

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 3. August 1934

Heft 33

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Untergrundbahn Moskau.

Von Dipl.-Ing. Goertz.

Moskau ist nach der Revolution 1917 wieder die Zentrale Rußlands geworden, nachdem Leningrad lange Zeit die erste Stelle unter den Städten des russischen Reiches eingenommen hatte. Durch diese Eigenschaft als politisches, wirtschaftliches und industrielles Zentrum hat Moskau einen sehr großen Menschenstrom erhalten, und die Zahl der Einwohner erhöhte sich von 1 $\frac{1}{2}$ Millionen im Jahre 1917 auf 3 $\frac{1}{2}$ Millionen im Jahre 1933; es wird mit einem weiteren Zuwachs auf 4 bis 5 Millionen in den nächsten Jahren gerechnet.

Für diese Einwohnerzahl sind die Verkehrsmittel in der Stadt völlig unzureichend. Die Straßenbahn ist bis an die Grenze ihrer Leistungsfähigkeit ausgebaut und zu den Hauptverkehrszeiten — Büroanfang und Büroschluß — in lebensgefährlicher Weise überfüllt. Autobusse und „Trollibusse“ bringen nur in geringem Maße eine Verkehrsverbesserung. Eine Stadt-Ring-Hochbahn, etwa wie in Berlin, gibt es in Moskau nicht. So entschloß sich die Stadtverwaltung Moskau als radikale Abhilfe zum Bau einer Untergrundbahn nach dem Beispiel der Großstädte Europas und Amerikas, London, Paris, Berlin, New York, Buenos Aires.

Die Pläne für eine derartige Untergrundbahn in Moskau reichen schon Jahrzehnte zurück. Es wurden russischerseits Vorentwürfe aufgestellt, die dann eine greifbare Form erhielten, indem die Siemens-Bauunion, Berlin, im Jahre 1926 im Auftrage der Stadt Moskau einen ausführlichen Entwurf für die 5 km lange Strecke von Gawriki-Straße bis Swerdlow-Platz ausarbeitete.

Jedoch mußte der Untergrundbahnbau zunächst zugunsten des großen russischen Industrieprogramms zurückgestellt werden, bis im Jahre 1931 infolge der sich immer unhaltbarer gestaltenden Verkehrsverhältnisse der endgültige Baubeschluß gefaßt wurde. Hierbei sah man sogleich ein umfassendes Schnellbahnnetz vor. 1932 konnte mit der Bauausführung begonnen werden, und die erste Strecke sollte bei den Gedenkfeiern der Oktober-Revolution im Jahre 1934 in Betrieb genommen werden. Dieser Termin ist jedoch kürzlich auf Anfang 1935 verschoben worden.

Der Bau wird zur Zeit von den zuständigen Behörden in jeder Weise beschleunigt, und insbesondere der Leiter des Parteibezirks Moskau, Kaganowitsch — bekanntlich die rechte Hand Stalins —, unterstützt die Arbeit in so tatkräftiger Weise, daß nach dem augenblicklichen Stande der Arbeiten damit gerechnet werden darf, den obigen Termin einzuhalten.

Linienführung.

Der Hauptverkehr geht in Moskau von den Wohngegenden in den Außenbezirken nach dem Stadtzentrum, wo die Mehrzahl der Verwaltungsbüros und der Verkaufsgeschäfte liegen. Demnach wird die Untergrundbahn radial von den Außenbezirken nach dem Zentrum geführt. Außerdem sind zwei Ringlinien vorgesehen (Abb. 1).

Der erste Ausbau der Untergrundbahn soll gemäß nachstehendem Übersichtsplan sechs Radiallinien und zwei Ringlinien von insgesamt 80 km Länge enthalten. Und zwar sollen diese Linien in drei Etappen gebaut werden, wovon als erste Etappe drei Strecken von insgesamt 12 km Länge hergestellt werden.

Bauweise.

Die örtlichen Verhältnisse in Moskau machen die Entscheidung über die Bauweise sehr schwierig. Daher hat die Stadtverwaltung auf Grund des endgültigen Baubeschlusses 1931 eine Reihe von Gutachten eingeholt, und zwar von den bedeutendsten Spezialisten Rußlands sowie von London, Paris und von der bereits genannten Siemens-Bauunion, Berlin. Die Siemens-Bauunion ist bekanntlich aus der Elektrischen Bahnabteilung der Firma Siemens & Halske, Berlin, hervorgegangen, die bereits vor dem Kriege eine Reihe von Untergrundbahnen, wie in Budapest, Hamburg, Berlin, ausgeführt hat und infolgedessen auf diesem Gebiete über große Erfahrungen verfügt.

Die russischen Fachleute setzten sich nun zum Teil besonders für den Vorschlag eines Tiefschnitts ein mit der Begründung, daß durch diese Bauweise der Verkehr auf den ohnehin überlasteten Straßen während der Bauzeit in keiner Weise behindert würde.

Andere Gutachter, besonders die deutsche Fachkommission, vertraten den Standpunkt, daß für die Moskauer Untergrundverhältnisse die Herstellung eines Tiefschnitts mit außerordentlichen Schwierigkeiten und Mehrkosten verbunden sein würde. Bei der offenen Bauweise nach dem

Berliner System können die den Straßenverkehr behindernden Arbeiten bei Nacht vorgenommen werden. Dagegen steht der Vorteil des Tiefschnitts, daß die Straßenoberfläche während des Baues weniger in Anspruch genommen wird, in keinem Verhältnis gegenüber seinen Nachteilen, die sich außer in den erheblichen Mehrkosten des eigentlichen Tunnelbaues auch in dem unübersehbaren Risiko der Schäden an den Häusern und Versorgungsleitungen auswirken können.

Insbesondere warnte die deutsche Kommission vor dem Tiefschnitt auch mit Rücksicht auf seine verkehrstechnischen Nachteile, die eine Tiefenlage der Stationen etwa 30 m untertage mit den dadurch erforderlichen sehr weitläufigen Aufzügen und Rolltreppen mit sich bringen würde.

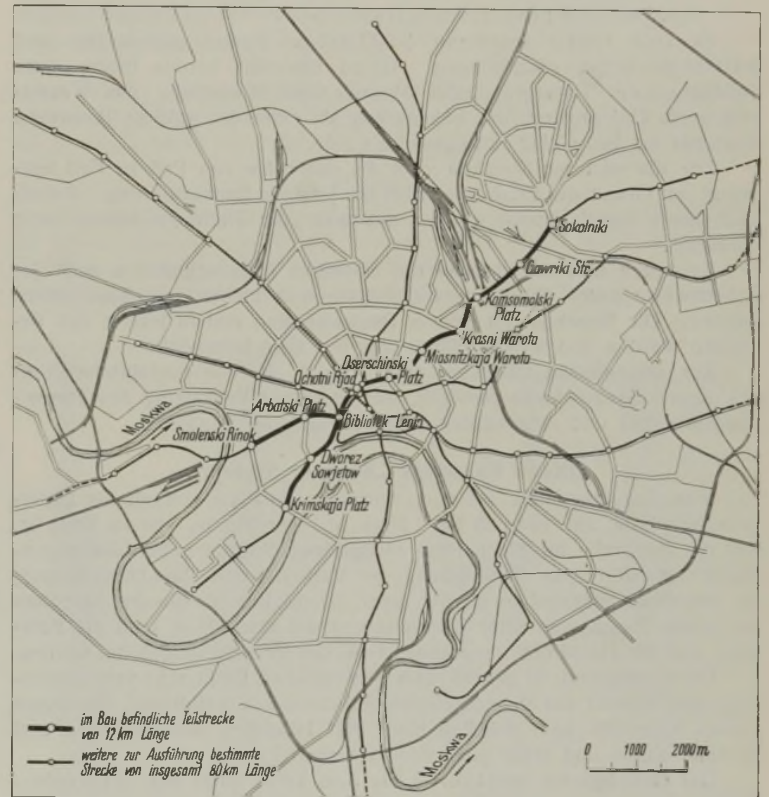


Abb. 1. Schema der Linienführung der Untergrundbahn Moskau.

Es setzte sich jedoch zunächst der Vorschlag des Tiefschnitts durch, wobei man annahm, daß hierfür die üblichen bergbaumäßigen Bauweisen angewandt werden könnten. Dazu standen aus dem russischen Bergbau genügend Fachleute, Geräte und Material zur Verfügung, und man brauchte diese also nicht aus dem Auslande herzuholen.

Demnach wurde in dem ersten Baujahr 1932 durchweg nur nach dem Tiefschnittssystem gearbeitet, und erst nach schweren Fehlschlägen, wie sie von der deutschen Fachkommission vorausgesagt waren, entschied man sich zu einer kombinierten Arbeitsweise folgender Art:

Bei enger Bebauung mit relativ festem Untergrund wird ein Tiefschnitt angewendet nach dem Beispiel der Untergrundbahn London, wobei der Tunnel in die bei 30 bis 40 m Tiefe anstehenden starken Lehmschichten oder Kalkstein zu liegen kommt.

Bei breiten Straßen und dort, wo der Untergrund nicht für den Tiefschnitt geeignet ist, wird eine Unterpflasterbahn gewählt mit offener Bauweise nach Berliner System, wobei die Tunnelsohle 9 bis 12 m unter Straße liegt.

Ferner wird auf den Strecken, wo das Grundwasser genügend tief steht und wo die Linie seitlich der Verkehrsstraße durch freie Plätze und Hofräume geführt werden kann, ebenfalls das Verfahren der Unterpflasterbahn gewählt, jedoch mit Anwendung der Tranchee-Bauweise, ähnlich dem Pariser System.

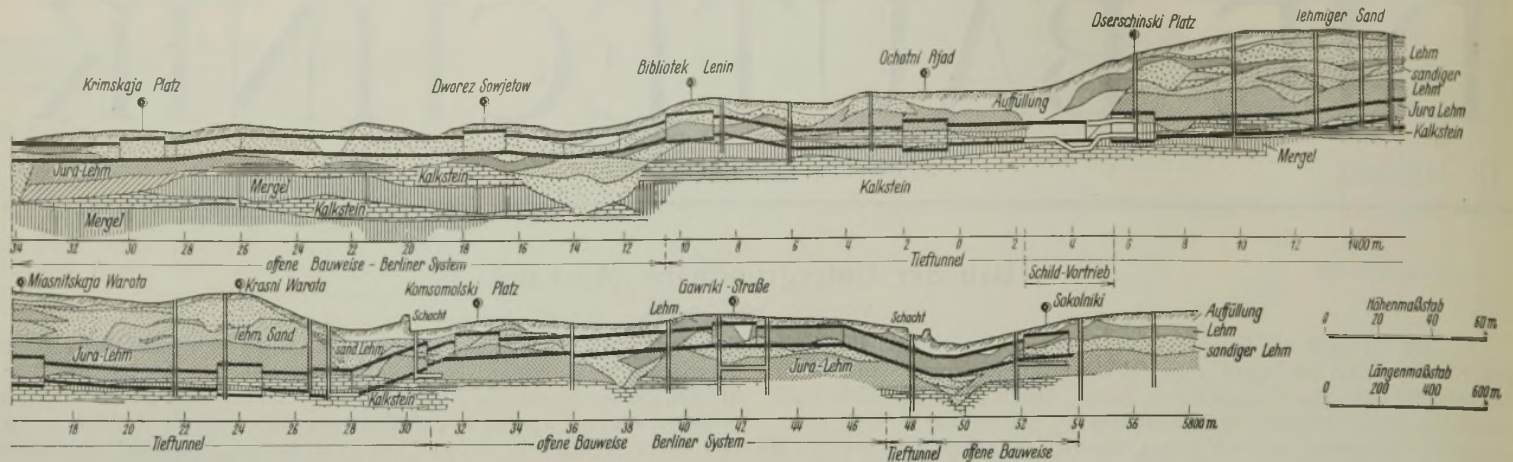


Abb. 2. Geologisches Profil der ersten Baustrecke der Untergrundbahn Moskau.

Auf Grund dieser Einteilung werden von der obenerwähnten ersten Etappe in Gesamtlänge von 12 km gebaut:

5 km als Tieftunnel nach Londoner System in 15 bis 40 m Tiefe mit 40 Schächten,

5 km als Unterpflasterbahn nach Berliner System in 9 bis 12 m Tiefe, 2 km als Unterpflasterbahn in Tranchee-Bauweise nach Pariser System.

Es sind hierfür insgesamt 2 000 000 m³ Boden auszuheben und 800 000 m³ Beton einzubringen. Damit übertrifft bereits dieser erste Tellausbau der Untergrundbahn Moskau den Bauumfang des Wasserkraftwerks Dnjeprostroi, das bekanntlich als eines der größten Bauwerke Rußlands im Jahre 1932 fertiggestellt wurde.

Für die weiteren Strecken wird die Bauweise von Fall zu Fall festgelegt auf Grund der Erfahrungen bei der jetzigen Bauausführung. Jedoch kann heute bereits gesagt werden, daß man vom Tieftunnel immer mehr abkommt.

Es sollen nun nachstehend die einzelnen Bauabschnitte je nach der Arbeitsweise unter Beifügung von Plänen und Lichtbildern beschrieben werden. Die Strecken mit Pariser Bauweise sind erst in letzter Zeit begonnen worden und werden daher hier nur kurz behandelt.

Zur allgemeinen Übersicht dient Abb. 2, die das geologische Profil des ersten Bauabschnitts darstellt, und zwar mit Eintragung des Tunnel-Längsschnittes und Angabe der Stationen und der Bauweise.

Offene Bauweise „Berliner System“.

Vom Sokolniki-Platz bis zum Komsomolski-Platz verläuft die Untergrundbahnlinie auf etwa 3 km Länge in einer Straße, die so breit ist, daß die Baugrube für die normal zweigleisige Strecke neben der eigentlichen Fahrbahn ohne Behinderung des Verkehrs und ohne Unterfangung der Hausfront ausgehoben werden kann. Lediglich für die drei Stationen auf dieser Strecke mit ihrer Verbreiterung auf etwa 25 m muß die Fahrbahn und die Hausfront unterfangen bzw. der Verkehr umgeleitet werden.

