

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 24. April 1931

Heft 18

Alle Rechte vorbehalten.

Die Umbauten am Bahnhof Jannowitzbrücke in Berlin.

Von Dipl.-Ing. La Baume, Magistratsoberbaurat, Berlin.

In der Bautechn. 1928, Heft 10, wurde über den Bau einer eisernen Fußgänger-Notbrücke in Berlin berichtet. Dieser Bau war die Einleitung zu umfangreichen Umbauten am Stadtbahnhof Jannowitzbrücke, die infolge des Zusammentreffens von vier Verkehrswegen — Stadt- und Fernbahn, Straße, Schiffahrtweg und Untergrundbahn — zu den verwickeltesten und interessantesten Bauarbeiten in Berlin zu zählen sind.

Vor dem Kriege hatte die AEG die Erlaubnis zum Bau und Betrieb einer unterirdischen Schnellbahnlinie zwischen Gesundbrunnen und Neu-

kölln erhalten und Teile des Tunnelkörpers bereits im Rohbau fertiggestellt. Die Linie sollte im Zuge der Brunnenstraße, Rosenthaler Straße, Münzstraße, Kaiser-Wilhelm-Straße, Neue Friedrichstraße, Waisenbrücke, Brückenstraße, Neanderstraße, Ritterstraße, Kottbuser Damm, Hermannplatz und Hermannstraße bis zum Ringbahnhof Hermannstraße verlaufen (Abb. 1).

Da die AEG infolge der Inflation nicht in der Lage war, den Bau nach dem Kriege fertigzustellen, gingen die bereits hergestellten Tunnelbauten vertragsgemäß in das Eigentum der Stadt Berlin über, die den Weiterbau betrieb, jedoch auf Grund der bis damals mit dem Umsteigeverkehr gemachten Erfahrungen eine Änderung der Linienführung vornahm, die sich auf die Heranführung der neuen U-Bahn-Linie an den Stadt- und Fernbahnhof „Alexanderplatz“ und an den Stadtbahnhof „Jannowitzbrücke“, einen der verkehrsreichsten Bahnhöfe Berlins, erstreckte. Der unterirdische Bahnhof Alexanderplatz ist durch die Verbindung der neuen U-Bahnlinie mit der bereits bestehenden Nordringlinie, der Stadt- und Fernbahn und der kürzlich eröffneten U-Bahn Alexanderplatz—Friedrichsfelde zu einer der größten Anlagen dieser Art geworden. Mit dieser Linienänderung mußte der bereits während des Krieges hergestellte AEG-Tunnel, der die Spree zwischen Waisenbrücke und Jannowitzbrücke in einer langgestreckten S-Kurve kreuzt, verlassen und ein neuer Spreetunnel im Zuge der Jannowitzbrücke hergestellt werden. Die neue Linie verläßt die frühere AEG-Strecke an der Kaiser-Wilhelm-Straße und verläuft längs der Stadtbahn im Zuge der Dirksenstraße, unterfährt zwischen dieser und



Abb. 1. Stadtplan mit Linienführung der Strecke Gesundbrunnen—Neukölln. - - - - - Frühere AEG-Linie.

der Alexanderstraße einen Häuserblock, kreuzt im Zuge der Straße „An der Jannowitzbrücke“ die Spree und mündet am Beginn der Brückenstraße wieder in die alte AEG-Linie ein.

Mit der dadurch notwendig gewordenen Beseitigung der alten Jannowitzbrücke ergab sich für die Stadt die Möglichkeit, dieses Bauwerk nach zeitlichen Gesichtspunkten in ausreichender Breite wieder aufzurichten und damit die ersten Arbeiten für den notwendigen Ausbau der Alexander- und Brückenstraße zu einer Verkehrsstraße von ausreichender Aufnahme-

fähigkeit einzuleiten (Abb. 2 u. 3). Allerdings mußten gleichzeitig die Überführung der Stadt- und Fernbahn am Bahnhof Jannowitzbrücke ebenfalls auf die doppelte Spannweite gebracht und die neuen Fundamente dieser Überführung auf die durch die Lage des U-Bahn-Spreetunnels bedingte Tiefe heruntergeführt werden. Da die Reichsbahn sich ebenfalls mit Umbauabsichten am Bahnhof Jannowitzbrücke beschäftigte, ergab sich für sie die günstige Gelegenheit, durch den Abbruch des an den Bahnkörper anstoßenden Flügels des Hauses Holzmarktstraße 1 die Stadtbahngleise auseinanderzuziehen und dadurch die Breite des verkehrsreichen Bahnsteiges wesentlich zu vergrößern.

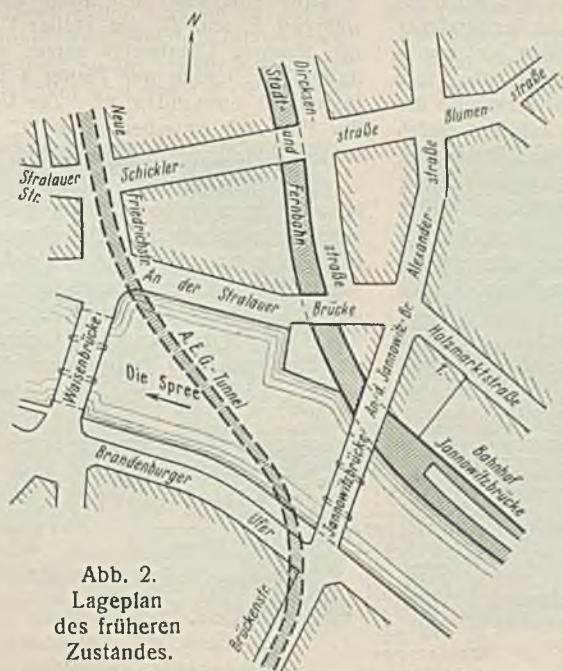


Abb. 2. Lageplan des früheren Zustandes.

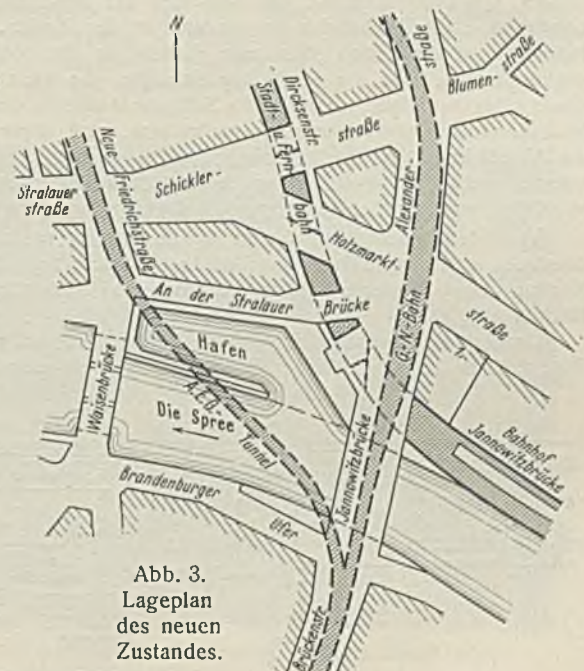


Abb. 3. Lageplan des neuen Zustandes.

Neukölln erhalten und Teile des Tunnelkörpers bereits im Rohbau fertiggestellt.

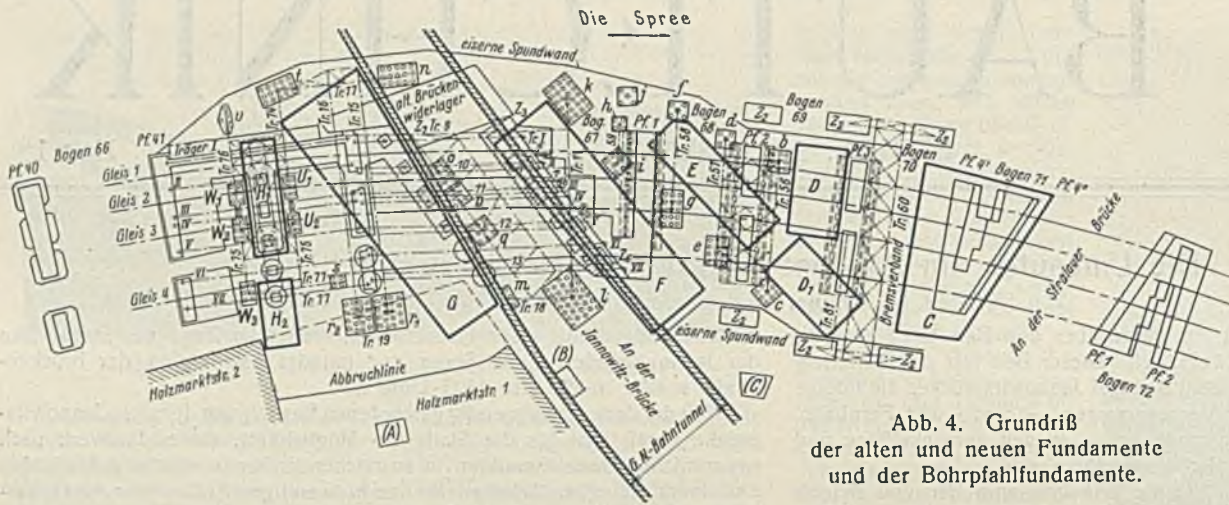


Abb. 4. Grundriß
der alten und neuen Fundamente
und der Bohrpfahlfundamente.

Die Wasserbauverwaltung forderte, da schon zur Zeit der Entwurfsarbeit Pläne für die neue Mühlendammschleuse vorlagen, für den Schleusenrang, der sich bis zur Jannowitzbrücke erstrecken wird, die Überbrückung der Spree in ganzer Strombreite ohne jeden Stropfweiler mit einer Durchfahrthöhe von 4 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande. Da unter den Stadtbahnüberführungen Berlins jetzt durchweg eine lichte Verkehrshöhe von 4,60 m vorhanden sein muß, ließen sich diese beiden Bedingungen nicht anders erfüllen als durch Hebung der S.O. der Stadt- und Fernbahn um 54 cm, wobei sowohl für die Straßenbrücke wie für die Überbauten der Reichsbahn St 52 verwendet werden mußte. Die Verzinsung des Baukapitals der neuen U-Bahn-Linie verlangte die Ausführung der Arbeiten mit größter Beschleunigung, zumal die Arbeiten für den Spreetunnel bereits frühzeitig beginnen konnten. Der Umbau der Stadt- und Fernbahn mußte daher unter Verwendung einer umfangreichen eisernen Abfangung vor sich gehen, die den Einbau der neuen Fundamente und die unmittelbar daran anschließende Durchführung des Tunnels und damit die Betriebseröffnung der U-Bahn ermöglichte, noch ehe die endgültigen eisernen Überbauten der Stadtbahn und der Straßenbrücke eingebaut wurden.

Die Arbeiten erstreckten sich somit auf den Abbruch der alten Jannowitzbrücke und den Bau des Spreetunnels in zwei Bauabschnitten unter gleichzeitiger Einbeziehung der für die Straßenbrücke notwendigen Pfeiler und Ufermueranschlüsse, den Einbau einer behelfsmäßigen eisernen Abfangkonstruktion der Stadt- und Fernbahn, um den Abbruch des steinernen Viaduktes und den Einbau der neuen Fundamente unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes zu ermöglichen, ferner auf den Bau der neuen eisernen Überbauten der Reichsbahn, die sich auf die Bahnhofsvorhalle, die Straße „An der Jannowitzbrücke“ und wegen der Höherlegung der S. O. auch auf die Straße „An der Stralauer Brücke“ erstreckten, auf die Höherlegung und Verbreiterung des Stadtbahnsteiges und schließlich auf die Straßenbrücke, die die Spree in einer Spannweite von 72 m kreuzt.

Es sei noch erwähnt, daß während der Ausführung der Abfangkonstruktion der Reichsbahn den westlich an die Straße „An der Stralauer Brücke“ anschließenden steinernen Viadukt in der üblichen Weise verstärken wollte. Da die Stadt beabsichtigte, die Holzmarktstraße nach Westen bis zur Einmündung in die Schicklerstraße zu verlängern und die Schicklerstraßenunterführung zu verbreitern, und diese Arbeiten durch die Verstärkung des steinernen Viaduktes unmöglich gemacht worden wären, mußte der Bau dieser beiden Unterführungen in das bereits reichlich umfangreiche Bauprogramm eingefügt werden (Abb. 3).

Von den genannten Bauten sollen im folgenden die Abfangkonstruktionen des Reichsbahnviaduktes besprochen werden, während der Neubau der Straßenbrücke einer späteren Abhandlung vorbehalten bleiben soll.

Der Reichsbahnviadukt unter dem Stadtbahnsteig besteht aus steinernen Bogen; über der Vorhalle des Bahnhofes liegt ein eiserner Überbau mit

Holzmarktstraße nach Westen durchschnitten werden. Bei den eisernen Überbauten über der Vorhalle und der Straße „An der Jannowitzbrücke“ werden die beiden Stadtbahngleise von je 2 Hauptträgern getragen, während die beiden Ferngleise zusammen 3 Hauptträger besitzen, so daß hier 7 Hauptträger vorhanden sind, während der Überbau der „Stralauer Brücke“ aus 8 Hauptträgern besteht. Sämtliche Überbauten stammen aus der Zeit der Erbauung der Stadtbahn und sind zum größten Teil als Deckbrücken mit durchgehendem Schotterbett ausgebildet; verschiedentlich sind Verstärkungen an ihnen vorgenommen worden. Der Viadukt selbst liegt in einer starken Kurve, der Halbmesser des inneren Gleises 4 beträgt 250 m.

Zur Verbesserung des Reichsbahnbetriebes wird vor allem das innen liegende Gleis 4 weiter nach innen verschwenkt, um dadurch die Möglichkeit der Bahnsteigverbreiterung zu schaffen. Der alte Zustand des Viaduktes soll nun durch folgenden neuen Zustand ersetzt werden (die Nummerierung der Bogen und Pfeiler ist den Bezeichnungen der Reichsbahn entnommen) (Abb. 4):

Der Pfeiler 41 bleibt Endpfeiler des sich östlich anschließenden Bogens 66, jedoch nur unter den Gleisen 1 bis 3, während unter Gleis 4 der Pfeiler 40 neuer Endpfeiler des Bogens 65 wird. Die neuen eisernen Überbauten beginnen demnach für die Gleise 1 bis 3 am Pfeiler 41, für das Gleis 4 am Pfeiler 40 und überbrücken die neue Vorhalle bis zum neuen Pfeiler G mit einer Pendelrahmenreihe in der Linie der H-Fundamente. Diese Fundamente liegen in der Achse der alten Stützenreihe, müssen indessen neu hergestellt werden, da die alten Fundamente im Verhältnis zur Tiefenlage des U-Bahn-Tunnels zu hoch liegen und außerdem zu schwach sind. An die Stelle des früheren senkrecht zur Bahnachse liegenden Frontpfeilers tritt der zur Straßenachse parallele Pfeiler G, der den alten Pfeiler teilweise überdeckt. Nun folgt der neue Überbau der verbreiterten Straße „An der Jannowitzbrücke“ mit dem Mittelpfeiler F (Pendelrahmen) und der auf dem westlichen Bürgersteig liegenden Portalreihe E und D₁. Der U-Bahn-Tunnel liegt zwischen den Pfeilern G und F; F selbst überdeckt den alten Endpfeiler des Bogens 67 vollkommen, während E und D₁ die Pfeiler 1 bis 3 etwa unter 45° durchschneiden. Die eisernen Überbauten setzen sich noch bis zum Pfeiler C fort, der durch Erweiterung der Pfeiler 4 und 4' und durch Ausbetonierung des Bogens 71 entstanden ist. Zur Verringerung der Spannweiten ist noch der Pfeiler D zwischen E und C eingeschaltet, der einzige Pfeiler, der seinen Platz zwischen vorhandenen alten Fundamenten gefunden hat.

