zeigt den Bogen der Landöffnung am rechten Ufer stromauf gesehen mit dem unterbetonierten Eisenbetongewölbe nach der Beseitigung der vorderen Schalung. Im Scheitel sind noch die Drucklöcher sichtbar, seitlich erkennt man die Rutsche für das Abladen der Baustoffe, die auf dem Baugleis zur Verfügung gestellt wurden.

Die Stirnflächen des alten und neuen Gewölbes haben eine einheitliche Verkleidung aus Ruhrkohlsandstein erhalten, so daß der Beschauer den Eindruck hat, als ob die Landöffnungen durch ein einheitliches Betongewölbe überspannt werden (Abb. 7).

Da der Beton während des Abbindens keine Erschütterungen erleiden sollte, wurde das Gleis, auf dem der Zugverkehr stattfand, mit einer

Abfangkonstruktion abgestützt. Die drei inneren der in zwei Reihen angeordneten 30 cm starken Stempel des Abfanggerüsts griffen durch das alte Ziegelsteingewölbe unter das Betriebsgleis, die drei äußeren standen seitlich des Gewölbes parallel der Stirnfläche. Auf je zwei nebeneinanderstehenden Stempeln lagerten als Querträger zwei miteinander verbolzte I 45, die unter jedem Gleis zwei Längsträgern I 45 als Stütze dienten. Die auf den Längsträgern liegenden Schwellen waren mit den unter den Trägern liegenden Gegenschwellen fest verbolzt. In der Längsrichtung war die ganze Konstruktion außerdem durch einen Windverband und durch doppelte Verstrebungen gegen Betonklotze abgesteift. Die Konstruktion hat sich im Betriebe, der sie auf der Gülser Seite fast 3 Wochen ununterbrochen mit 60 Zügen täglich belastete, vorzüglich bewährt. Es war lediglich nötig, die Bolzen der zusammengehörigen Schwellen von Zeit zu Zeit nachzuziehen.

Der Ein- und Ausbau der Abfangkonstruktion in das stromab gelegene Betriebsgleis erforderte, wie bereits erwähnt, die viermalige Umlegung des Betriebes auf das stromauf gelegene Gleis für die Dauer von je 10 bis 14 Tagen. Da den Baufirmen während dieser Zeiträume jede Entladungsmöglichkeit fehlte, mußten die Unterbrechungen so in das Bauprogramm eingefügt werden, daß keine Verzögerungen in der Bauausführung entstanden. Das Gewölbe am rechten Ufer wurde daher bereits am 10. März vor dem Eintreffen der Gutehoffnungshütte, das Gewölbe am linken Ufer am 19. August betoniert. Im letzteren Falle geschah der Einbau der Abfangkonstruktion nach Beendigung des Entladens der Eisenteile für die Mittelöffnung während des Zerschneidens und Verladens des alten Überbaues der linken Seitenöffnung, der Ausbau während der Demontage der Mittelöffnung, da für diese Arbeitsvorgänge das stromab gelegene Gleis sowieso als Verladegleis zur Verfügung gestellt werden mußte.

Die Landpfeiler sind um je 2,50 m, die Strompfeiler um je 3,00 m stromauf- und stromabwärts verlängert worden, da die Rheinstrombauverwaltung eine Verbreiterung mit Rücksicht auf die Durchflußweite nicht zuließ. Diese Lösung war auch deswegen am wirtschaftlichsten, weil auch bei einer Verbreiterung auf eine Verlängerung nicht verzichtet werden konnte, um für die neuen Auflager beiderseits des alten Überbaues Auflagermasse zu schaffen. Die Verlängerungen sind so groß gewählt, daß die alte Bodenpressung von 6 kg/cm² auch bei dem Lastenzug *N* unter den neuen Verhältnissen nicht überschritten wird.

Die Baugruben für die Verlängerung des Landpfeilers auf dem linken Ufer wurden mit eisernen Spundwänden gegen das Eindringen des Moselwassers abgeschlossen, weil die Unterkanten der auf Kies gegründeten Fundamente rd. 6 m unter Geländeoberfläche und 1,50 m unter dem mittleren Wasserstand der Mosel lagen. An dem Landpfeiler auf dem



Abb. 8.

rechten Ufer konnten die Fundamente in offener Baugrube hergestellt werden, weil der Fels nur einige Meter unter Straßenebene lag.

An den Strompfeilern beseitigte zunächst ein Schwimmgerüst den schweren Steinwurf, der in eine Klappschute geladen und von hier aus zur Verfüllung von Auskolkungen in der Nähe der Pfeiler

versenkt wurde. Gleichzeitig rammete eine Schwimmramme die Pfähle für die Transportgerüste zwischen den Strompfeilern und dem jeweils nächstgelegenen Ufer sowie die Pfähle für die die Strompfeiler umgebenden Rammgerüste. Abb. 8 zeigt das Transportgerüst nach dem linken Strompfeiler von stromab gesehen. Der Pfeiler ist bereits fertig abgespitzt. Im Hintergrunde schlägt die Schwimmramme die Pfähle für das Montagegerüst der ersten Öffnung.

Nach Beendigung dieser Arbeiten schloß man die späteren Baugruben an den Pfeilervorköpfen stromauf und stromab durch 1,50 m breite Fangedämme, die aus Larssen-Spundwänden und zwischenliegender Lehmichtung bestanden, gegen das offene Moselwasser ab. Das Rammen der Spundwände selbst geschah von den festen Gerüsten aus mit Rammen der üblichen Bauart mit feststehendem Kolben und beweglichem, als Rammbar dienendem Zylinder mit einem Bärgewicht von 1200 kg und Hubhöhen von 80 bis 100 cm. Im Mittel ließen sich täglich 12, im Höchstmaß 15 Spundbohlen mit einer Ramme schlagen, die Bohlen zogen in einer Hitze je nach der Tiefe 3 bis 5 cm. Insgesamt waren an den beiden Strompfeilern 3 Rammen tätig, die die Arbeiten an jedem Pfeiler in 4 bis 5 Wochen erledigten, von einer achttägigen durch ein Sommerhochwasser verursachten Unterbrechung (19. bis 25. Mai) abgesehen.

Da die Rammarbeiten unter den alten Überbauten infolge der geringen Höhe nur schwierig auszuführen waren, rammete man die eisernen Spundwände nur bis zu den Überbauten, während unter ihnen die Anschlüsse an die alten Pfeiler mit Bohlenwänden abgedichtet wurden. Es zeigte sich auch in diesem Falle, daß bei jedem Wechsel in der Abdichtung die Wechsellpunkte schwache Stellen sind, denn beim Auspumpen der Baugruben mußten die Anschlußstellen mehrfach nachgedichtet werden. Es empfiehlt sich daher stets, die gleichzeitige Verwendung verschiedener Dichtungsmittel zu vermeiden.

An dem Gülser Strompfeiler lag die Oberkante der 10 m langen inneren Larssen-Spundwand auf +66,00, dem höchsten schiffbaren Wasserstande der Mosel, die Oberkante der äußeren 6,50 m langen Larssen-Spundwand auf +64,00, d. h. in Höhe der in den Sommermonaten zu erwartenden höchsten Wasserstände. Unterkante Fundament lag auf +57,85, also 1,85 m über Unterkante der inneren Spundwand.

An dem Moselweißer Strompfeiler war die innere Spundwand 7,50 m, die äußere 5,00 m lang. Die Oberkanten der Spundwände lagen in der-



Abb. 9.



Abb. 10.

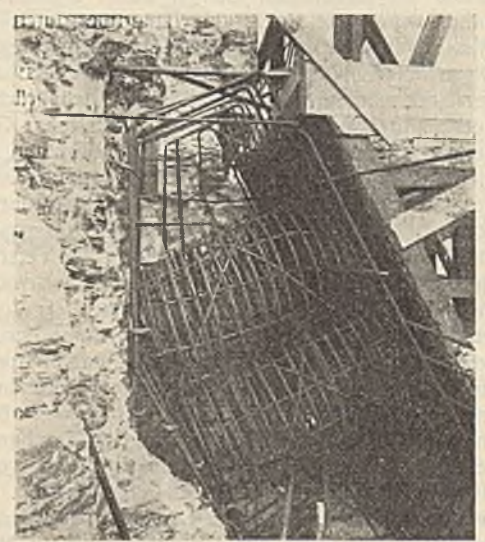


Abb. 11.

selben Höhe wie am Gülser Pfeiler. Fundamentunterkante lag stromauf auf + 59,00, stromab auf + 58,40 und stand unmittelbar auf Fels. Die innere Spundwand stand daher gleichfalls auf Fels, in den sie ungefähr 30 bis 50 cm tief eingriff.

Der Boden wurde von Hand in die abnehmbaren Kästen der Seitenkipper geladen, die ein fahrbarer mit Dampf angetriebener Kran oder die seitlich der Pfeiler angebrachten Schwenkmaste in und aus den Baugruben förderten. Die auf Schmalspurgleisen laufenden Kippwagen, die von Hand befördert wurden, verbrachten den Boden auf den Transportgerüsten an die Ufer, wo er eingebaut wurde. Nach Beseitigung des Bodens mußte der alte, aus Beton zwischen Pfahlwänden bestehende Fangedamm, der das alte Fundament abgrenzte, mit Bohrhämmern entfernt und der Beton der alten Fundamente an den schadhafte Stellen abgespitzt werden. Die Verlängerung der Fundamente und des Pfeileraufbaues geschah sodann in trockener Baugrube. Die Fundamente und das Kernmauerwerk der Pfeiler bestehen aus Beton im Mischungsverhältnis 1:7, die Verblendung im Sockel aus Basaltlava, im Aufbau aus Ruhrkohlendstein.

Um eine innige Verbindung zwischen dem alten und neuen Mauerwerk herzustellen, mußte die alte Verblendung entfernt und das Mauerwerk sorgfältig abgespitzt werden (Abb. 9, Landpfeiler am rechten Ufer). Die alten und neuen Fundamente wurden außerdem durch drei übereinanderliegende Reihen Rundeisen miteinander verbunden. Zwei Eisenbetonbänder aus je acht Rundeisen mit 30 mm ϕ umgürten unter und über den Auflagern den ganzen Pfeiler, um an denjenigen Stellen, an denen die großen Auflagerkräfte aufzunehmen sind, zwischen dem alten und neuen Mauerwerk eine besonders gute Verbindung zu schaffen.

Die Eiseneinlagen dieser Bänder sind im neuen Mauerwerk auseinandergezogen.

Abb. 10 zeigt einen Blick in die Baugrube eines Stropfpfeilers. Die 10 m langen Spundbohlen sind gegen das alte Mauerwerk, das bereits abgespitzt ist, abgestützt. Der vordere schadhafte Beton des alten Fundamentes ist abgespitzt, mit Herstellung der schwalbenschwanzförmigen Verzahnung ist begonnen, und die untere Reihe der Rundeisen ist eingebracht. Die in halber Höhe aufgestellte Zentrifugalpumpe mit 10000 l Fördermenge i. d. Min. zieht die Wassermengen, die im Laufe der Zeit eindringen, aus dem links unten neben den Arbeitern sichtbaren Pumpensumpf ab. Im Hintergrunde steht der Dampfkran, der die Bodenmengen aus der Baugrube fördert.