Der Untergrund ist gemäß dem geologischen Profil sehr verschiedenartig und besteht aus abwechselnden Schichten von Auffüllung, Sand vom groben Korn bis zum feinsten Korn mit lehmigen Beimengungen und Findlingsteinen und mehr oder minder festem Lehm.

Das Grundwasser steht in 3 bis 5 m Tiefe unter der Straßenoberfläche.

Rammarbeiten. Wie vom Bau der Berliner Untergrundbahn bekannt, wurde zunächst die Einfassung der Baugrube hergestellt durch Rammung von I 26 bis I 30 in Abständen von etwa 2 m mit einer Rammtiefe von etwa 4 m unter Tunnelsohle. Zum Rammen wurden Dampf-rammen von 2 bis 4 t Bärge- wicht benutzt und Pfahlhämmer von 2 t Gesamtgewicht mit Dampf- oder Druckluftbetrieb.

Die Rammarbeiten gingen im allgemeinen glatt vonstatten. Zum Teil wurden die Rammträger jedoch durch die Findlingsteine seitlich abgelenkt, so daß sich der Trägerabstand von 2 m auf 3 bis 3,5 m vergrößerte.

Die Baugrube wurde abgesteift durch Holzstämme von 25 bis 40 cm Durchm. und 5 bis 9 m Länge. Diese Absteifung ruht auf den Außenwänden und in der Mitte der Baugrube je nach der Baubreite auf weiteren ein bis vier Reihen Rammträgern, die in Abständen von 4 bis 5 m gerammt wurden. Die Einzelheiten der Absteifung sind aus Abb. 3 zu ersehen.

Soweit in der Baugrube Leitungen lagen, wie Gasrohre, Schwach- und Starkstrom, Telefonkabel, Kanalisationsrohre, Wasserleitung, wurden diese an den Absteifungshölzern aufgehängt, oder die Leitungen wurden außerhalb der Baugrube umgeleitet.

Zur Einfassung der Baugrube wurden in der üblichen Weise, soweit die Baugrube trocken war, 4 bis 8 cm dicke Holzbohlen zwischen den I-Trägerflanschen eingezogen. An den Stellen, wo es nicht möglich war, die

Baugrube trocken zu halten, wurden hölzerne oder eiserne Spundwände geschlagen.

Eiserne Spundwände aus amerikanischen oder sonstigen ausländischen Profilen standen nur in beschränkter Menge zur Verfügung. Da in Rußland zur Zeit eiserne Spundwände noch nicht gewalzt werden, wendet man bei der Einfassung der Baugrube am Komsomolski-Platz Behelfskonstruktionen an durch Zusammennieten von I-Trägern und C-Trägern gemäß Abb. 7.

Wasserhaltung. Die Trockenlegung der Baugrube geschah bei Lehmboden durch offene Wasserhaltung mit Pumpensümpfen und Drainagegraben.

Bei durchlässigem Boden wurde, wie in Berlin, die Grundwasserabsenkung mittels Filterrohrbrunnen angewandt. Die erforderliche Absenkung beträgt im allgemeinen mehr als 6 m. Danach hätte bei Verwendung gewöhnlicher Pumpen die Absenkung in zwei oder sogar drei Stufen geschehen müssen, was den Fortschritt der Bauarbeiten sehr aufgehalten haben würde.

Um diese Verzögerung der Arbeit zu vermeiden, war vorgesehen, Tiefpumpen zu verwenden, und zwar wollte die Bauleitung diese Tief-

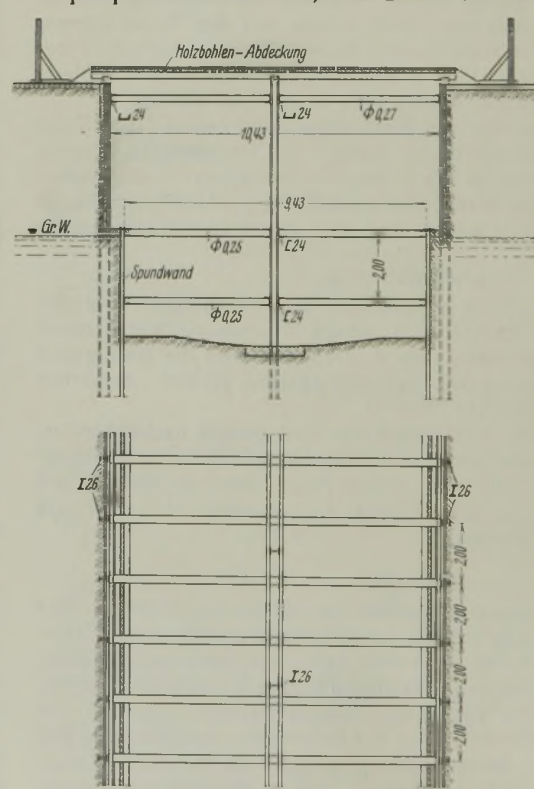


Abb. 3. Absteifung der Baugrube bei offener Bauweise „Berliner System“.

Baugrube aufgestellt ist. Die Pumpe leistet bis zu 50 bis 60 l/min, was bei den vorliegenden Verhältnissen vollständig ausreicht. Die Bedienung der Pumpen ist sehr einfach, es genügt ein Mann für eine Gruppe von 20 bis 30 Pumpen.

Hierbei sei noch ein weiterer Versuch der Bauleitung bezüglich der Wasserhaltungsarbeiten erwähnt. In Tiefen von 15 bis 20 m steht streckenweise Kalkstein an, der zum Teil stark porös ist. Es wurden nun einzelne

pumpen aus dem Auslande beziehen, da zur Zeit leistungsfähige Pumpen dieser Art in Rußland noch nicht gebaut wurden. Es ergaben sich jedoch Schwierigkeiten beim Bezuge derartiger ausländischer Pumpen, und die Bauleitung machte daher den Versuch, selbst Tiefpumpen zu bauen. Dieser Versuch ist nach den heutigen Erfahrungen durchaus geglückt, und zwar werden Kolbenpumpen von 10 bis 16 m Förderhöhe und 3 bis 4" Kolbendurchmesser angewendet. Die Pumpen sind am Rande der Baugrube mit 3 bis 5 m Abstand voneinander aufgestellt, je nach Beschaffenheit des Untergrundes. Je eine bis zwei Pumpen werden durch einen Elektromotor von 1 bis 2 PS angetrieben, der auf der Oberfläche der Baugrube aufgestellt ist.

Bohrlöcher mehrere Meter in den Kalkstein vorgetrieben, und es wurde der Versuch gemacht, das Grundwasser in dem porösen Kalkstein zum Abfluß zu bringen. Es konnte tatsächlich bei mehreren Bohrlochern und während einer mehrere Monate dauernden Beobachtungszeit festgestellt werden, daß der Kalkstein das Grundwasser aufnimmt, gewissermaßen schluckt.

Eine praktische Auswertung dieses Vorganges zur Grundwasserabsenkung größerer Geländeflächen ist zunächst hier noch nicht durchgeführt, wird aber für späterhin beabsichtigt.

Aushubarbeiten. Der Aushub wurde zum größten Teil von Hand ausgeführt. Bei schwerem Boden, Feis und gefrorener Erde im Winter werden Preßluftschlämmer verwendet. Löffel- und Greifbagger konnten nur vereinzelt zum Aushub verwendet werden, da die Baugrube durch die eingebaute Absteifung nicht genügend Bewegungsfreiheit gab. Der Transport in der Baugrube zum Aufzuge wurde bei kleineren Entfernungen mit Schubkarren vorgenommen, bei größeren mit Muldenkippragen auf Gleis von 75 cm Spurweite.

Es machte sich hier der Mangel an dem in Deutschland allgemein üblichen leichten Patentgleis von 60 cm Spurweite sehr unangenehm bemerkbar. Das hier verwendete Gleis von 75 cm Spurweite ist sehr schwer, es muß auf Holzschwellen vernagelt werden, und die Verlegung nimmt mit den gleichfalls sehr schweren Weichen und Drehscheiben so viel Zeit und Kosten in Anspruch, daß sich die Verwendung des Gleises nur für größere Mengen und längere Zeitdauer lohnt.

Infolgedessen sieht man in vielen Fällen noch Transport mit der Schubkarre oder sogar mit Tragkasten, wo in Deutschland längst mit Gleis gearbeitet wird.

Die Muldenwagen werden von Hand geschoben oder zum Beispiel bei Bremsbergaufzügen mit Motorwinde gezogen. Transport mit Schmalspurlokomotiven oder Motorwagen wurde nirgends ausgeführt, da die Förderlängen zu kurz waren, weniger als einige hundert Meter. Diese kurzen Strecken ergaben sich dadurch, daß in Teilstrecken gearbeitet wurde und einzelne Zwischenstrecken zunächst zurückgelassen wurden. In der Tieftunnelstrecke verwendete man jedoch für den Transport in den Tunneln Motorlokomotiven.

Der Abtransport des Aushubes geschah mit Lastautos, Straßenbahn- und Eisenbahnwagen. Es wurde angestrebt, den Aushub mit Senkrecht- und Schrägaufzügen sowie mit Gurtförderern unmittelbar aus der Baugrube in die Transportautos oder Eisenbahnwagen zu laden. Die Gestaltung der Autos und Eisenbahnwagen war aber sehr unregelmäßig, und es war meist notwendig, den Boden zunächst am Rande der Baugrube abzulagern, wo er dann später bei Ansetzen der Autos und Eisenbahnwagen zum Verladen auf diese Fahrzeuge erneut in die Hand genommen werden mußte. Durch zeitweiligen Mangel an Transportautos und Eisenbahnwagen blieben große Haufen Aushub auf der Baustelle liegen, versperrten den Platz und erschwerten den Arbeitsfortgang außerordentlich. Dazu kam im Winter die Erschwerung durch Festfrieren des Aushubmaterials, das beim Verladen mühsam wieder mit Hacke oder Drucklufthammer gelöst werden mußte. Demnach machte der Abtransport des Aushubes der Bauleitung schwere Sorgen, und die Frage des Transports muß als eine der schwierigsten Aufgaben des Baues betrachtet werden.

In letzter Zeit ist mit sehr gutem Erfolge der Scraper (Kabelkrabagger) mit Schaufeln von 0,20 bis 0,40 m³ Inhalt verwendet worden. Der Scraper macht es möglich, die Handarbeit auf ein Mindestmaß zu beschränken und die gesamte Erdarbeit vom Lösen des Bodens, Heben und Längstransport bis zum Verladen auf Autos und Eisenbahnwagen maschinell durchzuführen. Sobald Energie in genügendem Maße und billig zur Verfügung steht, ist diese Arbeitsweise besonders zu empfehlen.

Isolierungsarbeiten. Die Isolierung des Tunnels gegen Grundwasser ist bekanntlich eine der wichtigsten Arbeiten bei Untergrundbahnbauten. Man ist sich hier in Moskau der Wichtigkeit der Isolierung durchaus bewußt und wendet das Verfahren der Abdichtung mit mehrfachen Lagen Asphalt-Teerpappe an, die sich z. B. bei der Berliner Untergrundbahn seit Jahren bewährt hat. Auf einzelnen Strecken hat man auch die Isolierung mit ein bis zwei Lagen Isolierplatten von mehreren m² Fläche vorgenommen. Diese Platten werden außerhalb der Baugrube fabrikmäßig aus Asphalt mit Wergeinlage und einigen besonderen Zutaten gepreßt, in gerolltem Zustande in die Baugrube gebracht und dort verarbeitet. Der Vorteil des Verfahrens ist, daß die zeitraubende Arbeit des Aufklebens der drei bis vier Schichten auf das Aufkleben von ein bis zwei Schichten vereinfacht wird. Andererseits besteht dabei das Risiko, daß die Stoßfuge nur einmal überdeckt ist, während bei drei bis vier Lagen die Stoßfugen drei- bis viermal überdeckt sind.

Temperatur- und Setzfugen, die man sonst mit Metallfedern zu schließen pflegt, wurden in Moskau infolge Mangels an Metall mit einer rollenartigen Asphaltdichtung geschlossen.

Dehnungsfugen sind in Abständen von 20 bis 30 m vorgesehen.

Betonarbeiten. Die Sohle des Tunnels ist nach Abb. 4 aus Eisenbeton hergestellt, die Wände sind aus Beton mit Steineinlagen und die

Decke wird als Eisenbeton-Plattenbalken oder -Gewölbe ausgebildet. Bei schlechtem Untergrunde ist der ganze Tunnelquerschnitt als Eisenbetonrahmen konstruiert. Die Betonzuschlagstoffe sind gewaschener und gesiebter Kies oder Kalksteinsplitt mit Sandzusatz. Der Beton wird in erdfeuchtem Zustande eingebracht. Der Beton wird in Schubkarren oder Kippmulden auf Gleis transportiert.

Auf einzelnen Strecken wurde auch mit gutem Erfolge eine Betonpumpe, Bauart Torkret, verwendet; dabei wurden Leistungen von 150 m³ Beton in 10 Stunden erzielt.

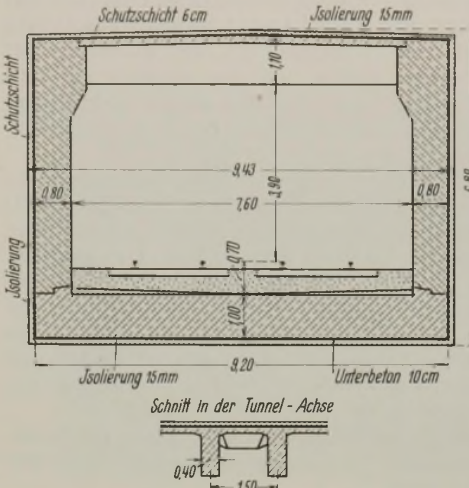


Abb. 4. Regelquerschnitt der zweigleisigen Unterpflasterbahn bei offener Bauweise „Berliner System“.