Das Gelände des Viaduktes gehörte früher teilweise zum Spreelauf, teilweise zum früheren Königgraben, der etwa im Zuge der heutigen Dirksenstraße verlief. Die Bezeichnung der Straße „An der Stralauer Brücke“ rührt von dem Vorhandensein dieses Grabens her. Aus der Verschiedenheit der früheren Bodengestaltung erklärt sich die mannigfache Art der früheren Gründungen. So findet sich in dem westlichen Teile des Viaduktes durchweg Bruchsteinmauerwerk zwischen Holzspundwänden; das Endwiderlager des Bogens 67 (Pfeiler F) zeigte fast ausschließlich Pfahlgründungen, während der alte Frontpfeiler und die Stützenreihe der Bahnhofsvorhalle teilweise auf Senkbrunnen, teilweise zwischen Spundwänden gegründet waren.

Aus den geschilderten Verhältnissen geht ohne weiteres hervor, daß der Umbau des Viaduktes außerordentlich verwickelte Bauvorgänge hervorgerufen mußte, und daß daher

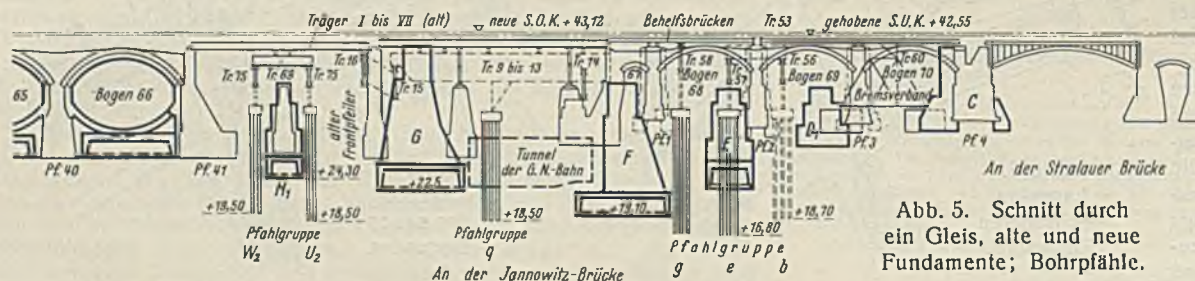


Abb. 5. Schnitt durch ein Gleis, alte und neue Fundamente; Bohrpfähle.

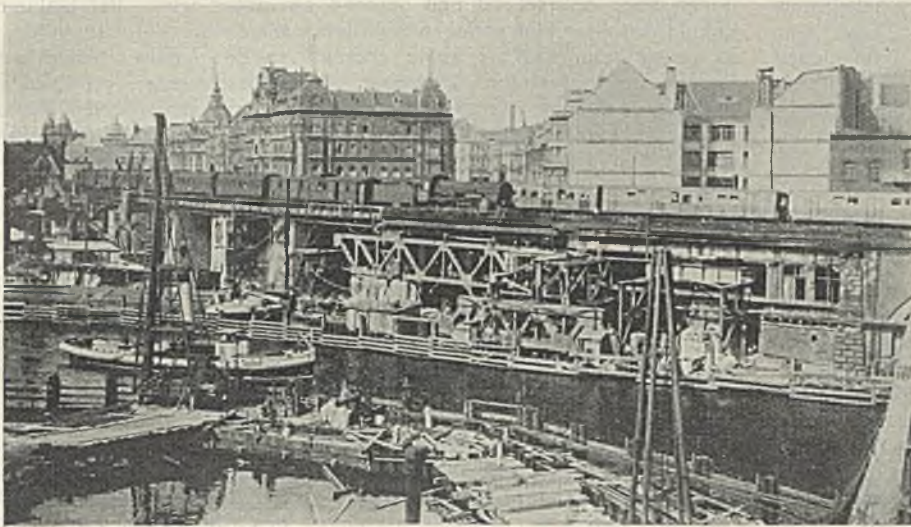


Abb. 6. Ansicht der Baustelle von der Spree her.
(Im Vordergrund Spreetunnel, südlicher Bauabschnitt.)

eine eiserne Abfangekonstruktion zur Durchführung der einzelnen Bauzustände die einzige Möglichkeit darstellte. Diese Abfangekonstruktion erstreckt sich von Pfeiler 41 bis zum Pfeiler C; ihre Aufgabe ist es, die Beseitigung der bestehenden Massivkonstruktionen und das Einbringen der neuen Fundamente zu ermöglichen; dabei mußte sie derart eingerichtet werden, daß an Stelle einzelner Hilfsfundamente, die im Laufe des Baufortschritts beseitigt werden mußten, endgültige Fundamente Verwendung finden konnten, und daß schließlich der Einbau des U-Bahn-Tunnels und der neuen eisernen Überbauten ohne wesentliche Veränderung der Abfangekonstruktion vor sich gehen konnte.

Es kam erschwerend hinzu, daß es nicht möglich war, den Reichsbahnbetrieb vorübergehend dreigleisig zu gestalten, da auf der viergleisigen Strecke zwischen Charlottenburg und dem Schlesischen Bahnhof höchstens zwei solcher auf drei Gleise beschränkten Baustellen vorhanden sein dürfen, und die Reichsbahn bereits die Baustellen Museumsinsel und Holzmarktstraße (Ost) — die bestehende Überführung zwischen dem Bahnhof Jannowitzbrücke und dem Schlesischen Bahnhof — begonnen hatte, und die Baustelle Frelarchenbrücke sich nach Fertigstellung einer dieser Bauwerke anschließen sollte. Wegen der geringen Krümmungshalbmesser der Gleise und der Nähe der an den Viadukt herantretenden Häuser, des Bahnhofes und der Spree war die Errichtung eines Notgleises ebenfalls nicht durchführbar; die Abfangekonstruktion mußte daher im vollen bestehenden Betriebe der Reichsbahn, die während der Ausführung den elektrischen Betrieb mit einer Zugfolge von 2 min einführt, hergestellt werden. Als zweites Erfordernis kam hinzu, daß mit Rücksicht auf die Sicherheit des Reichsbahnbetriebes der Tunnelbau erst begonnen werden durfte, nachdem die neuen Fundamente hergestellt waren; eine gleisweise Teilherstellung der Fundamente kam damit ebenfalls nicht in Betracht.

Die Hilfsfundamente für die Abfangekonstruktion konnten nur auf den freien Stellen zwischen den alten und neuen Fundamenten untergebracht werden, und es ist aus diesem Grunde nicht weiter verwunderlich, daß die Konstruktionen recht unregelmäßig gestaltet sind und daß sie teilweise

mehrere Belastungszustände durchmachen mußten, da auch einige Hilfsfundamente entsprechend den Baufortschritten wieder entfernt werden mußten.

Da sich die Tiefenlage der neuen Fundamente nach derjenigen des Tunnels richten mußte und der Senkkasten von F wegen des starken einseitigen Erddruckes sogar noch unter den Tunnel etwas heruntergreift, ergaben sich dementsprechend tiefe Hilfsfundamente (Abb. 5). Die Unterschiede zwischen den alten und neuen Fundamenttiefen betragen bis zu 13 m, und die einzige Möglichkeit, unmittelbar neben den alten Fundamenten andere bis zu dieser Tiefe herunterzubringen, gaben Bohrpfähle, deren Ausführung unter den Viaduktbogen gerade noch möglich war (Abb. 7). Es wurde gefordert, daß die Bohrpfähle mindestens 3 m unter die in unmittelbarer Nähe liegenden Senkkastenschneiden heruntergehen sollten, weil mit dem Absenken der Fundamente eine Auflockerung des Bodens und damit eine Verringerung der Tragfähigkeit der Pfähle zu befürchten war. Die Längen der Bohrpfähle betragen bis zu 16 m, ihr Durchmesser 40 cm; die tiefste Gründung neben Pfeiler F reicht bis zur Ordinate 16,80 herunter, so daß sich zwischen dieser und der S.O. der Reichsbahn ein Höhenunterschied von über 26 m ergibt. Die Pfähle erhielten einen Mantel von 6 mm Wandstärke, der als statisch mitwirkend betrachtet werden konnte. Der Betoninhalt wurde sofort nach Erreichung der vorgeschriebenen Tiefe mit Hilfe einer Druckluftschleuse nach dem Verfahren von Grün & Billinger unter einem Druck von etwa 3 at eingebracht und die Rohrmäntel sodann um etwa 1 m gezogen, damit der unter Druck stehende Beton einen breiteren Fuß bilden sollte. Wegen des großen Rohrdurchmessers und der Länge der Rohre ergaben sich beim Ziehen der Pfähle große Schwierigkeiten, die schließlich durch Anwendung von Wasserdruckpressen überwunden wurden. Es wurden über 400 solcher Pfähle gebohrt, die sich über die ganze Baustelle verteilen.

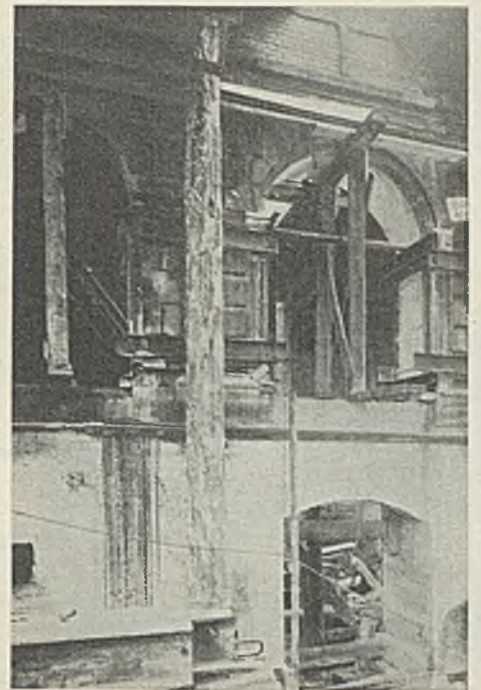


Abb. 8. Vorübergehende Abstützung eines Trägers und Verankerung des Pfeilers.

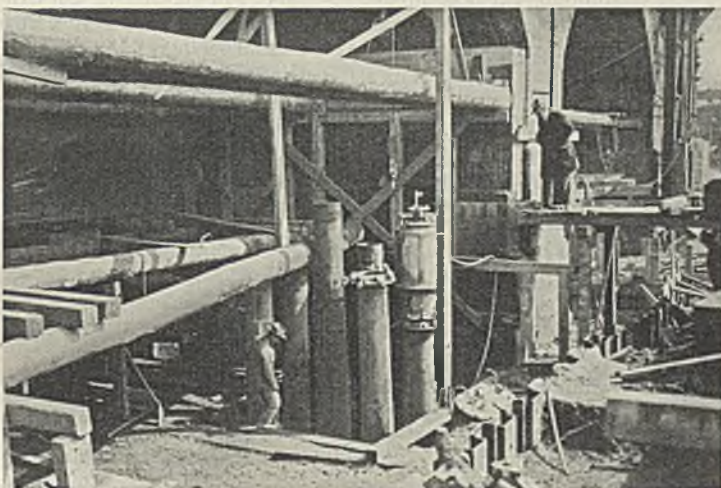


Abb. 7. Füllen der Bohrpfähle (Druckluftschleuse).

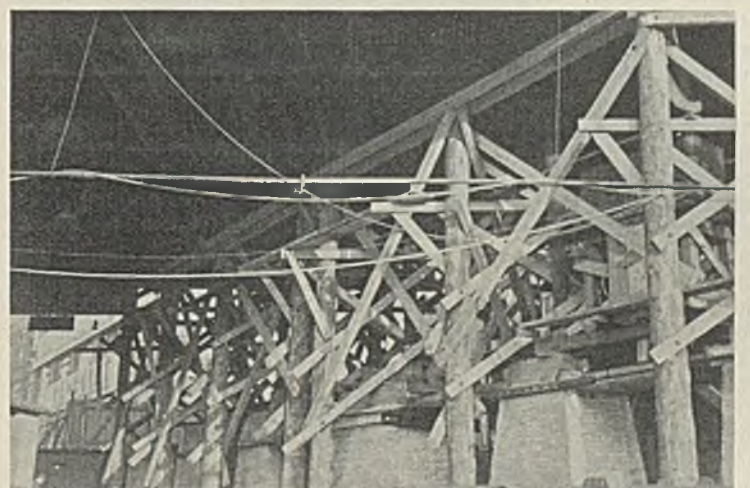


Abb. 9. Vorübergehende Abstützung eiserner Überbauten vor dem Einbau der eisernen Abfangung.

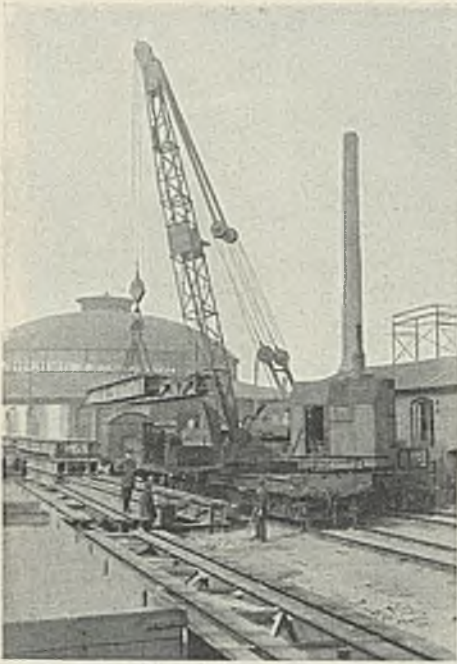


Abb. 10. Gleiskran beim Verladen von Behelfsbrücken.

werden konnten, eine waagerechte Beanspruchung der Hilfsfundamente aber durch Brems- und Fliehkräfte und durch einseitigen Erddruck beim Absenken der neuen Fundamente zu erwarten war, wurden die Köpfe der Bohrpfahlgruppen durch Anker miteinander und mit in der Nähe liegenden alten Fundamenten und dgl. verbunden. Außerdem wurden, vor allem zur Aufnahme der Fliehkräfte, auf der Innenseite der Viaduktcurve besondere Betonkörper hergestellt und an diesen weitere Verankerungen der Bohrpfähle befestigt.