Abb. 11 zeigt die Bewehrung des Auflagers. Vier Spiralen, die durch einen kräftigen Rahmen aus Rundeisen von 30 mm ϕ gefaßt sind, übernehmen die Übertragung der Bogenkraft, die für Eigengewicht und den Lastenzug N bei voller Belastung der Brücke einschließlich aller Nebenwirkungen rd. 1450 t beträgt, in das volle Pfeilermauerwerk. Als Umarmung dient Beton aus hochwertigem Portlandzement im Mischungsverhältnis 1:4. — Nach Fertigstellung der Arbeiten sind die äußeren Spundwände gezogen, die inneren 15 cm über der Fundamentoberfläche mit autogenen Schneideapparaten abgeschnitten. Die Oberfläche des Fundamentes ist sodann bis Oberkante der abgeschnittenen Spundwand durch eine 15 cm starke Schutzschicht abgedeckt. Die abgeschnittenen Spundbohlen des rechten Stropfpfeilers sind außerdem im oberen Fundamentbeton verankert, um ein Loslösen zu vermeiden, was immerhin im Bereich der Möglichkeit liegt, da sie nur 30 bis 50 cm tief in den Fels eingreifen.

(Schluß folgt.)

Die Neugestaltung der Trinkwasserversorgung der Städte Athen und Piräus.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. H. Eigenbrodt, Oberingenieur der Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt.

Im August 1923 hatte der griechische Verkehrsminister ein öffentliches Ausschreiben erlassen für eine Konzession zur Versorgung der Städte Athen und Piräus und deren Vororte mit Trink- und Nutzwasser. Das Ausschreiben sah vor die Bearbeitung eines Entwurfes, die Ausführung der Bauten und die Betriebsübernahme für die Dauer von 60 Jahren. Zum Zwecke der Beteiligung an diesem Ausschreiben hatten sich die Firmen Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt, „Tekton“ Bau-Aktiengesellschaft, Athen, und Gelsenkirchener Bergwerks-Aktiengesellschaft, Gelsenkirchen, zu einer Studiengesellschaft zusammengeschlossen, von der die Siemens-Bauunion mit der Entwurfbearbeitung beauftragt worden ist. Der Entwurf der Siemens-Bauunion wurde mit einem Preise ausgezeichnet; er soll im folgenden erläutert werden.

Athen ist hinsichtlich seiner Wasserversorgung heute noch hauptsächlich auf einen erweiterten Aquädukt angewiesen, den Kaiser Hadrian 117 bis 138 n. Chr. erbaut hat. Dieser Aquädukt führt Quellwasser von den Südausläufern des Parnes nach Athen. Ergänzt wird diese Versorgung aus öffentlichen und privaten Brunnen, die in Athen selbst oder im Tale nach Kephisia erschlossen sind. Auch das Quellwasser von Kephisia wird in großen tonernen Krügen auf Esselfuhrwerken nach Athen gebracht und dort zu guten Preisen verkauft. Alle diese Maßnahmen reichten nur für eine sehr mangelhafte Wasserversorgung, die im Jahre 1922 bei 400 000 Einwohnern etwa 12,0 l je Einwohner und Tag betrug.¹⁾

Piräus ist hinsichtlich der Wasserversorgung etwas günstiger gestellt, weil es hier möglich ist, Grundwasser zu erschließen; aber auch dies ändert die eigentlichen Verhältnisse wenig, da das durch Brunnen erschlossene Grundwasser brackig und infolgedessen für viele Zwecke unbrauchbar ist. In Piräus ist man deshalb auch dazu übergegangen, Trinkwasser mit dem Schiff und auf Landfuhrwerken aus brauchbaren Quellen der Umgebung heranzubringen und Nutzwasser unmittelbar aus dem Meer in die Stadt zu pumpen. Im Jahre 1922 hatte Piräus 190 000 Einwohner, denen täglich eine Wassermenge von nur 34,0 l je Einwohner zur Verfügung stand.

Athen und Piräus bilden mit ihren Vororten heute schon eine wirtschaftliche Einheit. In ihrer Entwicklung als Wohnplätze zunächst noch unabhängig voneinander, läßt doch schon die neuere Gestaltung des Ausbaues das große zusammenhängende Wohngebiet der Zukunft auf der Ebene zwischen dem Busen von Piräus und Athen erkennen (Abb. 1). Es ist deshalb ein glücklicher Gedanke, daß die Frage der Wasserversorgung dieses Gebiets von großen Gesichtspunkten aus aufgegriffen worden ist.

Die Fläche des zu versorgenden Gebietes beträgt im ganzen 6637 ha; davon entfallen auf Athen und Vorstädte 4111 ha, auf Piräus und Vorstädte 2526 ha. Unter Berücksichtigung des Bevölkerungszuwachses werden

¹⁾ Alle Angaben über Einwohnerzahlen und die sich hieraus ergebenden Zahlen über Wasserbedarf beziehen sich in diesem Aufsatz auf das Jahr 1922. Die Stadt hat seit einiger Zeit durch kleinasiatische Flüchtlinge beträchtlich an Einwohnerzahl zugenommen. Da bis heute die geplante Wasserversorgung noch nicht durchgeführt ist, ergeben sich demnach für die heutigen Verhältnisse noch bedeutend geringere Verbrauchsziffern, als sie damals ermittelt wurden.

auf dieser Fläche voraussichtlich wohnen im Jahre 1930: 627 870, im Jahre 1950: 1 174 910 Einwohner.

Für die Versorgung der Stadt Athen mit einwandfreiem Trinkwasser standen seit Jahren verschiedene Vorschläge zur Erörterung. Die Regierung hat sich entschlossen, zunächst den Plan durchzuführen, im Tale des Charadrosbaches bei Marathon ein Staubecken anzulegen und von hier aus die Städte Athen-Piräus zu versorgen.

Im Regierungsvorentwurf war ein Wasserverbrauch von 190 l je Einwohner und Tag als erwünscht angegeben. Genauere Untersuchungen der Leistungsfähigkeit eines Staubeckens bei Marathon ergaben, daß in Jahren geringer Niederschlagshöhe selbst bei Inanspruchnahme jeglicher Erweiterungsmöglichkeit des Einzugsgebietes beim Vollausbau im Jahre 1950 nicht mehr als 100 l täglich je Einwohner abgegeben werden könnten. Dadurch war der Leistungsfähigkeit der Anlage eine natürliche Grenze gesetzt, und die Anlagen wurden deshalb von vornherein auf diesen Tagesverbrauch bemessen.

Die Fassungsanlagen. Die günstigste Lage der Sperrmauer ist eine Talenge unterhalb des Zusammenflusses der Bäche Charadros und Varnava. Das Einzugsgebiet der Bäche beträgt hier 120 km² und liefert im Mittel 41,433 Mill. m³ Wasser im Jahr. Die Talsperre bei Marathon, die sofort für die volle Ausnutzung aller verfügbaren Wassermengen errichtet werden soll, erhält eine Höhe von 53 m und wird 250 m lang. In trockenen Jahren können dem Stausee nur 29,086 Mill. m³ im Jahre entnommen werden, so daß bereits im Jahre 1940 mit der Möglichkeit der Einschränkung der Wasserabgabe von 100 l auf 87,6 l je Einwohner und Tag gerechnet werden mußte. Damit wird die dringende Notwendigkeit dargetan, die Erweiterungsmöglichkeit der Fassungsanlagen von vornherein sicherzustellen.

Der Vorentwurf der Regierung sah als Erweiterung die Errichtung eines zweiten Staubeckens im Tale des Vranabaches vor, dessen Wasser in die bei Vrana vorbeizuführende Freigefallsleitung von der Marathonsperrmauer nach Athen eingeleitet werden sollte. Um diese Einleitung mit natürlichem Gefälle zu erreichen, ist eine beträchtliche Höhenlage des Stauspiegels im Vranabecken erforderlich. Der Bau der Vranasperrmauer, der schon vor 1940 in Frage käme, würde deshalb erhebliche Mittel erfordern. Beide Staubecken vermögen in Jahren mittlerer Niederschläge die Versorgung mit 100 l je Einwohner und Tag bis etwa 1950 sicherzustellen. In trockenen Jahren geht aber auch in diesem Falle die Wasserabgabe auf rd. 80 l je Einwohner und Tag zurück. Deshalb wurde im Entwurf der Siemens-Bauunion nach weiteren und wirtschaftlicheren Erweiterungsmöglichkeiten gesucht. Diese wurden in dem Niederschlagsgebiet des Stamatabaches und den Gebieten der Quellbäche des Kephisos gefunden (Abb. 1 u. 2).

Das Wasser des Stamatabaches kann ohne große Kosten durch einen etwa 1 km langen Stollen in das Staubecken bei Marathon eingeleitet werden. Sein Niederschlagsgebiet von 13 km² reicht aus, die gewünschte Versorgung mit 100 l je Einwohner und Tag auch in trockenen Zeiten bis etwa zum Jahre 1939 zu gewährleisten. Das Marathonwerk mußte demnach zwischen 1930 und 1940 erweitert werden.



Abb. 1.

Weitere Erweiterungsmöglichkeiten bietet der Südbhang des Parnes, wo fünf Quellbäche des Kephisos in einer solchen Höhenlage gefaßt werden können, daß ihre Einleitung in das Becken von Marathon über den Oberlauf des Baches von Spata mit natürlichem Gefälle möglich ist. Das 28 km² große Einzugsgebiet der Bäche bringt im Mittel einen Zuschuß von 9,36 Mill. m³ im Jahre und 7,55 Mill. m³ in trockenen Jahren und ermöglicht die geforderte tägliche Mindestversorgung von 100 l je Einwohner bis zum Jahre 1945. Die Fassungsanlage erfordert den Bau eines 7,760 km langen, offenen Hangkanals, eines 2,5 km langen Dückers und von fünf Wehren. Bis 1950 vermögen die erweiterten Anlagen je Einwohner noch 85 l täglich zu liefern.

Als letzte Hilfsquelle soll nach dem Entwurf aus wirtschaftlichen Gründen das Gebiet des Vranabaches ausgenutzt werden, der die Fassung des Vranawassers, in jedem Falle den Bau einer eigenen Talsperre erfordert. Das Einzugsgebiet oberhalb der Sperrmauer ist 24 km² groß und kann im Mittel 8 Mill. m³, in trockenen Jahren 6,5 Mill. m³ im Jahre liefern. In vollem Ausbau ermöglicht also die Marathonsperre eine Versorgung von 100 l je Einwohner und Tag bis zum Jahre 1950 selbst bei Trockenheit. Diese Menge kann in Jahren gewöhnlicher Niederschläge auch noch bis 1961 verfolgt werden. Die Versorgung geht aber zu diesem Zeitpunkt in trockenen Jahren auf 73 l je Einwohner und Tag zurück.