Decke wird der Typ Jäger, Kaiser und Ransome verwendet, und zwar zum Teil einige ausländische Maschinen, in der Hauptsache aber russische Fabrikate.

Tieftunnel.

Um möglichst viel Angriffspunkte für die Herstellung des Tunnels zu haben, wurden, wie bereits bemerkt, 40 Schächte auf Tiefen von 15 bis 40 m abgeteuft. Von diesen Schächten aus wurden die Tunnel vorgetrieben, wobei im Mittel die Vortrieblänge 100 m beträgt.

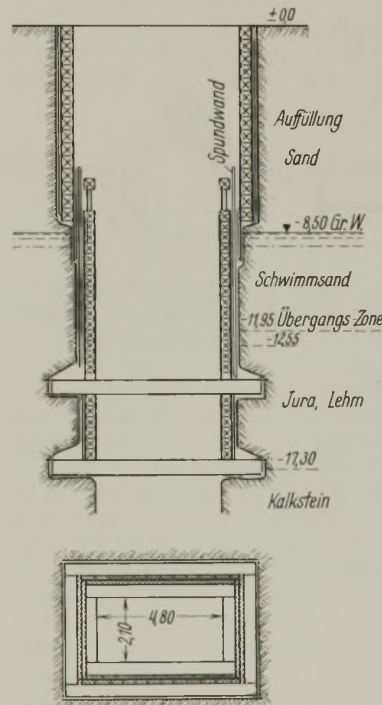


Abb. 5. Absteifung des Schachtes Nr. 22 bergmännisch mit Holzverzimmerung und Holzspundwand.

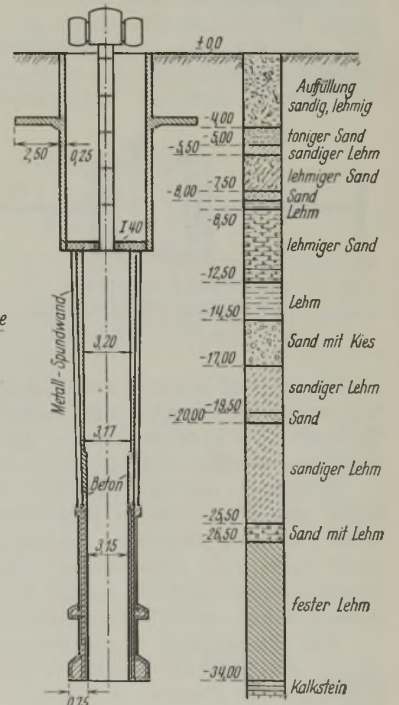


Abb. 6. Absteifung Schacht Nr. 16 mit Metallspondwänden und nachträglich eingebauter Druckluftkammer.

Schachtabteufung. Bei den ersten Schächten wurde die Abteufung bergmännisch mit Holzverzimmerung durchgeführt. Abb. 5 stellt das geologische Profil und Ausbau des Schachtes Nr. 22 dar. Von 8,50 m Tiefe beginnt eine Schwimmsandschicht von 3,45 m Höhe. Diese Schicht wurde mit einer hölzernen senkrechten Spundwand durchfahren. Die Spundwand war jedoch an mehreren Stellen aufgerissen, und bei der Ausschachtung strömten trotz größter Vorsicht erhebliche Mengen Schwimmsand in den Schacht. Das führte weiter zu Senkungen der Erdoberfläche im Umkreise des Schachtes und zu Setzungen und Rissebildungen in den angrenzenden Häusern. Daraus mußte die Folgerung gezogen werden, daß diese Arbeitsweise in dicht bebautem Gelände und

bei Durchfahung von Schwimmsandschichten nicht anwendbar sei, und man ging daher zu folgenden Gründungsarten über: Druckluftgründung, Gefrierverfahren, Chemische Verfestigung.

Schachtabteufung mit Druckluftbetrieb bei Schacht Nr. 16. Der Schacht lag in 3,5 m Abstand von einem fünfstöckigen Hause. Der Untergrund besteht aus Sand und Lehm und Schwimmsandschichten (Abb. 6). Danach ergab sich von vornherein, daß die Abteufung mit größter Vorsicht ausgeführt werden mußte, um das angrenzende Haus nicht zu gefährden. Die Abteufung wurde in der oberen Schicht bergmännisch mit Holzverzimderung ausgeführt, und vom Beginn der Schwimmsandschicht wurde mit Metallspundwand gearbeitet.

Zunächst wurde ein Vorschacht von 4,80 m lichtigem Durchmesser mit Eisenbetonwänden von 0,25 m Dicke bis auf 10,80 m Tiefe hergestellt (s. Abb. 6). Um ein Abrutschen des Schachtes zu verhindern, wurde in 3,50 m Tiefe an der Außenseite des Vorschachtes eine 2,50 m vorkragende Eisenbetonrippe vorgesehen. Von Tiefe 10,80 m ab wurde eine Metallspundwand von 11 m Länge gerammt, mit einem auf 3,25 m verminderten lichten Schachtdurchmesser. Als Spundwand wurde, da, wie bereits früher bemerkt, in Rußland noch keine Metallspundbohlen gewalzt werden und ausländische Spundbohlen nicht zur Verfügung standen, eine Verbindung von I 26 und C 16 verwendet (Abb. 7).

Unterhalb der Spundwand war vorgesehen, die Abteufung mit Betonringen vorzunehmen. Jedoch ergab sich bei dem Ausschachten zwischen den Spundwänden, daß der Schwimmsand in die Baugrube eindrang und die Spundwände sich derartig verformten, daß der erforderliche lichte Durchmesser für Fördergefäß und Steigtreppe nicht mehr gewahrt war. Es entstand daher ein Stillstand in den Arbeiten, man dachte schon an Einstellung des Baues und Verfüllung des Schachtes. Da wurde der Vorschlag der Anwendung von Preßluft gemacht, und zwar in Art einer Taucherglockengründung. Es wurde (s. Abb. 6) zwischen Vorschacht und Spundwandoberbank eine 0,50 m dicke Eisenbetondecke eingebracht, auf die sich der Druckluftschacht aufsetzt mit Anordnung der Schleuse oberhalb des Geländes. Betondecke

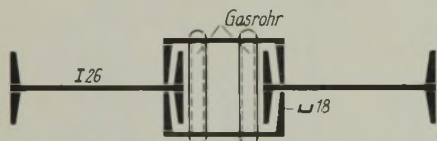


Abb. 7. Spundwand-Behelfkonstruktion aus I- und C-Eisenträgern.

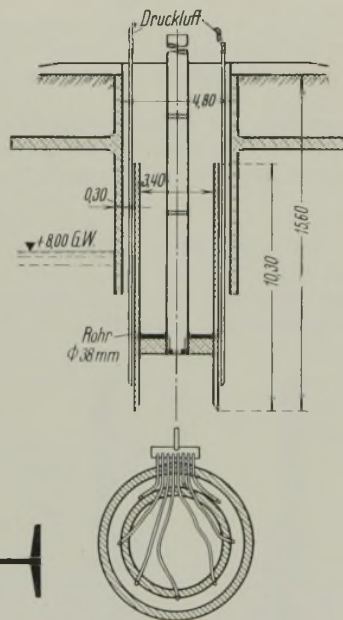


Abb. 8. Querschnitt Schacht Nr. 17. Grundriß mit Anordnung der Druckluftrohre.

und Spundwand bildeten die Arbeitskammer und unter einem Druck von 2 at wurde die Ausschachtung fortgesetzt; die Spundwände wurden zum Teil mit Elektro-Schweißapparat beseitigt, um das erforderliche lichte Profil herzustellen, und eine Betonverkleidung eingebracht.

Unterhalb der Spundwand wurde die Schachtwandung aus 0,5 bis 0,8 m dicken Betonringen hergestellt. In dem unteren Teil stand Jura- lehm von einer derartigen Festigkeit an, daß der Aushub auf 2 m Tiefe ohne Aussteifung vorgenommen werden konnte. Das beschleunigte die Arbeiten außerordentlich, so daß ein Tagesfortschritt von 0,75 m Schacht erreicht wurde, einschließlich Aushub und Wandauskleidung.

Zur Vorbeugung gegen Abrutschen des Schachtes waren gemäß Abb. 6 vorspringende Rippen vorgesehen. Die Schachtwandung wurde schließlich mit Zementmörtel und Ceresitzusatz verputzt mit dem Erfolg, daß die Grundwasserdurchsickerung auf ein Mindestmaß beschränkt wurde.

Bei Schacht Nr. 17 liegen ähnliche Verhältnisse vor wie bei Schacht Nr. 16. Es wurde gemäß Abb. 8 zunächst ein Vorschacht von 4,80 m lichtigem Durchmesser und 10,80 m Tiefe hergestellt. Die weitere Abteufung sollte mittels Eisenbeton-Senkbrunnen von 3,40 m lichtigem Durchmesser mit Druck von Druckwasserpumpen von 800 t erzielt werden. Es gelang auch, den Brunnen bis auf 15,60 m Tiefe abzusenken. Eine weitere Absenkung war jedoch nicht möglich, und es traten außerdem große Schwierigkeiten auf infolge Durchbruches von Schwimmsandschichten in die Baugrube. Die Abteufung war begonnen worden am 25. Mai 1932 und hatte bereits 9 Monate Arbeitszeit beansprucht. Es mußte jetzt also eine andere Arbeitsweise angewendet werden, und man entschied sich ebenfalls zum Druckluftbetrieb, jedoch mit Senkkastengründung. Nach Abb. 8 wurde in dem Senkkasten eine Decke eingebaut und darauf der Druckluftschacht mit Schleuse eingebaut, wobei die Arbeitskammer eine Höhe von 2,40 m

erhielt. Zur Verminderung der Reibung zwischen Senkbrunnen und dem Erdreich wurden rings um den Brunnen acht Rohre von 38 mm Durchm. 10 m tief abgesenkt. Die Rohre waren in Abständen von je 1 m mit Löchern versehen, durch die Druckluft in das umgebende Erdreich eingeblasen wurde, um so den Senkbrunnen gewissermaßen mit einem Luftmantel zu versehen.

Zur Belastung des Brunnens wurde dieser mit Wasser gefüllt. Auf diese Weise gelang es, die weitere Abteufung um 12 m bis auf die Gesamttiefe von 27,60 m durchzuführen, und zwar wurden täglich Leistungen von 0,5 bis 1,5 m Absenkung erreicht. Insgesamt wurde für die Absenkung der 12 m benötigt die Zeit vom 25. Februar bis 13. Mai, also weniger als 3 Monate.

Schachtabteufung mittels Gefrierverfahrens.

Die Gefriergründung wird bekanntlich seit längerem durchgeführt und bietet technisch keine Schwierigkeiten mehr. Jedoch stellen sich wirtschaftlich die Kosten sehr hoch, und das Verfahren wird daher im allgemeinen nur dann angewendet, wenn andere technische Verfahren nicht zum Ziele führen.

Auch in Rußland hat die Gefriergründung bereits vielfach Anwendung gefunden, und bei dem Bau der Untergrundbahn wurde vorgeschlagen, die schräggeneigten Treppeneingänge zu den Stationen in dieser Arbeitsweise herzustellen, soweit wasserführende Erdschichten dabei zu durchfahren sind. Um nun die Bauweise einmal praktisch unter den vorliegenden Verhältnissen auszuprobieren, wurde bereits im Jahre 1933 der Schacht Nr. „20 bis“ mit Gefriergründung abgeteuft. Der Schacht liegt in unmittelbarer Nähe von mehrstöckigen Häusern, und die Abteufung muß daher so vorgenommen werden, daß Erdsenkungen im Umkreis des Schachtes unbedingt vermieden werden. Die geologischen Verhältnisse sind folgende:

- Tiefe 0 bis 1 m Humusboden,
- „ 1 „ 10 „ Sand fein bis mittelkörnig,
- „ 10 „ 12 „ Geröllschicht mit Findlingsteinen,
- „ 16 „ 22 „ sandiger Lehm,
- „ 22 „ 28 „ fester Jura- lehm,
- „ unter 28 „ Kalkstein.

Das Grundwasser steht in Tiefe von 5,5 m an, und es wurden zwei Wasserstockwerke festgestellt:

1. Wasserstockwerk in Tiefe 5,5 bis 15 m,
2. Wasserstockwerk in Tiefe 20,5 bis 22 m.

Das 2. Wasserstockwerk steht unter Druck, und in freier Röhre steigt das Wasser bis auf Tiefe 7 m. Die Fließgeschwindigkeit des Grundwassers ist so gering, daß eine schädliche Einwirkung auf die Eisbildung nicht festgestellt werden konnte. Bekanntlich genügt schon eine kleine Geschwindigkeit des Grundwassers, um die Eisbildung zu verlangsamen oder ganz zu verhindern. An chemischen Beimengungen, die ebenfalls die Eisbildung behindern könnten, wurde nur ein ganz geringer Prozentsatz Chlorsalz festgestellt. Die Temperatur des Grundwassers betrug + 8°.