Das Hereinbringen der Pfähle ist, obwohl es als die einzig mögliche hier in Frage kommende Bauweise anzusprechen ist, für die alten Pfeiler des Viaduktes nicht ganz gefahrlos gewesen. Die Ursache hierfür wird hauptsächlich darin zu suchen sein, daß beim Ausbohren der Rohrmäntel Bodenmaterial von außerhalb in den Mantel eindringt, zumal wenn der

Mehrs als 40 Probebelastungen ergaben, daß eine genügende Tragfähigkeit gewährleistet war; sie ergaben auch die technisch nicht ohne weiteres erklärliche Erscheinung, daß frisch gebohrte Pfähle auf die Probebelastungen viel stärker reagierten als ältere Pfähle. Vermutlich hängt dies damit zusammen, daß das den Rohrmantel umgebende Erdreich durch das Einbringen und Hochziehen des Mantels zweimal in entgegengesetztem Sinne gestört wurde und sich erst allmählich wieder fest an den Mantel anschließt.

Die Köpfe der einzelnen Bohrpfahlgruppen wurden durch eine Eisenbetonkonstruktion verbunden und bilden so die Fundamente der Abfangekonstruktionen. Da Schrägpfähle nicht verwendet

Boden stark belastet ist und dauernd erschüttert wird. Bei kleinerem Rohrdurchmesser und geringen Bohrtiefen mögen die Verluste an Boden so gering sein, daß sie keine erkennbaren Bewegungen benachbarter Fundamente hervorrufen. Hier aber, wo Rohrdurchmesser von 40 cm mit Tiefenunterschieden bis zu 13 m gegenüber den benachbarten Pfeilern verwendet wurden, gaben Teile der Pfeiler zunächst unmerklich nach und verursachten dadurch plötzlich auftretende starke Überbeanspruchungen anderer Stellen, die sich im Zerspringen von Auflagersteinen und anderen bedenklichen Anzeichen bemerkbar machten. Umfangreiche Verankerungen der alten Pfeiler und eine vorübergehende Abstützung der alten eisernen Überbauten auf starke hölzerne Stempel und schnell hergestellte Betonfundamente waren daher unbedingt notwendig. Dadurch wurde zwar das Einbringen der eisernen Abfangekonstruktion stellenweise erheblich erschwert, jedoch bewiesen die Nieteindrücke an den Enden der Holzstempel, daß diese ganz selbsttätig zum Tragen herangezogen worden sind und die weitere Zerstörung schwacher Pfeilerteile verhindert haben (Abb. 8 u. 9).

Gleichzeitig mit den Bohrpfahlgründungen hatten die vorbereitenden Arbeiten für den Abbruch der Gewölbekonstruktion eingesetzt. Diese Arbeiten bestanden zunächst in der Herstellung von tragfähigen Betonkörpern, die nach Beseitigung der Ausmauerung über den Pfeilern von der Bogenkämpferhöhe bis zur Bettungsunterkante etwa in Pfeilerstärke hergestellt wurden und das erste Auflager der Behelfsbrücken bildeten. Hierzu wurden Schiene und Schwelle durch außerhalb der Schienen unter die Schwellen gelegte Walzträger abgefangen, so daß die Arbeiten unter den fahrenden Zügen ausgeführt werden konnten. Die von Bogenpfeiler zu Bogenpfeiler freitragenden Behelfsbrücken bestehen für jedes Gleis aus vier Peiner I-Trägern mit aufgenieteten Lamellen, einer kräftigen Querverbindung und untergesetzten Auflagerträgern. Sie wurden in den nächtlichen Betriebspausen durch zwei Gleisdampfkranen (Abb. 10) vom benachbarten Gleis aus unmittelbar auf die Betonaufleger, jedoch ohne feste Verbindung mit diesem eingesetzt, nachdem das Gleis und das Bettungsmaterial im Bereiche der betreffenden Behelfsbrücke entfernt worden war. Die Brücken wurden wegen der späteren Auflagerung auf die Abfangekonstruktion auch in der Querrichtung waagrecht verlegt und die notwendige Kurvenüberhöhung durch konische Schwellen wiederhergestellt. Zur Sicherung gegen seitliches Gleiten auf den Brücken, deren obere Niete versenkt geschlagen wurden, wurde jede zweite Schwelle mit einem untergesetzten Winkeleisen versehen. Eine Beeinträchtigung des Reichsbahnbetriebes ist, obgleich teilweise sehr schwere Behelfsbrücken verlegt und in einigen Fällen die Brücken sogar in zwei Stücken eingelegt werden mußten, niemals eingetreten. (Schluß folgt.)

Die Kälteversuchsanstalt des Neubauamtes Kanalabstieg (Mittellandkanal).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Reinhardt und Regierungsbaumeister a. D. Mussaeus.

Für die Hebewerke Rothensee und Hohenwarthe nördlich von Magdeburg im Zuge des Mittellandkanals sind Schwimmerhebewerke in Aussicht genommen, und zwar wird die gesamte Last des beweglichen Teiles von rd. 4200 t durch den Auftrieb zweier Schwimmer von je rund 2100 m³ Inhalt ausgeglichen. Die geplanten Schwimmer haben 9 und 10 m Durchmesser und 34,0 und 28,0 m Höhe. Die wegen des fast 20 m betragenden Hubes der Hebewerke 70 und 67 m tief unter Gelände reichenden Schächte, in denen die Schwimmer auf- und abfahren, erhalten 10 und 11 m lichte Weite. Dies sind Schachtdurchmesser, wie sie im Bergbau bei weitem nicht erreicht werden, die also bei der Ausführung zu besonderer Vorsicht mahnen. Zwar hat auch das seit über 30 Jahren in Betrieb befindliche einzige vorhandene größere Hebewerk Henrichenburg Schächte von fast dem gleichen Durchmesser, doch lagen hier besonders günstige Untergrundverhältnisse vor, und außerdem sind die Schächte, da sich das an sich schon bedeutend kleinere Gewicht des beweglichen Bauteiles auf fünf Schwimmer verteilt, nur rd. 30 m tief. Für die Auskleidung der Schwimmerschächte in Rothensee und Hohenwarthe genügt der aus dem Bergbau bekannte und auch in Henrichenburg angewandte Ausbau mit eisernen Tübbingen allein nicht mehr, sondern zur Aufnahme des Gebirgsdruckes wird seine Verstärkung durch Beton nötig. Weil nun im Untergrunde beider Hebewerke eine Reihe geologischer Schichten von den Schächten zu durchfahren sind, von denen verschiedene stark wasserführend und teilweise mehlartig fein sind, so ist, und auch noch aus anderen Gründen, das Abteufen der Schächte im Gefrierverfahren vorgesehen. Da die Tübbingsäule des Ausbaues innen liegt, kommt die Betonverstärkung unmittelbar mit dem gefrorenen Schachtstoß in Berührung. Der Beton muß wegen des großen Schachtdurchmessers außerdem eine erhebliche Festigkeit erhalten. Unter diesen Umständen ist der Abbinde- und Erhärtungsverlauf im Schachtauskleidungsbeton also von ganz besonderer Bedeutung.

Versuche über die Wirkung von Frosttemperaturen auf das Abbinden und Erhärten frischen Betons sind zwar schon von anderer Seite bekannt-

geworden, doch gingen sie entweder von anderen Voraussetzungen aus, als sie für die Abstiegbauwerke Rothensee und Hohenwarthe vorliegen, oder es handelte sich um reine Laboratoriumsversuche mit kleinen Probekörpern, und ihre Ergebnisse lassen keine sicheren Schlüsse zu auf die Vorgänge in größeren Betonmassen, die unter den Verhältnissen des geplanten Bauvorganges im Baubetrieb hergestellt werden.

Da es sich im Mittellandkanal um sechs Schächte handelt, ist es deshalb vom Reichsverkehrsministerium für nötig gehalten worden, das Abbinden und Erhärten von Beton in Gefrierschächten eingehend zu untersuchen unter möglicher Anlehnung der Versuchsbedingungen an die wirkliche Ausführung der Schachtbauten. Dabei soll gleichzeitig ein Urteil über die zweckmäßigsten Arbeitsweisen und Baustoffe gewonnen werden.

Außerdem ist auch die Frage des zweckmäßigsten Schutzes des Schachtbetons gegen die Angriffe des Grundwassers zu untersuchen. Soweit hier etwa eine besondere Schutzschicht in Betracht kommen sollte, muß die Möglichkeit erprobt werden, diese im Gefrierschacht mit Sicherheit in der erforderlichen Güte herzustellen. Da alle Versuche für die Ausführung der Schachtbauten nur dann hinreichenden Wert haben, wenn sie in nicht zu kleinem Rahmen ausgeführt werden, durften die Kühlräume, in denen die Versuche vorgenommen werden sollen, nicht zu kleine Abmessungen erhalten, auch mußte die Durchführung mehrerer verschiedener Versuche gleichzeitig möglich sein, um bei den, wie alle Betonversuche, verhältnismäßig viel Zeit erfordernden Untersuchungen an Zeit zu sparen, und es mußte möglich sein, gleichzeitig verschieden tief gekühlte Räume zur Verfügung zu haben.

Für die Unterbringung der Anstalt standen geeignete Räume nicht zur Verfügung, es kam also ein Neubau in Frage. Dieser wurde, in der Zeit von März bis Oktober 1929 auf der Baustelle des Schiffhebewerks Rothensee ausgeführt. Dabei ergab sich die Gelegenheit, gleichzeitig Büroräume für die Hebewerkbauleitung Rothensee und für ein chemisches Laboratorium sowie eine Wohnung für den Wärter der Kühlanlage mit zu erlangen.

Die Größe und Bauart der Anstalt zeigen Abb. 1 bis 4 in Grundrissen und Schnitten. Da es sich um einen Bau für vorübergehende Zwecke handelt, wurde nur das Kellergeschoß massiv hergestellt, das Erd- und Obergeschoß dagegen als $\frac{1}{2}$ Stein stark ausgemauertes Holzfachwerk mit äußerer Holzschalung und Pappdach. Be- und Entwässerung, Sammelheizung und die erforderlichen Licht- und Kraftanschlüsse sind vorhanden. Die fertige Anstalt ist in Abb. 5 dargestellt.

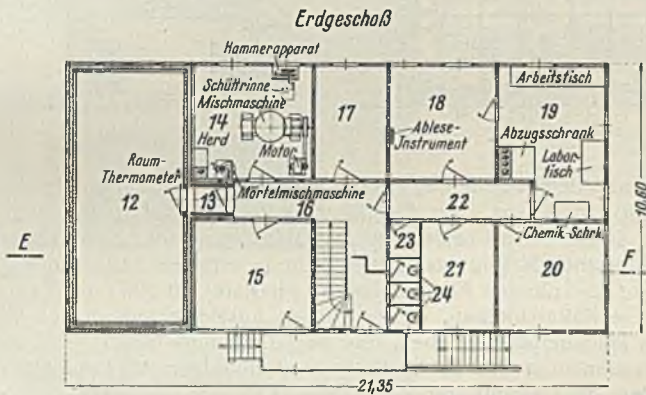


Abb. 2.

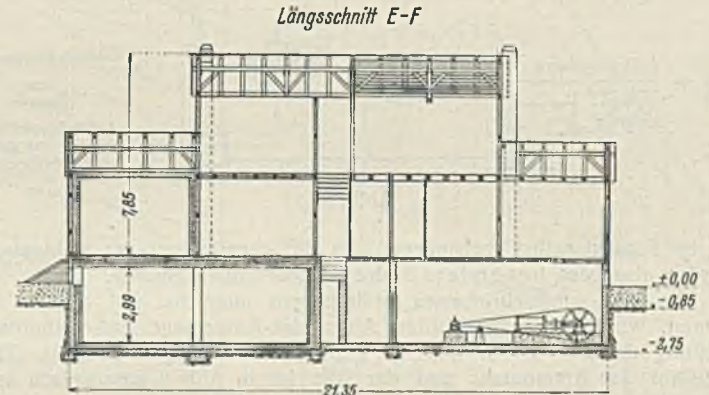


Abb. 3.

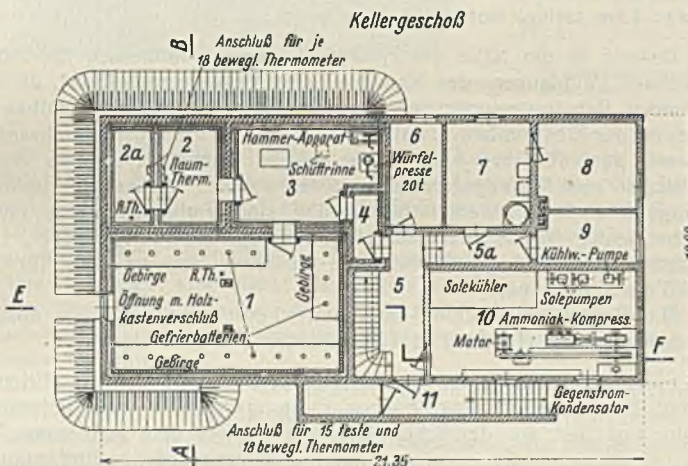


Abb. 1.

Bis auf einen liegen alle Kühlräume, um die Kälteverluste auf das geringste Maß zu beschränken, im Kellergeschoß, das an diesen Stellen über Gelände noch durch eine Erdanschüttung geschützt ist. Wie sein Grundriß zeigt, gelangt man durch die Kälteschleuse (Raum 4) in den Prüfraum (3), der eine 300-t-Martenspresse für 20-cm- und 30-cm-Betonwürfel, eine 60-t-Richterpresse für 7-cm-Würfel und einen Hammerapparat für das Einschlagen der Proben enthält. An den Prüfraum schließt sich der Hauptversuchsraum (1) an, in dem eingebrachte Bodenmengen mit besonderen Gefrierbatterien in gefrorenes Gebirge verwandelt werden können zur Nachahmung des gefrorenen Stoßes der Schächte. Zwei weitere kleinere Räume (2 und 2a) sind für besondere Versuchszwecke und zur Aufbewahrung von Probekörpern bei Frosttemperatur bestimmt. Von ihnen ist der Raum 2a durch eine Doppeltür ganz besonders gegen Kälteverluste geschützt. Im Erdgeschoß ist der Raum 12 als Kühlraum eingerichtet, auch ihm ist eine Kälteschleuse (13) vorgelagert. Die Maschinenanlage zur Kälteerzeugung ist im Kellergeschoß im Raum 10 untergebracht. Der Raum 6 dient als kleine Werkstatt, in der einfachere Arbeiten für die Versuchseinrichtungen und die Unterhaltung der Maschinenanlage ausgeführt werden können. Die übrigen Räume des Kellergeschosses sind Wirtschaftsräume.

Im Erdgeschoß liegt über dem Prüfraum des Kellergeschosses der Raum 14. Hier wird der Beton für die Versuche „über Tag“ gemischt. Hierzu ist ein Eirich-Mischer mit Antrieb durch Elektromotor aufgestellt. Durch eine Klappe im Boden, die eine Schüttrinne verschließt, kann der Beton nach dem Mischen in den Kühlraum 3 = in den „Schacht“ gegeben werden, von wo aus er dann mit Karren zum Einbau in die Versuchsräume gebracht wird. Raum 15 dient als Vorratsraum für Geräte und Baustoffe und gelegentlich auch als Erweiterung der Versuchsräume. Die Räume 17 und 18 sind Büroräume für die Versuchsanstalt. Im Raum 18, dem Zimmer des Leiters der Anstalt, ist der Waagetisch für das chemische Laboratorium aufgestellt, außerdem enthält er noch das Ablesinstrument für die Fernthermometeranlage der Kühlräume. Als chemisches Laboratorium dient der Raum 19, als kleine Dunkelkammer der Raum 23. Die Räume 20 und 21 sind Bürozimmer für die Streckenbauleitung Rothensee.