Die Zuleitung nach Athen. Das Staubecken (Abb. 2 u. 3) liegt, in der Luftlinie gemessen, rund 21 km von den Höhen im Nordosten Athens entfernt, wo die natürliche Lage der Hochbehälter ist, von denen aus die Verteilung in das Stadtröhrennetz stattfinden wird. In dieser geraden Linie erhebt sich zwischen Staubecken und Versorgungsgebiet das bis 1100 m ansteigende Pentelikongebirge und der zwischen Pentelikon und Parnes gelegene Gebirgsattel, dessen Rücken etwa 380 m hoch ist. Die Sohle der Ableitung liegt am Staubecken Marathon auf rd. 196 m, auf den Höhen bei Athen auf rd. 170 m. Die unmittelbare Ableitung des Wassers ohne Pumpenarbeit auf dem geraden Wege war aber nur möglich, wenn der Sattel durch einen längeren Stollen durchfahren würde.

Diese Lösung erschien der Regierung weniger gangbar, und deshalb hatte sie in ihrem Vorentwurf eine Hangleitung vorgesehen, die das Pentelikongebirge im Osten und Südosten umgeht und den Sattel zwischen Hymettos und Pentelikon südlich Chalandri mittels eines kürzeren Stollens durchschneidet. Diese Linie erhält eine Länge von 56,7 km, die durch Einfügung abkürzender Stollen und Siphonleitungen auf 44 km verkürzt werden könnte. Die besondere Ungunst der örtlichen Verhältnisse auf einem Teil der Zuleitungstrasse führte dazu, daß die Ausführungsmöglichkeit einer Zuführung im Zuge der Luftlinie technisch und wirtschaftlich geprüft wurde. Die vergleichenden Kostenanschläge und Ausarbeitungen fielen in jeder Hinsicht zugunsten der unmittelbaren Durchführung aus, und deshalb wurde dem Entwurfe der Siemens-Bauunion diese „Stollenleitung“ im Gegensatz zum Vorentwurf der Regierung an erster Stelle zugrunde gelegt. Eine Gegenüberstellung der Gesamtlängen beider Linien nach Stollen, Freigefallsleitung und Siphons sowie des mittleren Gefälles

zeigt deutlich die Vorteile der Stollenleitung an:

Linie	Gesamtlänge km	Freigefallsleitung km	Stollen km	Siphon km	Durchschnittliches Gefälle
Hangleitung I . .	56,700	48,700	4,900	3,100	1 : 2570
Hangleitung II . .	43,830	29,280	5,750	8,800	1 : 1720
Stollenleitung . .	22,250	0,870	15,980	5,400	1 : 1000

Die Baukosten ergeben sich für die Stollenleitung zu 96,2 Mill. Drachmen gegenüber 117,41 Mill. Drachmen bei der Hangleitung I.

Nur in einer Hinsicht schien zunächst die 16 km lange Stollenleitung gegenüber der Hangleitung im Nachteil zu sein: Die Bauzeit ergab sich bei Angriffen von den beiden Stollenportalen aus etwas länger als bei der Hangleitung. Es ist aber klar, daß die Bauzeit dieser Linie durch den Ausbruch des 5 km langen Stollens bei Chalandri bedingt sein würde, und daraus ergab sich, daß der Vorteil der Hangleitung ausgeglichen werden könnte, wenn es sich als wirtschaftlich tragbar erweisen würde, daß die Ausführung des 15 km langen Stollens so gestaltet werden könnte,

daß dessen Bauzeit nicht länger wurde als die des Stollens bei Chalandri. Die in dieser Hinsicht durchgeführten Untersuchungen zeigten, daß, abgesehen von den beiden Stollenausgängen, der Angriff des Stollens von drei weiteren Stellen aus wirtschaftlich wohl möglich ist. Die einzelnen Teilschnitte des Stollens werden dadurch etwa 4,5 km lang, die senkrechten Förderschächte 55, 117 und 57 m tief.

Einen weiteren Vorteil für die Bauausführung gewährte die Stollenleitung dadurch, daß die Linienführung in der Nähe der Bahn Athen—Saloniki liegt, was eine einfache und sichere Zufuhr der Baustoffe ermöglichte. Ausschlaggebende Gründe gegen die Stollenleitung waren also nicht vorhanden, und deshalb wurde sie, wie oben bereits betont, für die Ausführung vorgeschlagen, obschon kein Zweifel darüber bestand, daß mit dieser Lösung „Gerade durch“ gegen einen Hauptpunkt der Ausschreibungsbedingungen angegangen war.

Die Wahl der Stollenleitung macht später, wenn die Vranatalsperre hinzugefügt wird, die künstliche Hebung des Vranawassers in das Becken von Marathon notwendig. Zur Gewinnung der hierfür erforderlichen Energie soll das an der Marathonsperre zwischen Stauseeoberfläche und Entnahmelitung verfügbare Gefälle ausgenutzt werden. Die dort zu gewinnende Energie genügt in Jahren mittlerer Niederschläge stets, in Jahren geringer Niederschläge während acht Monate, um das Vranawasser in den Stausee von Marathon zu heben. Für den letzten Fall muß also eine Reservekraft für die fehlende Zeit aufgestellt werden.

Reinigung des Wassers. Das Talsperrenwasser muß, da es aus einem Gebiet entstammt, in dem bewohnte Plätze in größerer Zahl vorhanden sind, durch Filtration und Entkeimung gereinigt werden. Ausreichende Voruntersuchungen, nach denen entschieden werden konnte, ob dafür Langsam- oder Schnellfilter in Frage kommen, liegen noch nicht vor. Es wurde deshalb vorgeschlagen, sofort bei Baubeginn im Charadrostale in Verbindung mit den für die Bauwasserversorgung notwendigen Einrichtungen eine Versuchsanlage zu errichten, in der das Bachwasser den verschiedenen Reinigungsverfahren unterworfen und deren Wirkung erprobt wird.

Die Filteranlage ist auf dem Höhenrücken nordöstlich von Athen in Aussicht genommen, damit sie leichter von der Zentralstelle aus überwacht werden kann. Die Entwürfe für die notwendigen Bauwerke sind für die verschiedenen Fälle der Reinigungsmöglichkeit aufgestellt worden, um nach getroffener Entscheidung die Baupläne rasch endgültig festlegen zu können, und der Entwurf ist derart gestaltet, daß die sonstigen Anlagen nicht von der endgültigen Wahl des Filtersystems beeinflusst werden.

Für die Langsamfilter sind Becken mit 1,50 m Filterschicht und 0,5 m mittlerer Filterdruckhöhe vorgesehen, die bei der zunächst schätzungsweise angenommenen Filtergeschwindigkeit von 2,50 m je Tag für den ersten Ausbau aus acht Einzelbecken von je 3600 m² Fläche bestehen werden. Sie müssen allmählich bis zum Jahre 1950 auf das Doppelte vergrößert werden.

Als Schnellfilteranlage sind Reiserfilter mit vorgeschalteten Klärbecken in Aussicht genommen.

Die Klärbecken bestehen aus Einzelbecken von 10 m Breite und 815 m³ Inhalt und sind vorläufig für 2 1/2 stündige Klärzeit vorgeschlagen. Der erste Ausbau erfordert elf solcher Einheiten. Durch Zusatz von Tonerdesulfat soll die Klärung nötigenfalls beschleunigt und gefördert werden.

Die Reiserfilter bestehen aus langgestreckten Becken von 18 m Länge und 3 m Breite und 53,5 m² Filteroberfläche. Wird schätzungsweise mit einer größten Filter-



Abb. 2.

geschwindigkeit von 3,4 m/Std., also etwa 82 m je Tag, gerechnet, so werden für den ersten Ausbau 20 Filter, für den vollen Ausbau die doppelte Anzahl nötig.

Für die Entkeimung des Wassers nach seiner Reinigung in Filtern kommt Ozon oder Chlorgas in Frage. Für den Betrieb einer Ozonanlage liegen in Athen die Verhältnisse insofern günstig, als, wie später gezeigt wird, die für den Antrieb der Sauerstoffanlagen und der Ozonkompressoren erforderliche elektrische Energie durch zwei im Stadtgebiet durch das Versorgungswasser betriebene Wasserkraftanlagen gedeckt werden kann.

Wasserverteilung. Das Versorgungsgebiet zeigt beträchtliche Unterschiede in der Höhenlage. Während die tief gelegenen Teile von Piräus

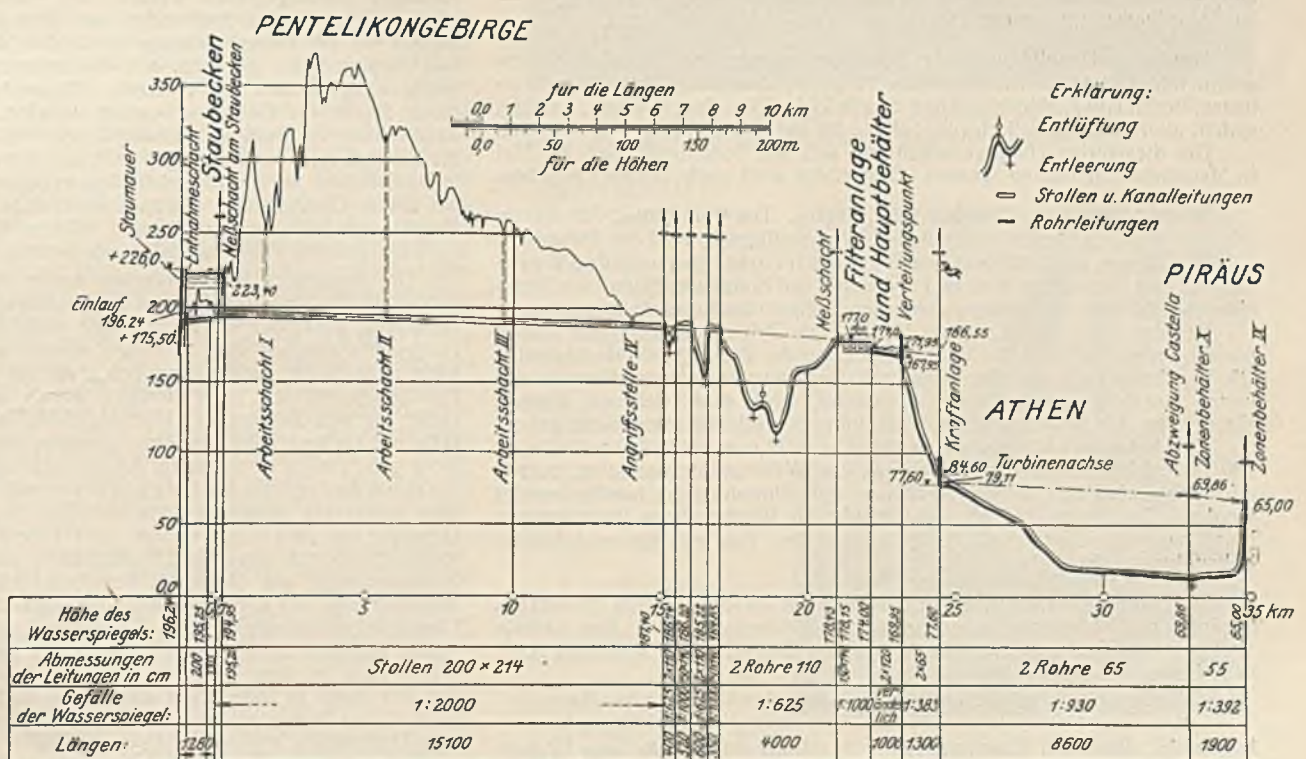


Abb. 3.

nur wenige Meter über dem Meeresspiegel liegen, erhebt sich das Gebiet beim Lykabetos bis +180 m, einige Häuser liegen sogar noch höher. Der Hauptbehälter für das gereinigte Wasser faßt im Vollausbau 150 800 m³ und liegt unmittelbar neben der Filteranlage; der höchste Wasserspiegel ist +174,00. Die Ausschreibungsbedingungen verlangten, daß der Versorgungsdruck im ganzen Gebiet nicht unter 30 m und nicht über 50 m betragen soll. Hieraus ergab sich entsprechend der Höhenlage die Einteilung des Gesamtgebietes in fünf Versorgungszonen. Infolge der räumlichen Längenausdehnung der einzelnen Druckzonen wurde eine Unterteilung in Teilzonen erforderlich, deren jede aus einem besonderen Behälter gespeist werden soll. Die Behälter der gleichen Druckzone liegen auf gleichen Höhen und wirken auf diese Weise gegenseitig als Gegenbehälter. Die fünf Zonen werden aus zehn verschiedenen Behältern gespeist.