Der Arbeitsvorgang der Gefriergründung besteht bekanntlich darin, daß durch künstlich erzeugte Kälte wasserhaltiger Boden zum Frieren gebracht wird. Der bisher schwimmende Boden wird steinartig und kann im Trockenen ausgeschachtet werden. Als Träger der Kälte wird eine Flüssigkeit benutzt, die erst bei hohen Kältegraden gefriert, z. B. Chlor- kalziumlauge bei - 40°. Bei Schacht Nr. 20 wurde die Gefrierflüssigkeit in der bekannten Weise in einer besonderen Anlage in Nähe des Schachtes hergestellt und durch eine Zentrifugalpumpe mit einer Temperatur von - 25° bis - 26° und einem Druck von 3 at in einen Verteilungsring oberhalb des Schachtes gedrückt. Aus dem Verteilungsring fließt die Lauge in dünnen Verteilungsrohren mit einer Geschwindigkeit von 0,7 bis 1,0 m/sek bis zur Sohle des Gefrierschachtes, die mit 28 m Tiefe den Kalkstein erreicht. Von der Schachtsohle steigt die Lauge wieder unter dem Druck der Pumpe aufwärts in den weiten Gefrierrohren mit einer Geschwindigkeit von 0,08 bis 0,12 m/sek bis zu einem Sammelring in Oberkante des Schachtes und von dort zurück zur Kältemaschine. Bei dem langsamen Emporsteigen der Lauge in der Gefrierleitung tritt die Abkühlung des Bodens ein, der die Leitung umgibt, ebenso des Wassers, das in dem Boden enthalten ist. Es bilden sich zunächst Eiszyylinder und bei genügend langer Dauer des Gefriervorganges eine geschlossene Eiswand um die Gefrierrohre. Die erforderliche Höhe der Eiswand wurde bei den vorliegenden Verhältnissen zu etwa 1 m berechnet. Demnach werden um den Schacht herum in einem Abstände von 0,5 m eine Anzahl Gefrierrohre gebohrt, wobei der Abstand der einzelnen Rohre voneinander 1 m beträgt.

Die erforderliche Anzahl der Rohre ergibt sich demnach folgendermaßen:

Schachtdurchmesser	6,0 m
Eiswanddicke	1,0 m
Spielraum für Abweichung der Rohre von der Senkrechten	0,5 m
zus. 7,5 m.	

$$\text{Anzahl der Rohre} = \frac{\text{Kreisumfang}}{\text{Rohrabstand}} = \frac{\pi \cdot 7,5}{1,0} = 24 \text{ Stück.}$$

Die Pumpenleistung betrug 54 m³/h, so daß auf ein Rohr $\frac{54}{24} = 2,25 \text{ m}^3/\text{h}$ entfallen.

Bei dem Bohren der Rohre ist darauf zu achten, daß sie nicht von der Senkrechten abweichen, da andernfalls das Profil des zwischen den Rohren liegenden Schachtes verengt wird. Daher wurde die Neigung der Rohre während des Bohrens mittels einer besonderen Vorrichtung dauernd kontrolliert. Die mittlere Abweichung von der Senkrechten betrug 1%, also auf 28 m Tiefe 0,28 m, blieb also innerhalb des oben angegebenen Spielraumes von 0,5 m.

Die Rohrleitung muß ferner völlig dicht sein. Andernfalls tritt die Lauge bei dem Druck von 3 at durch die undichten Stellen in das umgebende Erdreich und verhindert hier die Eisbildung bzw. bringt bereits gefrorene Stellen wieder zum Auftauen. Daher wurden die Rohre auf 50 at Druck abgepreßt und undichte Rohre aussortiert. Es sei hier noch bemerkt, daß bei allen Gefriergründungen in Rußland bisher Rohre deutscher Lieferung verwendet wurden. Bei der vorliegenden Arbeit wurden zum ersten Male russische Rohre verwendet.

Während des Gefriervorganges muß zur Kontrolle der Wirksamkeit des Verfahrens die Menge der eingepreßten Lauge und die Temperatur

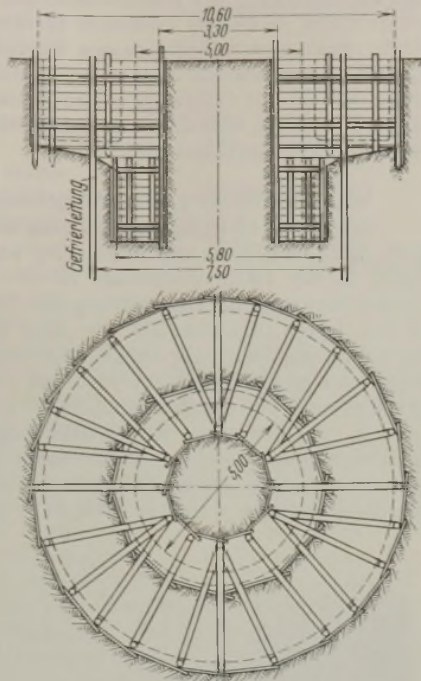
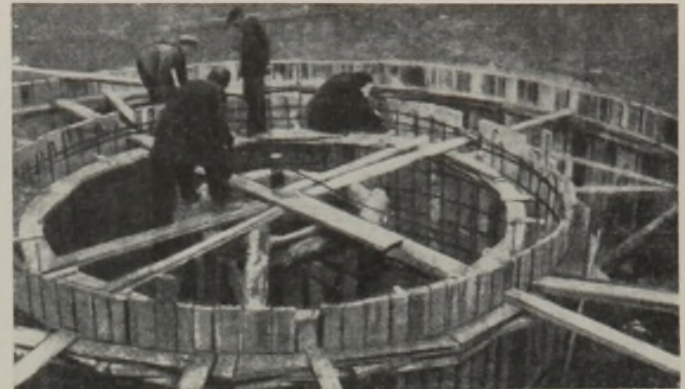


Abb. 9.

Abteufung des Schachtes Nr. „20 bis“ mit Gefrierverfahren. Querschnitt und Lageplan des Vorschachtes. Einschaltung für Betonierung des Vorschachtes.

gemessen werden. Es wurden daher in jedem Gefrierrohr ein Wassermesser und ein Thermometer eingebaut, und zwar wurden diese in dem Übergang der Gefrierrohre zum Sammelring angeordnet.

Um das Schachtprofil für die Aufzuggefäße und Steigleiter frei zu halten, wurde für das Unterbringen des Verteilungs- und Sammelringes mit Wassermesser und Thermometer ein Vorschacht vorgesehen mit



Zu Abb. 9. Einschaltung für Betonierung des Vorschachtes.

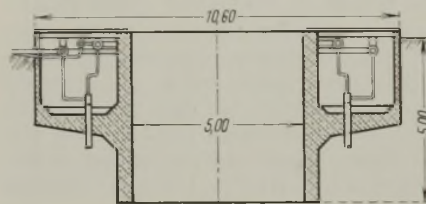


Abb. 10. Gefrierverfahren. Anordnung der Zu- und Rückleitungen im Vorschacht.

5,8 m innerem und 10,60 m äußerem Durchmesser, 2,50 m Tiefe und 2,40 m Breite. Abb. 9 gibt eine Darstellung der Einschaltung für die Betonierung des Vorschachtes und Grundriß des Vorschachtes, ferner Abb. 10 den Querschnitt der Anordnung der Zu- und Rückleitungen von der Kältemaschine zu dem

Verteilungs- und Sammelring. Die Lufttemperatur in dem Vorschacht wird während des Gefriervorganges auf etwa -8° gehalten. Daher muß der Vorschacht mit einer Bohllendecke mit Sägespäne-Verfüllung versehen werden zur Isolierung gegen die Außentemperatur. (Schluß folgt.)

Brückenbauten anlässlich der Elektrisierung der Berliner Wanneseebahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Mag.-Oberbaurat C. Usinger und Dipl.-Ing. Ewald, Berlin.
(Schluß aus Heft 31.)

V. Unterführung der Ziethenstraße in Zehlendorf.

Mit der Elektrisierung der Wanneseebahn werden die beiden letzten auf dieser Strecke vorher noch bestehenden Übergänge in Schienenhöhe beseitigt und durch schienenfreie Kreuzungen in der Form von Straßenerüberführungen ersetzt; es handelt sich dabei um die Übergänge im Zuge der Ziethenstraße in Zehlendorf und im Zuge der Teutonenstraße in Nikolassee. Schwierig gestalteten sich dabei die Verhältnisse besonders bei der Ziethenstraße, da die Bebauung an dieser Stelle bereits unmittelbar an die Eisenbahn heranreicht und weniger eine Hebung der Schienenoberkante als vielmehr eine Senkung der Straßen in Frage kam. So wird der Kreuzungspunkt zwischen Straße und Eisenbahn um rd. 4,80 m gesenkt, dementsprechend müssen die angrenzenden Straßen als Rampen abgegraben und die vorhandenen Hauseingänge und Hauseinfahrten der neuen Höhenlage angepaßt werden (Abb. 20).

Das Unterführungsbauwerk erhält eine Gesamtbreite von 15 m, die in einen Fahrdamm von 8 m und zwei Gehbahnen von je 3,50 m Breite unterteilt wird. Die drei eingleisigen Überbauten, die hier von der Reichsbahn entworfen sind und von ihr eingebaut werden, sind Trogbriücken aus gekupferten St 37 und vollständig geschweißt. Die Bauhöhe der Überbauten, die die Straße ohne Zwischenstütze überspannen, beträgt zwischen Schienenoberkante und Konstruktionsunterkante 1,19 m. Wie Abb. 21 zeigt, bestehen die ausgerundeten Stegbleche der Querträger aus einem Stück; sie sind beiderseits bis unter die oberen Gurte der Hauptträger hochgezogen. Für die Hauptträgergurte sind Peiner Wulsteisen verwendet worden. Zur Vermeidung des schädlichen Einbrandes wurden bei den Aussteifungen gegenüberliegende Schweißnähte an den Stegblechen und querlaufende Schweißnähte auf den Gurtlamellen vermieden. Die Montage der Überbauten geschah, nachdem die Widerlager zunächst im Schutze von Gleisbrücken durchgeschlitzt worden sind, gleisweise unter gleichzeitiger Anrampung und entsprechender Verschwenkung der Gleise, wobei die fertigen Überbauten in einem Stück — für jedes Gleis etwa 40 t — zur Baustelle geschafft und dort mit zwei Kranen eingebaut wurden (Abb. 22).

Die in den Rampen durch die Abgrabung gewonnenen Bodenmassen (rd. 19000 m³) werden, wie bereits ausgeführt, ebenso wie die in den Rampen der Unterführung der Potsdamer Chaussee gewonnenen Boden-



Abb. 20. Unterführung Ziethenstraße. Lageplan.

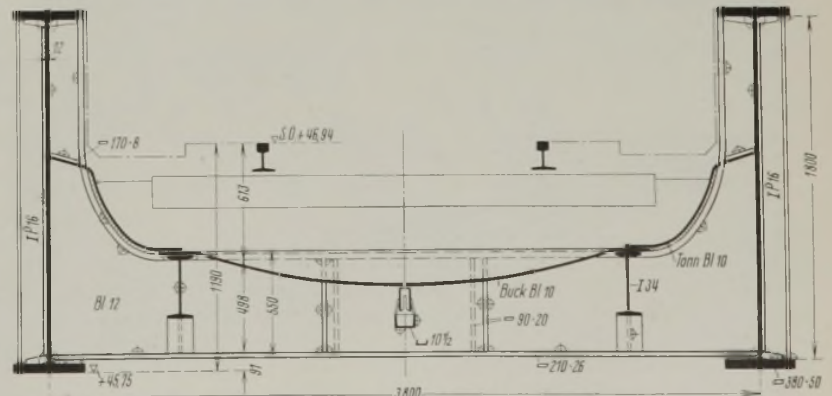


Abb. 21. Brückenquerschnitt.

mengen in den Rampen der Sundgauer-Straßen-Brücke wieder eingebaut. Die Bauarbeiten haben an dieser Stelle im Herbst 1933 begonnen und werden mit der Pflasterung des abgesenkten Teils der Ziethenstraße und ihrer Nebenstraßen im Herbst 1934 beendet sein.



Abb. 22. Ansicht der neuen Brücke.

VI. Unterführung der Teutonenstraße in Nikolassee (Gütergleis).

Ohne Änderung des vorhandenen Straßennetzes konnte der Übergang im Zuge der Teutonenstraße in Nikolassee über das Gütergleis Nikolassee—Wannsee (s. Abb. 1) beseitigt werden, da hier die Gradienten der Straßen unverändert geblieben und lediglich eine Hebung des Gleises durchgeführt worden ist. Das Unterführungsbauwerk stellt hier nur eine Verlängerung der neben dem früheren Schrankenübergang bereits vorhandenen Brücken der Gleise Grunewald—Wannsee dar; der Überbau



Abb. 23. Erdaushub in der Nibelungenstraße.

des ungefähr auf die Höhe der Ferngleise angehobenen Gütergleises ist als einfache eingleisige Trogbauweise ausgebildet worden. — Die für die Hebung des Gütergleises benötigten Bodenmassen von rd. 26000 m³ wurden in zweckmäßiger und wirtschaftlicher Weise einem Straßeneinschnitt am Bahnhof Wannsee entnommen, der zur Herstellung des Anschlusses der Nibelungenstraße und des Güterbahnhofs Wannsee an die verlegte Dreilindenstraße ausgeführt werden mußte (Abb. 24). Die Beseitigung des alten Anschlusses über die alte Dreilindenstraße war unumgänglich notwendig geworden, da einmal die in steilem Gefälle

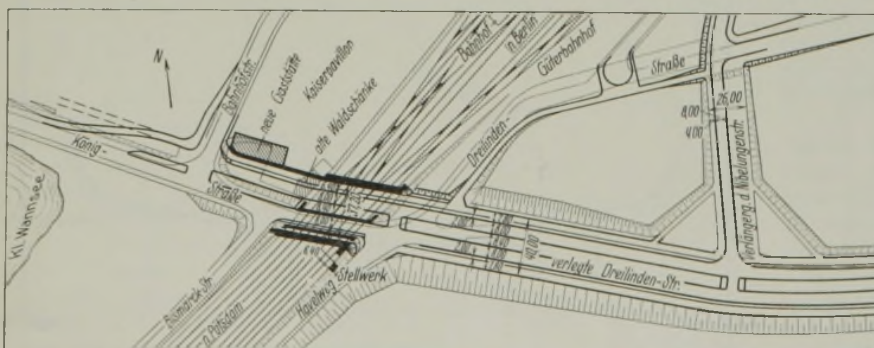


Abb. 24. Unterführung Königstraße. Lageplan.

liegende Einmündung unmittelbar vor der Unterführung der Königstraße wegen ihrer Unübersichtlichkeit außerordentlich verkehrgefährlich war (sog. Todeskurve!), außerdem dieser Anschluß überhaupt unmöglich wurde in dem Augenblick, in dem die Unterführung der Königstraße verbreitert und zur Erreichung der erforderlichen Bau- und Durchfahrhöhe abgesenkt wurde. Die in diesem Einschnitt für die Verlängerung der Nibelungenstraße gewonnenen Bodenmassen wurden mittels eines Transportgleises auf eine Länge von rd. 2000 m mit Lokomotivbetrieb von der Entnahmestelle, wo sie mit Löffelbagger gewonnen wurden, nach der Einbaustelle längs des neuen Bahndammes transportiert. Diese Arbeiten wurden im Sommer 1932 ausgeführt (Abb. 23).