Die Größe und Art der Kühlanlage einschließlich der Raumisolierungen mußte sich nach den Anforderungen richten, die die anzustellenden Versuche und die geplante Betriebsweise der Anstalt ergaben.

Im Gefrierschachtbau hat der Schachtstoß, wenn es sich nicht um das Tiefkälteverfahren handelt, zu dessen Anwendung hier keine Veranlassung vorliegt, eine Temperatur von i. M. -10° , im Schacht selbst liegt die Temperatur meist höher, im augenblicklichen Arbeitsraum kann

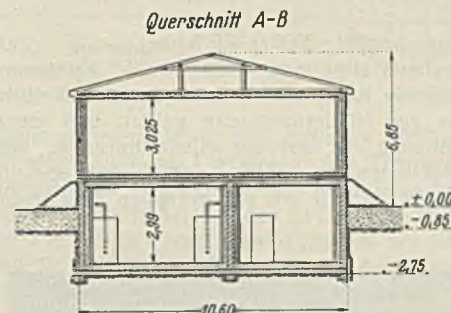


Abb. 4.

sie durch die Ausstrahlungswärme der arbeitenden Menschen, den Förderbetrieb, Lüftung u. a. bis wenig unter 0° steigen. Als Mitteltemperatur wurde sowohl für den gefrorenen Boden wie für die Luftwärme in den Versuchsräumen -10° angenommen. Um aber auch Versuche bei tieferer Temperatur vornehmen zu können, mußte die Anlage ausreichen, gleichzeitig in

den gesamten Kühlräumen (rd. 360 m^3) Temperaturen bis ungefähr -20° bei ungünstigsten Verhältnissen halten zu können. Größere Zuschläge zu dieser Kälteleistung für Herunterkühlen, Einlagern von großen Mengen Material (wie bei Kühlhäusern) und Begehung der Räume waren dagegen nicht nötig.

Zweitens sollte die Temperatur in den Kühlräumen während der zur Ersparnis an Maschinenpersonal und einer Reserveanlage vorgesehenen täglichen Betriebspause der Kältemaschine von 8 Stunden nicht um mehr als 2° ansteigen. Diese Schwankung von 2° wurde als zulässig für den Versuchsbetrieb angesehen.



Abb. 5.

Drittens mußte es möglich sein, jeden Kühlraum für sich auf beliebige Temperatur zu bringen und diese zu halten, auch wenn die benachbarten Kühlräume ausgeschaltet sind. Vor allem sollte der kleine Raum 2a eine so starke Kühleinrichtung erhalten, daß in ihm jederzeit etwa -20° gehalten werden können, um bei besonders niedrigen Temperaturen kleinere Versuche jederzeit ohne Störungen des übrigen Versuchsbetriebs ausführen und um Probekörper lagern zu können. Schließlich sollten im Hauptversuchsraum (1) die Gebirgstemperatur und die Lufttemperatur unabhängig voneinander regelbar sein, da auch beim Gefrierschachtbau die Temperatur der Frostmauer wesentlich niedriger zu sein pflegt als

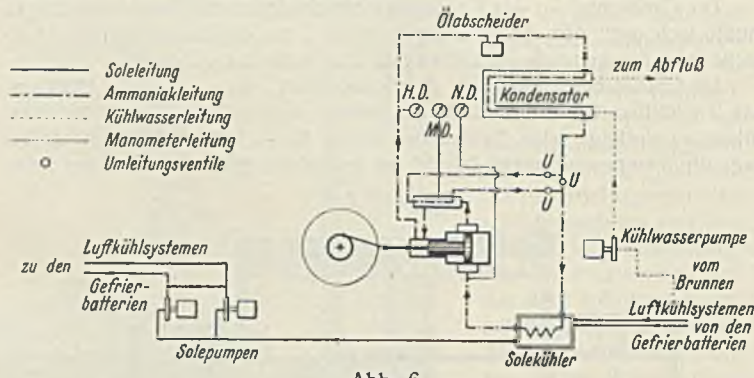


Abb. 6.

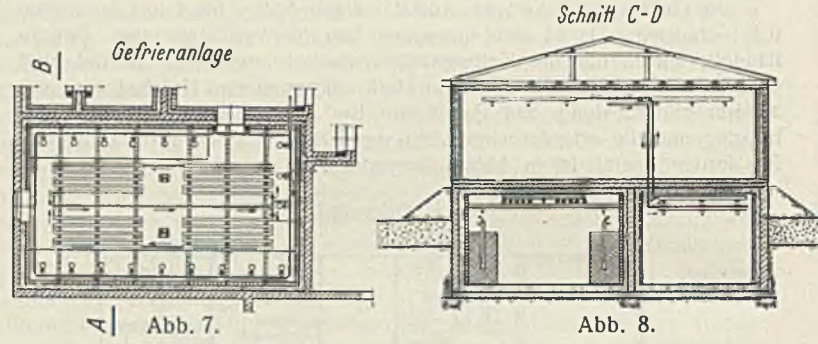


Abb. 7.

Abb. 8.

die im Schacht selbst vorhandene. An die Regelbarkeit der Kühlanlage wurden also ganz besonders hohe Anforderungen gestellt.

Um alle vorgeschriebenen Bedingungen möglichst gut erfüllen zu können, wurde eine zweistufige Ammoniak-Kühlanlage und mittelbare Kühlung der Luft durch mit Sole gefüllte Rohrleitungen gewählt. Der Kreislauf des Ammoniaks und der Sole ist in Abb. 6 schematisch dargestellt, die Anordnung der Raumberohrung (Luftkühlvorrichtung) und der Gefrierbatterie zum Abfrieren des eingebrachten Bodens des Raumes 1 ist aus Abb. 7 u. 8 zu ersehen, den Ammoniakkompressor gibt Abb. 9 wieder.

Die Leistung der Anlage beträgt 20 000 WE/h bei -35° Verdampfungstemperatur, entsprechend etwa max. -20° bis 25° Kühlraumtemperatur. Der langsam laufende Kompressor hat einen Stufenkolben, bei dem auch der Ringraum zur Niederdruckseite gehört, und einen Zwischenkühler für die Enthitzung der auf der Niederdruckseite verdichteten Dämpfe. Durch Abschalten eines Teiles der Niederdruckseite kann man auch geringere Kälteleistungen mit der normalen Maschinendrehzahl erzeugen.

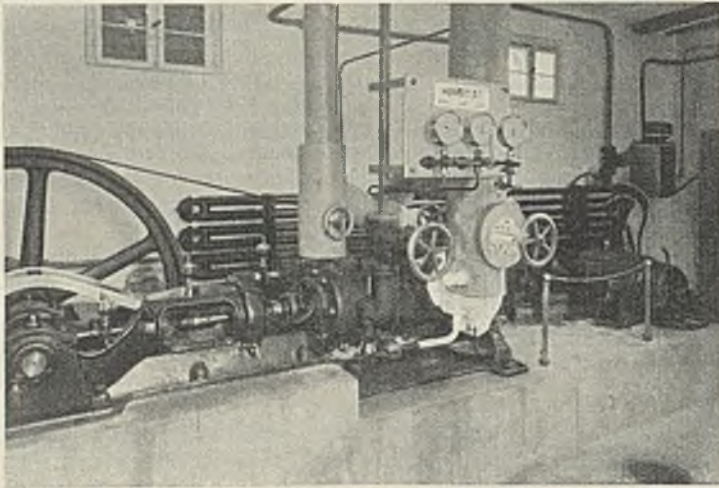


Abb. 9.

Als Antriebmaschine dient ein Drehstrommotor von 15 kW Leistung; ein Reserveantrieb ist nicht vorgesehen.

Die Raumberohrung ist reichlich bemessen, um eine möglichst große Kältespeicherung zu erhalten und u. U. jeden Raum für sich betreiben zu können. Zur Unterstützung der Speicherwirkung und zum Schutze der Isollerschicht haben die Kühlräume eine innere Auskleidung mit $\frac{1}{2}$ Stein starkem Mauerwerk erhalten. Der Soleumlauf ist in jedem Raum einzeln regelbar, die Solepelcher sind, um Platz zu sparen, unter der Decke auf eisernen Trägern gelagert, der Raum 2a hat doppelte Berohrung erhalten.

Zur Gefrierbatterie im Raum 1 gehören 18 senkrechte Gefrierrohre, die genau den im Schachtbau üblichen entsprechen; sie bestehen also aus einem engen, unten offenen Fallrohr, in das die gekühlte Sole oben eintritt. In dem Ringraum zwischen diesem Fallrohr und dem Mantelrohr steigt sie dann hoch und gibt dabei ihre Kälte an den umgebenden Boden ab (Abb. 10). Die Gefrierbatterie ist unabhängig von den Raumkühlvorrichtungen unmittelbar an den Solebehälter im Maschinenraum angeschlossen und hat eine eigene Soleumlaufpumpe; der Soleumlauf kann in jedem Gefrierrohr für sich geregelt werden.



Abb. 10.

Fußboden, Wände und Decken aller Kühlräume sind mit durchtränkten Korkplatten isoliert. An den Trennwänden benachbarter Kühlräume ist diese Isollerschicht beiderseits angebracht, um für jeden Raum einen geschlossenen Kasten aus Isollerschicht zu erhalten, aber nur in je 8 cm Stärke; die übrigen Flächen sind 16 cm stark mit Kork belegt.

Die Kälteschleusen, die ja nur als Ausgleichraum dienen und auch keine Raumberohrung haben, sind nur 10 cm stark isoliert. Die einzelnen Korksteinplatten sind im Verband in heißflüssigem Korksteinkitt versetzt worden, die Gesamtstärke der Isolierung ist, um durchgehende Fugen zu vermeiden, bei den Kühlräumen überall in zwei Einzelschichten von 8 bzw. 4 cm zerlegt worden.

Da sich in der Nähe der Frostversuchsanstalt Rothensee die Betonprüfanstalt Glindenberg des Kanalbauamtes Magdeburg befindet, die alle laufenden Betonuntersuchungen für den ganzen Mittellandkanalbau im Bereiche der Elbstrombauverwaltung ausführt, ist die Frostversuchsanstalt nur mit dem für ihre besonderen Zwecke unbedingt nötigen Betonbereitungs- und Prüfungsgerät ausgerüstet worden. Außer dem üblichen Kleingerät und der Werkstatteinrichtung sind vorhanden: eine Betonmischmaschine Bauart Eirich für 150 l Füllung, ein Mörtelmischer, zwei Einhammerapparate, eine Würfelpresse für 300 t Druck und eine für 60 t, eine Zerreißmaschine.

Die Betonmischmaschine hat elektrischen Antrieb; für alle übrigen Maschinen wurde Handantrieb als ausreichend angesehen.

Für die Ermittlung des Wärmeverlaufes beim Abbinden und Erhärten sowohl im Beton in verschiedenen Entfernungen von dem gefrorenen Gebirgsstoß und von der Schachtluft, wie auch in dem gefrorenen Stoß in verschiedenen Entfernungen von dem abbindenden Beton und für die Überwachung der Temperatur in den Kühlräumen selbst vor allem während der Versuche sind eine größere Anzahl gleichzeitig zu beobachtender Meßstellen erforderlich. Diese mit den üblichen gläsernen Quecksilberthermometern für unmittelbare Ablesung zu besetzen, ist einmal wegen deren großer Sprödigkeit in der Kälte, der Schwierigkeit ihres beweglichen Einbaues in den tief in den Versuchsblöcken liegenden Meßstellen und des zeitraubenden Ablesens, das das jedesmalige Betreten der Versuchsräume und geübte Hilfskräfte erfordert, nicht möglich. Deshalb wurde eine elektrische Fernthermometeranlage gewählt.

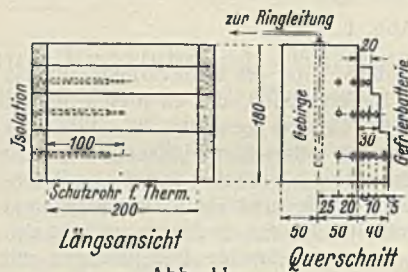


Abb. 11.

Als Thermometer sind für die Messung der Abbinde Temperaturen listenmäßige Platin-Widerstands-Einschraubthermometer von Siemens & Halske, für die Messung der Lufttemperaturen Nickel-Widerstandsthermometer für feuchte Räume beschafft worden. Im ganzen sind 33 Einschraubthermometer vorhanden, von denen 15 im Hauptversuchsraum fest angeschlossen wurden, während die restlichen 18 wahlweise in diesem Raum, in Raum 2 und Raum 2a benutzt werden können, um gegebenenfalls für besondere Zwecke zur Verfügung zu stehen. Die fünf Luftthermometer sind in den fünf Versuchsräumen fest angeschlossen worden. Bei den Abbindeversuchen an größeren Betonblöcken liegen die Meßstellen 1 m tief von den Stirnseiten der Blöcke entfernt. Die Thermometer werden hier nach dem Einbringen des Betons unter Benutzung besonders angefertigter mit einbetonierter Schutzrohre von der Stirnseite des Blocks eingesetzt und, um ihre Beschädigung zu vermeiden, vor dem Zerschlagen des Betons wieder entfernt. Die Anordnung der Thermometer bei den Versuchen ist in Abb. 11 dargestellt. Die Wirkung der Thermometer beruht auf der Änderung des elektrischen Leitwiderstandes, die ihre Platin- oder Nickelspirale unter dem Einfluß der Temperatur erleidet. Das Ableseinstrument (Abb. 12) ist in dem Büro des Anstaltsleiters angebracht worden.

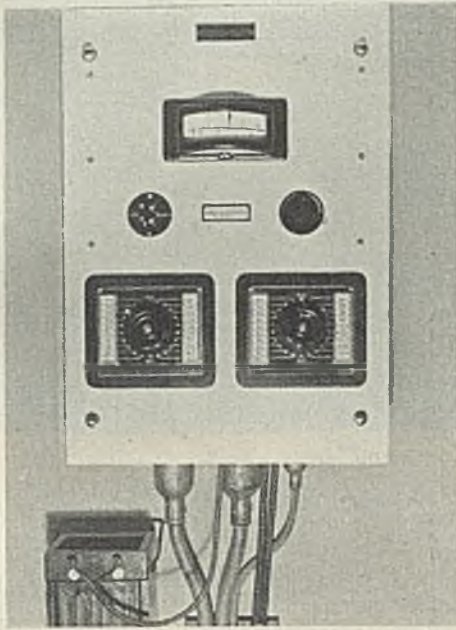


Abb. 12.