Alle Behälter zusammen mit dem Hauptbehälter an der Filteranlage können insgesamt den Wasserbedarf von zwei Tagen aufspeichern. Die hügelreiche Gestaltung von Athen und Piräus läßt eine günstige Anordnung der Behälter in jeder erforderlichen Höhenlage zu.

Die Verteilung des Wassers aus dem Hauptbehälter nach den einzelnen Zonenbehältern ist folgendermaßen geplant: Von den Hauptbehältern fließt das Wasser einem bei der Filteranlage vorgesehenen Verteilungspunkte zu, dessen Wasserspiegel im Betrieb auf +171,75 m liegt. Von hier werden drei Hauptleitungen gespeist: die Hauptleitung nach Piräus, die Leitung zum Behälter der oberen Zone am Westhänge des Lykabetos (Spiegel +155 m) und eine dritte zu einem Behälter der mittleren Zone bei Patisia (Spiegel +125 m). Der Behälter der oberen Zone ist verbunden mit dem Wasserschloß einer Wasserkraftanlage, die das Gefälle zwischen oberer und mittlerer Zone ausnutzt, und mit einer Pumpstation, die den Behälter der höchsten Zone (Spiegel +200 m) am Osthänge des Lykabetos speist. Die zugehörige Wasserkraftanlage ist verbunden mit einem Behälter der mittleren Zone (+125 m); die Anlage liegt westlich am Fuße des Lykabetos, und dieser vorgesehene Behälter versorgt das zentrale Stadtgebiet und ist gleichzeitig Verteilungspunkt für die Behälter der unteren Zone (Spiegel +95 m).

Die Behälter der Tiefzone in Piräus, deren Spiegel auf +60 m liegen wird, werden unmittelbar aus dem Hauptverteilungspunkte (+171,95 m) gespeist. Dieser erhebliche Höhenunterschied wird nur zu einem Bruchteil im Druckverlust der 11 800 m langen Leitung nach Piräus aufgebraucht und soll deshalb in einer zweiten Wasserkraftanlage zur Erzeugung von

Energie ausgenutzt werden. Das Nutzgefälle beträgt 80 bis 90 m, womit bei Betriebsaufnahme im Mittel 142 kW und im Laufe des allmählichen Ausbaues 290 kW erzeugt werden können. Die hier gewonnene Energie kann in der Reinigungsanlage zum Betriebe der Ozonisierungsanlage nutzbringend verwertet werden. In dem beigefügten Längenprofil (Abb. 3) ist der Verlauf der Versorgungsleitung nach Piräus dargestellt.

Rohrnetz. Die Verteilung des Wassers zu den einzelnen Zonenbehältern geschieht auf kürzestem Wege durch Hauptspeiseleitungen mit Durchmessern von 700 bis 200 mm. Die einzelnen Zonen werden von den Zonenbehältern aus versorgt. Jede Zone erhält ihr in sich abgeschlossenes Ringnetz. Die einzelnen Netze sind aber an geeigneten Stellen miteinander verbunden, damit im Bedarfsfalle auch durch eine benachbarte Zone gespeist werden kann. Innerhalb der einzelnen Netze werden Hauptleitungen von 600 bis 300 mm Durchm. das Wasser den Hauptstraßenzügen zuführen, Verteilungsleitungen von 250 bis 150 mm und Zweigleitungen von 100 bis 80 mm Durchm. die Versorgung an die Verbraucher übernehmen. Das voll ausgebaute Netz aller Zonen wird 37 800 m Hauptspeiseleitungen mit 10 650 t Gewicht und 837 000 m Netzleitungen mit 31 740 t Gewicht enthalten.

Die Baukosten waren auf 2 100 000 engl. Pfund für den ersten Ausbau und auf 3 220 000 engl. Pfund für den Vollausbau ermittelt. Für die Bauausführung sind einschl. der Vermessungsarbeiten und der Aufstellung der Bauentwürfe fünf Jahre als erforderlich angesehen worden.

Ausführung des Werkes. Bei der Beurteilung der eingereichten Entwürfe wurden die Vorschläge zweier deutscher Großfirmen in die engere Wahl gezogen. Während einer dieser Entwürfe sich hinsichtlich der Zuleitung des Wassers von der Talsperre nach Athen an den Regierungsvorschlag anlehnte und die Hangleitung vorschlug, empfahl die Siemens-Bauunion den Durchstich des Pentelikon. Bei den Bemühungen um die Bauausführung, die nach den Ausschreibungsbedingungen von den Bauunternehmern finanziert werden sollte, mußten die deutschen Unternehmungen gegenüber amerikanischen Wettbewerbern zurücktreten. Der Bau des Wasserwerks ist deshalb der amerikanischen Firma Ulen & Co. übertragen, die der griechischen Regierung auch die erforderliche Anleihe vermittelte. Diese Firma wählte als Grundlage für die Bauausführung den Entwurf der Siemens-Bauunion, so daß der Hauptgedanke dieses Entwurfs, die unmittelbare Zuführung des Wassers nach Athen durch die Stollenleitung, verwirklicht werden wird.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. April erschienene Heft 7 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Theodor Gesteschi: Kinobauten in Eisenbeton. — Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch: Nochmals zur Frage der Schub-sicherung. — Obering. Georg Ehlers: Die Schubbewehrung von Eisenbetonträgern. — Oskar Muij: Die Schub-sicherung der Eisenbetonträger nach den neuen Deutschen Bestimmungen. — Dr.-Ing. Robert Hauer: Zur Schub-sicherungsfrage. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Der 6. Vortragsabend findet statt am Dienstag, den 12. April, abends 8 Uhr im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 I. Dipl.-Ing. Müller, Leipzig, spricht über „Neuere Seilschwebbahnen für Personenverkehr“. Eintritt frei.

Die diesjährige Hauptversammlung soll am Sonnabend, den 28. Mai in Mannheim abgehalten werden. Tagesfolge wird noch bekannt gegeben.

Werkstofftagung Oktober 1927, Berlin. Die Vorarbeiten für die im Oktober d. Js. in Berlin stattfindende Werkstofftagung sind im Gange.

Die Tagung setzt sich aus den Werkstoffvorträgen und der Werkstoffschau zusammen und ist für diesmal auf Stahl und Eisen, die Nicht-eisenmetalle und die elektrotechnischen Isolierstoffe beschränkt worden.

Bei den Vorträgen, deren bisher etwa 300 vorgesehen sind, sollen nur die ersten Vertreter der Wissenschaft und der Praxis zu Worte kommen. Die Werkstoffschau, eine wissenschaftlich angelegte Ausstellung in der neuen Ausstellungshalle am Kaiserdamm, wird auch weiteren Kreisen Kunde von der Bedeutung des Werkstoffes für alle Lebensgebiete geben.

Eine besondere Werkstoffprüfschau wird u. a. mit Hilfe von mehr als 100 Materialprüfmaschinen zeigen, welche Werkstoffeigenschaften zurzeit erforschbar sind und welche Verfahren und Einrichtungen hierfür benutzt werden. Die Werkstoffübersicht wird die Werkstoffe in ihrer fertigen Form vorweisen und soll Andeutungen über ihre richtige und falsche Behandlungsweise geben.

30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Fortsetzung). Ebenfalls einen großen Schleusenbau hatte der nächste Vortrag von Oberingenieur Beuteführ der Dyckerhoff & Widmann A.-G. zum Gegenstande, der über

„Betonieren mittels Bandtransportanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim des Neckarkanals“ berichtete: Bei einer Kammerlänge von 110 m, einer Breite von 12 m je Kammer und 14,50 m Kammerhöhe enthält das Bauwerk rd. 60 000 m³ Beton. Die 3 m starke Sohle und die Kammerwände erhielten starke

Rundeisenbewehrungen. Da die Schleuseninnenwände mit einem Torkretputz auf Drahtnetz versehen wurden, also Vorsatzbeton nicht erforderlich war, konnte die ganze Schleuse eigentlich mit zwei Hauptmischungsverhältnissen, nämlich 1:10 für den größten Teil der Massen und 1:5 für die Partien mit Eiseneinlagen betoniert werden, was den Arbeitsvorgang sehr wirtschaftlich gestaltete. Für die Zuschläge mußte auf den in den großen Aushüben der Baggerungen des Unterkanals anfallenden Kiessand zurückgegriffen werden, der allerdings die Nachteile ziemlich großen Sandgehaltes, verbunden mit dem Anfallen größerer Kiesgerölle, hatte. Bei der Betonbereitung wurde dem Kiessand teilweise ein Zusatz von Porphyrsplitt gegeben, um das mangelnde mittlere Korn auf diese Weise einigermaßen zu ersetzen. Dennoch war es zweifelhaft, ob sich diese Stoffe für Gußbeton eignen würden. Der Bauherr, die Neckarbaudirektion in Stuttgart, entschied sich aus diesen und anderen Gründen für Stampfbeton, und es ergab sich auf diese Weise die Möglichkeit, ein in Deutschland noch verhältnismäßig wenig angewandtes Betonierverfahren bei einem Großbetriebe auszuprobieren. Da täglich etwa 600 bis 800 m³ Stampfbeton zu verarbeiten waren, bildete die Wahl dieses Bauverfahrens im vorliegenden Falle zweifellos ein beträchtliches Wagnis.

Die eigentliche Betonförderung mußte für 45-m³-Stundenleistung ausgebaut werden, was durch einen Doppelaufzug mit zwei je 1000 l haltenden selbsttätig auskippenden Kübeln mit unabhängigem Windwerk und einer Hubgeschwindigkeit von 1,5 m/Sek. erzielt wurde. Die Lage der Schleuse hätte an sich die Anwendung von zwei auf beiden Längsseiten laufenden Bandbetoniertürmen gerechtfertigt, jedoch war erstens die Hauptanfahrstelle für den Zement mit Normalgleisstützen auf der rechten Schleusen-seite auf Geländeöhe gegeben, zweitens sollte bei dieser ersten Anlage nicht gleich alles in doppelter Anzahl beschafft werden. Damit der Turm, der einen Ausleger für das feste und das verschiebbliche Band trägt und außerdem wagrecht ausgiebig verschwenkbar ist, bei seinem beträchtlichen Gewicht von 56 t eine sichere und innerhalb des Grundwasserspiegel-senkungsgebietes liegende Längsfahrbahn erhielt, wurde vorerst von der Schleusensole ein Stück als bewehrte Stützmauer ausgebildet, vorweg betoniert und mit Kiessand sorgfältig hinterstampft. Der Turm erhielt eine Längsfahrgeschwindigkeit von 1,5 m/Min., die genügte, um die verhältnismäßig seltenen Stellungsänderungen ohne großen Zeitverlust auszuführen. Wenn auch in dem Turmfuß ein Gegengewicht von 18 t eingebaut war, um den Turm in jeder Lage standsicher und fahrbar zu halten, so wurde er doch zur Sicherheit an seinem oberen Ende nach dem Gelände zu mit vier Drahtseilen abgespannt (Abb. 6).