VII. Unterführung der Königstraße am Bahnhof Wannsee.

Nächst dem Unterführungsbauwerk unter der Wannseebahn in Zehlendorf, von dem oben die Rede war, war der verkehrlich schlechteste Punkt in der Hauptausfallstraße Berlin—Potsdam das Einfalltor in den Ortsteil Wannsee, die Unterführung der Königstraße am Bahnhof Wannsee. In den Jahren 1931 und 1932 war zwar die berüchtigte Todeskurve von der alten Dreilindenstraße zur Unterführung durch Herstellung einer neuen Straße mit zweidämmigem Ausbau, die unter Durchschneidung des Waldgeländes axial auf den Kreuzungspunkt mit der Eisenbahn führt, beseitigt worden, der Mißstand des Unterführungsbauwerks selbst war jedoch auch nach Inbetriebnahme dieses neuen Straßenzuges zunächst bestehen geblieben, bis im Jahre 1933 auch der Umbau des Brückenbauwerks in Angriff genommen wurde (s. Abb. 24 u. 25).



Abb. 25. Blick auf das alte Bauwerk von der verlegten Dreilindenstraße.

Während das alte Bauwerk trotz des außerordentlich starken Verkehrs des Straßenzuges Berlin—Potsdam nur eine Gesamtbreite von 10 m, also einen nur zweispurigen Fahrdamm mit schmalen Gehbahnstreifen aufwies, ermöglicht die neue Unterführung die Fortsetzung des zweidämmigen Straßenausbau, wie er in dem neuen Einschnitt durch das Waldgelände mit Berücksichtigung einer etwaigen Straßenbahn im Mittelplanum zur Ausführung gekommen ist, unter der Eisenbahn hindurch zunächst bis zur Kreuzung der Königstraße mit der Bahnhofstraße. Dabei wird nicht nur das Brückenbauwerk selbst vollständig umgebaut, sondern im Zusammenhang mit dem Brückenumbau wird auch das Grundstück des Restaurants „Kaiserpavillon“ wesentlich verändert, da die unmittelbar an der alten Unterführung stehende Waldschenke zur Durchführung der verbreiterten Straße abgebrochen und durch einen Neubau in der neuen Baufluchtlinie ersetzt werden mußte (s. Abb. 24). Dieser mit dem an sich außerordentlich umständlichen Brückenumbau gekuppelte Hochbau ist mit besonderer Sorgfalt organisch mit dem Unterführungsbauwerk verbunden worden, indem die Verblendung des Hauses und der Widerlager durchweg in dem gleichen Material — Oldenburger Klinker — gehalten ist und ganz allgemein das nördliche neue Brückenwiderlager in der Stützmauer bis zur Bahnhofstraße seine natürliche Fortsetzung findet.

Die Breite des neuen Brückenbauwerks beträgt 37,20 m, von der 8,40 m auf das Mittelplanum, je 8,00 m auf die beiden Richtungs-fahrdämme und je 6,40 m auf die beiden Gehbahnen einschl. der Radfahrwege entfallen; die lichte Durchfahrhöhe beträgt über dem Fahrdamm im Minimum 4,50 m. — Wie der Lageplan zeigt, ist die Lage des neuen Bauwerks zur alten Unterführung durch die Forderungen der Durchführung des Bauvorganges — Bau des neuen südlichen Widerlagers hinter dem alten —, die Forderungen der Aufrechterhaltung des Eisenbahn- und des gleichfalls nicht zu unterbrechenden Straßenverkehrs sowie durch das unmittelbar neben der Brücke stehende neue elektrische Stellwerk der Reichsbahn bestimmend festgelegt. Die Her-

stellung der neuen Widerlager und der neuen Stützenfundamente geschieht in Baugruben zwischen Rammträgern und Bohlwänden unter dem Schutze von Gleisbrücken, zu deren Einbringen außerordentlich umfangreiche Arbeiten an den Gleisanlagen der Reichsbahn — über dem Bauwerk liegen die Einfahrten zum Personen- und Güterbahnhof Wannsee — erforderlich geworden sind.

Der neue eiserne Überbau mußte wegen der zahlreichen über dem Bauwerk liegenden Weichenverbindungen als Deckbrücke mit vollkommen unter der Fahrbahn liegenden Hauptträgern und durchgehendem Schotterbett ausgebildet werden, wobei, wie Abb. 26 zeigt, wegen der sehr beschränkten Bauhöhe von nur 1,50 m vier Zwischenstützenreihen, je eine längs jeder Bordkante der Richtungsfahrdämme, angeordnet wurden. Der Überbau, der als Gerberträger mit Gelenken ausgebildet worden ist, besteht aus gekupferstem St 37, während die Zwischenstützenreihen, die aus senkrechten Stielen und einem durchlaufenden Riegel bestehen, in St 52 ausgeführt werden. Die Hauptträger des neuen Überbaues sind mit Rücksicht auf die gleisweise Montage schräg zur Straßenachse in Richtung der Gleise angeordnet. Der gegenseitige Abstand der Hauptträger beträgt wegen der geringen Bauhöhe nur 1,04 m, so daß die Fahrbahnplatte ohne besondere Zwischenkonstruktionen unmittelbar auf den Hauptträgern liegt. In der Mitte der neuen Brückendecke ist eine durchgehende Fuge angeordnet (Abb. 27). Das Gesamteisen-gewicht dieser schweren Brückenkonstruktion beträgt bei einer Breite der Brückentafel für die Überführung von neun nebeneinanderliegenden Gleisen rd. 930 t. — Die Bauarbeiten haben im Sommer des Jahres 1933 begonnen und werden wegen des großen Umfangs und der Umständlichkeit der Baustelle nicht vor Ende des Jahres 1934 beendet sein.

Mit der Einleitung und der Durchführung der vorstehend kurz geschilderten Bauvorhaben ist ein wesentlicher Schritt zur Verbesserung des verkehrlichen und städtebaulichen Bildes der Ortsteile längs der Wannseebahn getan; mit den genannten Bauten sind zweifellos zunächst alle diejenigen Punkte erfaßt worden, die unmittelbar von der Elektrisierung der Wannseebahn berührt wurden oder zweckmäßigerweise gleichzeitig mit der Elektrisierung bereinigt werden mußten. Durch die enge gemeinschaftliche Planung und Ausführung der Bauten durch Reichsbahn und Stadt ist es dabei ermöglicht worden, die Gesamtbaukosten im Interesse der Allgemeinheit auf das erreichbare Minimum zu beschränken. Um diesen ersten Teilabschnitt der Verbesserungen nicht zu gefährden, mußten alle diejenigen Probleme, die zwar ebenfalls dringend der Lösung bedürfen, die aber nicht unmittelbar durch die Elektrisierung in Mitleidenschaft gezogen wurden, vorläufig zurückgestellt werden. Es sind dies Bauwerke, die bei der großen Bedeutung der Wannseebahn und der Ausfallstraße Berlin—Potsdam mit ihren zahlreichen, die Wannseebahn kreuzenden Querverbindungen zum großen Teil bereits seit Jahren in den Kreis der Entwurfsbearbeitung gezogen worden sind, wie z. B. die — inzwischen ebenfalls in Angriff genommene — Friedenauer Brücke im Zuge der Saarstraße, die auf die Dauer unhaltbaren Unterführungen im Zuge der Rubensstraße in Schöneberg, im Zuge der Kieler, Albrecht- und Birkbuschstraße sowie des Hindenburgdammes in Steglitz, die Überführung des Dahlemer Weges und die Unterführung der Hauptstraße am Bahnhof Zehlendorf-Mitte. Für diese Punkte ist es jedoch durch die gemeinschaftlich von Reichsbahn und Stadt bearbeiteten allgemeinen Lösungsvorschläge wenigstens möglich gewesen, die Verwirklichung der erforderlichen Umbauten auch schrittweise einzuleiten, wie es z. B. bei

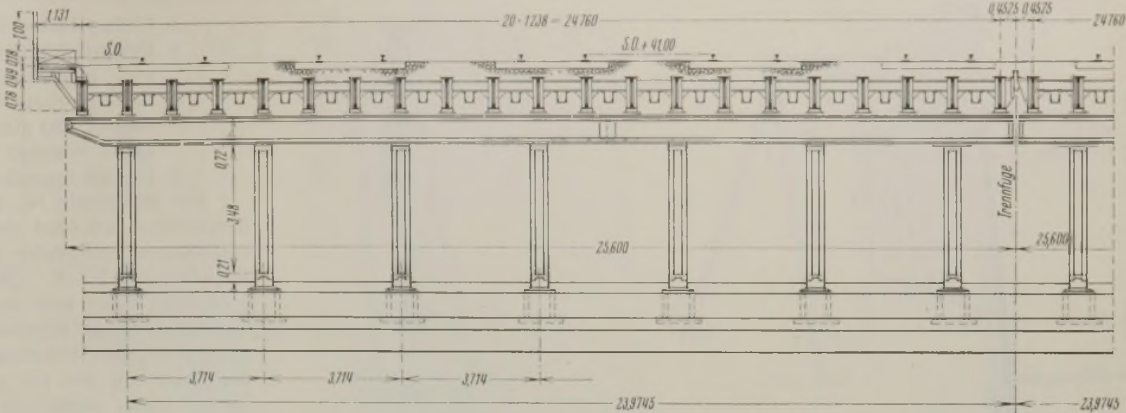


Abb. 26. Brückenlängsschnitt.

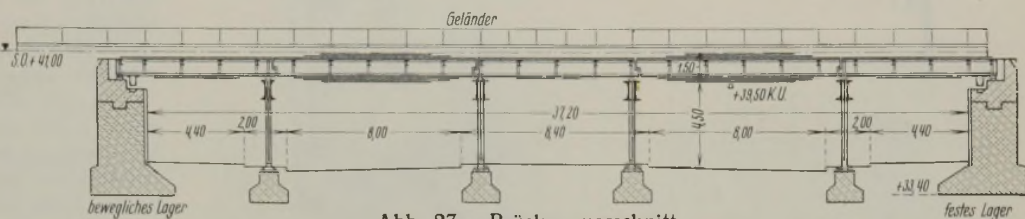


Abb. 27. Brückenquerschnitt.

der Unterführung der Rubensstraße geschehen ist, oder vor allem die Bebauung in der Nähe der Kunstbauten den späteren Änderungen von vornherein anzupassen; es sei in diesem Zusammenhang als Beispiel die Überführung des Dahlemer Weges in Zehlendorf erwähnt, wo in der Bebauung usw. bereits jetzt der Möglichkeit einer Beseitigung des alten unzureichenden Bauwerks Rechnung getragen ist (Abb. 28).



Abb. 28. Alte Brücke im Dahlemer Weg mit bereits teilweise verbreiterter Rampe.

Es ist zu hoffen, daß kommende Arbeitbeschaffungsprogramme auch die Verwirklichung der bestehenden Pläne gestatten werden und daß die Entwurfsbearbeitung für die wegen der engen Bebauung meist sehr schwierigen Bauvorhaben in befriedigender Weise zum Abschluß gebracht werden kann. Die Ausstrahlung des Berliner Verkehrs über die Wannseebahn und die Ausfallstraße Berlin—Potsdam wird zweifellos in ihrer Bedeutung weiterhin wachsen, je mehr sich die Besiedlung in dieser Richtung vorschiebt und je enger sich die verkehrlichen Wechselbeziehungen zwischen Berlin und Potsdam mit seiner Umgebung gestalten, sie wird darüber hinaus einen neuen Antrieb erhalten durch die bevorstehende Verlängerung der Wannseebahn in die Innenstadt hinein und durch die zu erwartende allgemeine Zunahme des Kraftwagenverkehrs.

Ramm- und Belastungsversuche mit verschiedenen Pfahlarten aus Eisen und Eisenbeton und mit eisernen Spundbohlen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Ernst Paulsen, Baurat, Hamburg.

1. Die Gründe für die Versuche.

Bei der Verstärkung von Kaumauern im Hamburger Hafen zum Zwecke der Austiefung eines Hafenbeckens hatte sich die bauausführende Behörde für Technik und Arbeit, Strom- und Hafenbau für die Gründung des vorderen Teils der Kaumauerverstärkung (Abb. 1) zur Verwendung von eisernen Hohlspundbohlen, die nach der Rammung und Beseitigung der nicht tragfähigen Schichten im Pfahlinnern ausbetoniert werden,

entschlössen. Die Verwendung von hölzernen Pfählen kam nicht in Frage, weil die Oberkante der Pfahlköpfe aus konstruktiven und rammtechnischen Gründen wesentlich über der Fäulnisgrenze liegen mußte. Da die neuen Tragpfähle zwischen die im Abstände von 1,25 m stehenden Holzpfähle des Pfahlrostes der zu verstärkenden Mauer zu rammen waren, mußten Eisenbetonpfähle ebenfalls ausscheiden. Es bestand die Gefahr, daß trotz sorgfältigster Absteckung der beiden Pfahlachsen durch das nicht

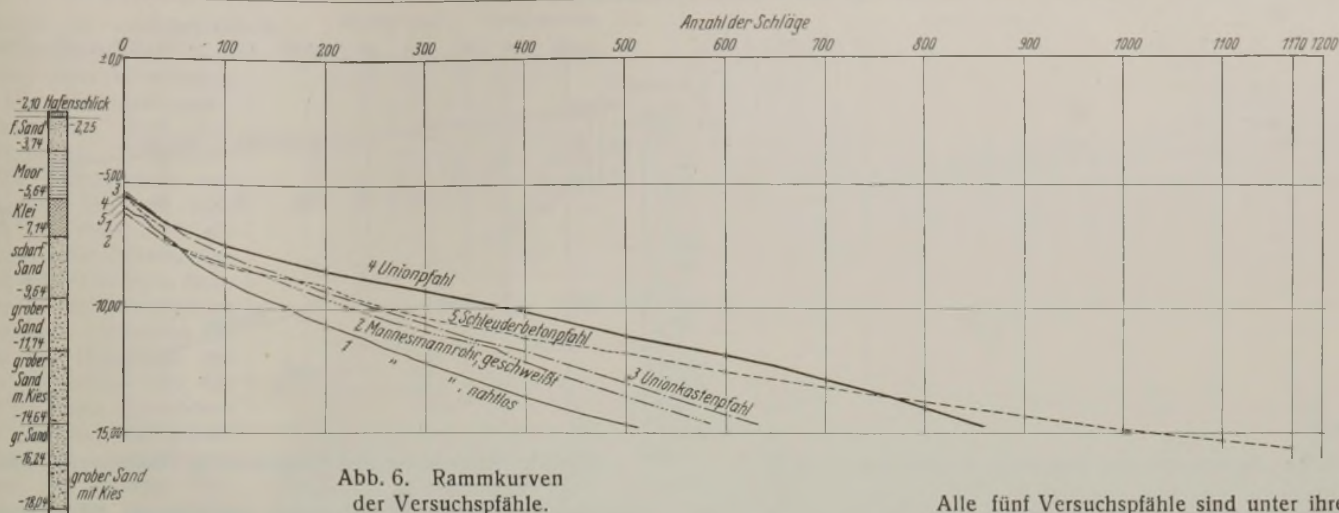


Abb. 6. Rammkurven der Versuchspfähle.

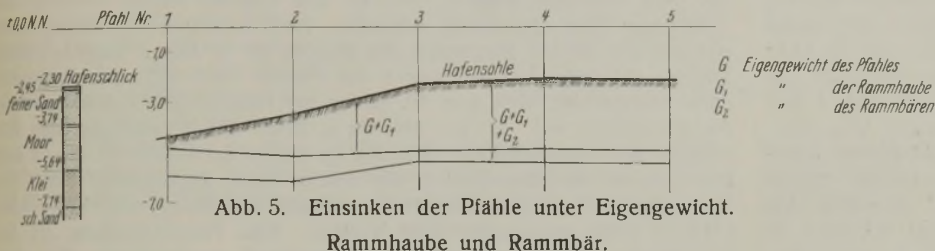


Abb. 5. Einsinken der Pfähle unter Eigengewicht. Rammhaube und Rammbar.

in Angriff genommen werden sollten. Die Besetzung der Ramme, mit der die Proberammung durchgeführt wurde, war noch nicht aufeinander eingearbeitet und mit der Ramme selbst vertraut. Sie vermochte daher den Anordnungen der Versuchsleitung nicht immer gleich zu folgen. Aus diesen beiden Gründen traten in den miteinander zu vergleichenden Beobachtungspunkten der einzelnen Versuchsreihen kleine Schwankungen auf, die aber für die Beurteilung der Gesamtergebnisse der Versuche bedeutungslos sind. Das Ergebnis der Rammung war derart befriedigend, daß die Durchführung der Probelastung auf günstigere Witterungsverhältnisse Anfang März verschoben werden konnte. Der Bauzustand der Verstärkungsarbeiten hätte zu diesem Zeitpunkte noch die Vermehrung der Pfähle ermöglicht, falls die Belastung der Versuchspfähle eine den statischen Grundlagen der Kaimauerverstärkung nicht genügende Tragfähigkeit ergeben hätte. Die erreichten Werte waren jedoch völlig genügend. Daneben war auch die Tragfähigkeit der eisernen Spundbohlen, die für eine Aufnahme von senkrechten Lasten innerhalb des Verstärkungsentwurfs nicht herangezogen waren, über Erwarten hoch. Es sei hier noch eingeschaltet, daß trotz der strengen Kälte — es wurden bis -10°C auf der Baustelle gemessen — keine Rissebildung in den Schweißnähten der Hohlpfähle während des Rammvorganges auftrat.

Die Rammung wurde mit einer Universalramme, deren Bärgewicht 4 t betrug, durchgeführt (Abb. 2). Auf den Versuchspfählen war ein Maßstab aufgetragen, auf dem die jeweilige Eindringung in einer Hitz mittels Theodoliten abgelesen wurde (Abb. 3 u. 4). Bei den Pfählen Nr. 2 und 3 wurde die Entwicklung der Bodenverdichtung im Pfahlinnern beobachtet. Die Ermittlung der Bodenhöhe im Pfahlinnern geschah mittels einer Lotleine, die durch ein 0,30 m unterhalb des Pfahlkopfes in den Pfahlmantel gebohrtes Loch in das Innere des Pfahls heruntergelassen und an der der Unterschied zwischen der jeweiligen Höhe des Pfahlkopfes und der Bodenhöhe abgelesen wurde. Bei Pfahl Nr. 1 war diese Beobachtungseinrichtung während der Rammung zerstört worden. Die Beobachtungen über die Bodenverdichtung wurden durch weitere während der Ausführung der Verstärkungsarbeiten ergänzt. In der Übersicht 1 sind die Ergebnisse der Proberammung zusammengestellt:

Übersicht 1.

Nr. des Pfahls	Länge	Gewicht	Schlagzahl	Einsinken unter Eigengewicht + Haube	e + Bärgewicht	Ramm-länge	f + g		Bodenverdichtung
							f	g	
a	b	c	d	e	f	g	h	i	
	m	t	n	m	m	m	m	m	
1	18,00	1,48	510	0,45	1,62	8,82	10,44	1,87	
2	18,00	1,48	590	1,68	2,68	8,50	11,18	2,48	
3	18,00	2,37	630	2,70	3,10	9,25	12,35	2,65	
4	18,00	2,55	860	2,83	3,38	9,27	12,65	—	
5	18,50	2,84	1170	2,85	3,38	10,11	13,49	8,90	

Alle fünf Versuchspfähle sind unter ihrem Eigengewichte und dem Gewichte der Schlaghaube mit unwesentlichen Abweichungen bis zur gleichen Ordinate in die Moorschicht eingesunken (Abb. 5). Das wesentlich höhere Gewicht der Pfähle Nr. 3 bis 5 wird durch die bei diesen Pfählen noch über der Moorschicht allerdings nicht sehr fest gelagerte Sandschicht ausgeglichen, die Unterschiede in den Querschnitten und Reibungsziffern zwischen den Pfählen Nr. 3 bis 5 gleichen sich untereinander aus. Bei dem weiteren Einsinken nach dem Aufsetzen des Rammbarrens zeigte sich das gleiche Bild. Die Pfähle Nr. 1 u. 2 sind um fast das gleiche Maß von rd. 1 m tiefer gesunken und in die unter der Moorschicht liegende Kleischicht eingedrungen. Die übrigen Pfähle sind trotz ihres höheren Gewichts bereits 0,20 m über der Kleischicht zur Ruhe gekommen.

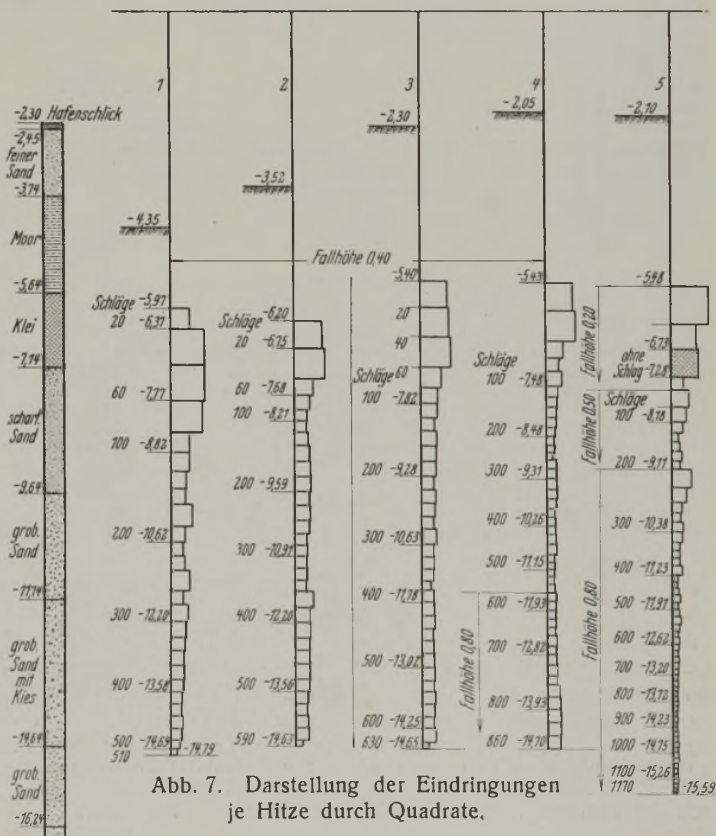


Abb. 7. Darstellung der Eindringungen je Hitz durch Quadrate.

Die Rammung läßt den Unterschied zwischen den Pfahlarten, von denen Nr. 1 bis 3 mit Rücksicht auf ihren Querschnitt zu einer Gruppe zusammenzufassen sind, klar hervortreten. In Abb. 6 sind die Rammkurven und in Abb. 7 die Eindringungen in den einzelnen Hitzten als übereinander gestellte Quadrate aufgezeichnet. Die Pfähle Nr. 1 bis 3 bilden eine zusammengehörende Kurvenschar, während die Kurve des Pfahles Nr. 4 zwischen denen dieser Gruppe und der Kurve des Pfahles Nr. 5 liegt. Hierbei ist noch zu berücksichtigen, daß die Fallhöhe des Rammbarrens bei den Pfählen Nr. 1 bis 3 0,40 m, bei Pfahl Nr. 4 bis zum 560. Schlag ebenfalls 0,40 m, anschließend bis zum Schluß 0,80 m und bei Pfahl Nr. 5 bis zum 60. Schlag 0,20 m, dann bis zum 200. Schlag 0,50 m und hierauf bis zum Schluß 0,80 m betragen hat. Die Kurve des Pfahles Nr. 1 fällt etwas

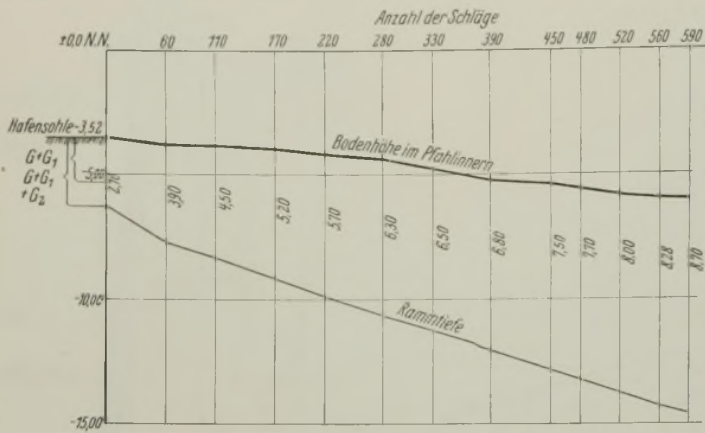


Abb. 9a. Rammkurve und Bodenhöhe im Pfahlinnern bei Nr. 2.

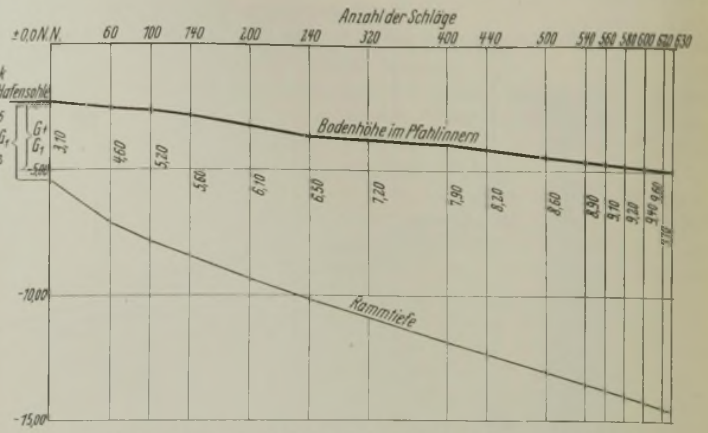


Abb. 9b. Rammkurve und Bodenhöhe im Pfahlinnern bei Nr. 3.

zu schnell im Verhältnis zu den Kurven der Pfähle Nr. 2 u. 3. Der Unterschied der Schlagzahl des Rammbaren mit 510 gegenüber 590 und 630 bei den Pfählen Nr. 2 u. 3 ist nicht nur auf die kleinere Rammtiefe, deren Unterschied zu gering ist, als vielmehr zum größeren Teil auf die nicht genaue Einhaltung der Schlaghöhe des Bären infolge der eingangs genannten Gründe zurückzuführen. Bei einem Vergleich der in Abb. 7 dargestellten Auftragung der Eindringungen wird diese bei einzelnen Rammschlägen vorgekommene Überschreitung der Schlaghöhe ohne weiteres ersichtlich. Dagegen ist der Unterschied zwischen den Pfählen Nr. 2 u. 3 mit 590 und 630 Schlägen in der geringeren Hafentiefe bei Nr. 3 begründet. Die Rammkurven der Pfähle Nr. 4 u. 5 zeigen den dem Pfahlquerschnitt entsprechenden Verlauf. Bei dem Vergleich mit den Kurven Nr. 1 bis 3 ist außerdem die bereits geschilderte Erhöhung der Schlaghöhe zu berücksichtigen. Die Rammkurve des Pfahles Nr. 4 hat etwa bis zum 60. Schlag

förmigem Querschnitt die Hafensohle unterschreitet, ist die Bodenreibung bei dem restlichen Pfahlteil nur an den äußeren Flanschenseiten des I-förmigen Pfahlquerschnitts wirksam. Nach beendeter Rammung hatte sich auf den beiden Stegseiten des Pfahles der in Abb. 8 eingezeichnete Trichter gebildet. Bei der Kurve des Pfahles Nr. 5 fällt das Einsinken ohne Rammschlag nach dem 40. Schlag um 0,55 m, d. h. durch den Rest der Kleischicht, auf. In der Abb. 9 a u. b ist die Entwicklung des Ansteigens des eingedrungenen Bodens im Innern der Pfähle Nr. 3 u. 4 aufgetragen und den Rammkurven der beiden Pfähle gegenübergestellt. Die während des Ansteigens eingetretene Bodenverdichtung zeigt bei beiden Pfählen einen unterschiedlichen Verlauf. Eine Pfropfenbildung ist bei keinem der Pfähle, auch nicht vorübergehend, entstanden²⁾. Bei dem

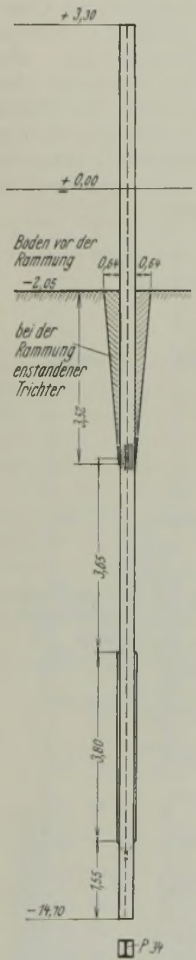


Abb. 8. Trichterbildung bei Pfahl Nr. 4 nach der Rammung.

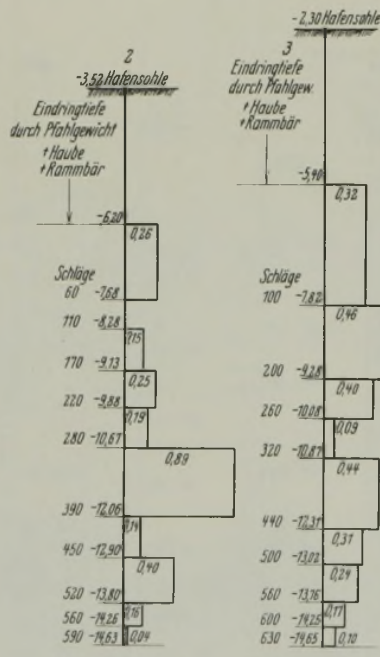


Abb. 10a. Zunahme der Bodenverdichtung während des Rammens bei Pfahl Nr. 2 in m.
Abb. 10b. Zunahme der Bodenverdichtung während des Rammens bei Pfahl Nr. 3 in m.

mit einer erreichten Rammtiefe von 1,15 m fast die gleiche Neigung wie die Kurven der Pfähle Nr. 1 bis 3, verläuft dann aber wesentlich flacher. An diesem Punkte setzt der Einfluß der 1,55 m vom Pfahlende beginnenden eingeschweißten Spitze ein, die zusammen mit den seitlich an den oberen und unteren Enden der Flansche angeschweißten Blechen auf 3,80 m Länge den Pfahl mit I-förmigem Querschnitt zu einem am unteren Ende geschlossenen Kastenpfahl mit \square -förmigem Querschnitt gestaltet. Dieser Kastenquerschnitt übt entscheidenden Einfluß auf die weitere Rammung aus. Auf die Länge der angeschweißten Bleche ist die volle Bodenverdrängung des Kastenquerschnitts zu überwinden. Sobald jedoch die Oberkante des 3,80 m langen Pfahlteils mit kasten-

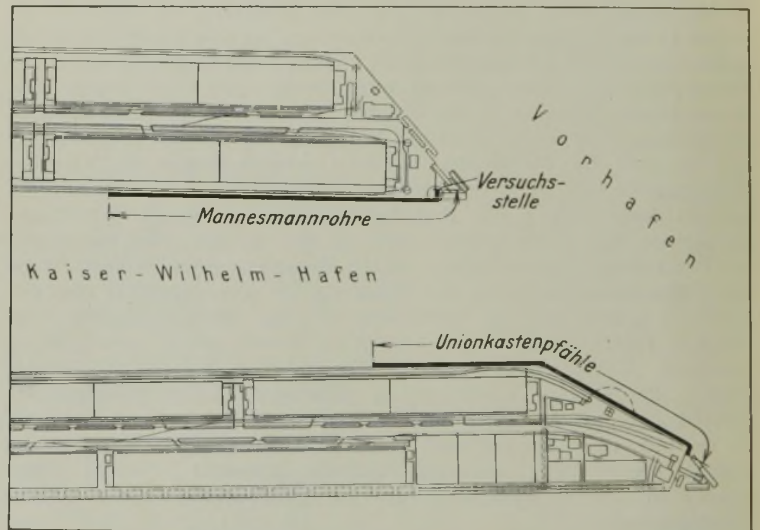


Abb. 11. Lageplan der Baustelle.

Vergleich der Entwicklung der Bodenverdichtung in den Pfählen ist ihre Zunahme bei den gleichen Rammtiefen einander gegenüberzustellen. Abb. 10a u. 10b zeigen für die Pfähle Nr. 2 u. 3 die Zunahme der Verdichtung zwischen den einzelnen Beobachtungspunkten bei den jeweils erreichten Rammtiefen. Aus Abb. 9a u. 10a ist zu ersehen, daß bei Pfahl Nr. 2 die stärkste Bodenverdichtung zwischen -10,67 m NN und -12,06 m NN liegt. Sie nimmt am Schluß der Rammung sehr rasch ab. Bei Pfahl Nr. 3 (Abb. 9b u. 10b) ist die Bodenverdichtung bis -10,08 m NN um rd. 80% größer als bei Pfahl Nr. 2 in der Tiefe von -9,88 m NN. Hier macht sich die über der Moorschicht liegende Sandschicht bemerkbar, die bei Pfahl Nr. 2 infolge der größeren Hafentiefe fehlt. Die Zunahme der Verdichtung geht von -10,87 m NN bis zum Schluß der Rammung langsamer und gleichmäßiger zurück als bei Pfahl Nr. 2 von -10,67 m NN an; sie ist von -14,25 m NN bis -14,65 m NN noch um 2,5 größer als bei Nr. 2 von -14,24 m NN bis -14,63 m NN. Die Entwicklung der Bodenverdichtung verläuft bei Pfahl Nr. 3 wesentlich regelmäßiger als bei Pfahl Nr. 2. Die gesamte Bodenverdichtung beträgt bei Pfahl Nr. 2 22,3%, bei Nr. 3 21,4%; sie ist bei Pfahl Nr. 1 mit 17,8% am kleinsten. Um über die Höhe der Bodenverdichtung weitere Aufschlüsse zu erhalten,

²⁾ Als Pfropfenbildung wird der Grad von Bodenverdichtung im Pfahlinnern bezeichnet, bei dem die Reibung der verdichteten Bodenschichten so groß geworden ist, daß sie ein weiteres Eindringen von Boden in den Pfahl verhindert. Der eingedrungene Boden würde dann im Pfahlinnern nicht mehr ansteigen, sondern um das gleiche Maß der Zunahme an Rammtiefe absinken.

wurde während der anschließenden Bauausführung bei fast sämtlichen Pfählen diese Verdichtung ermittelt. Die Kaimauerverstärkungen kamen an zwei sich gegenüberliegenden Kalstrecken des gleichen Hafenebeckens zur Ausführung (Abb. 11), und zwar wurden auf der einen Seite am Auguste-Viktoria-Kai Unionkastenpfähle Nr. II, auf der anderen Seite geschweißte Mannesmannrohre Durchm. 400 mm verwendet. In Abb. 12 ist die Höhenlage des Bodens im Pfahlinnern und der Hafensohle für beide Kalstrecken aufgetragen. In den Untergrundverhältnissen, die eingezeichnet sind, liegen nur geringe Verschiedenheiten. Die Höhenlage des Bodens im Pfahlinnern folgt den Schwankungen der Hafensohle. Einzelne Abweichungen sind vorhanden. Die unvermittelt bei einzelnen Pfählen besonders stark aufgetretene Bodenverdichtung ist auf Hindernisse im Untergrunde zurückzuführen. Aus dem Vergleich der Auftragungen für beide Pfahlarten ist ohne weiteres zu ersehen, daß die stärkere Bodenverdichtung bei den Kastenpfählen entstanden ist.

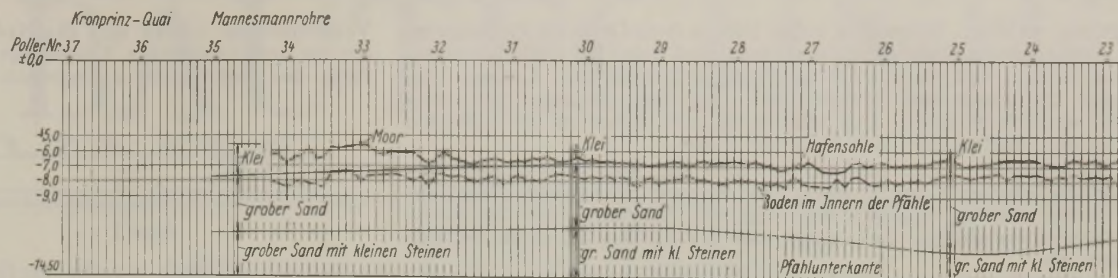


Abb. 12a. Übersicht über die Bodenverdichtung bei den Mannesmannröhren.

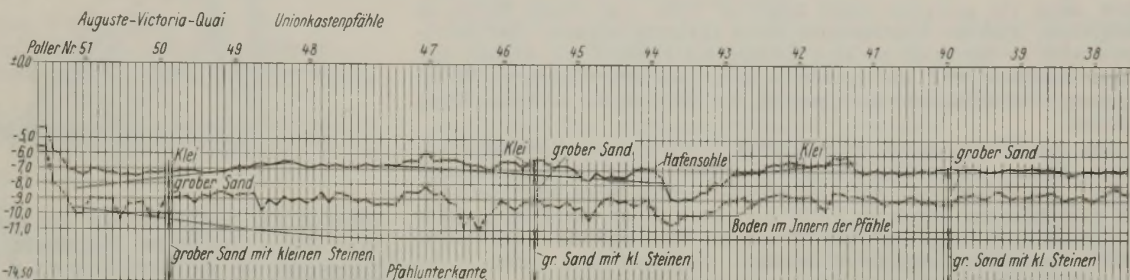


Abb. 12b. Übersicht über die Bodenverdichtung bei den Union-Kastenpfählen.

Der Unterschied zwischen Hafensohle und Bodenhöhe im Pfahlinnern beträgt im Mittel bei den Kastenpfählen 2,05 m gegen 1,25 m bei den Rohrpfählen. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Das Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft zur Förderung der Wissenschaften hielt am 9. Juli 1934 die Tagung seines Wissenschaftlichen Beirates, seines Verwaltungsrates und seine Mitgliederversammlung ab. Der Vorsitzende Ministerialdirektor Prof. Weigmann schilderte die erfreuliche Entwicklung des Instituts in technischer und wirtschaftlicher Beziehung und hob dabei besonders hervor zwei große Versuchsaufträge, die in der Versuchsanstalt des Instituts in Oberrach am Walchensee zur Ausführung kommen: Turbinenversuche im Auftrage der Rhein-Main-Donau AG nach Vorschlägen von Prof. Dr.-Ing. F. Lawaczek und ein Großmodellversuch für die Regulierung des Hwangho, der durch die chinesische Regierung erteilt wurde und unter Leitung von Geheimem Rat Prof. Dr. Dr. h. c. Engels ausgeführt wird.

Im Anschluß an die Sitzungen wurden die Anlagen der Versuchsanstalt Oberrach besichtigt. Bei einem Rundgange erläuterte Direktor Esterer die baulichen Erweiterungen, technischen Einrichtungen und die laufenden Versuchsarbeiten des Instituts, und Geheimer Rat Engels schilderte ausführlich das Problem der Regulierung des Hwangho, an die sich eine lebhafte Aussprache anschloß.

Der Gesamtverlauf der Tagung ließ den hohen Wert des Tochterinstituts der Kaiser-Wilhelm-Gesellschaft für die Weiterentwicklung und Klärung aller mit dem Wasserbau und dem Ausbau von Wasserkraften zusammenhängenden Aufgaben erkennen. Der Gedanke Oskar v. Millers, eine Großversuchsanstalt für Wasserbau und Wasserkraft zu gründen, wirkt sich mehr und mehr fruchtbringend aus.

Lastwagendrehkran. Wenn bei Bauarbeiten die Ortsveränderung geringerer Lasten wirtschaftlich ausfallen soll, sind Einrichtungen mit geringem Arbeitsaufwand in der Aufstellung und im Betriebe nötig. Zur Erfüllung dieser Aufgabe hat die MAN einen auf einem Schwerlastwagen-Fahrgestell (7 t Tragfähigkeit) aufgebauten, motorisch angetriebenen Drehkran (s. Abb.) entwickelt, der mit einem Lasthaken (bis 1,6 t Tragfähigkeit bei 4 m Ausladung) oder mit einem Einseilgreifer (Eigengewicht 1,1 t, Nutzlast 0,5 t oder 0,5 m³) arbeiten kann. Die jeweils größte Tragfähigkeit hängt von der Standfestigkeit des ganzen Fahrzeuges ab. Sollte die größte Tragfähigkeit überschritten werden und das Gerät zu kippen drohen, so schaltet sich das Hubwerk selbsttätig aus.



Kraftwagendrehkran beim Arbeiten mit einem Einseilgreifer (0,5 m³ Inhalt).

Der auf dem Fahrgestell ruhende Unterbau des Drehkrans wird auf

den beiden Hinterrädern durch Spindeln abgestützt, wobei sich die Wirksamkeit der Hinterfedern durch weitere Achsfangvorrichtungen ausschalten läßt.

Das Hub- und Drehwerk und das Verstellen des Auslegers werden elektrisch angetrieben. Zur Stromzuführung dient die hohle, senkrechte Säule des Krans. Den Strom (220 V) erzeugt eine Gleichstromdynamo, die vom Wagenmotor über das Fahrzeuggetriebe und einen Nebenantrieb in Umdrehung versetzt wird. Bedient wird der Kran von einem Führer, der seinen Sitz auf dem Kran hat.

Bei Wechseln des Standortes setzt man den Greifer zwischen Drehkran und Führerhaus ab und dreht den Ausleger in der Fahrtrichtung nach vorn. Die gesamte Fahrzeughöhe beträgt dann nur 3200 mm. Sind größere Ausladung und Nutzlast als die genannten gefordert, so wird der Kran auf einem dreiaxigen Fahrgestell aufgebaut. R. —

Einbau von Durchlässen in bestehende Bahndämme. Einen Durchlaß nachträglich in einen Bahndamm einzubauen, ist eine lästige Arbeit. Wird sie in offenem Einschnitt ausgeführt, so muß das Gleis abgefangen und der Rohrgraben sorgfältig abgesteift werden, und nach dem Verfüllen des Einschnitts nach Beendigung der Arbeiten gibt es Setzungen, die das Gleis gefährden können. Den offenen Einschnitt zu vermeiden und den Durchlaß bergmännisch oder tunnelförmig vorzutreiben, kommt nur bei sehr hohen Dämmen in Frage und ist ein teures Arbeiten. Bei den Eisenbahnen der Vereinigten Staaten wendet man, um den angedeuteten Schwierigkeiten zu begegnen, seit einigen Jahren häufiger ein neues Verfahren an, um Durchlässe in bestehende Eisenbahndämme einzubauen: Man drückt das den Durchlaß bildende Rohr mit Hilfe von Winden durch den Damm, wobei vor Kopf des Rohres die entgegenstehenden Massen ausgegraben werden. Es handelt sich also sozusagen um ein um 90° gedrehtes Verfahren der Brunnengründung, wobei die Belastung des Brunnens durch den Druck der Winden, die am hinteren Ende des Rohres angreifen, ersetzt wird. Das Verfahren wird in Amerika mit Rohren von 61 bis 173 cm Durchm. angewendet, wenn auch bei Durchmesser über 1,07 m schon einige Schwierigkeiten entstehen. Eingebaut werden können auf diese Art Gußeisenrohre, die in Amerika viel benutzten Wellblechrohre oder auch Betonrohre.

Beim Beginn der Arbeit wird seitlich in den Bahndamm ein offener Einschnitt so weit vorgetrieben, wie es ohne Gefährdung der Gleise möglich ist. Gegen die so freigelegte Brust wird das Rohr auf Führungshölzern angesetzt und mit Hilfe von Winden vorwärtsgedrückt. Um den Druck der Winden nach hinten aufzunehmen, muß für diese ein kräftiges Widerlager geschaffen werden. Ist das Rohr weit genug, daß ein Mann in ihm arbeiten kann, so gräbt dieser die vor dem Rohr anstehenden Massen ab, und ein zweiter fördert sie nach rückwärts. Um den Druck der Winden auf das Rohr zu übertragen, wird gegen dessen hinteres Ende ein rahmenartiger Deckel oder ein Schild aus Holzbalken gelegt, das eine genügend große Öffnung zur Abförderung der aufgehobenen Massen hat. Bei engeren Rohren muß mit Erdbohrern oder ähnlichen Werkzeugen gearbeitet werden. Wenn zu befürchten ist, daß in dem Damm Wasser auftritt, muß das Rohr von der Abflußseite her vorgetrieben werden. Bei breiten Dämmen kann es sich empfehlen, von einem Schacht aus nach beiden Seiten zu arbeiten, und auf diese Art können auch Wasser- und ähnliche Leitungen in gewachsenen Boden

eingebaut werden. Betonrohre haben infolge ihres Gewichts die Neigung, mit dem vorderen Ende abzusacken; man muß daher bei ihnen besonders darauf achten, daß sie die richtige Richtung beibehalten. Um das Vordringen zu erleichtern, bewehrt man ihre Stirn zuweilen mit einer stählernen Schneidkante. Um sich verlaufende Rohre in die Soll-Lage zu bringen, bedient man sich hölzerner Keile.

Zum Abgraben der Massen vor Kopf der Rohre verwendet man besondere Hacken und Schaufeln mit kurzem Stiel; auch Druckluftwerkzeuge werden benutzt. Wie weit das Ausgraben der Stirnfläche des Rohres vorausseilen darf, hängt von der Art des zu durchörternden Bodens ab.

Die Schüsse der gewellten Rohre, die in um 60 zu 60 cm abgestuften Längen geliefert werden, werden an den Stößen vernietet, zuweilen indem dabei ein gewelltes Band aufgelegt wird. Um dieses Nieten zu ermöglichen, muß der Voreinschnitt etwas erweitert werden. Bei Betonrohren wird in die Stoßfuge eine Einlage aus Hanfseil mit Asphalt eingelegt; zuweilen wird die Stoßstelle noch mit dünnflüssigem Mörtel vergossen. Bei Gußeisenrohren werden die Stöße in der üblichen Weise gedichtet.

Die mit Winden durch einen Damm vorgetriebenen Rohrdurchlässe müssen ebenso wie andere Durchlässe gegen Unterwaschung geschützt werden. Am Einlauf sind dazu die üblichen Herdmauern, nach Befinden auch Flügelmauern anzulegen, und der Auslauf ist mit Pflaster oder Steinschüttung zu umgeben. Die Massen im Voreinschnitt müssen beim Einfüllen sorgfältig abgerammt werden. Zuweilen wird ihnen etwas Zement beigemischt, um eine bessere Dichtung zu erreichen.

Das Vortreiben von Rohrdurchlässen durch Eisenbahndämme in der vorstehend andeutungsweise geschilderten Art hat in den Vereinigten Staaten solche Bedeutung erlangt, daß die Technische Vereinigung der amerikanischen Eisenbahnen einen Unterausschuß ihres Ausschusses für Streckenfragen beauftragt hat, einen Bericht über dieses Verfahren für die Jahresversammlung des Jahres 1934 auszuarbeiten. Aus diesem Bericht, für den die Unterlagen bei 23 Eisenbahngesellschaften und bei den Lieferwerken für die Rohre ermittelt worden sind, ist vorstehend nach „Railway Engineering and Maintenance“ (Mai 1934) das Wichtigste wiedergegeben. Der Bericht gipfelt darin, daß das Vortreiben der Durchlaßrohre durch Winden bei zur Anwendung dieses Verfahrens geeigneten örtlichen Verhältnissen eine Ersparnis von 30 bis 50% gegenüber der Arbeit im offenen Einschnitt zur Folge haben kann. Wkk.

Patentschau.

Vortriebschild für den Tunnel- oder Stollenbau, bestehend aus einem äußeren Haupt- und einem inneren Vorschild. (Kl. 19f, Nr. 575 915 vom 28. 4. 1929 von Bauschäfer AG für bergmännischen Untergrundbahn- und Tunnelbau in Berlin.) Die auf Tunnelrahmen *a* gelagerten Vortriebsmesser *b* eines äußeren Hauptvortriebschildes haben Z-förmigen Querschnitt und greifen mit ihren abgebogenen Flanken beiderseits ineinander. Unterhalb der Messer *b* befinden sich kürzere Vortriebsmesser *b₁* winkelförmigen Querschnitts, die querseitig nicht ineinandergreifen, sondern sich lediglich an den Messern *b* und am Tunnelrahmen *a* führen. Die Messer *b₁* können außerdem aber nach vorn durch ausziehbare Stempel *t* gestützt sein. In gerölligem Gebirge kann der

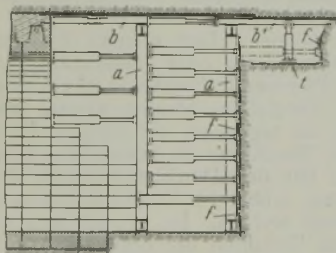


Abb. 1.

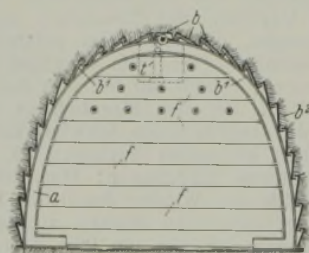


Abb. 2.

Vortrieb derart geschehen, daß zuerst eine der Brustbohlen *f*, z. B. die mittelste obere entfernt und das hinter ihr befindliche Erdreich vorsichtig herausgeholt wird. Die Bohle *f* wird alsdann vor die so entstandene neue Ortsbrust gesetzt und abgestützt. Gleichzeitig mit dem Entfernen des Erdreichs an dieser Stelle oder unmittelbar danach werden die Vortriebsmesser *b₁* und alsdann die über diesen befindlichen Vortriebsmesser *b* des Hauptschildes soweit wie möglich vorgetrieben; alsdann wird die nächstfolgende tiefere Brustbohle *f* entfernt, das Erdreich hinter ihr herausgeholt und die Brustbohle vor die neue Ortsbrust gesetzt; dann werden weitere Vortriebsmesser *b₁* und *b* entsprechend dem Fortschreiten des Abbaues der Ortsbrust vorgetrieben.

Notverschluß für wasserbauliche Anlagen. (Kl. 84a, Nr. 571 120 vom 9. 1. 1929 von Dipl.-Ing. Hermann Blum in Dortmund, Gartenstadt Schönau.) Um den Verschluß in einfacher Weise und in kurzer Zeit einbauen und wieder entfernen zu können, werden die Stützen für die Nadellehnen als absenkbarer Schwimmkörper ausgebildet. Als Nadeln werden Spundwandisen *a* verwendet, die sich gegen die Nadellehnen *b* abstützen, der Zwischenraum *c* an den Spundwandschlössern wird mit Kohlenasche ausgefüllt und gedichtet. Bei der flußaufwärts gelegenen

Verschlußwand lehnen sich die Nadeln *a* mit ihrem oberen Ende gegen die als schwimmfähiger Kastenträger ausgebildete Nadellehne *d*, die in Falze des Wehrpfeilers *k* eingesetzt und durch Streben abgestützt wird,

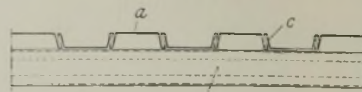


Abb. 1.

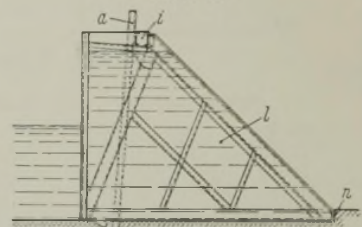


Abb. 3.

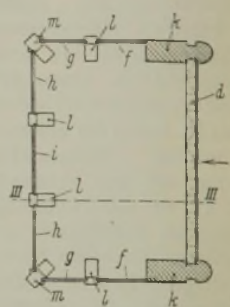


Abb. 2.

während die Nadeln *a* sich mit dem unteren Ende gegen eine durch ein U-Eisen geschützte Betonstufe in der Wehrsohle abstützen. Als Stützpfiler für die Nadellehnen *f*, *g*, *h* und *i* der flußabwärts gelegenen Verschlußwand dienen die Wehrpfeiler *k* und die Schwimmkörper *l* und *m*, die sich gegen den in der Flußsohle vorgesehenen Ansatz *n* legen, während sich die Nadeln mit ihrem unteren Ende gegen die Rückwand einer Rinne *o* legen.

Bewegliches Hängelager für Eisenbetonbrückenbalken zwischen Kragträgern. (Kl. 19d, Nr. 569 232 vom 8. 8. 1931 von Dipl.-Ing. Hans Petersen in Bremen.) Das Hängelager besteht aus einem Hängeglied *a*, das aus der oberen Bewehrung *i* des Kragträgers *g* herkommt, über dessen obere Eckleiste *b* nach unten abbiegt und über die untere Eckleiste *b*

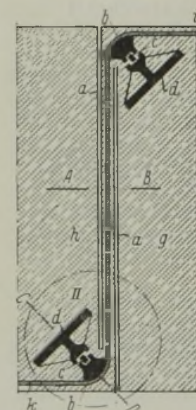


Abb. 1.

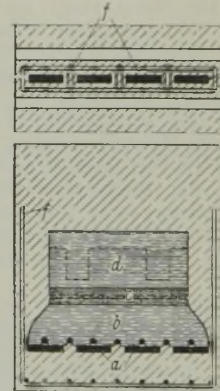


Abb. 3.

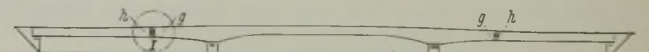


Abb. 2.

mit dem Betonguß des Kragträgers *g* bzw. des Trägers *h* einbetoniert, während das Einbetonieren des Kippgelenkes und der Eckleisten erst nach dem Ausrüsten des Gesamttragwerks geschieht. Gegen Witterungseinflüsse wird das Hängeglied *a* mit Beton od. dgl. eingehüllt, oder es kann das Hängeglied *a* selbst aus einem gegen Witterungseinflüsse unempfindlichen Baustoff bestehen.

Personalmeldungen.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W) Knieß ist vom Wasserbauamt in Osnabrück an das Wasserbauamt in Wittenberge versetzt worden. In den Staatsdienst sind wieder übernommen und zur dienstlichen Verwendung überwiesen worden: Regierungsbaumeister (W) Clausen der Dienststelle „Der Kulturbaubeamte“ in Celle, Gunzelmann der in Aachen, Hofmeyer der in Magdeburg, Opitz der in Stade und Pakusa der in Schleswig.

INHALT: Bau der Untergrundbahn Moskau. — Brückenbauten anlässlich der Elektrisierung der Berliner Wannesebahn. — Ramm- und Belastungsversuche mit verschiedenen Pfahlarten aus Eisen und Eisenbeton und mit eisernen Spundbohlen. — Vermischtes: Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft. — Lastwagendrehkran. — Einbau von Durchlässen in bestehende Bahndämme. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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