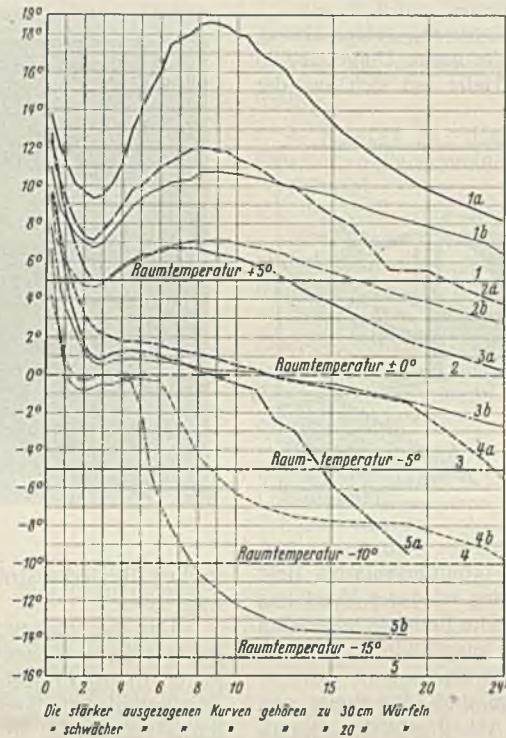


Abb. 13.

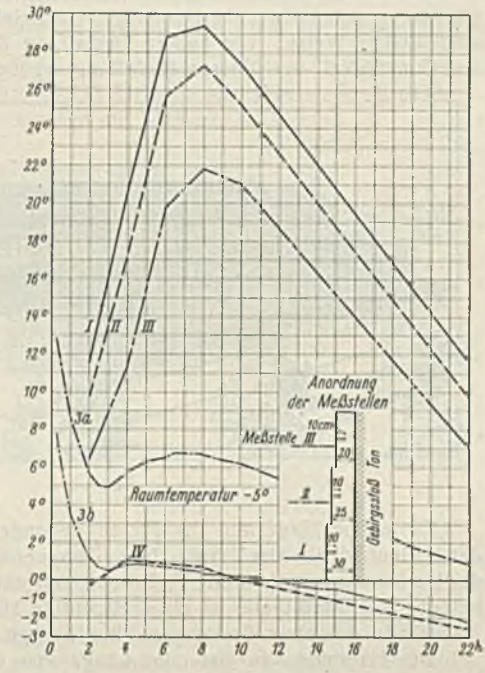


Abb. 14.

Das mit der Anstalt verbundene chemische Laboratorium im Raum 19 enthält seinem Zwecke entsprechend die zur Untersuchung von Beton, Zement, Isolierstoffen und Wasser erforderlichen Apparate und Geräte. Für Kochzwecke u. dgl. sind die nötigen elektrischen Anschlüsse vorhanden, außerdem ist, um für bestimmte Untersuchungen mit offener Flamme arbeiten zu können, eine kleine Blaugasanlage eingebaut worden. Wägearbeiten kann der Chemiker, dem gleichzeitig die Leitung der Frostversuchsanstalt übertragen ist, in seinem neben dem Laboratorium gelegenen Büroraum ausführen.

Der Versuchsbetrieb in der Anstalt ist seit Januar 1930 im Gange. Zunächst wurden im Hauptversuchsraum (1) mit den Gefrierbatterien die 1 m starken und 2 m hohen Bodenwände abgefroren, die den gefrorenen Schachtstoß beim Versuch darstellen sollen. Als Bodenarten sind hierzu verwendet diluviale kiesige Sande, Septarienton und, da Grünsand nicht in der nötigen Menge zur Verfügung stand, drittens ein Feinsand, der durch Zusatz von Traß dem im Untergrunde der Hebewerke angetroffenen Grünsand in seiner Kornzusammensetzung ähnlich gestaltet wurde.

Die bisherigen Versuche haben sich in der Hauptsache erstreckt auf die Untersuchung von Beton in einer ausgesuchten und größte Dichtigkeit gewährleistenden Zusammensetzung mit einem Zementgehalt von 400 kg/m³, wie dies im Schachtbau üblich ist. Für den Beton wurden gewöhnliche Zemente, hochwertige Zemente und Tonerdezemente verwendet. Auch das Anbringen von Klebedichtungen verschiedener Art ist bereits untersucht. Der Gedanke, die Versuche in einem der Wirklichkeit entsprechenden Rahmen durchzuführen, hat sich vollkommen bewährt. Um zu zeigen, wie sehr die Größe der Versuchskörper die Wärmetönung und deren Verlauf und damit auch die erzielbaren Festigkeiten beeinflusst, seien hier zwei Schaubilder beigegeben über den Wärmeverlauf in frisch hergestellten Betonkörpern verschiedener Größe. Alle Versuchskörper haben die gleiche

Kornzusammensetzung und enthalten 400 kg Tonerdezement Alumna der Wicking-Werke auf 1 m³ Beton. Die Temperaturmeßstellen liegen bei den Normenwürfeln jeweils in der Mitte, also bei den 20-cm-Würfeln 10 cm von der Oberfläche, bei den 30-cm-Würfeln 15 cm, in der in diesem Falle nur 1 m langen Versuchswand aber in der lotrechten Mittellinie der Wand und 10 cm von der Holzschalung der Vorderseite entfernt. In Abb. 13 ist der Wärmeverlauf in 20- und 30-cm-Würfeln bei verschiedenen Raumtemperaturen dargestellt. Die zu einer Versuchsgruppe gehörenden Kurven haben immer die gleiche Linienzeichnung, die Kurve für den 20-cm-Würfel ist immer die schwächer ausgezogene, außerdem tragen zusammengehörige Kurven noch die gleiche arabische Ziffer.

In Abb. 14 ist der Wärmeverlauf bei einer Raumtemperatur von -5° an den Meßstellen I und III des im Schnitt eingezeichneten, an die Septarientonwand einbetonierten Versuchsblockes, in dem gleichzeitig hergestellten 20-cm-Normenwürfel (IV) und in den 20-cm- und 30-cm-Normenwürfeln der Versuchsgruppe 3 von Abb. 13 dargestellt. Man erkennt deutlich den erheblichen Einfluß der Größe der Versuchskörper auf den Abbindeverlauf. Schon bei -5° Raumtemperatur erhält man den Scheitel der Wärmeverlaufkurve, der normal bei Alumnazement zwischen acht und zehn Stunden-Alder des Betons liegt, bei 20-cm- und 30-cm-Würfeln ganz erheblich früher. Wollte man sich lediglich auf die bei derartigen Normenkörpern zu Beginn des Einfrierens ermittelten Anfangsfestigkeiten stützen, so würde die in ausgedehnten Betonkörpern selbst bei nur 20 cm Stärke vor Beginn des Einfrierens erreichbare Festigkeit viel zu ungünstig beurteilt werden. Bei gewöhnlichen und hochwertigen sonstigen Zementen kommt die Größe des Versuchskörpers noch mehr in Betracht.

Außer für die Betonuntersuchung hat die Versuchsanstalt auch bereits wertvolle Hilfe geleistet bei der Untersuchung der vielfach angewendeten Bleibitumdichtungen in ihrem Verhalten bei niedrigen Temperaturen und bei der Prüfung von Uferschüttsteinen auf Frostbeständigkeit.

Alle Rechte vorbehalten

Die neue Markthalle der Stadt Mosbach (Baden).

Von Stadtbaumeister Steinbach, Mosbach.

Der Verband der Unterbadischen Fleckviehzuchtgenossenschaften und der Gemeinderat entschlossen sich nach eingehenden Untersuchungen, im Frühjahr 1930 in der Zentrale des badischen Odenwaldes eine große Markthalle zu erstellen. Die Stadtverwaltung selbst hat ein wesentliches Interesse an der Erhaltung und Förderung der Märkte, da sie eine Anzahl Fremder nach Mosbach ziehen und dadurch Handel und Gewerbe stark befruchten. In erster Linie soll diese Markthalle den Absatz an Zucht- und Nutzvieh vergrößern. Ferner sollen in der Halle Tiermärkte, Tierausstellungen und ähnliches abgehalten werden. Ebenso kann auch die Halle zu Ausstellungen aller Art, Massenversammlungen usw. Verwendung finden. Durch Abgabe von namhaften Zuschüssen vom Reich und von dem badischen Staat aus dem landwirtschaftlichen Notprogramm konnte die Finanzierung des Neubaus durchgeführt werden. — Die Bauarbeiten wurden im Mai 1930 begonnen, und nach verhältnismäßig kurzer Bauzeit (5 Monate) fand die Einweihung am 11. September 1930 statt.

Auf einem 15 000 m² großen Gelände in der Nähe des Güterbahnhofs ist die neue Markthalle, in der Hauptachse in Nord- und Südrichtung, erstellt. Infolge dieser Stellung der Halle stehen die Tiere bei geöffneten Toren, was bei Märkten immer der Fall ist, nicht in der Hauptwindrichtung, sind also vor Zugluft geschützt. An der Rückseite der Halle befindet sich ein 5400 m² großer Vorführplatz mit anschließender Verladerrampe. Auf zwei erhöhten Standplätzen ist Gelegenheit geboten, 300 Stück Vieh im Freien aufzustellen und den Käufern anzubieten. Zur Vornahme von Prämierungen sind Meßplatten im Vorführplatz eingebaut. Das Tränken der Tiere geschieht an einer im Vorführplatz aufgestellten fließenden Tränkanlage. Der am Hallengrundstück eingebaute Gleisanschluß ermöglicht in kurzer Zeit den Zu- und Abtransport der Tiere bzw. der Ausstellungsgegenstände zu und von der Halle nach der Bahn.

Der Not der Zeit gehorchend, ist der Bau (Abb. 1) in schlichter Form gehalten und wirkt durch seine Einfachheit sehr gediegen und solid.

Der in lichten Farben gehaltene ruhige Baukörper mit seiner klaren, offenen, geraden Zweckbestimmungsform belebt die ganze Umgebung in vorteilhafter Weise. Die äußere Gestaltung der Halle hat sich aus der Zweckmäßigkeit der inneren Einteilung ergeben.

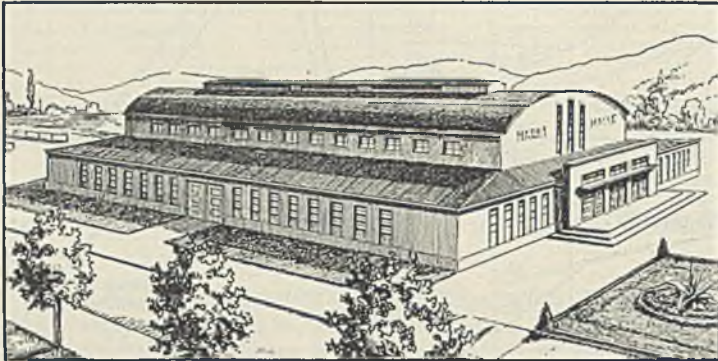
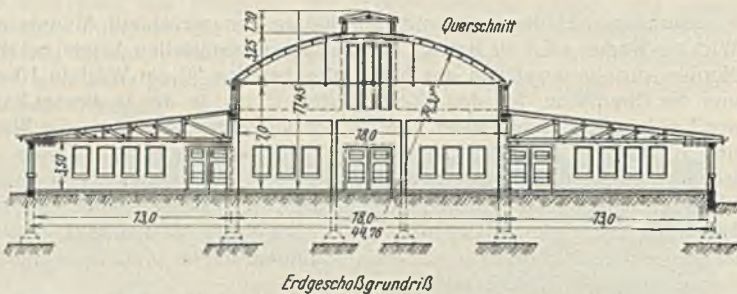


Abb. 1.

Zu ebener Erde des im Freien liegenden Vorführungsplatzes liegt der Hallenboden. Der Haupt- bzw. Personeneingang ist durch Vorziehen der Umfassungswand, breite Freitreppe und das flache Freidach angenehm betont. Die Markthalle ist als dreischiffige Halle ausgebildet, wobei die Haupthalle mit einer Breite von 18 m hochgezogen ist.

Der Hallenneubau hat eine Länge von 49 m und eine Breite von 45 m, bedeckt somit eine Fläche von 2200 m². Abb. 2 gibt den Grundriß, Abb. 3 einen Querschnitt der Halle.



Erdgeschoßgrundriß

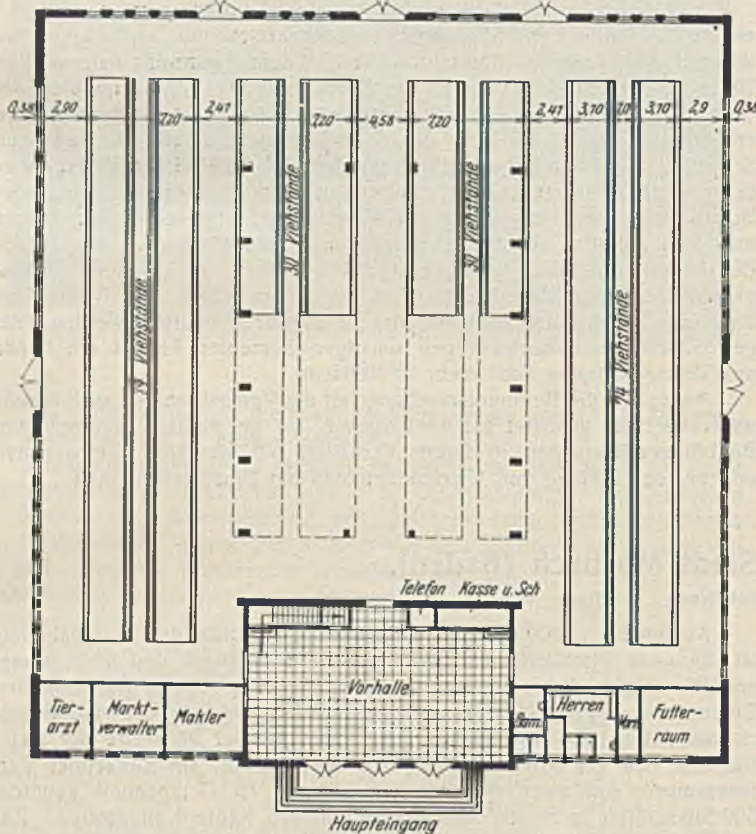


Abb. 2 u. 3.

Bedenkt man, daß bei Veranstaltungen und Versammlungen auf 1 m² 4 bis 5 Personen gerechnet werden können, so ergibt sich, daß in dieser Halle 7600 Personen Platz finden können.

Die um die Haupthalle nach jeder Seite vorgelagerten niederen Vorbauten (Abb. 2) sind mit einer ingenieurmäßig durchgebildeten

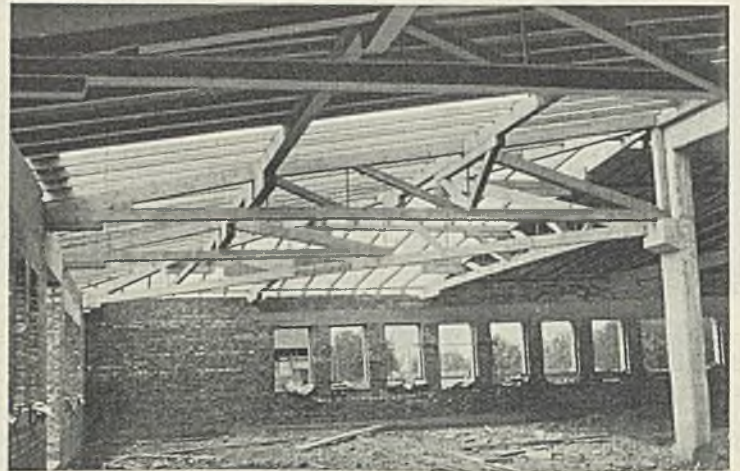


Abb. 4.

flachen Binderkonstruktion überdeckt. Die Breite der Seitenschiffe beträgt 13 m.

Das Haupthallendach ist ein Zollinger-Lamellendach (Abb. 3 u. 5). Infolge dieser Konstruktion war es möglich, die Haupthalle, ohne die Raumwirkung zu beeinträchtigen, niedriger zu halten. Die Schönheit in der Formgebung, die Sachlichkeit und Sparsamkeit der Lamellenkonstruktion dürfte jedermann, ob Fachmann oder Laie, in die Augen springen. Alle Konstruktionsteile (Holzlamellen und Knotenpunktverbindungen) sind in elementarer Weise genormt und wurden durch Maschinenarbeit hergestellt. Das Lamellendach ist so konstruiert, daß die hochprofilige Lamelle mit einer Höhe von 22 cm und einer Breite von 4 cm nur auf Biegung und der Knotenpunktbolzen nur auf Zug beansprucht wird. Die bereits in der Halle abgehaltenen Versammlungen haben bewiesen, daß die entstehenden Rautenfache eine ausgezeichnete Akustik haben, weil die Schallwellen durch diese Gefache vollkommen gebrochen werden und eine Echobildung nicht aufkommen kann. Die Lamellenkonstruktion ist in den Stadtfarben Schwarz-Rot-Gold gestrichen.

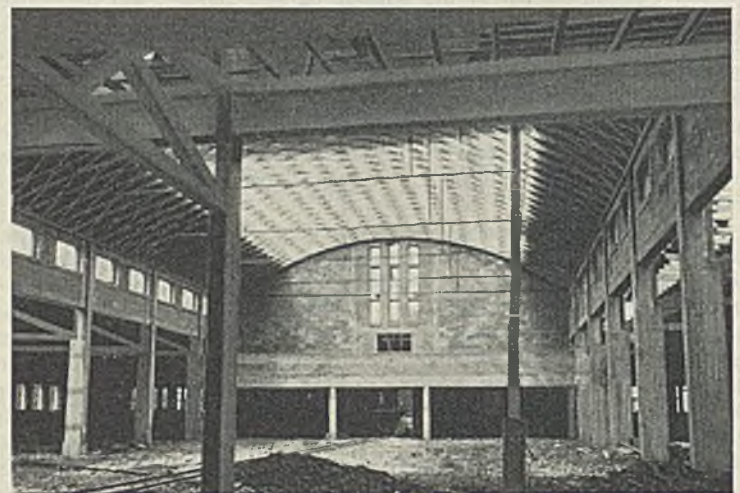


Abb. 5.

Besonders schwierig gestaltete sich, infolge des schlechten Baugrundes und des Wasserandranges, die Gründung der Halle. Die Bohrlocher ergaben, daß der normale Grundwasserstand 80 cm unter Oberkante Gelände ist. Durch Wasseranalysen wurde festgestellt, daß das Wasser keine betonschädlichen Bestandteile enthält. Ein Pumpversuch zeigte, daß der Grundwasserspiegel abgesenkt werden kann, so daß man ohne Bedenken zur Ausführung einer Flachgründung greifen konnte. Aus Sparsamkeitsgründen ging man daher zur Flachgründung über und erstellte die Halle auf 62 Stampfbetonpfählern, die 3,80 m tief geführt sind.

Die Fundamentpfiler der Umfassungs- und Zwischenwände sind durch Eisenbetonholme gefaßt. Der Eisenbetonholm der Umfassungswände bildet zugleich den Sockel und dient zur Aufnahme der 40 cm starken äußeren Backsteinwände der Seitenschiffe. Die hochgezogene Haupthalle ist auf 18 schlanken Eisenbetonstützen, die bis zum Hauptgesims hochgehen, errichtet. In 4,60 m Höhe sind die Stützen zur Aufnahme der Mauerwerklasten von den Umfassungswänden durch Holme gefaßt. Die Feldausmauerung der Haupthalle ist mit Bimshohlblocksteinen vorgenommen. Die Fensterleibungen der Seitenschiffe sind, damit im Innern der Halle glatte Wandungen entstehen, außen angeordnet und bis auf

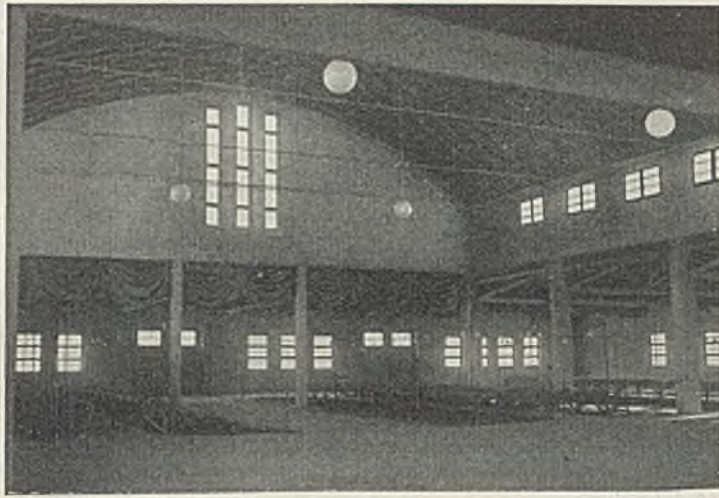


Abb. 6.

Sockelhöhe heruntergeführt. Die Dachhaut besteht aus einer Nut- und Federschulung und einer zweilagigen Ruberoidpappe. Der Eisenbetonholm der Umfassungswände bildet zugleich den Sockel.

Betrifft man durch den Haupteingang die Vorhalle, so zeigt sich diese unter Verwendung von einfachen Baustoffen als vornehmer Raum mit linear eingeteilter ungestrichener Celotexdecke. An der Längsseite der Vorhalle liegen die Kassenträume, Telephonzellen, Schalt- und Geräteraum und der Aufgang zur 200 m² großen Empore.

Einerseits der Vorhalle liegt der einfache, aber behagliche Maklerraum mit anschließendem Raum für die Marktverwaltung und der Büroraum für die Tierärzte. Andererseits liegen die Aborträume, die hygienisch einwandfrei sind und einen sauberen Eindruck machen. Anschließend, zugänglich von dem rechten Seitenschiff, liegt der Futter- und Kleingeräterraum. Bei größeren Märkten dient die nach drei Seiten abgeschlossene helle Empore als Erfrischungsraum, die leicht von dem über den Kassenträumen liegenden Büfettaum geräuschlos bedient und gut übersehen werden kann. Im Innern der Markthalle (Abb. 6) sind für Marktzwecke fünf 4 m breite Beschaugänge und in acht Reihen 208 erhöhte Standplätze für Tiere, mit breiten Futtergängen. Der ganze Betrieb in der Halle und der im vorderen Teile der Haupthalle liegende Vorführungsplatz mit Ring von 350 m² Fläche ist durchweg gut übersehbar. Im Bedarfsfall können auf dem Vorführungsplatz in der Halle weitere 60 Tiere aufgestellt werden.

Die Stallgassen sind mit den nötigen Abflurrinnen und ordnungsmäßiger Kanalisation versehen. Da hier noch keine Zentralkläranlage vorhanden ist, werden die Fäkalabwässer des Markthallenneubaues durch zwei Frischwasserkläranlagen System „Klein-Emscher-Brunnen“ geklärt und die Abwässer dem Vorfluter zugeführt. Die Viehstände sind mit Backsteinpflaster belegt und die Kanten als Rollschicht mit Klinkern gemauert. Die Trogkonstruktion besteht aus einem 3 m langen Holztrug aus T- und C-Eisen und einer Aufhängevorrichtung für die Nummernschilder. In kurzer Zeit können die Stände entfernt werden, so daß die geräumige Halle für andere Zwecke, wie bereits erwähnt, verwendbar ist. Die eisernen Trogständer werden vom Futtergang aus mittels eines eisernen Keils in einem einbetonierten Eisenstiefel befestigt. Die Tiere sind jeweils doppelt an den Trogständern kurz angekettet, so daß ein Losreißen nicht möglich ist. Der auf der Haupthalle aufgesetzte Dachreiter entlüftet die Halle in vorzüglicher Weise.

Fünf doppelflüglige Tore dienen als Ein- bzw. Ausgänge. Die ganze Anlage ist ausreichend mit einer Feuerlöschscheinrichtung ausgestattet. Sämtliche Räume sind mit elektrischen Kugellampen versehen und werden von einer Zentralschaltanlage bedient. Die Büro- und Nebenräume werden elektrisch geheizt.

Am Auftrieb befindet sich ein Kassengebäude. Die Einfriedigung der Anlage besteht aus Eisenbetonpfeilern mit Rohren.

Um ein vollständiges Bild zu geben, seien noch die Baukosten erwähnt.

A. Kosten für die immobile Anlage (eigentliche Baukosten).

Erdarbeiten (Fundamente, Baugruben mit Wasserhaltung)	3 100 RM	=	2,2 %
Kanalisations- und Entwässerungsarbeiten samt den notwendigen Erdarbeiten	4 800 „	=	3,5 %
Maurer- und Stampfbetonarbeiten	18 000 „	=	12,9 %
Kunststeinarbeiten (Fensterbänke, Abdeckplatten, Treppen)	1 600 RM	=	1,2 %
Eisenbetonarbeiten samt Eisenbetontreppe und Empore	25 200 „	=	18,2 %
Zimmerarbeiten einschl. Dachschalung	24 500 „	=	17,6 %
Schmiedearbeiten	400 „	=	0,3 %
Dachdeckerarbeiten	5 600 „	=	4,0 %
Blechenerarbeiten	3 600 „	=	2,6 %
Gipserarbeiten	7 400 „	=	5,3 %
Schlosserarbeiten	3 100 „	=	2,2 %
Bodenherstellung	13 000 „	=	9,3 %
Glaserarbeiten	3 400 „	=	2,4 %
Schreinerarbeiten	4 300 „	=	3,1 %
Malerarbeiten	5 900 „	=	4,2 %
Heizungsanlage	500 „	=	0,4 %
Sanitäre Anlagen (Klosett- und Urinal-Anlage)	1 000 „	=	0,7 %
Wasserinstallationsarbeiten mit Hauptanschlüssen	800 „	=	0,6 %
Elektrische Installation	1 800 „	=	1,3 %
Innere Einrichtung	10 400 „	=	7,5 %
Sonstiges	700 „	=	0,5 %
Gesamtkosten A.	139 100 RM	=	100,0 %

Es treffen hiernach auf den Rohbau 67,8 %
auf den inneren und äußeren Ausbau 32,2 %

B. Kosten für die Platzherstellung.

Erdarbeiten, Auffüllung des Platzes, Entwässerung, Gehwege, Bekiesung, Walzarbeit, Platzbeleuchtung, Rampenanlage, Einfriedigung	25 200 RM
Gesamtkosten B.	25 200 RM

Summe A. Eigentliche Baukosten	=	139 100 RM
Summe B. Platzherstellung	=	25 200 „
Für Entwurfbearbeitung, Bauleitung und Bauausführung	=	4 500 „
Insgesamt	=	168 800 RM.

Errechneter Durchschnittspreis für 1 m³ umbauten Raumes von O.K. Fußboden bis O.K. Hauptgesims einschl. Entwurfbearbeitung, Bauleitung und Bauausführung (ohne Inneneinrichtung, Platzherstellung, Geländeauffüllung usw.)

$$\frac{133\ 200}{9\ 562} = 14\ \text{RM.}$$

Durchschnittspreis für 1 m³ umbauten Raumes mit Inneneinrichtung, einschl. Entwurfbearbeitung, Bauleitung und Bauausführung, jedoch ohne Kosten für Platzherstellung, Geländeauffüllung usw.

$$\frac{143\ 600}{9\ 562} = 15\ \text{RM.}$$

Seit Mitte September 1930 ist die neue Markthalle in Betrieb genommen. Bei Abhaltung der verschiedenen Märkte und einer großen Massenversammlung hat sie nach Ausspruch mehrerer Fachleute und Teilnehmer bewiesen, daß das im Bauprogramm Verlangte ganz erfüllt ist.



Alle Rechte vorbehalten.

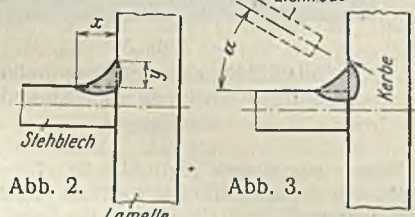
Neuer Blechträger.

Von Oberingenieur Rudolf Ulbricht, Düsseldorf-Benrath.

Geschweißte Blechträger wurden bisher aus Stehblechen und Lamellen zusammengesetzt. Hierbei zeigte es sich, daß beim Schweißen Verformungen auftreten. Die Kopfplatten verziehen sich in der in Abb. 1 gezeigten Form, und bei unsymmetrischen Quer-

schnitten tritt auch eine Verbiegung der Längsachse auf, wenn der Träger nicht eine größere Höhe hat. Außerdem kann man auch Verwindungen des Trägers feststellen. Da die Träger fast ausschließlich flach liegend, wie Abb. 2 zeigt, geschweißt werden, ergibt sich ein weiterer Übelstand. Das Schweißnahtmaß „x“ wird größer als das Maß „y“ und die Einbrände im Stehblech und der Lamelle fallen verschieden aus. Will nun der Schweißer durch Neigen der Elektroden einen größeren Einbrand in der Lamelle erzielen, so entsteht meist eine Naht, wie sie Abb. 3 zeigt, wobei über der Naht eine Kerbe entsteht, die nicht vorteilhaft ist.

Die vorgenannten unliebsamen Erscheinungen lassen sich durch das neue Trägersystem des Verfassers vermeiden (Abb. 4). An Stelle von



Kopfflamellen verwendet man fertig gewalzte halbe I-Eisen (Normalprofile oder Breitflanschträger), zwischen die man das Stehblech von beliebiger Höhe einbaut. Die Längsnähte lassen sich jetzt leicht und gut von Hand oder maschinell schweißen. Der Zusammenbau wird viel einfacher, da nur wenige Spanngeräte in Frage kommen. Die Aussteifungen lassen sich gleich gut anbringen. Die äußere Form der Träger kann man ohne weiteres den vorhandenen Momentenflächen anpassen. Einige Beispiele zeigen Abb. 5a bis d. Auch als genietetes Träger ist die neue Bauart gut zu verwenden. An Stelle der Schweißnähte wird man dann ein- oder zweiseitig je nach Größe der auftretenden Scherkraft Laschen vorsehen, die zweckmäßig an den Aussteifungen unterbrochen werden, um besondere Futter unter diesen zu

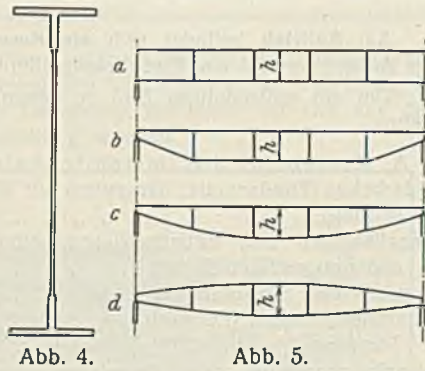


Abb. 4.

Abb. 5.

sparen. — Beim geschweißten Träger verringern sich die Kosten für den Zusammenbau und das Schweißen, vor allem aber fallen die unliebsamen Verwerfungen durch Schrumpfen fast ganz fort.

Wenn das gleiche System, wie oben beschrieben, genietet wird, verringert sich die Arbeit für das Anzeichnen und Bohren gegenüber einer genieteten Ausführung mit Stehblechen und Gurtwinkeln.

Vergleicht man die Gewichte von Blechträgern in der bisher üblichen genieteten Ausführung (Stehblech und Gurtwinkel) und der neuen geschweißten Ausführung, so zeigen sich z. B. beim Parallelträger folgende Gewichtsersparnisse:

- 10 m Stützweite, $h = 850$ mm, Last 40 t + Eigengewicht, $M = \text{rd. } 52$ tm; Ersparnis 17,5 %.
- 15 m Stützweite, $h = 1200$ mm, Last 40 t + Eigengewicht, $M = \text{rd. } 80$ tm; Ersparnis 21,5 %.
- 20 m Stützweite, $h = 1300$ mm, Last 40 t + Eigengewicht, $M = \text{rd. } 110$ tm; Ersparnis 22 %.

Hier sind bei den genieteten Trägern die Stehbleche mit Rücksicht auf die Nietteilung 10 mm stark gewählt, während bei den geschweißten Trägern auch mit Rücksicht auf das Schweißen 8 mm starke Bleche genügen.

Vermischtes.

Pfeilergründung für eine Überführung über den Hackensack-Fluß zwischen Jersey und Kearny, N. J.
 In Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, Nr. 10, vom 4. September, S. 366, wird über eine neuartige Stahlrohrbrunnengründung berichtet, die bei der Herstellung von acht Pfeilern der Westrampe einer Überführung über den Hackensack-Fluß angewendet wurde. Sechs dieser Brückenpfeiler stehen auf je acht Stahlrohrbrunnen von 1,22 m Durchm. und zwei auf je zehn ebensolchen Brunnen von 1,32 m Durchm. Das nachstehend erläuterte Gründungsverfahren ist dem Präsidenten der „Calsson Construction Company of America“, Charles L. Poweil, Chicago und New York, als Erfinder gesetzlich geschützt. Die Ausführung der Westrampe hat James F. Armstrong unter Senior & Palmer, Inc., New York, als Vertragsschließender.

In Abb. 1 ist einer der auf acht Brunnen stehenden Brückenpfeiler in Grund- und Aufriß dargestellt. Die größte Druckspannung im Beton der Brunnen ist etwa 23 kg/cm². Die Bewehrung besteht aus lotrechten Eisen von 25,4 mm Durchm. und Querstäben von 13 mm Durchm. Die Brunnen haben eine Höhe von etwa 24 m und übertragen unter ihrem verbreiterten Fuß eine Bodenpressung von 6,7 kg/cm².

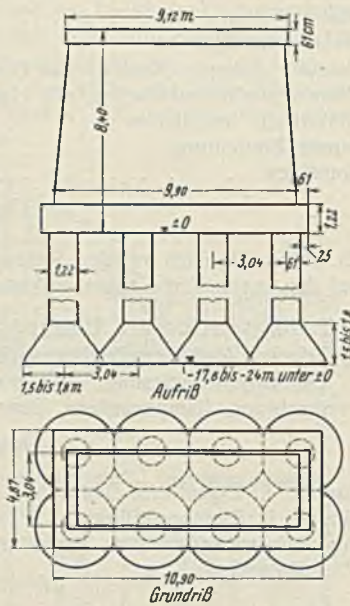


Abb. 1. Maßskizze der Pfeiler auf 8 Brunnen.

senken des Stahlmantels (Abb. 2); c) das Ausbaggern des schlammigen Inhaltes der Bohrlöcher mittels eines Brunnenbaggers; d) das Ansetzen der Vorrichtungen für die Arbeiten unter Druckluft (Abb. 4) und Ausheben des Bodens für den verbreiterten Fuß; e) das Betonieren und Einbringen der Bewehrung unter Druckluft (Abb. 5); f) das Verbinden der Stützenköpfe durch eine gemeinsame Grundplatte für den oberen Teil des Pfeilers.

Mittels des in Abb. 3 dargestellten Bohrers wurden die Löcher um etwa 2,5 cm weiter gebohrt, als der Rohrdurchmesser erforderte. Der Antrieb geschah durch eine 20 t schwere, mit einem Gasmotor von 140 PS ausgerüstete Bohrmaschine. Als Drehgestänge bzw. Spülrohr dienten Stahlrohre von 3,65 m Einzellängen und 25 cm Durchm., die durch Flanschverbindungen zusammengeschlossen wurden. Während des Bohr- und Spülvorganges füllte sich der Brunnen mit Bohrschlamm, dessen Konsistenz durch die Wasserzufuhr geregelt wurde. Das übergelaufene Schmutzwasser wurde durch Absetzen gereinigt und wieder verwendet. Nachdem die erforderliche Lochtiefe erreicht war, wurde der Bohrer hochgezogen und der Stahlmantel in das mit Bohrschlamm gefüllte Loch

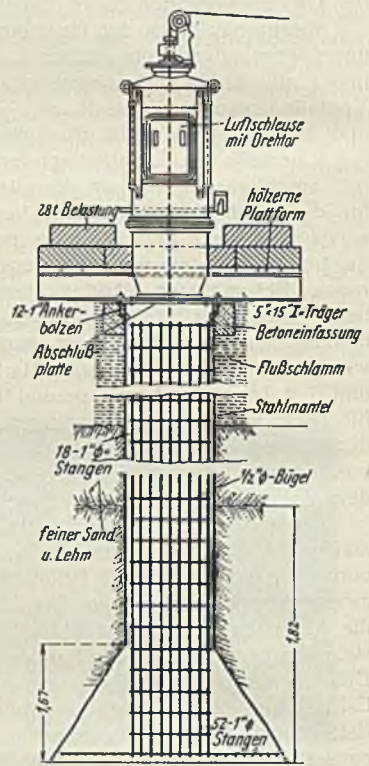


Abb. 4. Brunnenausbildung und Luftschleuse.

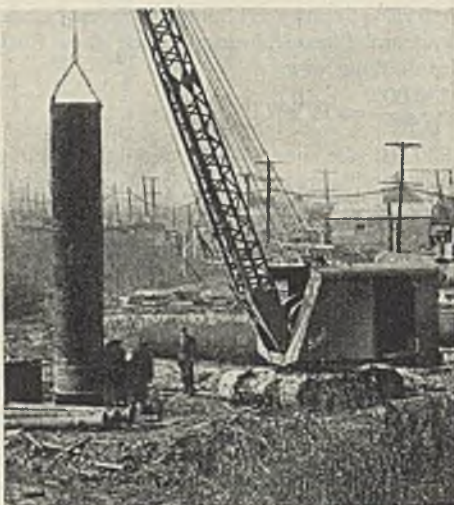


Abb. 2. Absenken des Stahlmantels in das ausgebohrte Loch.

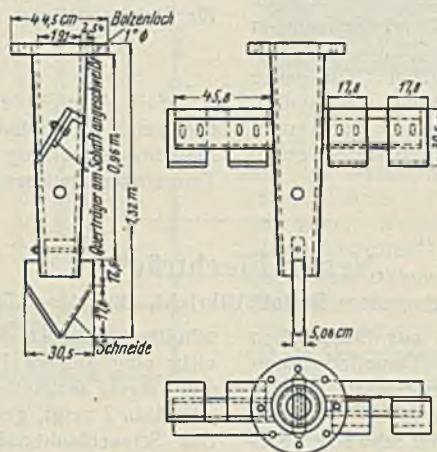


Abb. 3. Einzelheiten des Bohrers.



Abb. 5. Schaubilder einer Pfeilergründung. Links die Vorrichtung zum Einschleusen des Betons.

Die Herstellung der Brunnen oder Tragstützen umfaßte folgende Arbeitsvorgänge: a) Das Ausbohren des Loches zum Einsenken des Stahlmantels mittels des in Abb. 3 dargestellten Bohrers; b) das Ab-

mittels eines fahrbaren Kranes eingelassen (vgl. Abb. 2). Ein Einstürzen der Lochwände war wegen der Schlammfüllung nicht zu befürchten und wurde auch während wochenlangen Offenstehens eines der Bohrlöcher nicht

beobachtet. Das Ausbohren erforderte durchschnittlich etwa 9 Arbeitsstunden für zwei Löcher.

Der aus einzelnen Rohrschüssen von 6,7 m Länge zusammengesetzte Stahlmantel konnte teils lediglich durch das Eigengewicht, teils durch eine geringe zusätzliche Kopfbelastung eingesenkt werden. Bei den Arbeiten unter Druckluft (1,6 at Überdruck, erzeugt durch drei Dieselmotorkompressoren) für das Ausheben des unteren Bodens mittels Druckluftwerkzeuge und für das Betonieren, wobei sich zwei Arbeiter in der Druckkammer befanden, war eine besondere Sicherung des Stahlmantels gegen Auftrieb erforderlich. Das ausgehobene Gut bestand oben aus einzelnen Schichten von Flußschlamm, feinem Sand und Lehm bzw. unten aus sandigem Lehm und Steingeröll. Versuche, ohne Druckluft auszukommen, unter Anwendung einer Betoneinspritzung um den Stahlmantel herum, blieben erfolglos, da die Rohre dem äußeren Druck nicht standhielten. Der obere Teil der Brunnen bis zu 7,5 m unter Tage konnte ohne Druckluft betoniert werden. Zs.

Neue Spundwandisen Bauart Krupp. Die Fried. Krupp AG. Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen (Niederrhein) stellt, wie wir einem Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Rüdth entnehmen, seit einiger Zeit neue Spundwandisen her. Die Bohlen (Abb. 1) haben ein Z-artiges Profil, dabei steht der Steg senkrecht zu den Flanschen, und die Bohlen werden durch besondere Schloßisen (Klemmen) miteinander verbunden.



Abb. 1.

Form und Zusammensetzung der Spundwandisen Bauart Krupp.

Die Schloßverbindungen sind so ausgebildet, daß sie über die Außenflächen der Bohlen nicht vorstehen, wodurch die Führung beim Rammen erleichtert wird. Ferner haben die Schloßverbindungen hinreichend Spielraum, um beim Rammen etwaige Ausweichungen der Bohlen aus der Wandfläche durch entsprechende Stellung der nächsten Bohlen ausgleichen zu können. Auch leichte Krümmungen im Grundriß von Spundwänden können hierdurch ausgeführt werden. Die beiderseits eines jeden Schlosses vorhandenen U-förmig angeordneten Berührungflächen der Führung erhöhen den Wasserdichtigkeitsgrad der Schloßverbindung.

Tafel 1.
Profilwerte der Spundwandisen K_I bis K_{VI} .

Profil	Höhe h mm	Breite b mm	Flanschdicke t mm	Stegdick- dicke d mm	W für Einzel- bohle cm ³	G für Einzel- bohle kg/m	W für 1 m Wand cm ³	G für 1 m ² Wand kg/m ²
K_I	160	400	8,5	6	303	40,90	755	102
K_{II}	200	400	9,5	7	433	46,80	1080	117
K_{III}	240	400	11	8	662	61,70	1660	154
K_{IV}	280	400	16	10	1005	80,40	2510	202
K_V	320	360	20	12	1290	95,30	3590	265
K_{VI}	360	320	23	14	1560	107,40	4870	336

Die Werte für W und G enthalten die Anteile für die Klemmen.

Tafel 2.

Profil	Für Spundwandisen Krupp				Für I-Profile	
	J /Bohle cm ⁴	S /Bohle cm ³	J S	Steg mm	NP	Steg mm
K_I	2425	165	14,8	6	16	6,3
K_{II}	4330	240	18,0	7	20	7,5
K_{III}	8040	380	21,0	8	24	8,7
K_{IV}	14070	585	24,0	10	28	10,1
K_V	20640	755	27,5	12	32	11,5
K_{VI}	28075	890	31,5	14	36	13,0

einschließlich Anteile für Klemmen nach DIN 1025

Die neuen Spundwandisen werden zunächst in sechs Hauptprofilen hergestellt (K_I bis K_{VI}). Tafel 1 enthält die Hauptabmessungen, Widerstandsmomente und Gewichte für die einzelnen Bohlenprofile einschl. des Anteils für Klemmen (Schloßverbindungen) sowie die Widerstandsmomente für 1 m Spundwand im Grundriß und die Gewichte für 1 m² Wand.

Tafel 2 enthält für jedes Bohlenprofil einschl. des Anteils für Klemmen das Trägheitsmoment J , das statische Moment S der halben Querschnittsfläche, jeweils bezogen auf die Wandachse, sowie das Verhältnis $J:S$ und die Stegdicken. Letztere stehen hiernach in einem passenden Verhältnis zu den Werten $J:S$, die für die Schubbeanspruchung in den Stegen maß-

Tafel 3.

Profil	Hohe h mm	Breite b mm	Flanschdicke t mm	Stegdick- dicke d mm	G für Einzel- bohle kg/m	W für 1 m Wand cm ³	G für 1 m ² Wand kg/m ²	$\frac{W}{G}$ = Güte- verh.
A) Krupp (einschließlich Klemmen).								
I	160	400	8,5	6	40,90	755	102	7,40
II	200	400	9,5	7	46,80	1080	117	9,23
III	240	400	11,0	8	61,70	1660	154	10,78
IV	280	400	16,0	10	80,40	2510	202	12,42
V	320	360	20,0	12	95,30	3590	265	13,55
VI	360	320	23,0	14	107,40	4870	336	14,50
B) Hoesch (entnommen aus „Spundwandisen Bauart Hoesch“, Ausg. 1929).								
I	150	400	7,0	7	35,60	600	89	6,74
II	185	400	8,5	7	47,20	1000	118	8,50
III	228	400	10,0	8	56,8	1400	142	9,85
IV	265	400	12,0	9	70,0	2100	175	12,00
C) Larssen [Dortmunder Union] (entnommen aus „Spundwandisen Larssen“, Ausg. 1930).								
I	150	400	8,0	7	38,0	500	96	5,21
II	200	400	10,5	9	49,0	849	122	6,96
III	247	400	14,5	9	62,0	1363	155	8,79
IV	310	400	15,5	11	75,0	2037	187	10,88
V	344	420	22,0	12	100,0	2962	238	12,45
VI	440	420	22,0	14	123,0	4170	293	14,25

gebend sind. Die Stegdicken der Spundwandprofile passen sich auch gut den Stegstärken von I-Eisen an, wie die vergleichende Gegenüberstellung in Tafel 2 zeigt.