Außer der eigentlichen Betonierung wurde auch bei der Beifuhr der Zuschlagstoffe und des Zementes mit wirtschaftlichem Erfolge Bandförde-

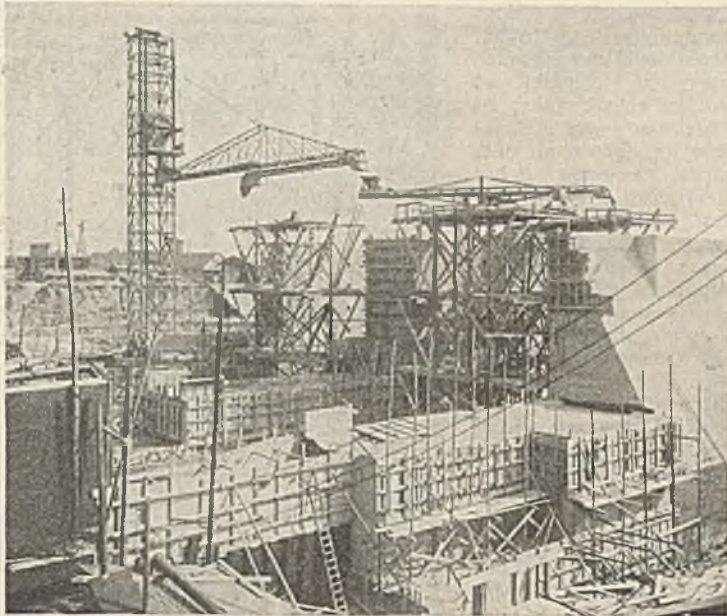


Abb. 6. Vortrag Beuteführ: Bandförderanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim. Seitlicher Blick ins Unterhaupt.

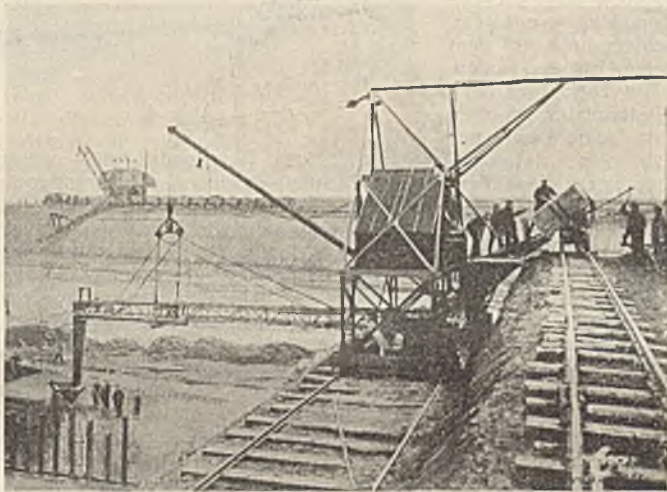


Abb. 7. Vortrag Beuteführ: Bandförderanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim. Kiesförderung.

rung angewendet. Der Zement kam in Bahnwagen bis dicht an die Baustelle, wurde hier entweder in einen Zementschuppen als mehrtägige Reserve gestapelt, meist aber unmittelbar durch Sackrutsche einem 60 cm breiten Gummiband übergeben, das zuerst wagerecht, dann in einem zweiten Bandzug unter 18° Neigung nach oben die Säcke auf das oberste Stockwerk der Mischanlage forderte. Hier wurden durch ein 10 m langes Querband die Säcke über vier Schütöffnungen verteilt, die den losen Zement den vier Mischaggregaten zuzuführen gestatteten. Der Kiessand wurde in ganzen Zügen mit Holzkastenkippern von 4 m³ Inhalt oder eisernen Selbstkippern von 5,2 m³ auf einem Längsgerüst zu einem Kiesberg abgekippelt, unter dem stollenartig ein 50 m langes Gummiband von 50 cm Breite mit 1,2 m/Sek. Geschwindigkeit lief (Abb. 7). Durch Beschickungsschnauzen und verschiebbare Aufgabewagen konnten auf diese Weise einzelne Siloabteilungen nach und nach entleert und dem Kiessand Material aufgegeben werden. Die vorderen Abteilungen wurden für Splitt benutzt. Am Ende dieses Kieslängsbandes wurde der Richtungswechsel nach der Mischanlage hin vorgenommen und an dieser Stelle durch einen Mann dem Kies die größeren Stücke entnommen, die nicht schon beim oberen Abkippen durch einen dort angeordneten Schienenrost entfernt worden waren. Das Kiesschrägband hatte eine Neigung von 23° bei 20 m Länge. Es ließ sich in seinem oberen Ende auf einem Segmentboden leicht schwenken, wodurch die vier Kiessiloschen der Mischanlage ständig voll gehalten werden konnten. Die Anordnung hat sich gut bewährt.

Der Ausleger des Betonierturmes, in dem zwei je 13 m lange Gummibänder von 60 cm Breite mit 1,4 m/Sek. Geschwindigkeit laufen, reichte bei diesem Schleusenbau bis zur Zwischenmauer, so daß von hier eine Ergänzungsvorrichtung nötig wurde, um auch die linksseitige Kammermauer auf einfache Weise mit Beton beschicken zu können. Dieses Hilfsband von 15 m Länge und gleichfalls 60 cm Breite lief anfänglich, durch zwei Räder leicht beweglich, in der Schleusensole, die in einzelnen Abschnitten von 18 m gemäß den vorgesehenen Trennungsfugen geschalt und betoniert wurde. Später kam das Hilfsband auf ein Fahrgerüst zu stehen, das in drei Stockwerken so ausgebildet war, daß es gleichzeitig in einer zweiten daneben laufenden Ausführung das Schalen der Schleusenwände mit fertigen großen Schalungs-

tafeln gestattete, die ohne Absprißung verhängt wurden. Beide Gerüste waren derart gleich, daß das Hilfsband anstandslos von einem auf das andere verschoben werden konnte, um ein ununterbrochenes Schalen und Betonieren in den einzelnen Wandabschnitten zu ermöglichen.

Auch die Längsförderung von der Mischanlage zu dem Bandbetonierturm wurde von Hand auf Längsgleisen mit reichlichen Weichen besorgt, doch lassen unsere Erfahrungen uns heute nicht mehr bezweifeln, daß man auch hier ohne weiteres Längsbänder hätte verwenden können.

Die nach Baubeendigung durchgeführten Wirtschaftlichkeitsberechnungen haben gezeigt, daß sich dieses neue Betonierverfahren durchaus bewährt hat.

Häufig werden derartig große Bauten überinstalliert, es werden Kabelkrane, Seilbahnen, verzwickte Gießvorrichtungen, hohe Gerüste u. a. m. angeschafft, obschon häufig der Gegenposten für die erforderliche Abschreibung fehlt. Oft hebt sich eine Ersparnis an Arbeitskräften durch zu hohe Installationsanteile wieder auf, was meistens erst zu spät bemerkt wird. Dieser Nachteil ist bei der Mannheimer Anlage bestimmt vermieden worden.

Am dritten Vortragstage sprachen zuerst Zivilingenieur Baurat C. Brausewetter, Wien, über

„Die Steinmetzzeichen und das Hüttengeheimnis,“¹⁾ Prof. G. Rüth, Biebrich a. Rh., in Fortsetzung seines vorjährigen Vortrages²⁾ über

„Die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung der Westgruppe des Mainzer Doms,“¹⁾

Oberingenieur Scherzinger der A.-G. Josef Hoffmann & Söhne, Ludwigs- hafen, über die

„Neuartige Ausführung einer weitgespannten Schalenkuppel in Torkret-Eisenbeton“¹⁾

sowie Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Petry über die

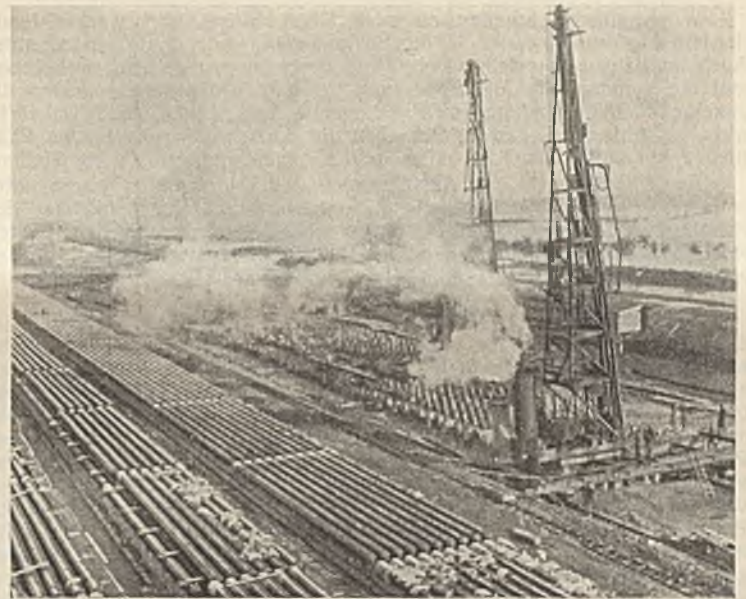


Abb. 8. Vortrag Piel: Kaimauer Vlissingen. Blick auf das Pfahlager und die Rammarbeiten.

„Baukontrollver- suche d. Deutschen Beton-Vereins,“¹⁾

die von dem auf der letzten Hauptversammlung eingesetzten Ausschuß vorgenommen und inzwischen auch zu einem gewissen Abschluß gebracht sind.²⁾

Als dann hielt Direktor E. A. Piel der Firma Heinrich Butzer seinen ursprünglich für den vorherigen Tag angesetzten Vortrag über

¹⁾ Vergl. „Beton u. Eisen“ 1927, Heft 8.

²⁾ Vergl. „Die Bau- technik“ 1926, Heft 13 sowie „Beton u. Eisen“ 1926, Heft 6 u. 7.

³⁾ Vergl. „Beton u. Eisen“ 1926, Heft 5 bis 7, 11, 12 u. 17.



Abb. 9. Vortrag Piel: Kaimauer Vlissingen. Verladen einer Pfahlramme.

„Die Entwicklung der Hafenkabauten in Holland unter besonderer Berücksichtigung neuer Ausführungen.“

In der lehrreichen Geschichte Hollands auf dem Gebiete des Kaimauerbaues lassen sich drei Entwicklungsstufen erkennen, und zwar die erste Stufe vom sechzehnten bis zum Anfang des vorigen Jahrhunderts: Die Kaimauern dieser Zeit entsprechen den bescheidenen Verhältnissen des damaligen Seeverkehrs, Hafentiefen vor diesen Mauern kannte man nicht.

Die zweite Stufe vom Anfang bis zum Ende des vorigen Jahrhunderts ist der Zeitraum der eigentlichen Entwicklung, von ebenso vielen Mißerfolgen wie Erfolgen begleitet. Man gelangte bis zu Hafentiefen von 8,50 m unter NW unmittelbar vor der Mauer.

Die dritte Stufe setzt zu Anfang dieses Jahrhunderts mit der Einführung der Eisenbetonbauweise ein und zeigt die bis in unsere Tage reichende größte Ausführung bis 15,50 m Wassertiefe unter Normalwasser.

In der Hauptsache behandelte der Vortragende alsdann die Kaimauern Rotterdams, wo Ebbe und Flut zu berücksichtigen waren und demzufolge besonders bemerkenswerte Mauertypen entwickelt wurden.

Die ungewöhnlich schlechten Bodenverhältnisse in den holländischen Hafenbezirken verursachten einen jahrzehntelangen harten Kampf, um Brauchbares zu schaffen und zu erhalten. Dem zähen Schaffenswillen der holländischen Ingenieure ist es zu danken, daß sie mit dem Kaimauerbau auf der Höhe der Zeit blieben und mit der immer rascheren Entwicklung der Schifffahrt gleichen Schritt hielten.

Der Anteil, der dem Eisenbeton hierbei zugewiesen werden muß, ist bedeutend. Die in Holland zuerst entwickelten Eisenbeton-Senkkasten-Mauern haben in der ganzen Welt Nachahmung gefunden. Die Ausführungen der letzten zehn Jahre in Ymuiden, Delfzyl, Rotterdam, Schiedam, Vlaardingen und Vlissingen, alles Eisenbeton-Pfahlmauern, geben einen Begriff von der Bedeutung des Eisenbetons im Wasserbau. Abb. 8 u. 9 stellen das Verladen der Rammen, das ausgedehnte Lager der fertigen Eisenbetonpfähle und ihr Versetzen dar.

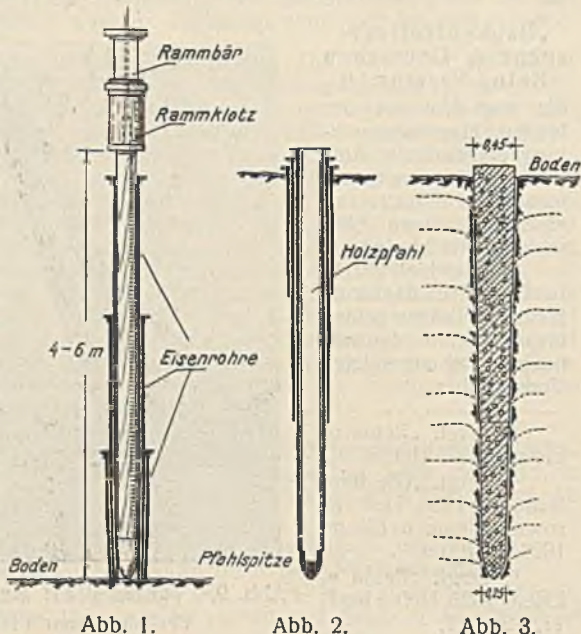
Privatdozent Dr.-Ing. Garbotz gab einen Überblick über „Neuere Geräte und Maschinen im Beton- und Tiefbau“.

Wirtschaftlicher arbeiten, als es vor dem Kriege üblich war, ist heute der leitende Grundgedanke bei den Sparmaßnahmen der deutschen Industrie: Auch im Bauwesen machen sich diese Bestrebungen geltend, wobei einmal die zunehmende Mechanisierung des Großbaubetriebes, sodann die zunehmende Verwendung von Spezialgeräten zu nennen sind. Dabei ist nicht zu verkennen, daß im Betonbau die Fortschritte nach beiden Richtungen hin verhältnismäßig mehr in die Augen springen als im Tiefbau.

Bemerkenswert in den Ausführungen des Vortragenden waren unter anderem besonders die Feststellung der besonderen Wirtschaftlichkeit des Rohlmotors, dann seine Mitteilungen über die umfangreichen Bauten seines Hauses, der Siemens-Baunion, beim Ausbau der Wasserkraft des Shannon in Irland. (Schluß folgt.)

Der „Konuspfahl“. In der „Bautechnik“ 1926, Heft 33, S. 483, ist über den in Belgien schon vor dem Kriege angewendeten Frankpfahl berichtet worden, der als Stampfbetonpfahl, nach Bedarf auch mit Eiseneinlagen, mittels zweier fernrohrartig ineinandergeschobener Stahlrohre von 0,45 bis 0,60 m Durchm. hergestellt wird. Er hat in Belgien und Frankreich weite Verbreitung gefunden und wird in Deutschland von der Firma Philipp Holzmann A.-G. ausgeführt. Der Frankpfahl und der Arbeitsvorgang bei seiner Herstellung ähnelt sehr stark einem in Österreich kurz vor dem Kriege aufgetauchten und seither dort vielfach verwendeten Pfahl, dem „Konuspfahl“, der in Deutschland durch die Firma Otto A. Gielow G.m.b.H., München, vertreten wird. Der statische Grundgedanke und die beabsichtigte Wirkung sind bei beiden Bauweisen verschieden; während beim Frankpfahl in Anlehnung an den einfachen Rammpfahl die Erreichung festen Baugrundes und die Erhöhung der Pfahlfreibleitung angestrebt wird, ist beim Konuspfahl der Gedanke der „schwebenden Gründung“ leitend.

Das Hauptmerkmal ist die verjüngte Form des Pfahles; um diese zu erreichen, werden zwei oder mehrere ineinander steckende, verschieden lange und in ihrem unteren Teile verjüngt zulaufende Vorschlagrohre mit einer an einem Holzpfahl befestigten Vortreibspitze eingedrückt, wobei sie sich während des Eindringens in den Boden fernrohrartig vorschleiben. Der Rammschlag geschieht mit einem durch eine Eisenstange geführten Rammbaren unter



Zwischenschaltung eines Rammklotzes zunächst auf den die Vortreibspitze tragenden Holzpfahl und auf das engste Rohr; ist dieses so weit eingedrungen, daß es mit dem nächst weiteren Rohre bündig ist, so wird auch das zweite Rohr mitgenommen usw., bis der ganze Rohrsatz eingedrückt ist. Abb. 1 zeigt die Vorschlagpfahl vor Beginn des Rammens und Abb. 2 nach dem Vortrieb. Hierauf wird zuerst der Vorschlagpfahl gezogen und die Spitze mit Beton ausgestampft, dann folgt das Ziehen der Rohre unter ständigem Nachfüllen und Einstampfen von Beton. In Abb. 3 ist ein Schnitt des fertigen Pfahles gezeichnet, dessen Oberfläche je nach der Porosität des Bodens mehr oder weniger glatt zu denken ist. Abb. 4 zeigt die Gesamtausrüstung mit den Vorschlagrohren vor dem Aufsetzen auf den Boden.



Abb. 4.

Die Dicke des fertigen Betonpfahls ist oben 0,45 m, seine Länge nur bis zu 6 m, da die Erreichung eines Baugrundes von wesentlich anderer Beschaffenheit als die Schichten, in denen die Gründung stattfinden soll, nicht beabsichtigt ist. Es war hier offenbar die Tatsache richtunggebend, daß sehr viele Pfahlgründungen keine anderen Bodenschichten erreichen, sondern lediglich durch ihre Reibung mit dem sie umgebenden Erdreich wirken, was natürlich durch einen kürzeren konischen Pfahl mindestens ebenso erreicht wird. Dazu kommt noch die starke Verdichtung des Bodens, die im ganz schlechten Grunde noch dadurch erhöht wird, daß in das vorgetriebene Loch nicht Beton, sondern Kies oder Schotter gefüllt und das Rohr in diesen Kiespfahl nochmals vortrieben wird, was sich zwei- oder dreimal wiederholen läßt. Da bei jeder schwebenden Gründung, sowohl bei langen, wie auch bei kurzen Pfählen, durch die Belastung Setzungen auftreten, ist es außerordentlich wichtig, diese an allen Teilen des Bauwerks gleich groß und innerhalb der zulässigen Grenzen halten zu können. Es wird deshalb jeder Pfahl für die gleiche Einzellast, in der Regel rd. 20 t, ausgeführt und seine Tragfähigkeit fortlaufend nicht nur durch die Eindringungstiefe, sondern auch durch Aufnahme seines Schwingungsdiagramms geprüft. Durch ein solches werden die Schwingungen des Pfahles bzw. des Bodens unter der Einwirkung von Rammschlägen bestimmter Höhe sichtbar gemacht. Sobald die Schwingungen ein gewisses Mindestmaß erreicht haben, wird die Rammarbeit unterbrochen. Über die Auswertung des Diagramms und über die Formel, nach der die Tragfähigkeit berechnet wird, macht die Firma keine Mitteilung; sie soll auf Grund mehrfach angestellter Belastungsproben gefunden sein und die Gewähr einer bestimmten Tragkraft für jeden Pfahl geben.

Die Ausführung geschah bisher mit einem verhältnismäßig leichten Rammgerät. Das Verfahren hat schon in sehr schlechtem Boden Anwendung gefunden und soll sich dort gut bewährt haben. In Deutschland ist es meines Wissens nur wenig bekannt und nur vereinzelt zur Ausführung gekommen, so an einigen Festpunkten der Rohrbahn des Walchenseewerkes, wo eine Verdichtung des Baugrundes angestrebt werden mußte. Die besprochene Pfahlart dürfte unter Verhältnissen, die der ihr zugrunde liegenden Absicht entsprechen, Beachtung verdienen und dann gegenüber einer Gründung mit Reibungspfählen Ersparnisse ermöglichen. Düll.