Tafel 3 zeigt eine Gegenüberstellung der Querschnittswerte für andere bekannte Spundwandisen. Hierbei sind für die Larssen-Eisen nur die Hauptprofile I bis VI angeführt. Die Vergleichstafel enthält neben den Querschnittsabmessungen, den Widerstandsmomenten und Gewichten in der Spalte auch die Güteverhältnisse, d. h. das jeweilige Verhältnis des Widerstandsmomentes zum Gewicht, das einen Maßstab gibt für die wirtschaftliche Auswertung der einzelnen Profile hinsichtlich der Widerstandsfähigkeit gegen Biegung, die für die Beurteilung der Standfestigkeit von Spundwänden vor allem in Frage kommt.

Die Klemmen für die Schloßverbindungen sind für die Profile K_I und K_{II} querschnittsgleich mit einem Gewichte von 6,3 kg/m. Die Profile K_{III} und K_{IV} haben ebenfalls gleiche Schloßverbindungen, und zwar mit einem

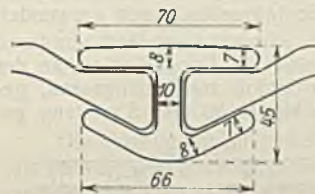


Abb. 2. Schloßverbindung für Profil K_{III} und K_{IV} der Spundwand Bauart Krupp.

Klemmengewicht von 10,7 kg/m, während bei Profil K_V und K_{VI} das Gewicht der Klemme 12,2 kg/m beträgt. Abb. 2 zeigt die genauere Form der Schloßverbindung für die Profile K_{III} und K_{IV} mit den Abmessungen der Klemme. Die Klemmen werden auf Wunsch entweder lose oder in fester Verbindung mit den Spundwänden geliefert, Doppelbohlen mit festen Zwischenschloßverbindungen. Hierdurch kann besonderen Wünschen hinsichtlich Art und Weise der Einrammung entsprochen werden.

Die Friedrich-Alfred-Hütte stellt die Klemmen für die Schloßverbindungen aus zwei Stahlsorten her: als Normalschloß aus Stahl von 40 bis 50 kg/mm² Zugfestigkeit und als hartes Schloß aus Stahl von 50 bis 60 kg/mm² Zugfestigkeit. Hierdurch lassen sich die Schloßverbindungen schwierigen Raumverhältnissen anpassen; die Führung beim Rammen und der Zusammenhang der Spundwände lassen sich weitgehend sichern.

Zur Feststellung der Zugkräfte, die die Schloßverbindungen in der Richtung senkrecht zu den Bohlenachsen, also in der Längsrichtung der Spundwände im Grundriß aufnehmen können, wurden Belastungsversuche der Schloßverbindungen auf Zug für 100 mm Schloßlänge im Zusammenhang mit Festigkeitsprüfungen des Klemmenmaterials durchgeführt. Die Ergebnisse von zwei Versuchsreihen für die Schloßverbindungen der Spundwandprofile K_{III} und K_{IV} sind nachstehend kurz wiedergegeben.

I. Festigkeitsprüfung des Klemmenmaterials:

a) für hartes Schloß:

Probe	Streckgrenze kg/mm ²	Festigkeit kg/mm ²	Dehnung %	Einschnürung %	Länge mm
1.	35,5	59,5	20,0	54,2	150
2.	35,8	58,3	22,3	55,4	130
3.	33,7	58,2	22,7	56,0	150

b) für normales Schloß:

4.	29,9	43,0	24,0	63,5	150
5.	34,8	47,1	22,1	66,3	120
6.	29,5	42,8	29,3	65,5	140

II. Belastungsversuche
der Schloßverbindung bei je 100 mm Länge:

- a) Hartes Schloß mit Material der Zerreißproben 1 bis 3:
 1. Versuch: Das Schloß öffnete sich bei 6200 kg.
 2. Versuch: Das Schloß öffnete sich bei 7500 kg.
- b) Weiches Schloß mit Material der Zerreißproben 4 bis 6:
 3. Versuch: Das Schloß öffnete sich bei 4800 kg.
 4. Versuch: Das Schloß öffnete sich bei 5100 kg.

Die mittleren Zugfestigkeiten der Schloßverbindungen betragen also:
d. h. die Zugfestigkeit des harten Schlosses war im Mittel um etwa 38 % höher als bei dem weichen Schloß gleicher Abmessungen.

	für 100 mm Länge kg	für 1,00 m Länge t
für hartes Schloß	6850	68,5
für weiches Schloß	4950	49,5

Mit Hilfe von Durchbiegungsversuchen wurden die Unterschiede zwischen losen und festen Schloßverbindungen untersucht. Bei der losen Verbindung waren 4 Bohlen K_{III} und 4 Schlösser lose ineinander geschoben und die Fugen mit Sand ausgefüllt, während bei der festen Verbindung 4 Bohlen K_{III} und 4 Schlösser einseitig miteinander verschweißt waren. Die Verschweißungen bestanden aus Schweißstellen von 3 cm Länge in jeweiligen Abständen von 15 cm. Zur Vermeidung seitlicher Ausweichungen waren die Bohlen in Abständen von etwa 1 m waagrecht miteinander verspannt. Die Belastungen wurden in einzelnen Stufen von 125 kg/m aufgebracht, d. h. $P = 125 \cdot 8 = 1000$ kg.

Bei 5 Laststufen wurden folgende durchschnittliche Zunahmen der Durchbiegung festgestellt:

bei Wand mit losen Schloßverbindungen 1,1 mm,
bei Wand mit festen Schloßverbindungen 1,05 mm,
denen rechnerungsmäßige Durchbiegungen von 1,17 mm bzw. 0,97 mm gegenüberstehen.

Ferner wurden Belastungsversuche durchgeführt, wobei die Wandteile durch eine Auflast von rd. 40,4 t belastet wurden. Die hierbei aufgetretenen tatsächlichen (gemessenen) und rechnerisch ermittelten Durchbiegungen waren:

Schloß- verbindung	Durchbiegung	
	gemessen mm	rechnerisch mm
lose . . .	42	47
fest . . .	35,5	39

Nach Entlastung sind die Durchbiegungen sowohl bei loser als auch bei fester Schloßverbindung wieder vollkommen zurückgegangen.

Praktische Rammversuche wurden auf dem Gelände der Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen durchgeführt. Es wurden eine Spundwand und eine rechteckige Baugrubeneinfassung gerammt. Zu beiden Rammversuchen wurde das Profil K_{III} und lose Schloßverbindungen verwendet. Ein Teil der Spundwand wurde nachträglich einseitig freigelegt, um deren Beschaffenheit festzustellen. Die Bohlen sind als Doppelbohlen, an der Baustelle jeweils aus 2 Bohlen und einem Schloß zusammengesetzt, gerammt worden. Die Bohlen wurden verschieden (6 bis 15 m) lang ge-

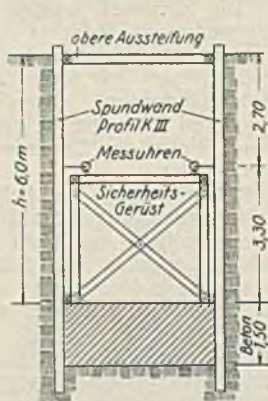


Abb. 3. Messungen während des Ausbaues der Innenversteifung.

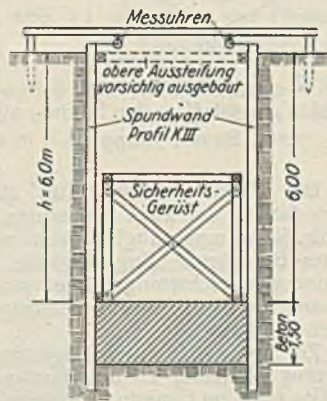


Abb. 4. Messungen während des Ausbaues der oberen Aussteifung.

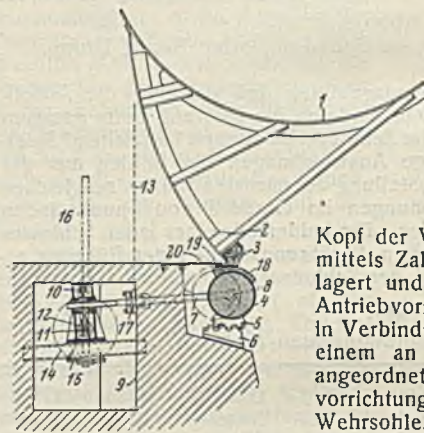
wählt, um möglichst vielseitige Beobachtungen betr. Rammzeiten, Rammwiderstände und dgl. anstellen zu können. Die durchschnittlich erzielten Rammzeiten sind als recht günstig zu bezeichnen und beweisen eine wirtschaftliche Rammfähigkeit der Spundwände. Das Rammen geschah zum Teil mit einem freihängenden Hammer, zum Teil mit einer Dampfmaschine, deren Bärgewicht 1500 kg betrug. Die durchrammten Schichten bestanden im oberen Teil aus feinerem und im unteren Teil aus größerem Sand- und Kiesmaterial.

Die mit Spundwandprofil K_{III} umschlossene rechteckige Baugrube hatte eine lichte Breite von 3,6 m und eine lichte Länge von 6,8 m. Die Länge der Bohlen betrug 8,3 m. Nach dem Rammen der Spundwand wurde die Baugrube auf eine Tiefe von 7,50 m unter Gelände bei entsprechender Aussteifung ausgeschachtet und dann eine Betonsole von 1,5 m Stärke eingebracht, so daß die freie Länge der unten eingespannten

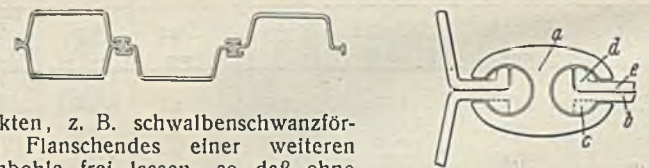
Bohlen 6 m betrug. Die obere Aussteifung wurde so eingebaut, daß unabhängig hiervon die innere Aussteifung herausgenommen und hierbei die seitlichen Ausweichungen der Spundwand gemessen werden konnten. Die Messungen während der Beseitigung der Innenaussteifung wurden nach Abb. 3 in einer Höhe von 3,3 m über Betonsole durchgeführt, d. h. an der Stelle, wo bei unterer Einspannung und oberer Abstützung rechnerungsmäßig die größten Ausbiegungen auftreten. Die gemessenen Ausweichungen betragen im Durchschnitt 1 mm und deckten sich mit dem rechnerungsmäßigen Werte, der sich für einen Erddruck bei $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, Böschungswinkel = 45° für untere Einspannung und obere Abstützung ergab. Nach Durchführung dieser Messungen wurde auch die obere Aussteifung entfernt und nach Abb. 4 die Ausbiegungen der freien Spundwänden festgestellt. Die obere Ausbiegung war in der Mitte der Längsseiten 15 bzw. 16 mm, während für die oben genannten Erddruckannahmen rechnerungsmäßig die freie Ausbiegung etwa 14 mm beträgt. Da der rechnerische Vergleich auf der Grundlage sehr günstiger Erddruckannahmen geführt ist, so darf das Ergebnis der an der Baugrubeneinfassung durchgeführten Messungen als sehr günstig bezeichnet werden. Die losen Schloßverbindungen haben bei diesem Versuch in vollem Maße statisch mitgewirkt.

Patentschau.

Sohlendichtung für einen in der Staulage absenkbaren Wehrkörper. (Kl. 84a, Nr. 511 935 vom 14. 12. 1928 von Fried. Krupp Grusonwerk AG. in Magdeburg-Buckau.) Der Wehrkörper liegt in der Staulage auf dem Dichtungskörper auf, so daß der Dichtungsdruck durch das Gewicht des Wehrkörpers bestimmt wird und die Dichtung unabhängig von der Stauhöhe des Oberwassers ist. Erreicht wird dies dadurch, daß der verschiebbare Dichtungskörper mit seiner gegen die Unterkante des Wehrkörpers abdichtenden Oberkante in Höhe der Wehrsole liegt. Die Walze 1 ruht mit dem an einem schnabelförmigen Ansatz 2 befestigten starren Balken 3 auf einem mit Zement usw. gefüllten Rohr 4, das den Kopf der Wehrsole bildet. Das Rohr ist mittels Zahnbogen 5 auf Zahnstangen 6 gelagert und steht durch Lenker 7 mit einer Antrievvorrichtung 10 bis 12 und 14 bis 16 in Verbindung. Die Lenker 7 greifen je an einem an jeder Stirnseite des Rohres 4 angeordneten Zapfen 8 an, und die Antrievvorrichtung liegt in einem Kanal unter der Wehrsole. Das eine Ende jedes Lenkers 7 ist mit Gewinde in der Nabe eines Schneckenrades 10 gelagert, das seinen Antrieb durch eine auf einer Welle 11 sitzende Schnecke 12 erhält. Die Welle 11 ragt in einen Einsteigschacht 13 hinein und wird durch ein Kegelradpaar 14, 15 und eine senkrechte Welle 16 von oben angetrieben. Stopfbüchsen 17 dichten die Durchgangsöffnungen für die Lenker 7 gegen Wasser. Auf dem Rohr 4 ist eine Auflageplatte 18 angeordnet, deren Dicke nach dem Oberwasser hin zunimmt und die unter eine an der Wehrsole gelagerte Schleifdichtung 19, 20 greift.



Eiserne Spundwand aus Rinnenbohlen. (Kl. 84c, Nr. 511 301 vom 23. 8. 1927 von Karl Nolte in Dortmund.) Um aus Rinnenbohlen entweder Kastenwände, Wellenspundwände oder auch gemischte Wände herzustellen, werden die Flanschenden der Rinnenbohlen so gestaltet, daß sie in den Aussparungen von verbindenden Riegeleisen beiderseitig der Wandmittelebene eine Anlage finden, jedoch einen Hohlraum zur Aufnahme eines



verdickten, z. B. schwalbenschwanzförmigen Flanschendes einer weiteren Rinnenbohle frei lassen, so daß ohne weiteres die Möglichkeit einer Verstärkung ohne Änderung der Wandteilung vorhanden ist. Zwischen den Rinnenbohlen und der Riegelstange a besteht eine Art Wulst- und Klauenverschluß. Das Anschlußende der Bohle b ist wulstförmig und liegt an beiden Seiten der Klauenenden des Stückes a an. An einer Seite ist die Klaue jedoch so gestaltet, daß ein Hohlraum zur Aufnahme eines verdickten Endes d einer zweiten Rinnenbohle e frei bleibt. Die Flanschenden des ersten Satzes vom Rinnenbohlen sind \perp -förmig, während die Flanschenden des verstärkenden Satzes L -förmig sind.

INHALT: Die Umbauten am Bahnhof Jannowitzbrücke in Berlin. — Die Kälteversuchsanstalt des Neubauamtes Kanalabstieg (Mittellandkanal). — Die neue Markthalle der Stadt Mosbach (Baden). — Neuer Blechträger. — Vermischtes: Pflegergründung für eine Überführung über den Hackensack-Fluß zwischen Jersey und Kearny, N. J. — Neue Spundwandeln Bauart Krupp. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.