Vom Bau der neuen Untergrundbahn in New York finden sich bereits in der „Bautechnik“ 1926, Heft 51, eine Reihe von Angaben. Im folgenden sei nach einem neueren Berichte von L. White in Eng. News-Rec. noch der Regelquerschnitt für die Auszumierung der Baugrube und die Abstufung der behelfsmäßigen Straßendecke wiedergegeben:

Wie aus der Abbildung ersichtlich, wird die Straßendecke von vier 50 cm (20") hohen I-Trägern getragen, die in Längen von rd. 15 m in Richtung der Straßennachse verlegt und zu je zwei in Abständen von 76 cm verstrebt sind. Es geschieht dies abwechselnd durch 20 x 25 bis 25 x 25 cm starke Holzbalken, die — sorgfältig unterklotzt — auf dem unteren Flansch der I-Träger aufliegen, sowie durch eiserne Rundanker ϕ 19 mm, die an die Stege geschraubt sind. Die Träger sind möglichst nahe unter Straßen-O.-K. verlegt, um die im Straßenkörper befindlichen Leitungen usw. Anlagen nicht zu stören, und sind, um seitliche Verschiebungen zu verhindern, an den Stößen leicht verlascht. Das Problem der Abfangung der beiden Straßenbahngleise in Straßenmitte bei gleichzeitiger Erzielung eines genügenden Arbeitsraumes für den Löffelbagger-

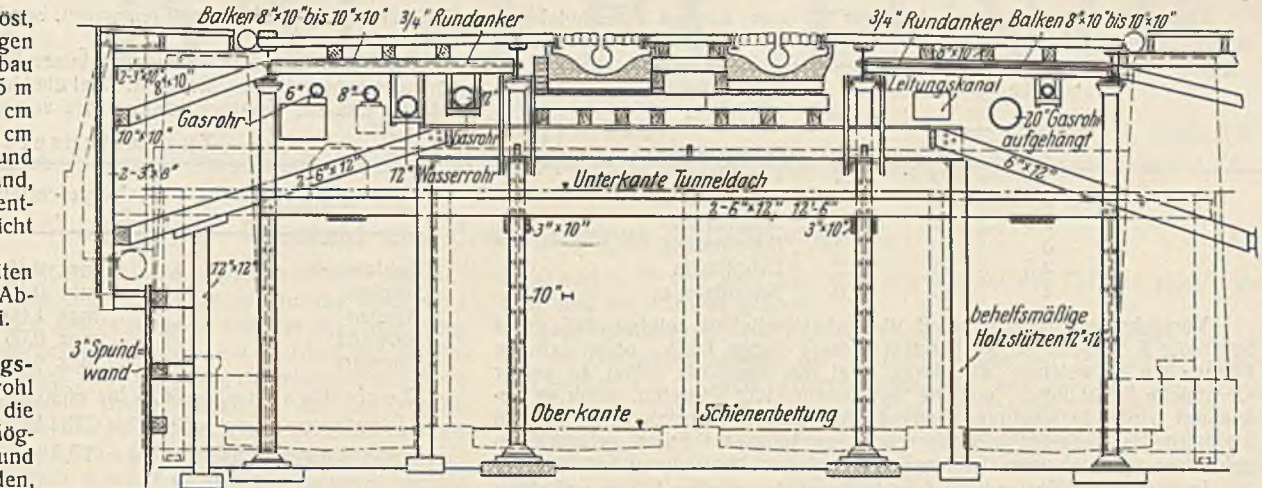
betrieb wurde in der Art gelöst, daß man vor dem endgültigen Ausbau im vorläufigen Ausbau und in Abständen von 3,05 m 30,6 m lange I-Träger von 61 cm (24") Höhe auf 30 x 30 cm starken Holzpfosten verlegte und mit diesen fest genug verband, um das Ganze durch gelegentliche Stöße des Baggers nicht verschieben zu lassen.

Die weiteren Einzelheiten der Absteifung sind aus der Abbildung zu entnehmen. Ki.

Frischluff- und Rettungskammern unter Tage. Obwohl in den Bergwerksbetrieben die Sicherheitsmaßnahmen nach Möglichkeit vervollkommenet und fortlaufend verbessert werden, kommt es doch noch immer vor, daß bei Schlagwettern und Grubenbränden Bergleute lange Stollen und Querschläge glücklich bis zum Fuße des Förderschachtes zurücklegen konnten, um hier — wenn der Förderbetrieb zeitweise unterbrochen war — eine Beute der Giftgase zu werden.

In einem hierauf bezüglichen Bericht in Coal Age vom 30. 12. 1926 wird als zweckmäßige und verhältnismäßig einfache Vorbeugungsmaßnahme empfohlen, einen Teil der erweiterten Schachtmündung als Frischluff- und Zuflucht-kammer auszubauen und damit in Fällen der Not sowohl Rettung wie Hilfeleistung erheblich zu erleichtern. Die Abbildung zeigt eine derartige Anlage der Bell & Zoller Kohlengrubengesellschaft auf Grube Zeigler II in Zeigler, Ill.:

Die Schachtmündung enthält drei Abteilungen, von denen die eine den Personen- und Geräteförderkorb, eine zweite am nördlichen Ende des Schachtquerschnitts eine Treppe und die dritte, dem Treppenflur gegenüber gelegene den Ventilator aufnimmt. In der genannten Grube teilt sich die Belüftungsleitung in der Nähe des Ventilatorschachtes in zwei Arme, deren einer durch einen Schrägstollen mit dem Hauptförderstollen verbunden ist; hierbei sei erwähnt, daß im Grubenbezirk Illinois für die Rückleitung der zugeführten Frischluff die Förderstollen benutzt zu werden pflegen. Etwa 9 m rechts und links des Personen- und Geräteförder-schachtes sind die Wände etwa 30 cm gegen die des übrigen Stollens zurückgesetzt und sorgfältig in der genannten Stärke mit Beton verkleidet. An beiden Stirnseiten dieser Verkleidung werden feste hölzerne, eisenbeschlagene Klapptüren eingehängt. In geschlossener Stellung schließen diese Klapptüren den ganzen Raum von der übrigen Grube völlig ab und bilden einen Zufluchtsraum für die Überlebenden einer Katastrophe sowie eine erste Arbeitsbasis für die Rettungsmannschaft. In dem Verbindungs-Schrägstollen sind ebenfalls zwei Türen eingebaut, die beide mit Regelschieber versehen sind und in geschlossener Stellung eine völlig dichte Luftkammer bilden; mit Hilfe der Regelschieber kann jedoch durch diese Kammer hindurch auch der Zufluchtsraum an der Schachtmündung fortlaufend mit frischer Luft versorgt werden. Ki.



Gleise abhoben und nach Verschieben in der Brückenachse um etwa die halbe Spannweite auf einen kleinen Wagen setzen, so daß er abgefahren werden konnte (Abb. 2). Der umgekehrte Vorgang spielte sich dann für den neuen Überbau ab, der jedoch ohne Fahrbahntafel, Bettung und Gleis zunächst eingebaut wurde. Die vollständige Auswechslung einschließlich

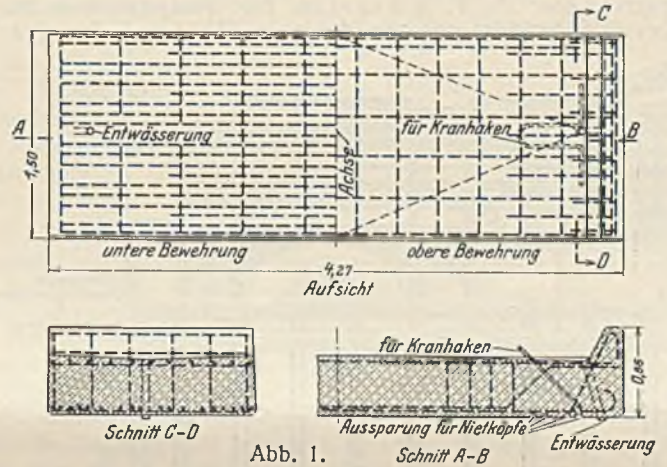
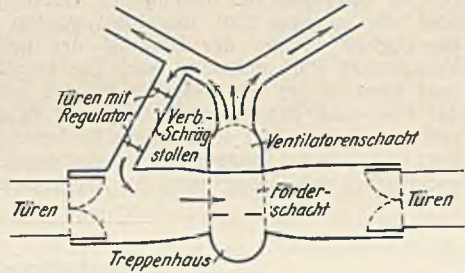


Abb. 1.

Aufbringen der Betonfahrbahnplatten und Herstellung des Gleisanschlusses erforderte für eine 9,4 m weite Öffnung nur eine Zugpause von rd. 2 1/2, für eine 18,6 m weite Öffnung eine Zugpause von rd. 4 Stunden. Dr. R. B.

Feuchtigkeitsgehalt und Festigkeit von Eschenholz und Sperrholz. Im „Maschinenbau“ 1926, Heft 21, berichtet Oberingenieur W. Hofmann, Kronstadt, über die Ergebnisse seiner Versuche mit verschiedenen Hölzern, insbesondere mit Eschenholz und Sperrholz.

Der Feuchtigkeitsgehalt von Eschenholz wurde in Würfeln von etwa 50 cm Kantenlänge festgestellt. Die Würfel wurden im elektrischen Ofen mehrfach (5- bis 7 mal) getrocknet, wobei sie 30 Minuten lang von heißer Luft allseitig bestrichen wurden. Das spezifische Gewicht betrug im ungetrockneten Zustande 0,58 bis 0,611, der Feuchtigkeitsgehalt wurde zu 4,4 bis 8,5% ermittelt. Die Biegezugfestigkeit von 2 x 2 cm starken Stäben betrug $\sigma_B = 1040$ bis 1290 kg/cm^2 , das Elastizitätsmaß $E = 135\,500$ bis $145\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Der Feuchtigkeitsgehalt von Sperrholz aus Birke wurde an 1, 1,4, 2,2, 2,5, 3, 3,5, 4 u. 5 mm dicken, 20 mm breiten Hölzern festgestellt. Das spezifische Gewicht betrug 0,66 bis 0,75, die Anzahl der Trocknungen 4 bis 8, der Feuchtigkeitsgehalt 5,2 bis 7,8, i. M. 6,8%.

Beschleunigte Brückenauswechslung. In der Nähe von Granite, Idaho, U. S. A., ist für die Northern-Pacific-Eisenbahngesellschaft eine Brückenverstärkung mit den einfachsten Mitteln in sehr kurzer Zeit ausgeführt worden. Wie Eng. News-Rec. berichtet, mußte der 356 m lange eingleisige Viadukt (größte Höhe rd. 35 m) infolge Erhöhung der Lokomotivachslasten (von 15 t im Baujahr 1893 auf 27 t) teilweise erneuert werden. Während die schmiedeeisernen Turmfachwerkpfiler durch Aufnieten von U-Eisen verstärkt werden konnten, mußten die Überbauten (11 mit 18,6 m und 12 mit 9,4 m Spannweite) völlig ausgewechselt werden. Die neuen Überbauten hatten zwei vollwandige Hauptträger; an Stelle des bisherigen Schwellenoberbaues auf Langträgern wurde, was besonders beachtenswert ist, eine Betonfahrbahntafel mit Schotterbettung vorgesehen, und zwar wurde zwecks möglichst schneller Montage die Betonfahrbahntafel in einzelne, werkstattmäßig vorher hergestellte $4,27 \times 1,50$ m große Tafeln aufgelöst (Abb. 1). Die Aufstellung geschah in einfacher Weise mit Hilfe zweier fahrbarer Auslegerkrane, die einen alten Brückenüberbau einschließlich sämtlicher Verbände und

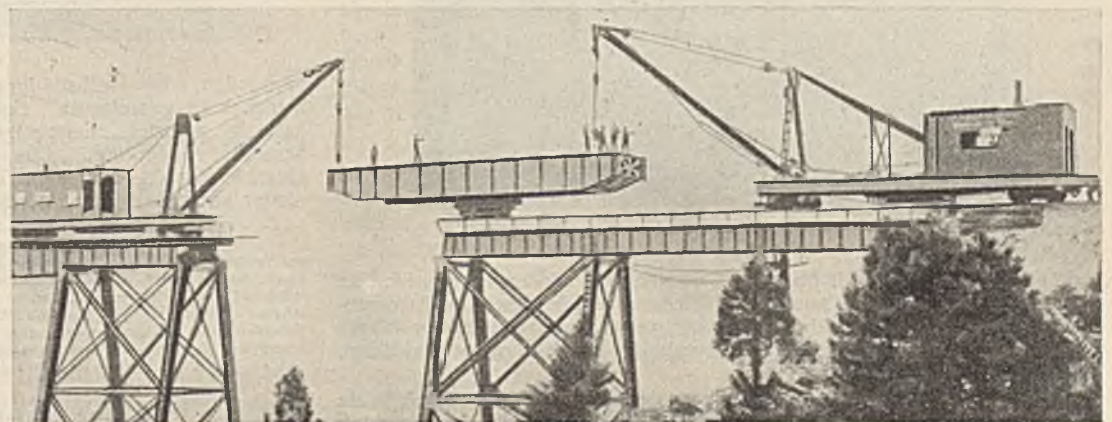


Abb. 2. Einbringen eines Überbaues von 18,6 m Spannweite.

Die Bindefestigkeit der einzelnen 20 mm breiten Sperrholzlagen betrug bei 4 cm² Leimfläche:

Dicke mm	Bruchlast		Bruch fand statt in
	kg	kg/mm ²	
1	60	15	Schnittstelle
1,5	70	17,2	Leimfläche
2	68	17	Schnittstelle
2,5	72	18	Schnittstelle
3	60	15	Schnittstelle
3,5	85	21,2	Leimfläche
4	80	20,0	Schnittstelle

Versuche mit Sperrholz auf Wasserbeständigkeit zeigten, daß gutes Sperrholz 8 Stunden in kochendem Wasser liegen kann, ohne daß die Leimstellen aufweichen; allerdings zeigt das Sperrholz selbst an seiner Oberfläche Erhöhungen, wie sie bei jedem Holz auftreten, wenn es befeuchtet wird. In feuchtem Zustande ließ sich das Sperrholz bis zu den kleinsten Halbmessern biegen; wurde es in dieser Form gehalten, so behielt es sie nach dem Trocknen mit geringer Abweichung bei.

In trockenem Zustande ließ sich Sperrholz in allen Fällen auf einen Durchmesser gleich der 100-fachen Dicke biegen, ohne daß sich Sprünge zeigten; solche machten sich erst bemerkbar bei einem Durchmesser gleich der 32- bis 38-fachen Dicke.

Bemerkenswerte Eisenhochbauten in Silizium-Stahl sind die für das Richmond-Werk der Philadelphia Electric Co. hergestellten eisernen Tragwerke, über die F. N. Kneas in Eng. News-Rec. vom 16. September 1926 berichtet und von denen in Abb. 1 u. 2 das etwa 37 m

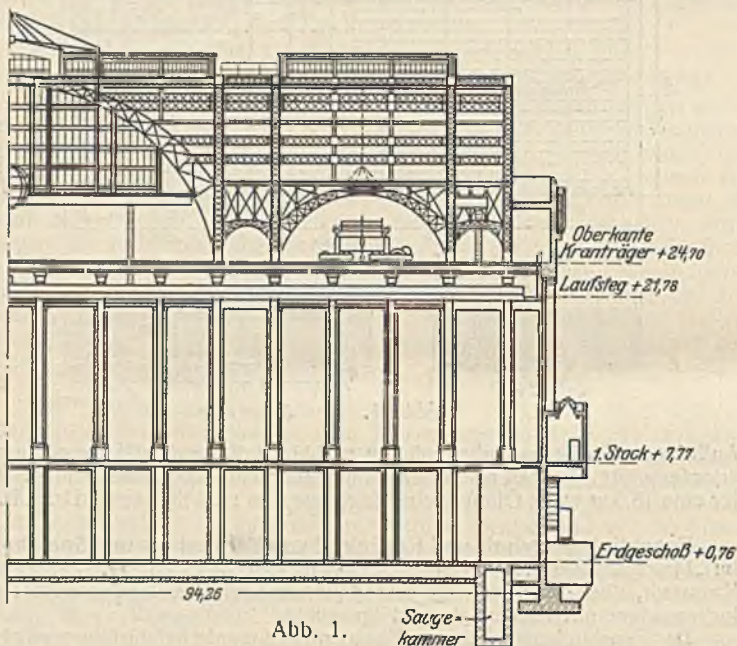


Abb. 1.

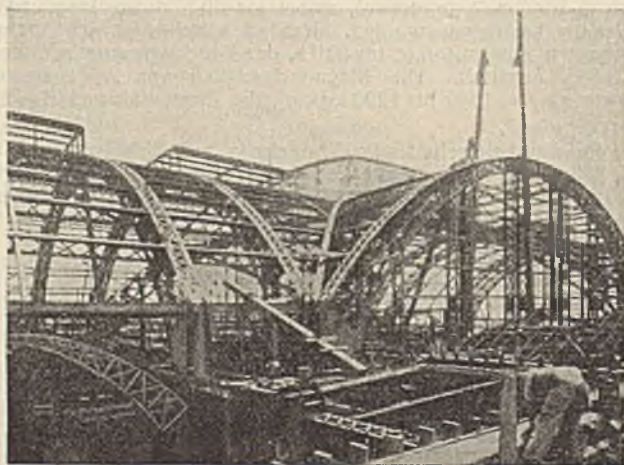


Abb. 2.

weit gespannte Bogendach über der Turbinenhalle wiedergegeben ist. Im ganzen sind für das Schalthaus, das Kesselhaus und die genannte Turbinenhalle rd. 11 000 t Baustahl erforderlich gewesen; davon waren 8000 t Silizium-Stahl, der für sämtliche Haupttragteile, Kranbahnträger und dergl. ausschließlich zur Verwendung kam.

Die höhere Festigkeit und Fließgrenze des Silizium-Stahles ermöglichte nicht nur die vom ästhetischen und Betriebs-Standpunkte erwünschten großen Spannweiten und Querschnittsbeschränkungen, die bei gewöhnlichem

Baustahl nicht möglich gewesen wären, sondern auch eine Kostenersparnis von etwa 150 000 \$.

Aus den Ergebnissen der umfassenden und sorgfältigen Materialversuche bringt die nachstehende Tafel die Hauptangaben für die Zusammensetzung und die Festigkeitszahlen des verwendeten Stahls.

Zusammensetzung.

Bestandteile	Vorgeschrieben	Aus 65 Proben ermittelter Durchschnitt
	%	%
Kohlenstoff	max 0,40	0,353
Silizium	min 0,15	0,275
Mangan	max 1,00	0,761
Schwefel	max 0,05	0,038
Phosphor	max 0,04	0,18
Zugfestigkeit σ_B = 5625 bis 6680 kg/cm ²		6037 kg/cm ²
Fließgrenze σ_S = 2930 bis 3734 kg/cm ²		
Längenänderung δ = 17,5 %		21,38 %

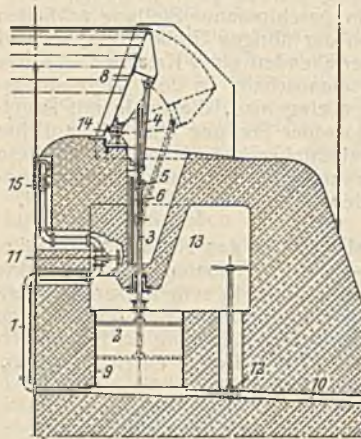
Zuschriften an die Schriftleitung.

Selbsttätige Heber an italienischen Wasserkraftanlagen. Das Stettiner Ingenieurbureau J. Heyn hat in einer Zuschrift an die Schriftleitung der „Bautechnik“ darauf aufmerksam gemacht, daß die selbsttätigen Heberanlagen, die in Heft 44 des Jahrgangs 1926 auf S. 648 besprochen worden sind, nach eigenen Entwürfen und italienischen Patenten der Firma ausgeführt worden seien, was aus den zur Veröffentlichung benutzten Unterlagen leider nicht zu ersehen gewesen war. Es ist erfreulich zu erfahren und von allgemeinem Interesse, daß deutsche Ingenieure maßgebend beim Bau der italienischen Wasserkraftanlagen beteiligt gewesen sind, die zu einer Zeit ausgeführt worden sind, als in Deutschland die Bautätigkeit infolge der Ungunst der politischen und wirtschaftlichen Verhältnisse stark gehemmt war. Für künftige Wasserbauten in Deutschland kann es nur von Nutzen sein, daß auf diese Weise die Kontinuität der Bau- und Betriebserfahrungen auf dem in starker Entwicklung begriffenen Gebiete der selbsttätigen Entlastungsanlagen auch in Deutschland trotz verminderter Bautätigkeit gewahrt werden konnte. Diese Tatsache sei nachträglich mit Genugtuung zur allgemeinen Kenntnis gebracht. Gr.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Selbsttätige, durch den Wasserdruck gesteuerte Stauklappe für Überläufe. (Kl. 84a, Nr. 438 667 vom 23. 2. 1924 von Maschinenbau A.-G. vormals Starke & Hoffmann in Hirschberg in Schlesien.) — Zum Heben und Senken der Wehrklappe wird als bewegende Kraft lediglich die dem Aufstau entsprechende Wassersäule verwendet, ferner greift die Kolbenkraft an der Klappe in solchem Abstände vom Klappen-drehpunkt und in solcher Richtung an, daß bei sinkender Klappe das durch den vollen Wasserdruck ausgeübte aufrichtende Moment wächst, und zwar derart, daß jedem Sinken der Klappe ein Steigen des Aufstaus entspricht. Durch einen Saugkorb 15 und eine Rohrleitung 1 wirkt der Flüssigkeitsdruck des Oberwassers auf den Kolben 2; die Kraft wird weitergeleitet durch die Kolbenstange 3 und die Triebstange 4, die an der Wehrklappe angreift. Die Seitenkraft der Stange 4 wird durch eine Rolle 5 auf die Schiene 6 übertragen. Die Druckseite des Zylinders 9 ist sowohl mit dem Oberwasser wie mit dem Unterwasser durch die Rohrleitungen 1 und 10 verbunden; bei selbsttätigem Betrieb ist der Schieber 12 geöffnet, Schieber 12 geschlossen. Soll die Klappe bei einer Wasserhöhe unterhalb des Stauziels niedergelegt werden, so wird Schieber 11 geschlossen, Schieber 12 geöffnet. Das Druckwasser entweicht dann mit geringer Geschwindigkeit aus dem Zylinder, die Klappe legt sich allmählich nieder und bleibt auf Unterstützungen im Mauerwerk ruhen.



verbunden; bei selbsttätigem Betrieb ist der Schieber 12 geöffnet, Schieber 12 geschlossen. Soll die Klappe bei einer Wasserhöhe unterhalb des Stauziels niedergelegt werden, so wird Schieber 11 geschlossen, Schieber 12 geöffnet. Das Druckwasser entweicht dann mit geringer Geschwindigkeit aus dem Zylinder, die Klappe legt sich allmählich nieder und bleibt auf Unterstützungen im Mauerwerk ruhen.

INHALT: Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Gils. — Die Neugestaltung der Trinkwasserversorgung der Städte Athen und Piräus. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Werkstofftagung Oktober 1927, Berlin. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Fortsetzung.) — „Konuspfehl“. — Vom Bau der neuen Untergrundbahn in New York. — Frischluft- und Rettungskammern unter Tage. — Beschleunigte Brückenauswechslung. — Feuchtigkeitsgehalt und Festigkeit von Eschenholz und Sperrholz. — Bemerkenswerte Eisenhochbauten in Silizium-Stahl. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau.