

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 16. Februar 1940

Heft 6/7

Alle Rechte vorbehalten.

Der Maastunnel in Rotterdam.

Von Ir. J. P. van Bruggen, Rotterdam.

Grundlagen für den Entwurf.

Der endgültige Entwurf für den Tunnel unter der Maas in Rotterdam¹⁾ (Lageplan Abb. 1) fußt auf einer Reihe von Anforderungen, die für den Bau von maßgebender Bedeutung sind und sich namentlich auf die zuzulassenden Verkehrsmittel und die Leistungsfähigkeit beziehen. Im Tunnel sollten Kraftfahrzeuge, Radfahrer und Fußgänger zugelassen werden, und zwar in einem solchen Umfang, daß während einer langen Reihe von Jahren die Leistungsfähigkeit größer bleiben sollte als das Verkehrsangebot. Ein zweispuriger Kraftfahrertunnel wurde hierfür als zu klein erachtet; er würde überdies den Nachteil haben — was in Antwerpen sehr fühlbar ist —, daß er bei einem einigermaßen bedeutenden Verkehr keine größere Geschwindigkeit ermöglicht als die des langsamsten Fahrzeuges. Daher mußte ein vierspuriger Tunnel gewählt werden²⁾, wobei das Unterbringen der Fahrbahnen für jede der beiden Verkehrsrichtungen in einem gesonderten Tunnelbahnraum (Abb. 4) als verkehrstechnisch sehr wohl zulässig angesehen wurde, zumal diese Lösung viel billiger ist als das Unterbringen von vier Fahrspuren in einem einzigen Tunnelabschnitt. Ebenfalls aus wirtschaftlichen Gründen wurden Fußgänger und Radfahrer in einem gesonderten Abschnitt untergebracht; es stellte sich dabei als möglich heraus, diesen Abschnitt nahe an den Flußufer mit der Geländeoberfläche mittels Fahrtreppen in Verbindung zu bringen, was für beide Verkehrsarten erwünscht war.

auf jedem Ufer befindlichen Fahrtreppen können in der Stunde etwa 3200 Radfahrer oder 32 000 Fußgänger befördern.

Im Kraftfahrertunnel sollen die Rampen nicht steiler geneigt sein als $3\frac{1}{2}\%$, damit die Geschwindigkeit der schwersten Lastkraftwagen nicht allzu gering ausfällt und ihr Anfahren nicht zu sehr erschwert wird. Zur Erzielung genügender Sicht in den Krümmungen soll kein geringerer Halbmesser als 300 m

verwendet werden. Gemäß den Normen für Reichsstraßen ist die freie Höhe im Kraftfahrertunnel auf 4,20 m über Oberkante Straßendecke festgesetzt worden, während für die Fahrbahnbreite auf der geraden Strecke für jede Verkehrsrichtung 6,0 m, in den Krümmungen 6,25 m beibehalten ist. Endlich spielte eine wichtige Rolle für den Entwurf auch die Festsetzung der endgültigen Flußbetttiefe an der Tunnelstelle.

Im Einvernehmen mit der Reichswasserstraßenverwaltung ist diese Tiefe auf R. P. — 11,85 m (R. P. = Normalnull für Rotterdam und Umgebung) festgesetzt worden, d. h. etwas mehr als 11,50 m unter gewöhnlichem Niedrigwasser. Da mit einer gewissen Ansandung gerechnet werden muß, bedeutet dies eine nutzbare Fahrtiefe von 11 m bei N.W.

Allgemeine Beschreibung des Tunnels.

Beim Entwerfen der Tunnelstraße war es notwendig, Rücksicht auf die Linienführung der Deiche auf beiden Flußufern zu nehmen. Die Deiche durften nicht durchquert werden, weil dann die Gefahr bestand, daß das hinter ihnen unter dem Flußwasserspiegel liegende Gelände überschwemmt werden konnte, falls unverhofft im Tunnel ein Wassereintritt entstehen sollte. Am rechten Maasufer (Abb. 3) kreuzen Deich und Tunnel sich nahezu rechtwinklig; die hier unumgänglich nötige Deichverlegung war deshalb ohne bedeutende Kosten auszuführen. Am linken Maasufer dagegen war wegen der bestehenden Bebauung eine Deichverlegung ausgeschlossen; um hier die nötige Länge der Tunnelrampen zu erhalten, ist der Tunnel so entworfen, daß er sich an

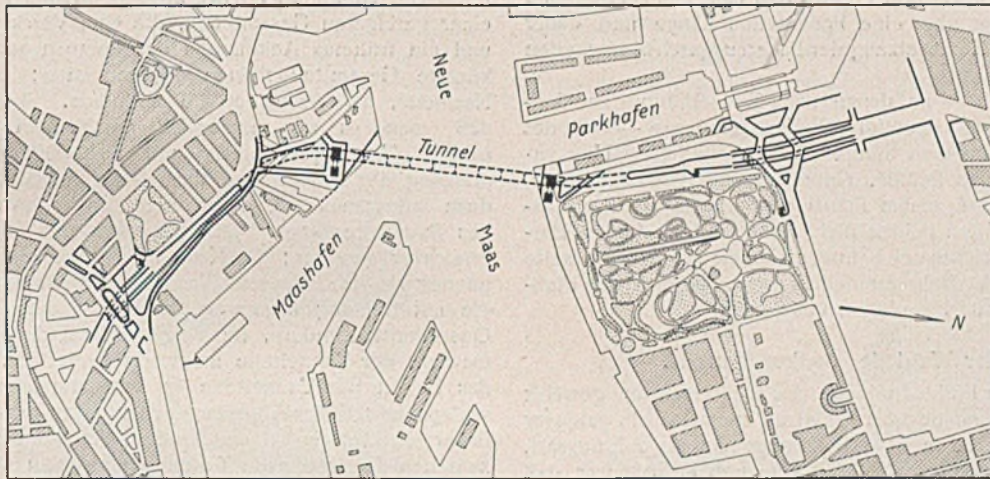


Abb. 1. Lageplan.

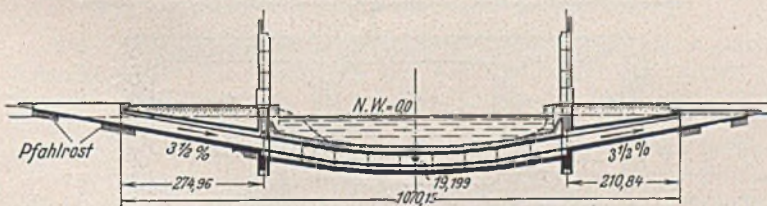


Abb. 2.

Längsschnitte durch den Kraftwagentunnel (oben) und den Fußgänger- und Radfahrertunnel (unten).

Bei der stündlichen, täglichen und wöchentlichen Verteilung des Kraftwagenverkehrs zwischen beiden Flußufern, die in Rotterdam zur Zeit beobachtet und auch noch in den nächstfolgenden Jahrzehnten erwartet wird, kann die Jahresleistung des Kraftfahrertunnels, wenn in regelmäßig wiederkehrenden kurzen Zeitabschnitten nur unbedeutende Stockungen in der Bewältigung des Verkehrsangebots entstehen, auf 12 Millionen Fahrzeuge geschätzt werden. Zum Vergleich sei bemerkt, daß die bestehende feste Uferverbindung, die Willemsbrücke, augenblicklich mit Mühe und Not jährlich etwa 4 Millionen Fahrzeuge bewältigt.

Die Leistungsfähigkeit des Tunnelbahnraumes für Fußgänger und Radfahrer wird durch die Leistung der Fahrtreppen bedingt. Die vier

¹⁾ Ein kurzer Auszug aus der folgenden Abhandlung ist mit 6 Abbildungen bereits in Bautechn. 1939, Heft 12, S. 166, erschienen.

²⁾ Nähere Ausführungen über die maßgebenden Gründe s. De Ingen. 1936, S. B. 110.

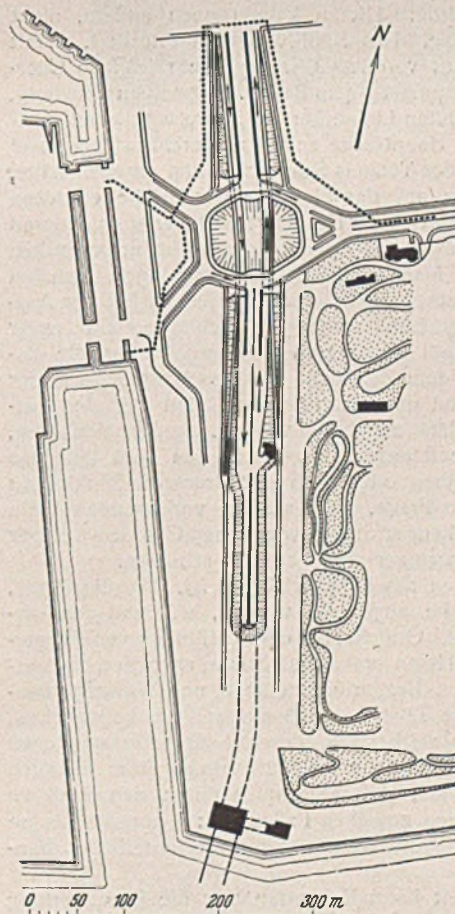


Abb. 3. Tunnel am rechten Maasufer.

den Deich anschmiegt, und zwar in Richtung des stärksten Verkehrs, nach dem Schwerpunkt der städtischen Bebauung auf dem linken Ufer zu. Dort wo der Tunnel die Flußdeiche kreuzt, befinden sich die Anschlußpunkte des Kraftfahrtunnels an das städtische Straßennetz. Um sicher zu sein, daß die Leistungsfähigkeit der Zugänge nicht geringer wird als die des Tunnels, sind diese Anschlußpunkte derart gewählt worden, daß der die Tunnelmündungen kreuzende städtische Verkehr sich auf einer anderen Höhe abspielt als der zum Tunnel gerichtete Verkehr. Der die Tunnelmündungen kreuzende Verkehr macht dabei Gebrauch von Kreisverkehrsplätzen, unter denen der Tunnelverkehr unterführt wird. Eine Verbindung zwischen den beiden sich kreuzenden Verkehrsströmen ermöglichen Rampen, die zwischen den Unterführungen liegen.

Im Anschluß an die Kreisverkehrsplätze liegen in der Tunnelstraße Vorplätze, d. s. längliche Plätze von einer solchen Breite, daß auf ihnen eine bedeutende Anzahl Kraftwagen sich aufstellen kann, falls im Tunnel oder in dem städtischen Straßenverkehr Hemmungen vorkommen. Dadurch wird erreicht, daß eine Stockung soweit wie möglich örtlich begrenzt bleibt und sich nicht über eine große Länge im Verkehrsstrom fühlbar macht. Die längliche Form der Plätze hat im Vergleich mit einer kürzeren, mehr gedrungenen Form den Vorteil, daß das Ineinanderfließen der verschiedenen Fahrspuren über eine bedeutende Länge und daher mit einer möglichst geringen Herabsetzung der Fahrzeuggeschwindigkeiten stattfinden kann.

Zwischen den Vorplätzen — an denen noch Einstellräume zur Aufnahme der für den Tunnelbetrieb benötigten Fahrzeuge liegen — befindet sich das Tunnelbauwerk im engeren Sinne, das sich auf jedem Ufer zusammensetzt aus einer offenen Rampe, einem überdeckten Landtunnel, einem Entlüftungsgebäude und einem Fahrtreppenschacht mit Zugangsgebäude, während zwischen den beiden dicht am Flußufer gebauten Entlüftungsgebäuden sich der Flußtunnel befindet. Damit auf der Flußseite der Entlüftungsgebäude der Verkehr ermöglicht wird, ist dort der Flußtunnel mit einem Bauwerk aus Eisenbeton überbrückt.

Begründung der Wahl des Senkverfahrens.

Für die Ausführung des Flußtunnels ist das Senkverfahren gewählt worden. Bereits von Anfang an bestand für diese Bauweise ein gewisser Vorrang gegenüber der anderen in Betracht kommenden Ausführungsart, dem Schildverfahren, und zwar deshalb, weil man sich bewußt war, daß man sich dann mit Aufgaben zu befassen haben würde, die in Holland vorkommenden näher verwandt waren. Die Schildbauweise hätte sich ohne persönliche Erfahrungen schwerlich ausarbeiten lassen, so daß man gezwungen gewesen wäre, bereits von Anfang der Planung an sich mit ausländischen Sachverständigen ins Benehmen zu setzen, was nicht einfach zu verwirklichen war und jedenfalls zu Zeitverlusten bei den Vorbereitungen geführt haben würde. Hierzu kamen noch andere, nicht weniger wichtige Gesichtspunkte. Das Schildverfahren erfordert, damit die Gefahr eines Luftausbruches vermieden wird, eine reichliche Überdeckung des Tunnels mit wenig durchlässigem Boden. Es erschien schwierig, diese Forderung bei der gewählten Linienführung zu verwirklichen, weil der Boden im Flußbett in der Hauptsache aus stark durchlässigem Sand besteht und eine tiefere Lage des Tunnels Schwierigkeiten ergeben hätte, weil er die Geländeoberfläche auf der Flußseite der Deiche erreichen mußte. Auch erschien beim Vergleich der Kosten verschiedener an anderen Orten ausgeführter Tunnel das Schildbauverfahren nicht unwesentlich teurer als das Senkverfahren. Man entschloß sich denn auch, sich bei der Planung auf das Senkverfahren zu beschränken, jedoch bei der Ausschreibung der Pläne die Möglichkeit zu Gegenanschlägen, z. B. unter Verwendung des Schildverfahrens offenzulassen. Obwohl aber die Beteiligten bereits jahrelang vor dem Zeitpunkt der Ausschreibung von der Rotterdammer Behörde eingehend unterrichtet waren, sind bei der Ausschreibung keine Schildtunnelpläne angeboten worden. Andere Verfahren, wie z. B. die Ausführung in aufeinander folgenden, den Fluß teilweise abschließenden offenen Baugruben oder auch mit Druckluft-Senkkästen kamen von Anfang an nicht in Frage, weil sie im vorliegenden Falle wegen der regen Schifffahrt und aus strombautechnischen Gründen weniger geeignet waren und überdies weniger sicher zu sein schienen.

Bedingung für das Gelingen des Senkverfahrens ist, daß die Rinne, in die die einzelnen Tunnelteile abgesenkt werden, während der Ausführung genügend standfest ist. Örtliche, bei der Ausführung von Baggerarbeiten im Fluß und in den Häfen erworbene Erfahrungen und im Vergleich dazu die Ansichten von Baggerunternehmen und Wasserstraßenbehörden, namentlich auch die Tatsache, daß die im Fluß befindlichen, tiefer als 20 m unter Wasser reichenden, durch Saugen entstandenen Mulden jahrein jahraus praktisch eine unveränderliche Form behalten haben, gestatteten die Annahme, daß eine quer durch den Fluß zu baggernde Rinne mit Böschungen zwischen 1:3 und 1:6 genügend lange unverändert bleiben würde, um die Ausführung der erforderlichen Bauarbeiten zu ermöglichen.

Von besonderer Wichtigkeit beim Entwerfen war die Beantwortung der Frage, welche Bodenüberdeckung der Tunnel unter der Flußsohle mindestens erhalten müsse. Die Überdeckung konnte auf 1,50 m fest-

gesetzt werden. Versuche und theoretische Überlegungen haben nämlich gelehrt, daß bei Einhaltung dieses Maßes eine Gefahr für Beschädigung des Tunnels durch Anker nicht zu befürchten ist. Auch von sinkenden, nicht allzugroßen Schiffen war keine Gefahr zu befürchten. Ein Tieferlegen des Tunnels mit der Absicht, jede Gefahr zu vermeiden, war jedoch wegen der damit verbundenen Kosten — überschlägig etwa auf 900000 fl. je Meter tiefere Lage der Tunneldecke geschätzt — nicht zu verantworten. Eine Abdeckung mit Steinen wurde vorläufig der Kosten wegen nicht ausgeführt; falls die Wiederauffüllung der gebaggerten Rinne sich später nicht als standfest erweisen und die Gefahr der Ausspülung bestehen sollte, kann irgendeine Befestigung der Flußsohle immer noch nachgeholt werden.

Wahl des Tunnelquerschnitts im Flußteile.

Über die Form des Tunnelrohres ist zu bemerken, daß in den für die Ausschreibung angefertigten Plänen der Städtischen Bauverwaltung — die sich jedoch auf einen Tunnel von geringerer Leistung bezogen, als sie jetzt vorhanden sein wird — zwei runde Tunnelrohre vorgesehen sind³⁾. Der damals auch untersuchte rechteckige Tunnelquerschnitt mit zwei Bahnräumen hatte zwar gegenüber runden Rohren den Vorteil einer geringeren Gesamthöhe, die eine Verringerung der Baggerarbeiten und ein früheres Ankommen der Rampen auf Geländehöhe, d. h. eine kürzere Gesamttunnellänge ergeben hätte; daneben bestanden jedoch Nachteile, die diese Vorteile aufhoben. Ausschlaggebend war dabei, daß man es als unmöglich ansah, bei Verwendung des rechteckigen Tunnelquerschnittes mit Sicherheit eine gleichmäßige Unterstüzung der abgesenkten Tunnelteile auf dem Boden zu erreichen, die doch wünschenswert, wenn nicht sogar notwendig für den Bestand des Bauwerkes war. Vielleicht wäre eine Unterstüzung durch Pfähle erreichbar gewesen; die Kosten einer solchen Lösung erschienen jedoch unerschwinglich. Andere Nachteile waren, daß die größere Dicke, die die auf Biegung beanspruchten Wände eines Rohres mit rechteckigem Querschnitt erfordern, im Vergleich mit der eines runden Rohres das Gewicht der Tunnelteile ungünstig beeinflußt, was zur Folge hat, daß das Halten der Tunnelteile in schwimmender Lage während des Abschleppens und ihr Absenken sich bei den rechteckigen Rohren umständlicher gestaltet als bei den runden. Auch die Herstellung der Verbindung zwischen den einzelnen Tunnelteilen schien bei der rechteckigen Form schwieriger. Auch schien es einfacher, für die einzelnen runden Rohre eine Baustelle zu finden als für einen breiten Bauteil von rechteckigem Querschnitt. Endlich erschien die Herstellung des für die Wasserdichtigkeit als notwendig erachteten Stahlmantels einfacher in runder als in rechteckiger Form. Im ersteren Falle konnte nämlich der Stahlmantel als in sich steifer Bauteil in einer Fabrik hergestellt und schwimmend zum Bestimmungsort befördert werden, um dort ohne umständliche Maßnahmen als Schalung für das darin anzubringende tragende Betonwerk Verwendung zu finden; im letzteren Falle wäre dies nur mit dem Einbau kostspieliger Verstüfung möglich gewesen.

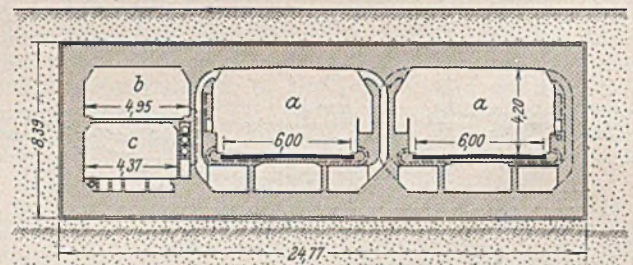


Abb. 4. Schnitt durch den Flußtunnel.

a Kraftwagen. b Radfahrer. c Fußgänger.

Bei dem zur Ausführung gelangenden Plan ist nun trotz alledem ein Tunnel mit rechteckigem Querschnitt (Abb. 4) gewählt worden. Um dies zu erklären, sei zunächst gesagt, daß die Befürworterin dieser Bauweise, die ausführende Unternehmungsgesellschaft, N.V. Maastunnel⁴⁾, eine Arbeitsweise ausgedacht hat, die es ermöglicht, zwischen den abgesenkten Tunnelteilen und der Sohle der gebaggerten Rinne im Fluß Sand auf derartige Weise einzuspülen, daß eine äußerst gleichmäßige Unterstüzung der Tunnelteile auf der Schicht erhalten wird. Damit war also der Haupteinwand gegen Verwendung des rechteckigen Querschnittes beseitigt. Als nun aus der Ausschreibung hervorging, daß für einen Tunnel mit drei Bahnräumen im Flußteil nur rechteckige Querschnitte entworfen und angeboten waren, mußte daraus geschlossen werden, daß wenigstens im Vergleich mit einem Flußtunnel aus drei runden Rohren die geringeren Baukosten eines Tunnels von rechteckigem Querschnitt so verlockend waren, daß die Unternehmer die erwähnten Einwände mit in Kauf nehmen

³⁾ Näheres hierüber s. De Ingen. 1937, S. Bt. 37 u. Bt. 43.

⁴⁾ Die N.V. Maastunnel ist eine Arbeitsgemeinschaft, an der vier führende holländische Bauunternehmungen beteiligt sind.

wollten. Immerhin hat sich bei der Ausarbeitung der Pläne herausgestellt, daß man in verschiedener Hinsicht doch wohl bis an die Grenze des Möglichen gegangen ist, und daß nur dank der außerordentlich sorgfältigen Vorbereitung der Ausführung, die viel weiter geht, als im allgemeinen bei Bauausführungen gebräuchlich ist, auf das Gelingen der ganzen Arbeit gerechnet werden darf.

Bau des Flußtunnels.

Der Flußtunnel besteht aus neun Teilen aus Eisenbeton von 61,35 m Länge, 24,77 m Breite und einer zwischen 8,39 m und 9,52 m wechselnden Höhe. Dieser Höhenunterschied und die dadurch bedingte Keilform der Tunnelteile findet seine Begründung in der Notwendigkeit, für den Radfahrerverkehr einen Weg mit einer geringeren Steigung zu ermöglichen als für den Kraftwagenverkehr. Die Tunnelteile enthalten vier Bahnräume, nämlich zwei für Einbahnverkehr mit Kraftwagen und zwei für Personenverkehr (s. Abb. 4). Letztere sind übereinander angeordnet, wobei die Fußgänger den unteren, die Radfahrer den oberen Tunnelbahnraum benutzen. Dieser obere Bahnraum erreicht unter den Entlüftungsgebäuden die Höhenlage des unteren Endes der Fahrtreppen; der Fußgängertunnelbahnraum ist mit dieser Höhe mittels steirner Treppen verbunden. Unter der Fahrbahn in den Tunnelbahnräumen für Kraftwagenverkehr liegen die Hauptkanäle für An- und Abförderung der Luft. Bei dieser Anordnung bleibt die Fahrbahn im Querschnitt des Tunnels so hoch wie möglich liegen, und es werden somit die Rampen so kurz wie möglich.

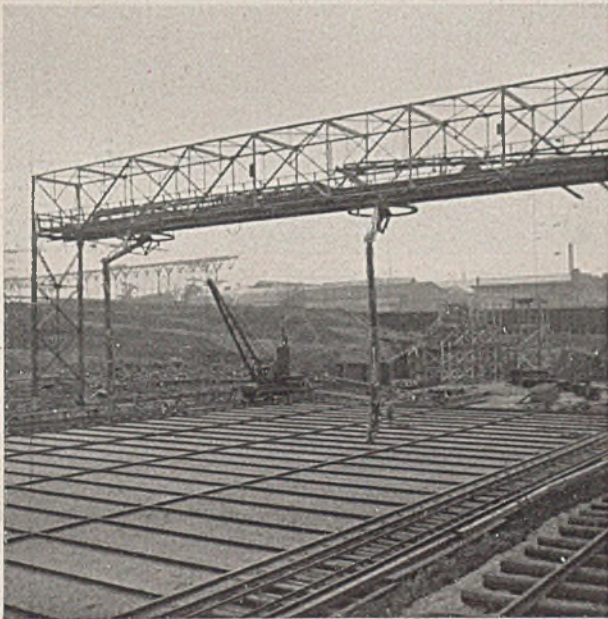


Abb. 5. Trägerrost für die Sohle eines Flußtunnelteils.

Die Tunnelteile werden gegen Undichtwerden geschützt durch einen Stahlmantel, der der Ausführung von Asphaltpapplagen mit Bitumenanstrich vorgezogen wurde, weil die Ausführung der Tunnelteile keine vollständige Sicherheit dafür bietet, daß die genannte Dichtung unter allen Umständen den für ihre Beständigkeit notwendigen Druck behält.

Die Tunnelteile werden jedesmal mit drei Stück zu gleicher Zeit in ihrer unteren Hälfte im städtischen festen Trockendock für Kajemauersenkstätten am Heyschehaven fertiggestellt und, nachdem sie an ihren Enden vorläufig geschlossen worden sind, zum Aufschwimmen gebracht. Danach werden sie nach einer im Waalhaven gelegenen Baubrücke abgeschleppt, um in schwimmender Lage vollständig fertiggestellt zu werden. Zum Schluß findet das Absenken statt.

Über die Einzelheiten der Arbeiten am Flußtunnel sei folgendes mitgeteilt:

Die Tunnelteile werden im Trockendock am Heyschehaven auf einer hölzernen, durch Pfähle gestützten Sohle aufgebaut, nachdem darauf eine grobe Sandschicht ausgebreitet ist. Diese wurde für notwendig gehalten, um sicherzustellen, daß beim Einlassen des Wassers in das Dock die Tunnelteile gleichmäßig aufschwimmen und nicht an der Sohle festkleben. Auf dieser Sandschicht, in der zur Vergrößerung der Tragfähigkeit in der Höhe genau abgepaßte Betonbalken, vergleichbar mit Eisenbahnschwellen, eingebaut sind, wird ein Rost von I-Trägern von 10 cm Höhe verlegt (Abb. 5). Die Maschen dieses Netzwerks werden mit Eisenbeton ausgefüllt. Nachher werden hierauf Stahlplatten von 6 mm Dicke verlegt, die solche Abmessungen haben, daß ihre Ränder mit den Flanschen der I-Träger übereinstimmen und somit darauf festgeschweißt werden können. Die so hergestellte wasserdichte Schicht schützt die darauf zu bringende etwa 1,15 m dicke Eisenbetonsohle der Tunnelteile gegen Lecken; ihrerseits ist die wasserdichte Schicht gegen Rosten durch die untere Betonschicht geschützt. Zwar kann zwischen dieser Schutzschicht

und der Stahlplatte Wasser eindringen; da es sich dabei jedoch um stillstehendes Wasser handelt, ist seine Betonschädlichkeit beschränkt, während, falls nach sehr langer Zeit der Stahlmantel doch durchrosten sollte, noch keinesfalls Schäden, die nicht mehr behoben werden könnten, zu befürchten sind. Vor Beginn der Ausführung angestellte Versuche haben gelehrt, daß bei der beim Schweißen angewendeten Arbeitsweise keine Gefahr des Reißens von Schweißnähten oder des Beulens der ausgedehnten dünnen Stahlhaut zu befürchten ist. Beim Schweißen fanden selbsttätige Schweißgeräte in größerem Umfange Verwendung. Damit die Arbeiten unter allen Umständen und bei jeder Witterung ausgeführt werden konnten, wurden große verfahrbare Hallen verwendet.

Nachdem auch die durch I- und C-Träger versteiften, in der Werkstatt in Längen von 7 m zusammengebauten stählernen Seitendichtungen (Abb. 6) aufgestellt und zusammengeschweißt sind, wird die Bewehrung für die Sohle und die Seiten- und Zwischenwände in dem nötigen Umfange eingebracht, wonach mit Hilfe einer auf einer Hilfsbrücke aufgestellten Betoniereinrichtung mit Förderband und Falltrichter der Beton für die Sohle und die untere Hälfte der Wände eingebracht wird. Hierbei wird — wie übrigens auch bei den Betonarbeiten an den Entlüftungsgebäuden und Tunnelrampen — vorläufig nur das rohe Werk ausgeführt; die verwickelteren Teile, wie Fahrbahnen, Trennwände in den Hauptlüftungskanälen, Füllbeton um die Kabelrohre u. dgl., werden vorläufig weggelassen, um später in etwas ruhigerer Arbeitszeit zur Ausführung zu

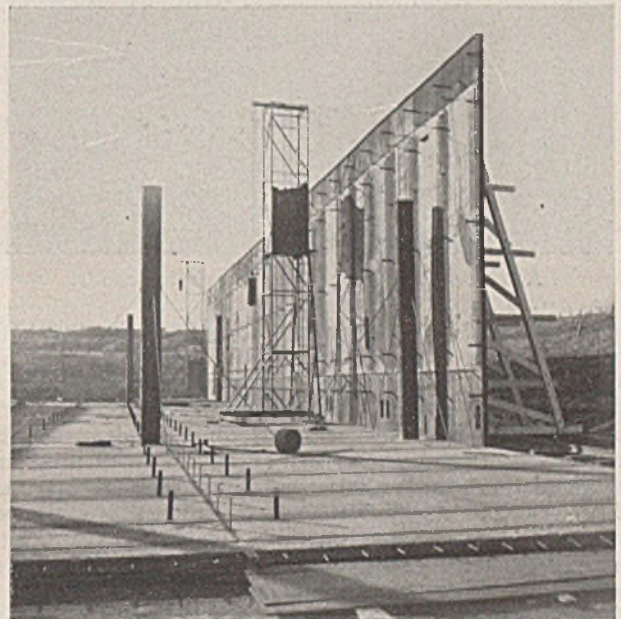


Abb. 6. Aufstellung der stählernen Seitendichtung.

gelangen. Für den Flußtunnel muß übrigens Wert darauf gelegt werden, das Gewicht der Tunnelteile so weit als möglich zu beschränken, um die schwimmende Beförderung nicht zu erschweren. Nach Beendigung der beschriebenen Arbeiten werden die Enden der Tunnelteile mit hölzernen Schotten abgeschlossen, die aus 12,5 cm dicken stehenden Bohlen mit zwischengelegten Federn bestehen, wobei von Schiffszimmerleuten die Nähte mit Werg gestopft werden. Das Holzwerk stützt sich gegen waagerechte Breitflanschträger, die an im Beton verankerten Stützpunkten festgeschraubt sind. Bei der Ausarbeitung des Entwurfs wurde Wert darauf gelegt, eine Befestigungsart zu wählen, die es ermöglicht, die Schotte während des Schwimmens wieder auszubauen. Während des Absenkens sind nämlich die Holzschotte nicht stark genug, so daß in diesem Bauabschnitt die während der Arbeiten im Waalhaven fertiggestellten Eisenbetonschotte die Enden der Tunnelteile abschließen müssen. Der Grund, weshalb nicht bereits von Anfang an Eisenbetonschotte angebracht werden, ist, daß in dem Bauabschnitt, in dem sich die Tunnelteile während des Abschleppens zwischen dem Trockendock im Heyschehaven und dem Waalhaven befinden, das große Gewicht der an den Enden der Tunnelteile befindlichen Eisenbetonschotte in den Tunnelteilen unzulässige Biegebeanspruchungen verursachen würde. Demgegenüber geben Holzschotte, die gleichzeitig als Schwimmkästen dienen, den Tunnelteilen wohl kaum eine Belastung. Beim Entwerfen der Eisenbetonschotte, deren Bewehrung bereits während der Arbeiten im Trockendock verlegt wird (Abb. 7), wird danach gestrebt, die Infolge der Belastung dieser Schotte durch Wasserdruck entstehenden Spannungen in den Tunnelteilen so wenig störend als möglich den übrigen Spannungen in den Wänden der Tunnelteile zu überlagern. Dies ließ sich dadurch erreichen, daß die Unterstützung jedes Schotts aus sich kreuzenden Balken gebildet wurde, die in den Ecken zwischen Wänden, Sohle und Dach der Tunnelteile gelagert sind.

Nunmehr findet bei Hochwasser das Ausschwimmen der Tunnelteile aus dem Trockendock statt (Abb. 8). Um sicher zu sein, daß diese Arbeit gelang, war es nötig, im voraus möglichst sichere Angaben über den Tiefgang der Tunnelteile und die Höhe des zu erwartenden Hochwassers zu erhalten. Zu diesem Zwecke fanden Messungen an größeren Probestücken statt zur Bestimmung des Raumgewichts des nichtbewehrten Betons — gefunden wurde 2,40 bis 2,42 —, während es in Zusammenarbeit mit der Reichswasserstraßenverwaltung gelang, Hochwasservorausagen zu machen, die einige Stunden vor Hochwasser den Hochwasser-

wird im geeigneten Augenblick durch Schwimmkästen ersetzt. Bevor jedoch letztere angebracht werden, wird vorübergehend eine Luftschleuse auf dem Tunneldach aufgebaut und durch Aufbringen einer dünnen Wasserschicht auf das Tunneldach und durch Erzeugen eines Unterdrucks im Inneren jedes Tunnelteiles die Möglichkeit geschaffen, in diesem Inneren Beobachtungen anzustellen über die Wasserdichtigkeit bei einem Wasserüberdruck von etwa 5 m. Wenn nötig, können dann etwaige Fehler in einfacher Weise verbessert werden. Ergänzend sei hier bemerkt, daß man auch nach Abbruch der Luftschleuse das Vorkommen von Leck-

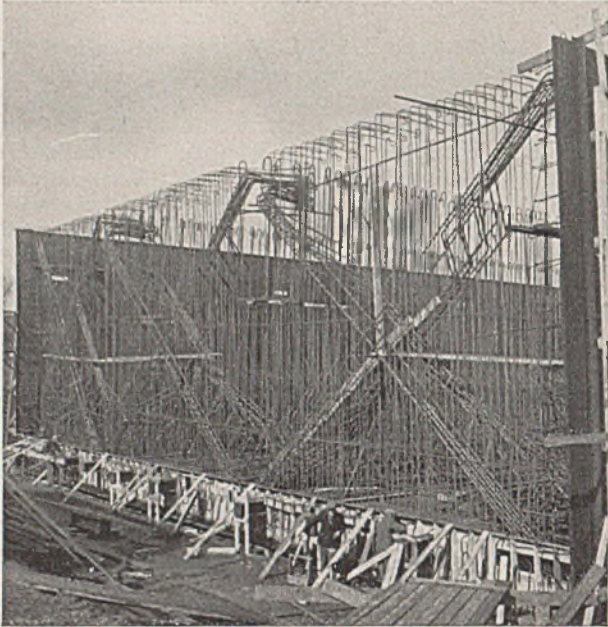


Abb. 7. Bewehrung eines Eisenbetonschotts.

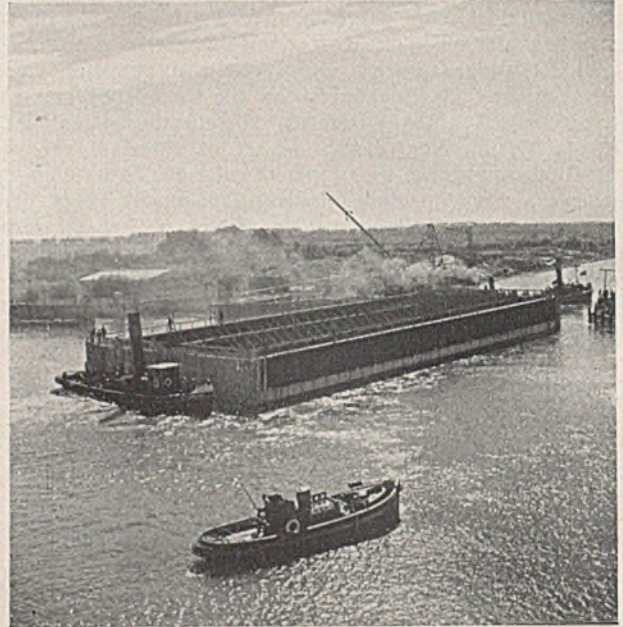


Abb. 8. Abschleppen eines Tunnelteils.

stand bis auf wenige Zentimeter genau Angaben. Besonders leuchtet die Bedeutung dieser Dinge ein, wenn man bedenkt, daß es erwünscht ist, die Tunnelteile nicht unnützlich aufschwimmen zu lassen, weil man dann Gefahr läuft, daß sie bei fallendem Wasser nicht wieder genau auf dieselbe Stelle zurückkommen, was Anlaß zu nicht übersehbaren Spannungen geben könnte. Das Ziel wird dadurch erreicht, daß man die Tunnelteile durch in den hölzernen Schotten ausgesparte, abschließbare Öffnungen mit dem im Trockendock befindlichen Wasser volllaufen läßt und sie erst im letzten Augenblick leerpumpt.

Nach Beendigung des Abschleppens werden die Tunnelteile längs der im Waalhaven befindlichen Baubrücke festgemacht (Abb. 9), und zwar mit Hilfe waagerechter, mit Rollen ausgerüsteter stählerner Rahmenwerke, die mit dem Tidewechsel sich senkrecht an Stahlpfehlen bewegen, die aus Spundbohlen zusammengesetzt sind. Der schwimmende Aufbau geschieht nach sorgfältig bestimmtem Plan, damit während dieser Arbeiten in den Tunnelteilen keine unübersehbaren Spannungen auftreten und frischer Beton immer gegen spannungslos erhärteten Beton gebracht wird. Nach Fertigstellen des Betonwerks wird das Tunneldach mit einem wasserdichten Stahlmantel abgedeckt, und zwar auf dieselbe Weise, wie es mit der Sohle im Trockendock geschieht; zum Schluß wird über diese Stahlhaut eine dünne Betonschicht als Rostschutz gebracht.

Weil die fertiggestellten Tunnelteile je etwa 14 500 t wiegen, jedoch nur 13 000 t Wasserverdrängung haben, müssen Maßnahmen getroffen werden, um vorzeitigem Sinken vorzubeugen. Sie werden daher zunächst längs ihrer Oberkante mit einer hölzernen Bordkante versehen. Diese

wasser feststellen kann, nämlich mit Hilfe elektrischer Kontakte, und daß man eindringendes Wasser dann mit Hilfe von Pumpen entfernen kann, die an den Enden der Tunnelteile angeschlossen werden.

Danach wird gleichfalls im Waalhaven die für das Absenken nötige Einrichtung auf den Tunnelteilen aufgebaut. Diese besteht für jeden Tunnelteil aus zwei auf den Enden aufgestellten Richttürmen, der Abstell- und der Unterspülungseinrichtung. Die Richttürme bestehen aus Fachwerkrahmen und sind mit doppelten Plattformen versehen, die über Wasser herausragen, wenn die Tunnelteile auf der Sohle der im Fluß ausgebagerten Rinne angekommen sind. Mit Hilfe von Meßgeräten auf der Plattform kann während des Abstellens die Lage der Tunnelteile beobachtet werden, während die Plattformen auch Aufstellraum für die beim Absenken und Verfahren benötigten Winden und Förderpumpen bieten. Die Abstell- und Unterspülungseinrichtung soll weiter unten noch beschrieben werden.

In der Zwischenzeit wird im Flußbett die bis etwa 23 m unter N.W. reichende Rinne, in die die Tunnelteile eingebettet werden müssen, mit Hilfe eines Eimerkettenbaggers ausgebagert. Nachpeilungen haben gezeigt, daß dabei Abweichungen von der erforderlichen Tiefe um 15 cm vorkommen. Die Böschungen sind bei einer mittleren Neigung von 1:3 stehengeblieben. Die Bodenablagerung betrug etwas mehr als erwartet wurde, nämlich 0,30 bis 0,50 m in 4 Monaten, stellenweise noch etwas mehr; eine Behinderung der Arbeiten ist jedoch dadurch nicht zu befürchten, weil sicherheitshalber unmittelbar vor dem Absenken der Tunnelteile eine letzte Abaggerung der Rinne vorgenommen wird.

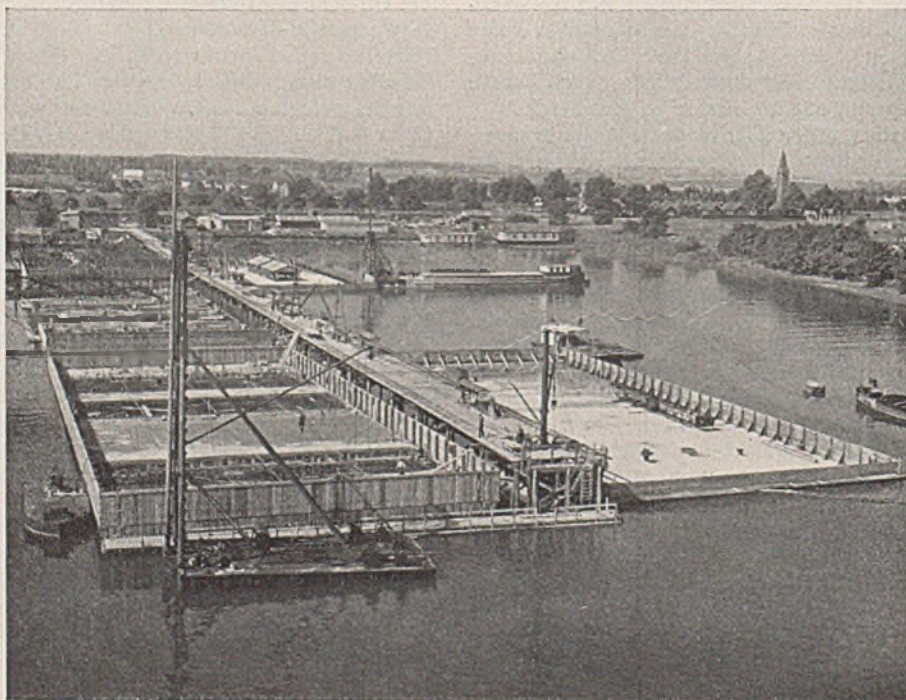


Abb. 9. Schwimmender Aufbau im Waalhaven.

Versenken der Tunnelteile.

Sobald die Vorbereitungen für das Absenken eines Tunnelteiles (Abb. 10) vollendet sind, wird dieser Teil, mit allen Einrichtungen und der für das Inbetriebsetzen benötigten, auf einem „Kraftschiff“ aufgestellten dieselektrischen Kraftanlage, zum Bestimmungsorte geschleppt und dort verankert.

Darauf werden in jeden der Schwimmkästen je nach den Abmessungen des betreffenden Tunnelteiles 50 bis 80 t Wasser eingelassen, wodurch der Tunnelteil ein Übergewicht von etwa 180 t bekommt.

Dann wird er an inzwischen zur Hilfe gekommenen Schwimmböcken langsam abgefiebert, bis er in seiner genauen Lage, in 1 m Entfernung vom nächstliegenden Tunnelteil, angekommen ist. Zwischen Tunnelteil und Rinnensohle verbleibt dabei noch ein Spielraum von etwa 0,75 m. Bei diesem Abstellen wird außer den beiden bereits erwähnten Richttürmen noch ein dritter ähnlicher Richtturm gebraucht, der sich dabei auf dem freien Ende des vorher abgesetzten Tunnelteiles befindet.

Der Tunnelteil findet jetzt eine Unterstüzung auf zwei Auflagerblöcken, das sind etwa 180 t wiegende Betonbalken, die zuvor mit Hilfe schwimmender Böcke auf die Rinnensohle gelegt sind, derart, daß sie sich in einiger Entfernung von den Enden des Tunnelteiles befinden. An damit übereinstimmenden Stellen sind nämlich durch die Seiten- und Zwischenwände des Tunnelteiles nahtlose Stahlrohre, sogenannte „Pendel“ gesteckt, die unter dem Tunnelteil herausragen und mit Hilfe von auf dessen Dache befestigten Wasserdruckpressen auf und ab bewegt werden können (Abb. 11). Mit Hilfe dieser Pressen, deren Pumpen auf einer der Plattformen der Richttürme aufgestellt worden sind, können die Pendel mit den Auflagerblöcken in Berührung gebracht werden, und damit kann die Höhenlage des Tunnelteiles

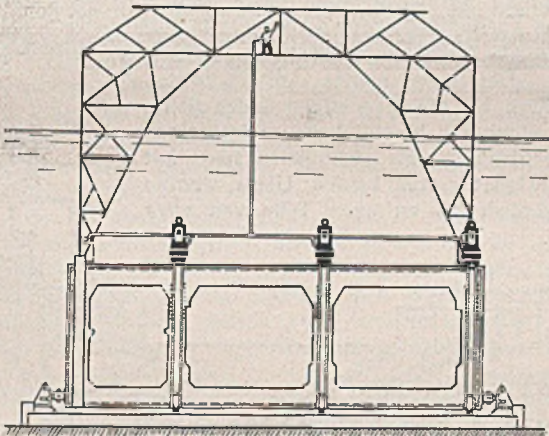


Abb. 11. Vorübergehende Stützung eines Tunnelteils.

genau bestimmt werden. Die Pressen über dem einen der Auflagerblöcke sind an eine Pumpe, die über dem anderen Auflagerblock zu je zwei jedesmal an eine andere Pumpe gekuppelt, was vom statischen Standpunkte für jeden Tunnelteil eine Dreipunktlagerung mit sich bringt. Außer in der Höhenrichtung wird der Tunnelteil auch im Grundriß genau an die richtige Stelle gebracht. In der Achsenrichtung geschieht dies, indem mit Hilfe der Winden Berührung zwischen mit Holz verkleideten Prellböcken aus Eisenbeton hergestellt wird, die sich auf den Enden des ankommenden Tunnelteiles und des bereits abgestellten Tunnelteiles befinden. In der Querichtung wird von an den Seitenwänden angebrachten Wasserdruckpressen Gebrauch gemacht, die sich gegen gußstählerne Nocken an den Auflagerblöcken abstützen können. Danach werden die Schwimmkästen vollständig mit Wasser gefüllt, unter Taucherhilfe abgekuppelt und weggeschleppt, um bei dem nächsten Tunnelteil aufs neue gebraucht zu werden. Nachher wird der Raum zwischen Rinnensohle und Unterkante Tunnelstück mit Sand vollgespült. Dazu gebraucht man eine Einrichtung, die im wesentlichen aus einem senkrechten dreifachen Rohr mit waagrecht umgebogenem unteren Ende besteht; das Rohr ist derart in einem auf dem Tunneldach aufgestellten, verfahrbaren Turm aufgehängt, daß das Rohrende jede gewünschte Stelle unter dem Tunnelteil erreichen kann. Durch das mittlere Rohr wird jetzt Wasser mit Sand gespült, während durch die beiden Seitenrohre eine gleich große Menge Wasser

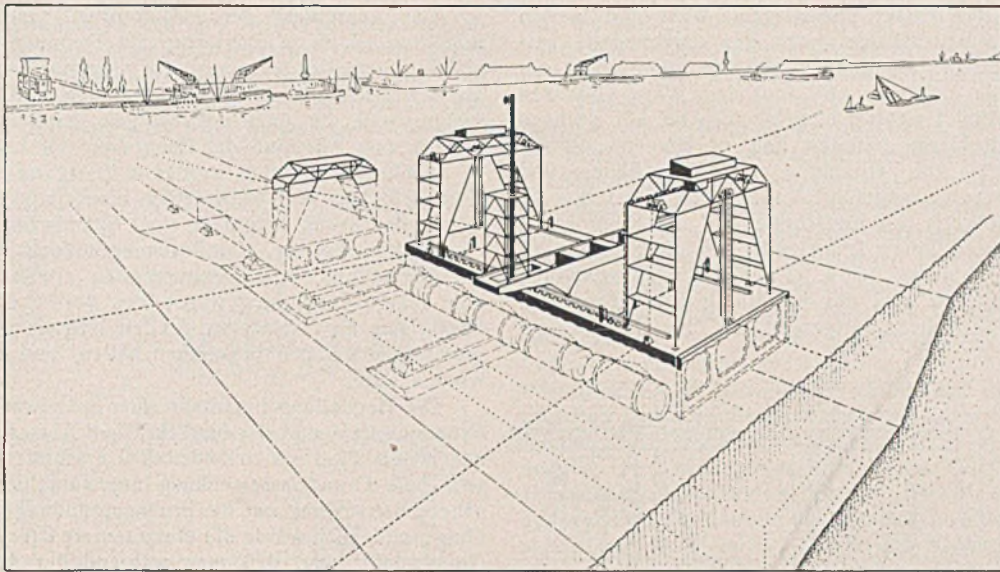


Abb. 10. Tunnelteil fertig zum Versenken.

zurückgesaugt wird. Dadurch entsteht vor dem Kopfe des dreifachen Rohres ein herzförmiges Strombild, wobei der Sand am Umfang in Form eines Hufeisens abgesetzt wird. Sobald die Spitzen dieses Hufeisens in die Nähe der Saugrohre kommen, wird auch Sand mit zurückgesaugt, während Gleichgewicht erreicht ist, wenn die Dichte des Sandes in den Spül- und Saugrohren die gleiche ist. Durch Zurückziehen des Spülrohres in dem der Spülrichtung entgegengesetzten Sinne können neue Hufeisen abgesetzt werden, so daß zum Schluß ein Sand-

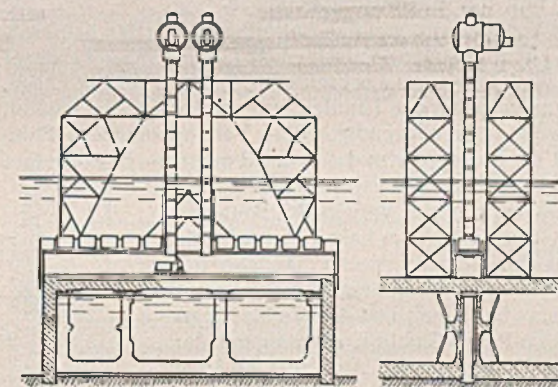


Abb. 12. Verbinden des Tunneldaches.

deich entsteht. Nebeneinander gespülte Deiche bilden schließlich ein geschlossenes Sandbett. Nach Beendigung des Füllens werden die Pressen an den Pendeln, die vorübergehend festgesetzt waren, aufs neue unter Druck gebracht und langsam abgelassen, wobei das Gesamtgewicht des Tunnelteiles auf die Sandschicht übergeht. Mit den dabei auftretenden geringen Setzungen wird beim Abstellen der Tunnelteile gerechnet, da bodenmechanische Untersuchungen und Versuche in verschiedenen Maßstäben, u. a. ein Versuch im Waalhaven mit der auf dem zuerst fertiggestellten Tunnelstück aufgebauten, endgültigen Einrichtung, darüber Aufschluß gegeben haben. Nach dem Abstellen eines Tunnelteiles wird dieser, bevor mit dem Spülen an den beiden Seiten angefangen wird, mit dem vorher abgestellten Teile verbunden. Dazu werden zuerst die Seitenwände beiderseits einer Fuge untereinander verbunden, und zwar mit Hilfe einer flachen und einer halbzylinderförmigen Stahlplatte, die längs dafür eingerichteter Führungsleisten hinuntergebracht werden. Der zwischen den beiden Platten verbleibende Raum wird mit Unterwasserbeton aus Traßzement ausgefüllt. Bei diesen und den folgenden Arbeiten findet ein Hilfsschiff Verwendung, das ausgerüstet ist mit Turmdrehkran, Betoniereinrichtung mit Kübel für Unterwasserbetonarbeiten und einer Verdichteranlage für Druckluftarbeiten. Als dann wird eine Taucherglocke von besonderer Bauart, mit zwei Einstiegröhren und Luftschleuse ausgerüstet, zwischen den Richttürmen abgelassen, wobei die Fuge zwischen den beiden zu verbindenden Tunnelteilen überbrückt wird. Die Taucherglocke hat am unteren Ende Klauen, die um die Seiten der Tunnelteile greifen. Dadurch, daß die Taucherglocke mittels Gummileisten an das Tunneldach luftdicht anschließt und im übrigen auf die in Abb. 12 angegebene Art unter Verwendung von Beton an den Seiten mit den halbkreisförmigen Platten und mit den Seitenwänden der beiden Tunnelteile in Verbindung gebracht wird, ist eine genügend luftdichte Verbindung gesichert und kann das Wasser in der Taucherglocke mittels Druckluft so weit abgedrückt werden, daß das Verbinden des Tunneldaches im Trockenen geschehen kann. Nicht nur das Eisenbetonwerk wird über die Fuge durchgeführt, dasselbe geschieht auch mit dem Stahlmantel. Voruntersuchungen haben sich mit der Frage beschäftigt, inwieweit unter Luftdruck gute Schweißarbeiten ausführbar sind; es stellte sich dabei heraus, daß Sonderelektroden entwickelt werden mußten. Ist man soweit gekommen, dann werden Taucherglocke und Richttürme abbefördert, und das weitere Verbinden der Tunnelteile geschieht von innen aus. Im Endschott des vorletzt abgestellten Tunnelteiles befindet sich nämlich ein Mannloch, wogegen im Inneren dieses Tunnelteiles eine Luftschleuse aufgestellt ist. Diese Luftschleuse ist erreichbar, weil in dem zuallererst aufgestellten Tunnelteile — der unmittelbar neben dem Entlüftungsgebäude am rechten Maasufer liegt — drei Einstiegröhre

eingebaut sind, die über das Wasser hinausragen. Wird nun in den Fugenraum, der in diesem Bauzustande durch das durchlaufend hergestellte Tunneldach, die Seitenverbindungen und die Endschotten der zu verbindenden Tunnelteile begrenzt wird, auf dem Wege über den vorletzt abgestellten Tunnelteil Druckluft eingebracht (Abb. 13), so kann er durch die erwähnte Luftschleuse betreten und es können dort die Schweiß- und Betonierarbeiten zur Verbindung von Sohle, Seiten- und Zwischenwänden der Tunnelteile ausgeführt werden. Ist dies fertig, so verbleibt nur noch der Abbruch der Endschotte und die Beförderung der Luftschleuse zum nächsten freien Tunnelende, wo die Schleuse zu gelegener Zeit aufs neue gebraucht wird. Ist eine Fugenverbindung vollständig fertig hergestellt, so wird die Ausfüllung der gebaggerten Rinne neben dem letzten Tunnelteile fortgesetzt, bis eine Überdeckung von 1,50 m erreicht ist.

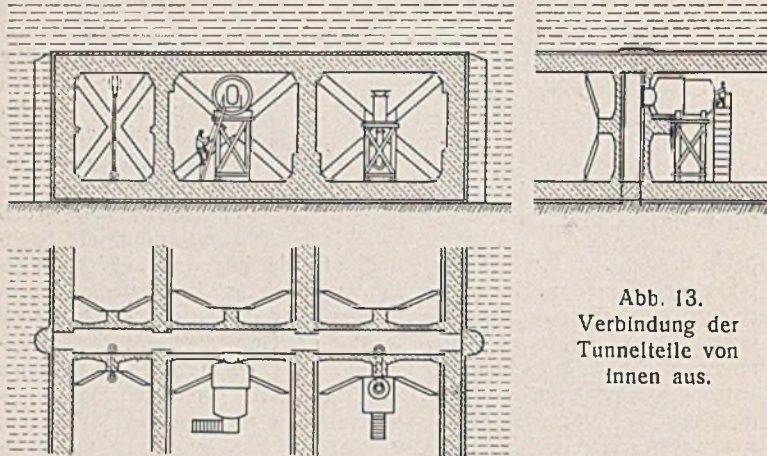


Abb. 13.
Verbindung der
Tunnelteile von
Innen aus.

Bei den Fugen zwischen den Entlüftungsgebäuden und den anschließenden Tunnelteilen kann die beschriebene Arbeitsweise nicht ohne weiteres Verwendung finden, weil die senkrechten Außenflächen der Senkkastengründung dieser Gebäude das Aufstellen des Richtturms und der Taucherglocke nicht zulassen. Das Grundsätzliche ist zwar dasselbe geblieben; es wird jedoch hier die Taucherglocke mit Hilfe eines Aufbaues aus Eisenbeton ausgeführt, der sich auf dem Ende des anzuschließenden Tunnelteiles befindet.

Bau der Entlüftungsgebäude.

Der Flußteil des Tunnels wird von den Entlüftungsgebäuden begrenzt, die sich dicht an den Ufern befinden. Verschiedene Gründe haben zu dieser Anordnung geführt. Weil die Kosten des Flußteiles, bezogen auf 1 m Länge, höher veranschlagt wurden als für den Landteil, war es geboten, den Flußteil nicht länger zu entwerfen als notwendig. Eine Verlängerung des Flußteiles hätte übrigens die Folge gehabt, daß er nicht mehr — insbesondere am linken Maasufer — auf tragfähigen Sandboden hätte gegründet werden können, was eine verwickelte Bauweise nötig gemacht hätte. Auch wären am linken Maasufer die bei Fortsetzung des Senktunnels weiter landeinwärts benötigten umfangreichen Baggerarbeiten störend gewesen für die dort vorhandene Bebauung und den Verbindungsweg zur Fuhrwerksfähre Park—Charlois, der während der Ausführung in Betrieb bleiben mußte. Auch war ins Auge zu fassen, daß zwecks möglichst sparsamer Entlüftung die Entlüftungsgebäude so dicht wie möglich bei den Viertelpunkten des überdeckten Tunnelteiles aufgebaut werden mußten. Schließlich war auch für den Fußgänger- und Radfahrerverkehr eine Lösung zu finden, bei der man nahe an den Ufern den Flußteil verlassen kann, um das Ufer zu erreichen; das Ufer wäre jedoch wohl schwerlich erreichbar gewesen, wenn die Senktunnelteile weiter landeinwärts gereicht hätten.

Indessen war hiermit noch nicht die Frage gelöst, auf welche Art die Entlüftungsgebäude auszuführen waren. Die Frage, ob der Standort dieser Gebäude besser neben als in der Achse des Tunnels gewählt werden sollte, war nicht allzu schwer zu beantworten. Zwar wäre im ersten Falle die Gründung des Gebäudes auf die gebräuchliche Pfahlgründung beschränkt geblieben, es hätte dabei jedoch ein Verbindungsschacht, der Raum für die Entlüftungskanäle bot, zwischen diesem Gebäude und den Tunnelrohren gebaut werden müssen. Das Herstellen eines derartigen Schachtes, der zwei vollkommen verschieden gegründete Bauteile verbinden mußte, erschien nicht einfach, und wäre jedenfalls mit Kosten verbunden gewesen, die die Verbilligung der Gründungskosten der Entlüftungsgebäude ganz oder teilweise aufgehoben hätten. Nicht zum wenigsten wichtig war schließlich der Umstand, daß eine Vermehrung der Krümmungen in den Entlüftungskanälen den Kraftverbrauch so vergrößert hätte, daß die Unterhaltungskosten eine starke Zunahme erfahren hätten.

Die Anordnung der Entlüftungsgebäude in der Tunnelachse ermöglichte es, diese Bauwerke als Trennungsbauwerke zwischen Land- und Flußtunnel zu benutzen, was nicht nur den Übergang der Gründungsart vereinfachte, sondern auch bei der Ausführung Vorteile zu bieten schien, weil die jetzt notwendigen massiven Gründungen als Fangedämme zum Abschluß der Baugruben der Landtunnels dienen konnten.

Als Gründungsarten wurden in Erwägung gezogen: das schwimmende Heranbefördern und das Absetzen eines Senkkastens in einer gebaggerten Rinne, das Bauen innerhalb einer Spundwand unter Zuhilfenahme einer Grundwassersenkung, eine Brunnengründung und eine Druckluftgründung. Die Herstellung von Schwimmkästen erwies sich als unmöglich, weil eine innere Versteifung wegen des verwinkelten Verlaufs der Lüftungskanäle nur an vereinzelt Stellen möglich war, die Wände somit sehr große Abmessungen bekommen hätten, und der Tiefgang sehr groß geworden wäre.

Die Herstellung innerhalb einer Spundwand wurde wegen der großen Gründungstiefe und der beträchtlichen Abmessungen der Baugrube dicht neben dem Fluß als zu bedenklich erachtet; hinzu kam noch, daß eine sehr tiefe Grundwassersenkung unerwünscht war. So blieben für eine nähere Betrachtung nur die Brunnengründung und die Druckluftgründung übrig; schließlich wurde die etwas teurere Druckluftgründung gewählt. Der Grund dafür war, daß man während des Absenkens die Bewegungen eines Druckluftsenkkastens besser überwachen kann als die eines Senkbrunnens, daß man das Ausschichten im Trockenen beobachten kann, daß man beim Erreichen der in Aussicht genommenen Tiefe mit Sicherheit nicht nur die Eigenschaften der für die Gründung gewählten Schicht bestimmen, sondern auch erreichen kann, daß diese Schicht vollkommen unberührt bleibt, und schließlich, daß die Gefahr für Setzungen der fertiggestellten Gründungssohle gering bleibt.

Die Gründung jedes Entlüftungsgebäudes besteht im wesentlichen aus einem Schacht aus Eisenbeton von rechteckigem Grundriß mit einem darunter gelegenen Arbeitsraum aus Eisenbeton (Abb. 14).

Die Innenabmessungen hängen mit den Abmessungen der Tunnelbahnräume zusammen, die den unteren Teil des Senkkastens durchschneiden. Damit während des Absenkens kein Aufenthalt durch die viel Zeit beanspruchende Ausführung der umständlichen inneren Einrichtung entsteht, wird diese erst nach der Beendigung der Absenkungsarbeiten ausgeführt. Dadurch verfügte man jedoch nur über eine sehr beschränkte Versteifungsmöglichkeit, so daß die Kastenwände sehr dick gewählt werden mußten. Es ist sogar notwendig gewesen, insbesondere zur Verstärkung gegen die schwer zu berechnenden Spannungen durch Verwerfen, zeitweilig waagerechte Versteifungskreuze einzubauen.

Der Boden erwies sich auf beiden Ufern für die Herstellung eines Senkkastens der beschriebenen allgemeinen Einrichtung als verhältnismäßig gut geeignet. Auf beiden Ufern werden nämlich bis zu einer Tiefe von etwa

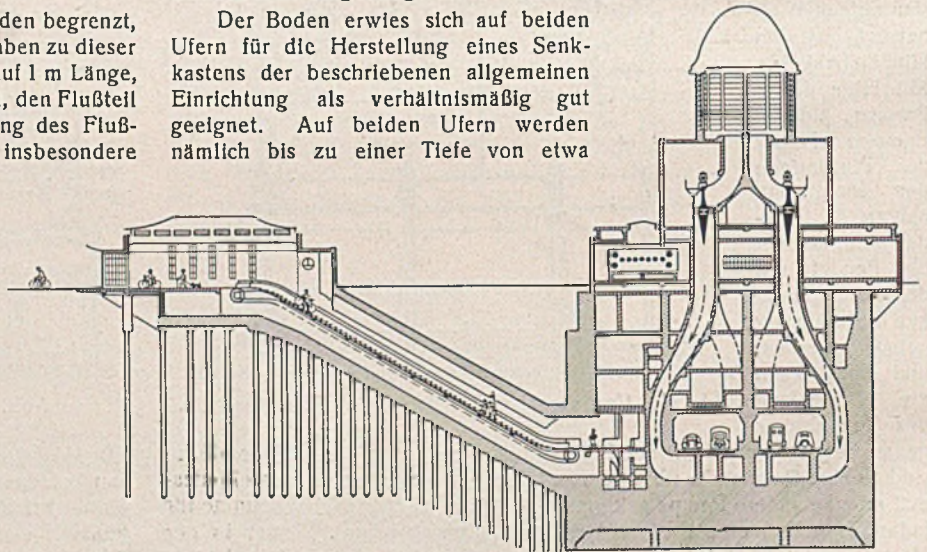


Abb. 14. Schnitt durch Entlüftungsgebäude und Fahrtreppenschacht.

R. P. — 19 m überwiegend Schichten feinen Sandes angetroffen; darunter befinden sich bis etwa R. P. — 30 m gröbere Sandschichten, während dann abwechselnd Ton-, Lehm- und Sandschichten folgen. Über den Feinsandschichten befinden sich jüngere Deckschichten, die von wechselnder Zusammensetzung sind und mehr oder weniger Ton enthalten; am linken Ufer reichen diese Schichten von Geländehöhe (etwa R. P. + 4 m) bis etwa R. P. — 6 m und sind verhältnismäßig weich; am rechten Ufer reichen sie bis etwa R. P. — 3 m und sind von besserer Beschaffenheit.

Auf Grund der Ergebnisse der Probebohrungen wurde als Grundlage für den Aufbau der 7000 t wiegenden Arbeitskammer am rechten Ufer die Sohle einer bis R. P. + 1,80 m ausgeschachteten Baugrube gewählt, am linken Ufer eine 1,20 m mächtige Sandschicht in einer bis R. P. ± 0 ausgeschachteten Baugrube. Die Arbeitskammer besteht aus einer stählernen, gleichzeitig als wasserdichte Hülle dienenden Schalung, die mit Eisenbeton ausgefüllt ist. Die 4 mm dicken Stahlbleche sind auf ein

stählernes Fachwerk aufgeschweißt, so daß eine Art Melanbauweise entsteht, die insbesondere den frisch eingebrachten Beton wirksam gegen Setzungsrisse schützt. An der Außenseite ist die Stahlplatte mit einer dünnen schützenden Betonschicht bekleidet, die nach oben noch etwas dünner wird, um während des Absenkens den Reibungswiderstand zu verringern (Abb. 15).

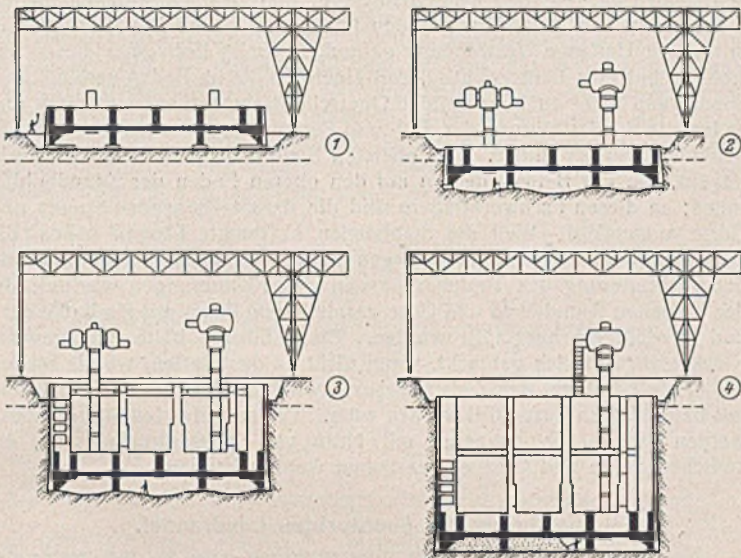


Abb. 15.

Für eine gute Verbindung zwischen Schutzbeton und Stahlplatte, die nötig ist wegen der während des Absenkens auftretenden Erdreihung, wurde gesorgt. Das Dach des Arbeitsraumes wurde sehr kräftig gewählt; die in seinem Tragwerk durch den Luftdruck entstehenden Biegemomente werden vermindert um die Biegemomente aus dem großen Eigengewicht, das übrigens auch von Vorteil beim Absenken des Senkkastens ist.

Die Arbeitskammer ist während des Aufbaues unterstützt durch Stützen, die auf einer schweren, einfach abzubrechenden Betongrundplatte ruhen. Nach dem Erhärten des Betons für die Arbeitskammer wurden diese Stützen und nachher die Betongrundplatte abgebrochen, wobei die Arbeitskammer zum Schluß einen derart großen Druck auf den Untergrund ausübte, daß sie zu sacken anfing. Weil in diesem Augenblick der Beton noch ziemlich frisch war, und der Senkkasten nur eine verhältnismäßig geringe Höhe und daher nur geringe Steifigkeit hatte, war damit für ihn die gefährlichste Beanspruchung eingetreten. Bei den Berechnungen ist daher diese Lage sorgfältig untersucht worden. Unter anderem ist man davon ausgegangen, daß der Untergrund die hohe Pressung von 10 kg/cm^2 aushalten könne, ohne zusammenzubrechen, was mit sich bringt, daß ein großer Teil der Schneide ohne Unterstützung sein würde. Wegen des großen Gewichts und der bedeutenden Abmessungen ist die Arbeitskammer zur besseren Unterstützung mittels zwei Zwischenschneiden in drei Teile unterteilt; die Unterseite dieser Zwischenschneiden liegt in derselben Höhe wie die Außenschneide.

Das Absenken des Senkkastens geschah anfänglich durch Ausschachten im Arbeitsraum und nachher, sobald im Arbeitsraum Luftdruck zugelassen werden konnte, durch Absaugen von losgespültem Boden, wobei der Luftdruck die Saugwirkung der auf dem Dache des Arbeitsraumes aufgestellten Schlickpumpen unterstützte. Das Absenken wurde bei jedem Senkkasten zweimal vorübergehend unterbrochen, damit die Seitenwände weiteraufgebaut werden konnten. Diese Seitenwände haben einen wasserdichten Mantel erhalten, der aus zwei Lagen Asphaltfilzplatte mit zwischen gelagerter, 0,10 mm dicker Aluminiumhaut besteht, alles zusammengeklebt mit Asphalt. Das Ganze erhielt eine Schutzschicht aus Eisenbeton, die während des Absenkens gegen Abgleiten mit Hilfe von Ankerstäben gesichert wurde, die mit besonderen Vorkehrungen durch die wasserdichte Schicht hindurchgeführt waren.

Nach Absetzen des Senkkastens bis auf wenige Zentimeter oberhalb der in den Abbildungen angegebenen Tiefenlage von R. P. — 21,85 m sind die Arbeitsräume mit trockenem Beton ausgefüllt worden. Dabei wurde derart gearbeitet, daß die Luft-Zu- und -Abfuhr ziemlich bis zum letzten Augenblick stattfinden konnte, was schon aus gesundheitlichen Gründen sehr erwünscht war. Die Verwendung trockenen Betons ermöglichte es, die Gänge für diese Lüftung auszusparen. Gleichzeitig wurde dadurch verhindert, daß Zementwasser und daher Zement in bedeutendem Umfange unter der Schneide hindurch weggedrückt wurde.

Es war nicht möglich, die Senkkasten mathematisch genau in die Soll-Lage zu bringen. Örtliche Abweichungen in den Bodenschichten und die durch die Brunnenanlage für den Landtunnel bewirkte Neigung des Grundwasserspiegels verursachten, daß der Mittelpunkt des Senkkastens im Grundriß 20 bis 30 cm von der Soll-Lage abwich und auch im Grund-

riß eine geringe Drehung eintrat ($\text{tg } \varphi = 0,003$). Für das Anschließen von Land- und Flußtunnel ergaben diese Abweichungen jedoch keine Schwierigkeiten, weil man die Tunnelachse entsprechend verschieben konnte.

Weniger einfach war es, im senkrechten Sinne einen guten Anschluß zwischen den Entlüftungsgebäuden und den benachbarten Tunnelteilen zu sichern. Da bodenmechanische Überlegungen eine Schätzung der Größenordnung der in den verschiedenen Bauabschnitten zu erwartenden Setzungen oder Hebungen ermöglicht hatten, konnte ein Maß für die zu erwartenden Setzungsunterschiede festgesetzt werden. Um durch Setzungsunterschiede verursachte Spannungen zu vermeiden, wird die Herstellung der Verbindung zwischen den Entlüftungsgebäuden und den anschließenden Tunnelteilen bis zu einem Zeitpunkt verschoben werden, in dem alle diese Teile soweit wie möglich fertiggestellt sind. Weil dadurch die Fugen erst nach Wiederanstiegen des vorübergehend abgesenkten Grundwasserspiegels in seine ursprüngliche Lage geschlossen werden, mußten zwischen dem Entlüftungsgebäude und dem Landtunnel bzw. dem Fahrtreppenschacht Überbrückungen ausgebildet werden, die, ohne steif zu sein, dennoch den Wasserdruck, der an den ungünstigsten Stellen mehr als 18 m beträgt, aufnehmen können. Diese Überbrückungen bestehen bei dem vor allem in Betracht kommenden Teil, nämlich der Bodenabdichtung, aus dünnen Stahlplatten, wenn, wie zwischen Entlüftungsgebäude und Landtunnel, nur senkrechte Setzungen zu befürchten sind, oder aus in Kieskoffern eingeschlossenen Gummilappen, wenn, wie zwischen Entlüftungsgebäude und Fahrtreppenschacht, sowohl senkrechte als waagerechte Setzungen, letztere infolge des während des Baggerns der Rinne einseitigen Erddruckes auf den Fahrtreppenschacht, zu befürchten sind. Nach dem Schließen der Fugen können die Wände im Senkkasten dort, wo einzelne Tunnelbahnräume durchgehen sollen, durchbrochen werden. Damit diese Arbeiten so einfach und gering ausfallen wie möglich, sind die Wände an diesen Stellen nicht massiv, sondern in aufgelöster Eisenbetonbauweise ausgeführt.

Baugruben für die überdeckten Landtunnel.

Die überdeckten Landtunnel (Abb. 16) bestehen aus Eisenbetonrohren von rechteckigem Querschnitt, die durch eine Trennwand in zwei Tunnelbahnräume für Einbahnverkehr aufgeteilt sind und gegen Wassereintrich durch eine Dichtung von vier Papplagen mit fünf Klebeschichten geschützt werden. Die Lüftungskanäle liegen über den Bahnräumen, damit die Ausschachtung für die Tunnelrohre nicht unnütz vergrößert wurde. Die Landtunnel werden in offener Baugrube zwischen Spundwänden hergestellt, die Wasserhaltung wird mittels Grundwassersenkung durchgeführt. Die Bodenverhältnisse gestatteten es, am rechten Ufer eine Flachgründung zu verwenden; am linken Ufer dagegen war eine Pfahlgründung notwendig. Form und Ausführungsweise der Landtunnel war so naheliegend, daß keine ausführlichen Voruntersuchungen erforderlich waren. Zwar

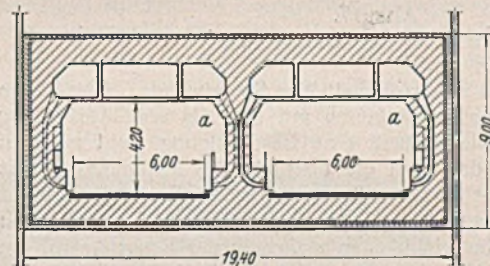


Abb. 16. Schnitt durch den Landtunnel.
a Verkehrsraum.

wurde erwogen, ob eine Bogenform für Sohle und Dach Ersparnisse mit sich bringen würde, es wurde jedoch davon Abstand genommen, weil diese Form eine tiefere Baugrube verlangt hätte und beim Dach Schwierigkeiten beim Anpressen der den Beton umhüllenden Dichtungsschichten entstanden wären⁵⁾. Eine

weitere Frage war, ob es nicht vorteilhaft sein würde, einen Teil der überdeckten Tunnel durch offene Rampen zu ersetzen, weil dann keine künstliche Entlüftung und weniger Beleuchtung nötig gewesen wäre. Am linken Ufer war dies nicht gut möglich, weil über den betreffenden Tunnelteil eine Straße führt. Am rechten Ufer hätte diese Lösung Zugpfähle erfordert, und es hätten, um zu annehmbaren Abmessungen zu gelangen, eine oder mehr bleibende Steifenlagen angeordnet werden müssen. Gegenüber etwaigen geringen Ersparnissen war eine derartige Lösung äußerlich so unbefriedigend, daß sie aufgegeben wurde.

Damit die schon ziemlich breite Baugrube nicht noch breiter wurde wurde die Spundwand gleichzeitig als Schalung gebraucht. Bei dieser Ausführungsweise konnten auch einige Schwierigkeiten umgangen werden, die bei der Herstellung des Tunnels in einer Baugrube von übergroßer Breite auftreten würden. Man wäre dann nämlich gezwungen gewesen, während des Aufbaues die Steifen durch zunächst im Beton zu belassende Öffnungen hindurchzustecken, wodurch die Herstellung der Dichtungsschichten erschwert worden wäre, oder aber die Steifen durch kurze Klötze zu ersetzen, die sich gegen den fertiggestellten Beton abstützen. Letzteres hätte besondere Maßnahmen erfordert, damit die Dichtungs-

⁵⁾ Vgl. Dr.-Ing. B. Siebert, Konstruktive Baugestaltung bei wasserdruckhaltenden Dichtungen (VEDAG-Jahrbuch 1937, Berlin).

schicht in diesem Bauabschnitt unter dem für ihren Bestand erforderlichen Druck blieb. Zwar ist bei der gewählten Ausführungsweise das Ziehen der Spundwände ausgeschlossen, jedoch hätte auch bei der anderen Ausführungsweise das Ziehen, wenn die Mehrbreite nicht sehr groß gewählt wurde, die Gefahr von Beschädigungen der Dichtungsschicht des Landtunnels mit sich gebracht. Diese Ausführungsweise hätte also nicht ohne reifliche Überlegung gewählt werden dürfen.

Die Ausführung (Abb. 17) geschieht derart, daß nach dem Ausschachten bis zur Tiefe von 4 m der gewöhnliche Grundwasserspiegel erreicht ist. Von dieser Höhe aus werden Filterbrunnen von 35 cm Durchmesser in den Boden eingebracht und mit Unterwasserpumpen ausgerüstet. Ort und Anzahl der Brunnen wurden bestimmt auf Grund der Ergebnisse eines Pumpversuches, wobei sich herausstellte, daß man es hier mit Spannungswasser zu tun hat. Es sei hier über die Anlage nur bemerkt, daß auf einem Ufer gewöhnlich 19 Brunnen betrieben wurden, die bei einer Spiegelsenkung von 15 m — gemessen am Orte der tiefsten Ausschachtung — je 75 m³/h leisteten. Bemerkenswert ist die Beobachtung, daß die benachbarten Hafenbecken und auch der Fluß eine so dichte Sohle haben, daß die Absenkung des Grundwassers sich an der anderen Seite dieser Gewässer so bemerkbar machte, als ob das Zwischengebiet nur aus Erde bestände. Beim Aufstellen des Arbeitsplanes ist man davon ausgegangen, daß die Baggerarbeiten im Fluß so spät wie möglich beginnen sollten, damit das Durchbrechen des dichten Flußbodens die Grundwassersenkung auf den beiden Ufern so wenig wie möglich behinderte. Während der Ausführung hat sich aber herausgestellt, daß die Unannehmlichkeiten geringer waren als vermutet, weil derartige Durchbrüche innerhalb weniger Tage ihren Einfluß auf den Grundwasserstand verloren, offenbar weil sie wieder verschlammten.

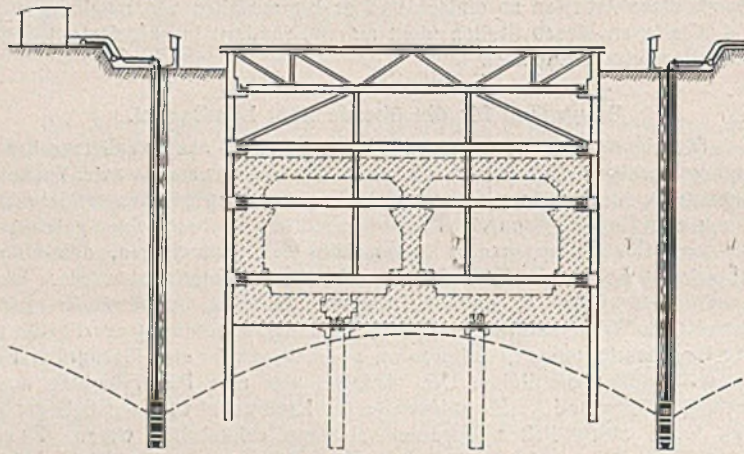


Abb. 17.
Baugrube für den Landtunnel.

Die Brunnen befinden sich außerhalb der Spundwände. Diese Lage bringt weniger Behinderung der Arbeiten mit sich als eine Aufstellung innerhalb der Baugrube; sie schließt eine Beschädigung wohl ziemlich aus und hat den Vorteil, daß auch die oberhalb des Spannungswassers befindlichen Schichten mit entwässert werden können. Dies entlastet die Spundwände. Weil man es mit Spannungswasser zu tun hat, ist im übrigen eine Anordnung innerhalb oder außerhalb der Baugrube für die Größe der zu fördernden Wassermenge und die Tiefe der nützlichen Spiegelsenkung ohne große Bedeutung.

Außer dem Bohren der Brunnen findet auf der Sohle des ersten Einschnitts das Rammen der Larssenspundwände statt. Ihre Abmessungen und die Rammtiefe sind an Hand der Ergebnisse bodenmechanischer Untersuchungen bestimmt worden. Auf jeden Fall wurde es als notwendig erachtet, den Fuß der Spundbohlen bis in die tragfähigen Schichten zu rammen, damit nicht während der Grundwassersenkung durch Schrumpfen der oberen Schichten die Spundwände sich senken und dabei die Dichtungsschichten schädigen konnten.

Schließlich sind am linken Ufer von der erwähnten Höhe aus auch die Gründungspfähle für den überdeckten Tunnel gerammt worden, und zwar um der Gefahr eines Hochdrückens des Bodens vorzubeugen, bevor hier die Spundwände gerammt wurden. Die Ausführung der Rammarbeiten in diesem Bauabschnitt hatte einen bedeutenden Vorteil, sie konnten nämlich stattfinden, ohne daß die Grundwassersenkung schon in Betrieb zu sein brauchte, während gleichzeitig die Gefahr, die mit dem Rammen zwischen den Steifen einer tiefen Baugrube verbunden ist, vermieden wurde. Damit bei dieser Ausführungsweise die Pfähle nicht unnötig lang wurden, ist die Gründung mit Frankipfählen ausgeführt worden, die nicht höher ausbetoniert wurden als bis 60 cm über das erforderliche Maß, während darüber das beim Rammen entstandene Loch mit Sand ausgefüllt wurde. Eine vorherige Proberammung und Ausschachtung von sechs Pfählen bestätigte, daß trotz des ziemlich weichen Bodens die Pfahlschäfte nur unbedeutend stärker wurden als der Innen-

durchmesser der Rammrohre, so daß sich die Bewehrung kaum verformte und die Nebenpfähle nicht verschoben wurden⁶⁾. Eine zweckmäßige Nachprüfung der Beschaffenheit der Pfähle lieferte die Beobachtung eines Stahldrahtes mit Gegengewicht, der an der Pfahlbewehrung festgemacht und über eine oben an der Ramme angebrachte Scheibe ging.

Während des Ausschachtens wurde die Absteifung eingebaut, die bei den großen auftretenden Kräften in Stahl, und zwar in räumlich steifen Einzelabschnitten ausgeführt worden ist. Dabei haben Breitflanschträger in weitem Umfange Verwendung gefunden. Beim Entwerfen dieser Absteifung hat man berücksichtigt, daß einerseits die im Boden verbleibende Spundwand nicht zu beträchtliche Querschnittsabmessungen erhalten und andererseits die Ausführung der Erd- und Betonierungsarbeiten nicht zu sehr behindert werden durfte. Die obersten Steifen bestehen aus Fachwerkträgern, die mit Betonauflagern auf den oberen Enden der Spundbohlen ruhen; an diesen Fachwerkträgern sind die darunterliegenden Steifen und Gurte aufgehängt. Weil die Stahlsteifen bestimmte Längen haben, die Entfernung der Spundwände dagegen infolge ungenauen Rammens und der Verbreiterung des Tunnelkörpers in den Krümmungen wechselt, ist der zwischen Spundwand und Gurt verbleibende Raum mit Hartholzkeilen und Rundhölzern ausgefüllt worden. Diese Lösung hätte eine gewisse Knickgefahr mit sich gebracht, wenn nicht an den Stellen, wo die Steifen die Gurte berühren, der Zwischenraum zwischen Gurten und Spundwand mit Betonklötzen ausgefüllt worden wäre. Die auftretenden Steifendrucke werden regelmäßig gemessen mit Hilfe von Wasserdruckpressen, die zwischen Steife und Gurt eingeschoben werden können.

Ausführung der überdeckten Landtunnel.

Nach dem Fertigstellen der Ausschachtung wird in dem unter der untersten Steifenreihe verbleibenden Raum auf einer Unterbetonschicht die nach dem Deutschen Normenblatt DIN 4031 hergestellte Dichtungsschicht aufgeklebt, eine dünne Schutzschicht aus Beton aufgebracht und die Tunnelsohle betoniert. Diese Sohle ist an der Unterseite stufenförmig begrenzt, damit sie nicht in Richtung der Rampe über die als Schmier-schicht aufzufassende Dichtungsschicht abgleiten kann. Die Stufenhöhen sind dabei unter 45° geneigt, damit auch hier unter allen Umständen auf ein Anpressen der Dichtungsschicht gerechnet werden kann; wenn diese nämlich sich ausdehnen kann, saugt der Filz unter Schwellung Wasser an, wodurch er auf die Dauer verfault. Zur höheren Sicherheit in dieser Hinsicht bekommen die Auftritte sogar eine Gegenneigung von etwa 1:200. An Probestücken im Maßstabe 1:1 wurde erprobt, wie man die in den verschiedenen Ecken entstehenden Überlappungen ausführen mußte, um zu verhindern, daß das unter Druck stehende Grundwasser sich durch Undichtigkeiten in den Klebeschichten einen Weg ins Innere bahnen könnte.

Von dem Zeitpunkte an, in dem die Ausschachtung eine gewisse Tiefe erreicht, bis zu dem Augenblicke der Fertigstellung der Hinterfüllung der Tunnelbauwerke besteht beim Versagen der Grundwassersenkungsanlage die Gefahr eines Hochdrückens der Baugrubensohle oder der Bauteile. Um diese Gefahr zu vermeiden, ohne eine kostspielige Stromerzeugungsanlage als Aushilfe bereitzustellen, sind rechtzeitig sogenannte Entlastungsbrunnen innerhalb der Baugrube gebohrt worden. Diese geben dem Spannungswasser Gelegenheit, in Höhe der Sohle der Ausschachtung abzufließen oder auch, nach Fertigstellen der Tunnelsohle, sich über diese Sohle auszubreiten. Selbstverständlich werden diese Entlastungsbrunnen beim Außerbetriebsetzen der Grundwassersenkungsanlage gedichtet (Abb. 17).

Ist die Sohle des Tunnels genügend erhärtet, so wird die unterste Steifenreihe ausgebaut, wobei der darin herrschende Druck von der Betonsohle übernommen wird. Danach wird unter der zweiten Steifenreihe ein Teil der Seiten- und Zwischenwände aufgebaut, nachdem vorher die Dichtungsschichten auf eine gegen die Spundwand betonierete Schutzschicht geklebt sind. Während der Ausführung dieser Arbeiten hat man beobachtet, daß in Entfernungen bis zu mehreren hundert Metern Druckluft, die bei den Arbeiten für die Entlüftungsgebäude erzeugt wurde, sich einen Weg durch den Untergrund bahnte und die Dichtungsschichten von dem Schutzbeton abdrückte. Vorübergehend war es daher notwendig, die Dichtungsarbeiten zu unterbrechen. Die Ausbesserung geschah, indem man, nach Aufschneiden der Blasen, die Dichtungsschicht in warmem Zustande in ihre ursprüngliche Lage zurückzudrücken versuchte. Die Dichtung wurde dabei durch Bedecken mit Stahlplatten erwärmt, die mit Aluminiumblättern bekleidet waren. Die Stahlplatten wurden an der Luftseite mittels heißen Sandes erhitzt. Die Aluminiumblätter klebten dabei an der äußeren Klebeschicht und verhinderten das Festkleben der Stahlplatte.

Nach Erhärten der teilweise betonierten Seiten- und Zwischenwände wird die zweite Steifenlage (Abb. 18) ausgebaut, wobei erneut der Druck an anderer Stelle aufgenommen werden muß. Damit in diesem Bauabschnitt der trogförmige Tunnelkörper nicht unnütz unter hohen Spannungen kommt, werden zwischen Seiten- und Zwischenwänden Hilfssteifen ein-

⁶⁾ Vgl. De Ingen. 1939, S. Bt. 67.

gebaut. Mit Hilfe von Wasserdruckpressen werden nun gleichzeitig die Hilfssteifen auf Druck gebracht und die auszubauenden Steifen entlastet. Es gelang durch diese Maßnahmen, die Formänderungen in dem Betonkörper in Höhe der Steifen bis auf 0,15 mm einzuschränken, was bedeutet, daß der Beton nur sehr geringe Zusatzspannungen aufzunehmen hat. Die Hilfssteifen werden nach Beendigung des Rohbaues des Tunnels ausgebaut.

Nach dem Umsteifen werden der Rest der Seiten- und Zwischenwände und das Tunneldach betoniert, die wasserdichten Schichten auf das Dach geklebt und mit einer dünnen Schutzschicht aus Eisenbeton abgedeckt. Um zu verhindern, daß der auf die Schutzschicht aufzubringende Füllboden über die als Schmierschicht anzusehende Dichtungsschicht abgleitet, wird der Schutzbeton mittels Rundeseisen an der Spundwand verankert. Zum Schluß wird die Spundwand oberhalb der Schutzschicht abgebrannt und abbefördert, unter gleichzeitigem Ausbauen der letzten Steifen und unter Verfüllen der Baugrube.

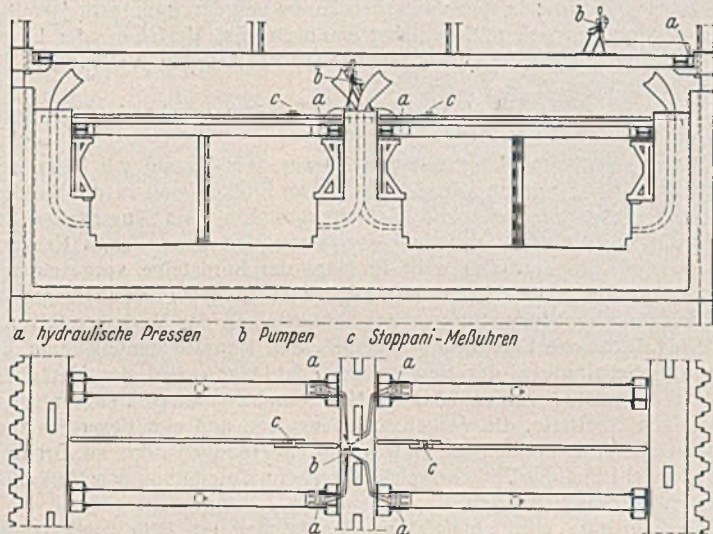


Abb. 18. Umsteifen der Baugrube.

Das Betonieren der Landtunnels geschieht in Abschnitten von 12 bis 40 m Länge. Die Längsbewehrung läuft bei den so entstehenden Fugen durch; auch schließen die Bauteile mit Feder und Nut ineinander, so daß zwar eine geringe Bewegungsmöglichkeit vorhanden ist, jedoch große Setzungsunterschiede ausgeschlossen sind. Wegen der im Boden herrschenden sehr gleichmäßigen Temperatur wurden Temperaturfugen nicht für notwendig erachtet, während die Anfangsschwindung durch das Betonieren in Abschnitten bereits unschädlich gemacht ist. Die Dichtungsschicht läuft bei den Fugen ununterbrochen durch; nur ist sie verstärkt durch Einlagen von gewaffelm Blattkupfer von 0,2 mm Dicke, die in Streifen von 0,60 m Breite verlegt werden.

Offene Rampen.

Die nicht überdeckten Tunnelteile bestehen aus Eisenbetontrögen auf Holzpfählen (Abb. 19). Sie tauchen bis etwa 5 m in das Grundwasser ein; wegen dieser verhältnismäßig geringen Tiefe wurde eine wasserdichte Umkleidung weggelassen. Dort, wo die Holzpfähle aus dem Grundwasser herausragen könnten, sind sie mittels Aufständern aus Eisenbeton verlängert. Die Sohlen dieser Teile haben Trennfugen in 42 m Abstand; um Wassereintrich zu vermeiden, sind die Fugen mit Kupferplatten versehen, die eine geringe Bewegung in Richtung der Tunnelachse ermöglichen und im Querschnitt die Form einer Fischblase zeigen. Ein Unterschied in der senkrechten Bewegung beiderseits einer Fuge wurde wegen der Pfahlgründung für unwahrscheinlich gehalten; eine waagerechte Bewegung senkrecht zur Tunnelachse, z. B. infolge ungleichen Erddruckes beiderseits des Bauwerkes,

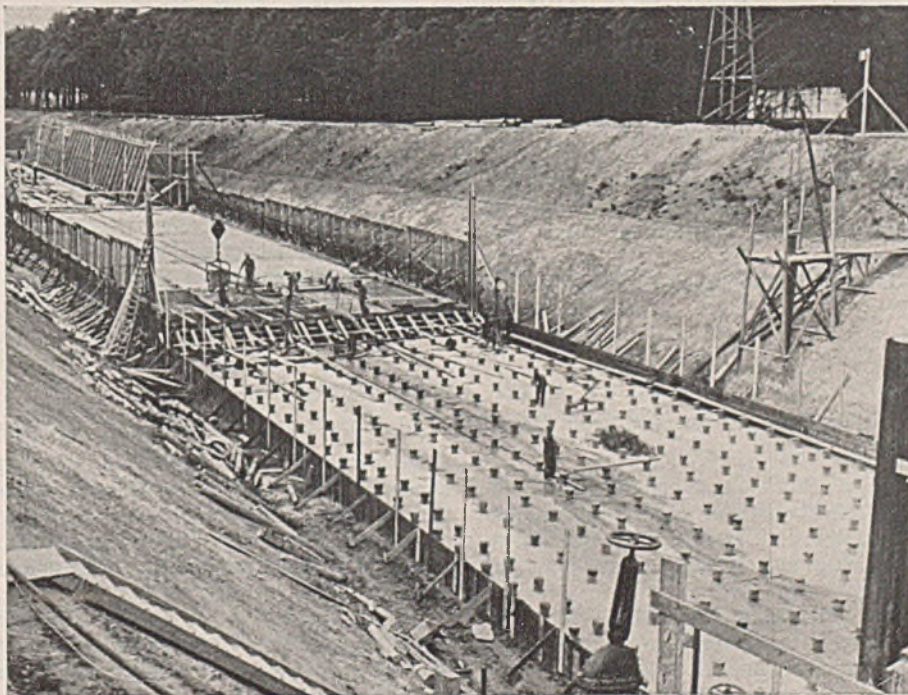


Abb. 19. Offene Rampe im Bau.

ist nicht möglich, weil unterhalb der Sohle des einen Teiles sich zwei Nocken aus Eisenbeton befinden, zwischen die ein auskragender Eisenbetonansatz des anderen Teiles eingreift.

Besondere Sorgfalt beanspruchte, vor allem am rechten Maasufer, die Fuge zwischen offenem und überdecktem Tunnel, bei der zwei grundverschiedene Bauweisen einander berühren. Hier war auch mit dem Auftreten von Setzungsunterschieden in senkrechter Richtung zu rechnen. Weil befürchtet werden mußte, daß die in den lotrechten Wänden untergebrachte Fischblasendichtung keine bedeutenden Setzungsunterschiede mitmachen könnte, ohne zu reißen, ist eine zweite Abdichtung der Fuge eingebaut worden, bestehend aus zwei flachen Kupferplatten, jede in einem der beiden Tunnelteile einbetoniert, mit zwischengeklebten Asphaltfilzplatten, das Ganze im Beton eingeschlossen.

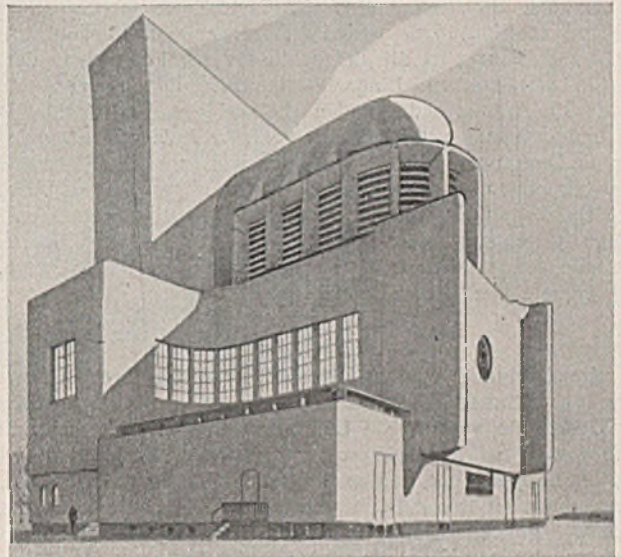


Abb. 20. Entwurf für das Entlüftungsgebäude.

Durch Fließen der Klebeschichten kann diese Anordnung jeder gewünschten Bewegung folgen; das Einschließen in Beton beseitigt die Gefahr des Durchsickerns von Grundwasser.

Fahrtreppenschächte.

Die Fahrtreppenschächte sind nach den gleichen Grundsätzen ausgeführt worden wie die Landtunnel, nur ist hier auf dem Dache die Dichtungsschicht, ebenso wie für die Sohle, stufenförmig angeordnet. Die Schächte sind auf Holzpfähle gegründet, weil man für die hier notwendigen Schrägpfähle Frankipfähle nicht ohne eingehende Untersuchungen verwenden wollte, für solche Versuche aber die Zeit fehlte. Auch diese Pfähle wurden vor dem Ausschachten der Baugrube gerammt; das Weiterrammen des Pfahlkopfes bis auf die erforderliche Tiefe geschah mit Hilfe eines Stahlrohres, in dem sich ein freifallender Bär bewegte. Damit dem Pfahl auch unter der Erdoberfläche genügende Führung gegeben werden konnte, umschloß das Rohr den Pfahl auf 3 m Länge.

Gestaltung der Bauwerke.

Über die äußere Gestaltung der Bauwerke über Tage (Abb. 20) sei bemerkt, daß das Ganze sehr einfach gehalten ist und in der Hauptsache durch seine Form Eindruck machen soll. Sichtflächen des Betons sind unbekleidet geblieben; das langweilige ebener Betonflächen ist jedoch vermieden worden, indem eine Schalung aus Wellblech verwendet wurde. Dabei hat sich herausgestellt, daß das Aufstellen einer derartigen Schalung viel Schwierigkeiten macht, weil der Querschnitt der Bleche ein wenig unregelmäßig ist. Die im Handbereich liegenden Teile der Bauwerke erhalten eine Kunst-

steinverkleidung, wobei eine gute Verankerung in dem dahinter liegenden, bereits ausgeführten Mauerwerk dadurch gesichert wird, daß die Verkleidungsplatten auf ihrer Rückseite schwalbenschwanzförmige Erhöhungen erhalten.

Beleuchtungsfragen.

Für den Straßenbelag wurden gelbe Hartbrandklinker gewählt. Diese werden auf den Eisenbetonsohlen vermauert und an sonstigen Stellen auf ein gewalztes Schotterbett gelegt. Die gelbe Farbe hat den Vorzug, daß, wenn im Kraftfahrtunnel Natriumlicht gebraucht wird (was sehr wahrscheinlich ist, jedoch noch von der Entwicklung der Lampentechnik im nächsten Jahre abhängt), alle Gegenstände sich möglichst deutlich abheben.

Zur Beleuchtung sind Lampenkörper vorgesehen, die so hoch wie möglich in den Seitenwänden der Tunnelbahnräume für Kraftwagenverkehr und für Fußgänger und Radfahrer angebracht sind. An den Einfahrten zum Tunnel ist die Beleuchtung verstärkt durch in der Decke angebrachte Lampenreihen. Eine wirksame Unterstützung der Beleuchtung bilden die die Wände bedeckenden, hellfarbigen keramischen Platten, die von hervorragender Beschaffenheit sind. Anfangs hat man diese auch für die Deckenverkleidung anwenden wollen, später jedoch ist man davon abgekommen, weil auch bei der denkbar besten Verbindung zwischen Platte und Untergrund keine volle Gewähr gegen ein Abfallen der Platten gegeben werden und eine fallende Platte recht ernsthafte Unglücksfälle verursachen kann. Versuche sind noch im Gange, eine andere geeignete Verkleidung zu finden.

Lüftung.

Die Kraftfahrtunnel werden mittels Querlüftung entlüftet, wobei in der Nähe der Fahrbahn Frischluft eingeblasen wird und an oder nahe bei der Decke die verbrauchte Luft abgesaugt wird⁷⁾. Die Luft wird mit Hilfe von 32 Schraubenlüftern bewegt, wobei für jeden der vier Abschnitte, in die jeder der beiden Tunnelbahnräume unterteilt ist, zwei Sauglüfter und zwei Drucklüfter aufgestellt sind. Diese können sowohl gesondert wie gleichgeschaltet laufen, ein Lüfter jedoch ist im Stande, durch den zugehörigen Kanal die nötige größte Luftmenge fortzubewegen, so daß der zweite als Aushilfe anzusehen ist. Jeder Lüfter hat eine senkrechte Achse, an deren oberem Ende sich ein Zahnradgetriebe befindet, derart, daß von zwei Elektromotoren mit gemeinsamer waagerechter Achse nach Belieben einer der Lüfter antreiben kann. Die Motoren haben einfache oder doppelte Wicklung. Die Lüfter sind derart entworfen, daß sie bei der vorläufig zu liefernden durchschnittlichen Luftmenge das günstigste Leistungsverhältnis haben; falls erwünscht, kann durch Drehen der Schraubenblätter diese Menge für jeden Lüfter verändert werden. Die größten Lüfter können 349 000 m³/h Luft liefern, die Gesamtanlage wird bei vollbesetztem Tunnel 1 975 000 m³/h liefern müssen. Vorläufig werden 980 PS eingebaut (die Motoren der Aushilfslüfter mit einbegriffen), wobei die größten Motoren 50 PS liefern. Falls alle Aushilfslüfter mitlaufen, kann mit den eingebauten Motoren die ebengenannte Luftmenge schon bewältigt werden. In Zukunft wird diese Menge jedoch auch ohne Inbetriebnahme der Aushilfslüfter geliefert werden müssen.

Die Personentunnel werden belüftet durch Einpressen von Frischluft an verschiedenen Stellen der Tunnelbahnräume. Die Luft zieht mit einer Geschwindigkeit von höchstens 0,15 m/sek in Längsrichtung durch den Tunnelbahnraum und wird längs den Fahrtreppenschächten abgeführt. Die Luftmenge beträgt höchstens 30 000 m³/h, sie wird geliefert unter Zuhilfenahme von zwei Schleuderlüftern, einer in jedem der Entlüftungsgebäude. Aushilfslüfter sind nicht vorgesehen.

Die Form der Lüftungskanäle mit ihren Abzweigungen, sowie die sich daraus ergebenden Widerstände sind mit größter Sorgfalt ermittelt worden. In Zusammenarbeit mit der Versuchsanstalt für Aero- und

⁷⁾ Über die Begründung dieser Entlüftungsart vgl. De Ingen. 1937, S. A 247.

Hydromechanik der Technischen Hochschule Delft und dem Lieferwerk der Lüfter sind darüber zur Unterstützung der umfangreichen Berechnungen langjährige Versuche ausgeführt worden.

Für den Entlüftungsbetrieb der Kraftfahrtunnel ist eine Kohlenmonoxyd-Anzeigevorrichtung aufgestellt, die derart entworfen ist, daß abwechselnd in zwei verschiedenen Abluftkanälen durch eine und dieselbe Vorrichtung der Kohlenmonoxydgehalt bestimmt wird. Insgesamt kommt man dadurch mit vier Anzeigern aus. Nach Inbetriebsetzung des Tunnels wird sich zeigen, ob auch Sichtmesser oder Zählschwellen nötig sind, um die Entlüftungsanlage zweckmäßig betreiben zu können.

Sonstige Anlagen.

An weiteren Anlagen im Tunnel sind noch die Fahrtreppen für doppelte Bewegungsrichtung zu erwähnen, die sich dem Verkehrsangebot anpassen können. Am Tage werden sie, soviel wie nötig, ununterbrochen laufen; in der Nacht werden sie von den Benutzern jeweilig in Bewegung gebracht mittels Schaltern nach dem Verfahren der Lichtstrahlunterbrechung. Insgesamt sind acht Fahrtreppen vorhanden für 17 m Höhenunterschied.

Für den Dienstgebrauch verfügt jedes Entlüftungsgebäude über einen Aufzug.

Sicker-, Spül- und Löschwasser wird aus dem Tunnel mit Hilfe von Pumpenanlagen gepumpt, die sich mitten im Flußteil und in den beiden Entlüftungsgebäuden befinden. Selbsttätiges Ein- und Ausschalten ist dabei vorgesehen. Das auf den Vorplätzen und den offenen Rampen niederfallende Regenwasser wird in längs der Bordsteine vorgesehenen Einläufen aufgefangen und weiter abgeleitet in die Pumpensümpfe in den Entlüftungsgebäuden und in den Pumpwerken der Verkehrsplätze.

Die elektrische Einrichtung umfaßt einen Hauptbedienungsraum, in dem alle Schaltungen der Bewegungseinrichtungen und der Verkehrszeichen ausgeführt werden können, Hoch- und Niederspannungsanlagen, eine Sammlerbatterie, die Verkehrszeichenanlage und eine Fernrufanlage. Selbstverständlich können die Bewegungseinrichtungen auch an Ort und Stelle bedient und die Verkehrszeichen auch im Tunnel von den Verkehrsbeamten geschaltet werden.

Verkehrshilfe wird geleistet werden können mit Hilfe zweckmäßig eingerichteter Kraftwagen, während im Tunnel in Nischen die erforderlichen Verbandssachen und Feuerlöschmittel untergebracht sind. Eine Fernsprechanlage darf dabei nicht fehlen.

Baukosten.

Der Auftrag zur Ausführung des größten Teiles der beschriebenen Arbeiten wurde am 2. Februar 1937 von der Stadtverwaltung an die Arbeitsgemeinschaft holländischer Bauunternehmen vergeben, die nachher den Namen N. V. (= G. m. b. H.) Maastunnel bekam. Die Arbeiten am Bauplatz begannen am 15. Juni 1937; falls alles planmäßig verläuft, werden sie im Sommer 1941 beendet sein. Der Kostenanschlag beträgt, ohne Berücksichtigung der Erhöhung infolge der zwischen dem Einreichen der Angebote und der Auftragserteilung eingetretenen Abwertung des holländischen Guldens:

Bauwerke und Anlagen	12 324 900 hfl.
Verschiedenes Zubehör	75 000 "
Kraftwagen	33 000 "
Nebenarbeiten im Fluß	64 000 "
Straßenumlegungen und -neuanlage	1 100 000 "
Gleisverlegungen	100 000 "
Abbruch bestehender Bauwerke	206 770 "
Steuern u. dgl.	50 000 "
Entwurf und Aufsicht	620 000 "
Unvorhergesehenes	526 330 "

zus. 15 100 000 hfl.

Die tatsächlichen Kosten werden etwa 20 % höher liegen.

Der Entwurf kam zustande durch tatkräftiges Zusammenarbeiten des städtischen Bauamtes, der N. V. Maastunnel, mehrerer anderer städtischer Ämter und verschiedener Sachverständiger.

Umbau einer Straßenbrücke.

Vom staatlichen Bauleiter Dr.-Ing. habil. Hermann Ertl, Dozent an einer Technischen Hochschule.

I. Allgemeines.

Die im folgenden beschriebenen Brückenbauarbeiten waren notwendig, um die bestehenden, zum Teil überalterten Straßenbrücken, den durch die allgemeine Lage im Sommer und Herbst 1938 allfällig zu erwartenden, hinsichtlich Verkehrsdichte und Belastung erhöhten Anforderungen rasch und sicher anzupassen.

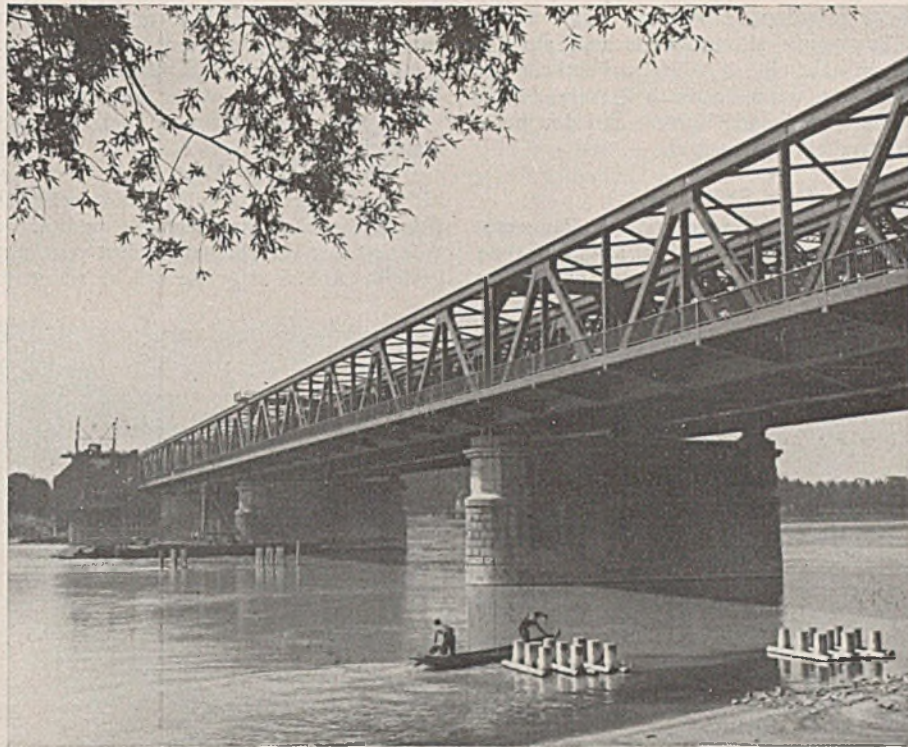
Das durch den Strom gebildete Verkehrshindernis wurde auf einer Länge von rd. 180 km nur durch zwei Straßenbrücken unterbrochen. Beide Brücken hatten nur eine Tragfähigkeit für Fahrzeuge bis 12 t und knapp zwei Fahrzeugspuren. Infolge des großen Einzugsgebietes haben beide Brücken starken Verkehr.

Die weiter aufwärts gelegene Brücke ist Ende des vergangenen Jahrhunderts erbaut worden und konnte verhältnismäßig einfach auf eine Tragfähigkeit für Fahrzeuge von 24 t verstärkt werden, da im wesentlichen nur die Fahrbahn, also Platte, Längsträger und Querträger zu verstärken waren. Bei den Fachwerkhauptträgern mußten nur einige Streben verstärkt werden.

Die Arbeiten wurden Anfang Juni begonnen, in meist 24stündigem Betrieb über Sonn- und Feiertage durchgeführt und Anfang September beendet. Die Hauptschwierigkeit lag in der Aufrechterhaltung des sehr starken Verkehrs auf der nur 5,5 m breiten und rd. 380 m langen Fahrbahn der Brücke. Die Arbeiten mußten daher abschnittsweise und halb-

seitig durchgeführt werden, wobei nur in einer Nacht eine vollständige Sperre auf wenige Stunden notwendig wurde. Der für den 20. September 1938 angeordnete Fertigstellungszeitpunkt konnte wesentlich unterschritten werden.

Anders lagen die Verhältnisse bei der rd. 45 km stromabwärts gelegenen Brücke. Sie wurde im Jahre 1873 als Eisenbahn- und Straßenbrücke erbaut. Für die Überbauten war Schweißeisen verwendet worden, das schon um 1900 erhebliche Ermüdungserscheinungen zeigte, die sich hauptsächlich in einer Herabminderung der Dehnfähigkeit bis unter 1%, aber auch in einem starken Absinken der Zugfestigkeit äußerten. Die Bahnverwaltung entschloß sich schon im Jahre 1904, für ihre Zwecke eine neue Brücke zu erbauen, so daß die alte



Ansicht der neuen Brücke.

deckung und Pflasterung erspart, indem eine vorläufige Holzbohlenfahrbahn hergestellt wurde.

Da einerseits die neue Brücke an Stelle der alten auf die bestehenden Strompfeiler gelagert werden sollte, andererseits der Verkehr unbedingt aufrechtzuerhalten war, mußte die alte Brücke vor Beginn der Aufstellungsarbeiten ausgeschoben und auf hölzerne Hilfsjoche gelagert werden. Zur Planung, Ausschlebung der alten und Herstellung der neuen Brücke von 440 m Gesamtlänge standen rd. 4 Monate zur Verfügung. Diese Aufgabe konnte, wenn überhaupt, nur unter Einsatz aller Kräfte gelingen. Es wurde vom Arbeitsbeginn bis zur Fertigstellung im 24stündigen Betrieb über alle Sonn- und Feiertage hinweg in einem Zuge gearbeitet.

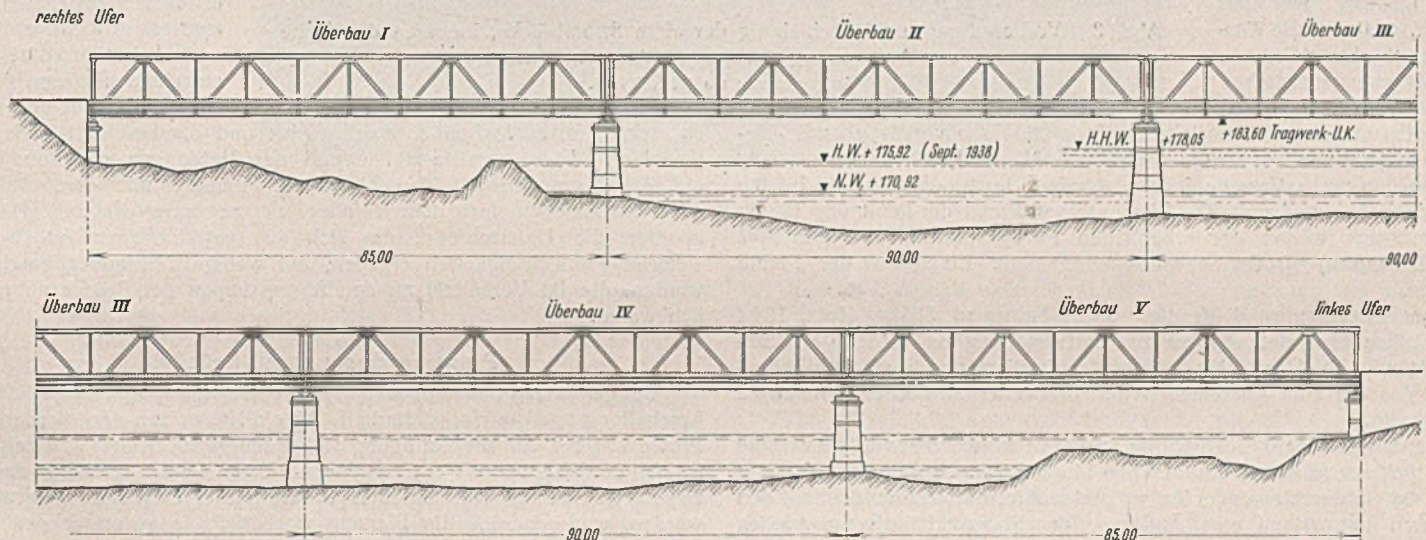
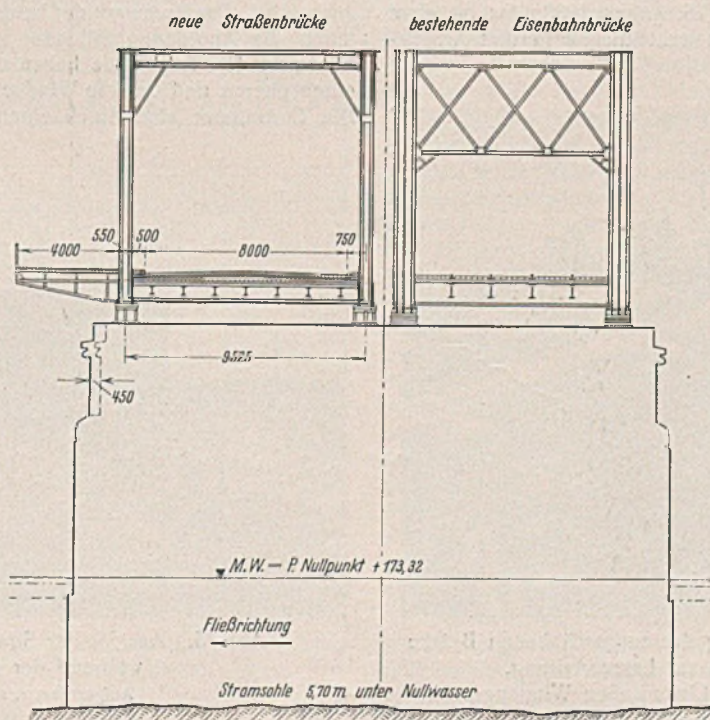


Abb. 1. Ansicht der neuen Straßenbrücke.

Brücke von dieser Zeit an nur noch dem Fahrzeugverkehr diente. Beide Brücken, die neuere Eisenbahn- und die alte Straßenbrücke, ruhen auf gemeinsamen Pfeilern.

Mit Rücksicht auf diese Verhältnisse mußte von einer Verstärkung der Straßenbrücke unbedingt abgesehen werden, weil dadurch nicht der gewünschte Erfolg zu erzielen war. Man entschloß sich, an Stelle der alten Brücke eine neue zu erbauen.

Der Auftrag hierzu wurde am 3. Juni 1938 erteilt, wobei die Fertigstellung für Ende November 1938 verlangt war. Dieser Zeitpunkt wurde aber bald auf Mitte Oktober vorgelegt, und schließlich wurde die Bereitstellung der Brücke für den Schwerfahrzeugverkehr für den 5. Oktober 1938, unabhängig von der endgültigen Fertigstellung, angeordnet. Dies setzte immerhin die Montage des Tragwerks und der Fahrbahn voraus. Es wurde lediglich die Zeit für das Aufbringen der endgültigen Fahrbahn mit wasserdichter Ab-



II. Strombrücke.

Wie Abb. 1 zeigt, führt die neue Strombrücke über fünf Öffnungen von zusammen 440 m Spannweite. Es wurden mit Rücksicht auf die möglichst unbehinderte Aufstellung Fachwerkträger auf zwei Stützen gewählt. Der Hauptträgerabstand lag durch die Pfeilerlänge fest. Nur der stromab gelegene Vorkopf (Abb. 2) konnte verlängert werden, indem er bis auf einen rd. 3,5 m unter der Lagerunterkante liegenden Pfeilervorbau abgetragen und flüchtig mit diesem Vorsprung neu aufbetoniert wurde. Dadurch konnte im oberen Pfeilerschaft eine Verlängerung um 0,45 m und damit um das gleiche Maß die Hauptträgerentfernung der neuen gegenüber der alten Brücke vergrößert werden. Somit liegt der in Abb. 2 dargestellte Brückenquerschnitt hinsichtlich der Fahrbahn fest.

Abb. 2.

Querschnitt der neuen Straßenbrücke mit der bestehenden zweigleisigen Eisenbahnbrücke.

Die nutzbare Fahrbahnbreite beträgt zwischen den Randsteinfluchten 8 m, daran schließen innerhalb der Tragwände stromaufwärts und abwärts Schutzstreifen von 0,50 m Breite an. Da eine 8 m breite Fahrbahn für drei Fahrzeugspuren nur dann ausreicht, wenn sie durch Radfahrer nicht benutzt wird, wurde eine 4,3 m weit auskragende Konsole mit 4 m nutzbarer Breite für den Fuß- und Radverkehr vorgesehen.

Ausschieben der alten Brücke.

Vier Wochen nach der Auftragserteilung wurde mit der Rammung der Pfähle für die Joche, die die Aufgabe hatten, die ausgeschobene Brücke zu tragen (Abb. 3), stromabwärts in der Verlängerung der Pfeiler begonnen. Die Rammung geschah von gekoppelten Schiffen aus unter Verwendung von Schlagwerken mit 2 bis 6 m Fallhöhe und rd. 800 kg Bärgewicht, sowie auch mit Diesel-Explosionsrammen von rd. 1 m Fallhöhe und 1200 bis 1800 kg schweren Fallbären. Die Schlaganzahl bei letzteren war rd. 60/min.

Es wurden insgesamt 292 Pfähle von rd. 35 cm Durchm. in einer Zeit von 21 Tagen gerammt. Die Rammteufen schwankten von 1,40 bis 6 m und betragen im Mittel 2,40 m. Diese Leistung war nur möglich, weil die die Ausschlebung durchführende

Brückenbauanstalt Wagner-Birò AG durch eine Kompanie eines Pionierlehrbataillons mit ihren vorzüglichen Schlagwerken unterstützt wurde, die ungefähr 50% der Pfähle rammt.

Von den sechs Verschubjochen standen vier im Wasser, die beiden Widerlagerjoche an Land. Das Wasser war während der Rammung bis zu 8 m tief, was wegen der erheblichen Fließgeschwindigkeit (bei MW 2 bis 2,5 m/sek) große Schwierigkeiten beim Einziehen der Pfähle bereitete.

Der Baustoffaufwand für diese Joche betrug rd. 565 m³ Holz, 184 t Stahlaufsätze über den Pfählen zur Lastverteilung und 343 t Verschubbahnträger. Abb. 4 zeigt ein fertiges Verschubjoch und links das Windengerüst, das die zum Ausschleiben der Brücke erforderlichen Winden zu tragen hatte.

Die bestehende Brücke wurde, um den notwendigen Platz für die neue Brücke zu schaffen, um rd. 16 m stromabwärts verschoben. Die alte Brücke ist ein durchlaufender Träger und mußte, da mit Rücksicht auf den schlechten Bauzustand eine Änderung der Standverhältnisse unzulässig war, in einem Stück von 440 m Länge ausgeschoben werden. Es dürfte dies eine der längsten in einem Stück verschobenen Brücken sein.

Das Ausschleiben selbst geschah am 16. August 1938, das ist etwa 6 Wochen nach Baubeginn. Es zerfiel im wesentlichen in drei Arbeitsabschnitte.

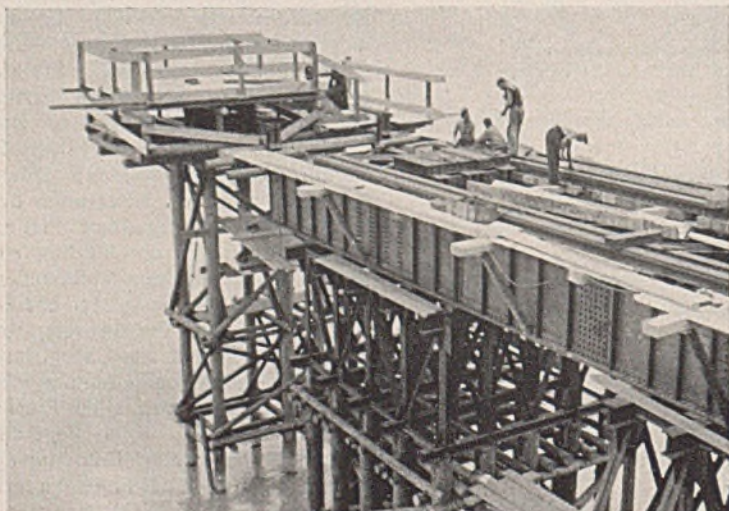


Abb. 4. Fertiges Joch zur Auflagerung der ausgeschobenen Brücke mit den stählernen Aufsätzen zur Lastverteilung, den Verschubträgern und Schlenen. Links außen Windengerüst.
Aufgenommen am 13. August 1938.

1. Anheben der alten rd. 4800 t schweren Brücke und Lagerung auf den Verschubwagen;
2. Verschieben der Brücke mit Hilfe von Winden und Flaschenzügen, die an den Verschubwagen angreifen;
3. Abheben der Brücke von den Verschubwagen und Absetzen auf die Joche.

Die genannten Arbeiten in ihrer Gesamtheit dauerten von 6 Uhr bis 15 Uhr; der Verschub allein nur 1 1/4 Stunden. In dieser Zeit war der Fahrzeugverkehr eingeschränkt und auf 6 Stunden ganz unterbunden. Während der Verschiebung selbst wurde auch der Fußgängerverkehr eingestellt. Abb. 5 zeigt die Brücke während der Verschiebung. Man sieht

im Vordergrund links die neu erstellte hölzerne Verbindungsbrücke zwischen der alten Straße und der ausgeschobenen Brücke.

In der Brückenmitte war ein Befehlsstand errichtet, der mit den Arbeitsgruppen auf den einzelnen Pfeilern fernmündlich so verbunden war, daß alle Weisungen und Meldungen gleichzeitig von allen abgehört werden konnten. Da ein Unterschied zwischen den einzelnen Lagern sowohl der Höhe nach als auch in der Waagerechten wegen des schon mehrfach erwähnten schlechten Bauzustandes nicht eintreten durfte, wurden bei den einzelnen Pfeilern genaue Ablesungen auf vorher angebrachten festen Maßstäben durchgeführt und der Befehlsstelle laufend gemeldet. Diese erteilte auf Grund der Meldungen die Befehle an die Arbeitsgruppen auf den einzelnen Pfeilern, mit dem Anheben oder Ausschleiben fortzufahren oder es zu unterbrechen. Dadurch konnten die Unterschiede, die sich aus verschiedenen Anheb- und Verschubgeschwindigkeiten ergaben, auf wenige Millimeter beschränkt werden, die im Verhältnis zu den Abmessungen der Brücke unbedenklich waren.

Planung der neuen Brücke.

Bei der kurzen Bauzeit waren die schwierigsten Aufgaben die Baustoffbeschaffung und die Werkstattarbeit. An ein Neuwalzen der erforderlichen Profile war bei der zur Verfügung stehenden geringen Zeit und der Überlastung der Walzwerke nicht zu denken. Es mußten daher die in den einzelnen Walzwerken vorhandenen Profile sichergestellt und verwendet werden, wodurch sich die Planung wesentlich langwieriger gestaltete. Sie wurde nach den Angaben der Brückenbauabteilung (Gruppenleiter Dr. Ing. Josef Wagner) von der Brückenbauanstalt Gutehofnungshütte ausgeführt. Das Fachwerk der beiden Hauptträger macht, wie Abb. 1 zeigt, durch die Anordnung fallender und steigender Streben einen ruhigen Eindruck. Die Tragwände haben eine Höhe von rd. 10 m und sind durch einen oberen und unteren Windverband gegen seitliche Kräfte abgesteift. Die Endständer sind durch einen oberen steifen Querriegel zu einem



Abb. 5. Ansicht der Straßenbrücke vom linken Ufer während der Verschiebung.
Aufgenommen am 16. August 1938.

Portal ausgebildet (s. Abb. 2). Gleichzeitig wird durch diesen Querriegel der obere Windverband, der aus gekreuzten Streben ohne Pfosten besteht, unverschieblich gemacht. Die Brücke wurde für eine Belastung nach DIN 1072, Brückenklasse I, berechnet.

Um die Werkstattarbeiten möglichst zu beschleunigen, wurden sie je zur Hälfte auf die Waagner-Birö AG und auf die Gutehoffnungshütte verteilt.

Aufstellungsarbeiten.

Wegen der geringen zur Verfügung stehenden Zeit war anzustreben, daß die Aufstellung, wenn schon nicht gleichzeitig, so doch stark übergreifend in allen fünf Öffnungen stattfinden konnte. Von den vorgeschlagenen Arten der Aufstellung kam die von festen Gerüsten aus zur Durchführung. Es wurden zwei Aufstellkrane auf- und ein Ersatzkran bereitgestellt, die einerseits auf dem stromab gelegenen Obergurt der Eisenbahnbrücke und andererseits auf dem stromauf gelegenen Gurt der ausgeschobenen alten Straßenbrücke liefen.

Eine Erschwerung brachte noch die unbedingte Notwendigkeit, den Schiffsverkehr auf dem Fluß aufrechtzuerhalten. Der Schiffsverkehr diente die dritte Öffnung, vom rechten Ufer aus gezählt. Sie konnte erst eingerüstet werden, wenn in der zweiten Öffnung das neue Tragwerk fertig aufgestellt, vernietet oder verschraubt und das Aufstellgerüst wieder entfernt war. In diese Öffnung konnte die Schifffahrt aber erst verlegt werden nach Baggerung von rd. 20 000 m³ Schotter, der aufwärts der Brücke eine Bank bildete. Diese Baggerung wurde in entgegenkommender Weise vom zuständigen Strombauamt mit seinen neuzeitlichen Geräten in wenigen Tagen bewältigt.

Vor Beginn der Montage mußten die stromab gelegenen Pfeilervorköpfe bis ungefähr 3,5 m unter die Lagerunterkante abgetragen und um 45 cm vorgesetzt neu aufgemauert werden. Die Pfeiler selbst bestehen aus Granitquadern von 63 cm Höhe und entsprechenden Querabmessungen. Da der Pfeilervorkopf im Grundriß eine andere Form bekommen mußte, wären neue Granitquadern erforderlich gewesen. Trotz aller Bemühungen

waren diese aber nicht aufzutreiben. Die Bauleitung war daher gezwungen, auf sie zu verzichten, und mußte die Vorköpfe in Beton herstellen. Es wurde mit einem Vorsatzbeton gearbeitet, der aus Granitsand und Kies bestand, dem noch dunkler Basalt zugegeben wurde, mit dem Erfolg, daß die fertig bearbeiteten Flächen von Naturgranitquadern nur vom Fachmann bei Betrachtung aus allernächster Nähe unterschieden werden können.

Mit der Aufstellung wurde am 30. August 1938 in der zweiten Öffnung begonnen. Die Zeit zwischen Ausschleiben und Aufstellungsbeginn wurde zur Vollendung der Rüstung und Aufstellung der Krane benötigt. In Abb. 6

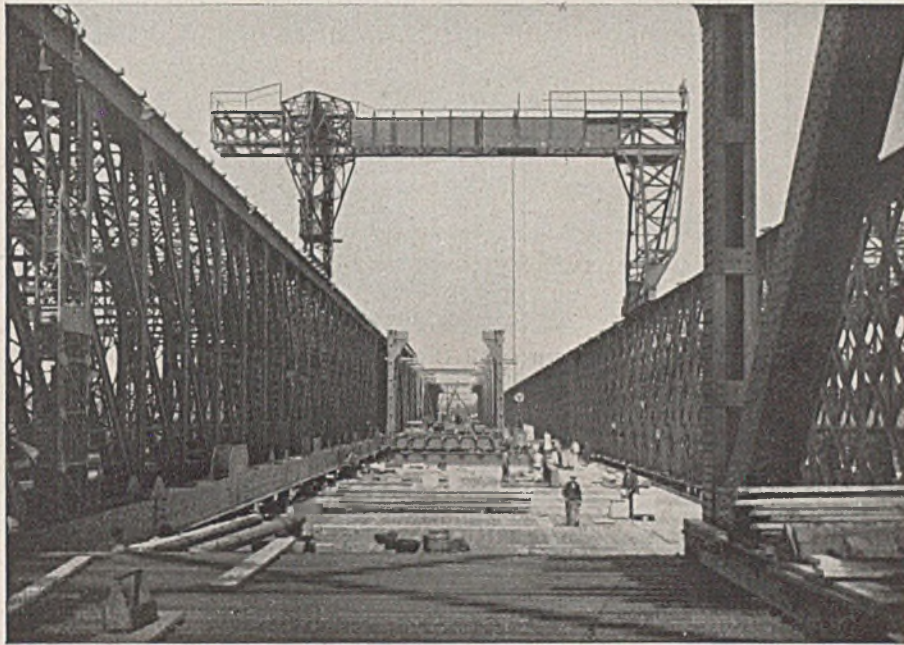


Abb. 6. Der größere der beiden Aufstellkrane beim Heben und Einrichten eines Gurtstückes.

Aufgenommen am 10. September 1938.

sieht man den größeren der beiden Krane an der Arbeit. Der Fortschritt der Arbeiten selbst ist aus Abb. 7 zu ersehen. Man entnimmt daraus, daß in rd. 5 Wochen die gesamte Brücke, das sind rd. 4000 t Stahl, aufgestellt wurde.

Zur Bewältigung der Ablade- und Anfuhrarbeiten dieser großen Baustoffmengen wurde eine eigene Verkehrsstelle durch die Reichsbahn geschaffen, indem das der neuen Brücke zugekehrte Gleis einer zweigleisigen Reichsbahnstrecke vom Bahnhof, der in nächster Nähe der Baustelle liegt, bis zur Brücke und über diese rd. 200 m hinaus für den allgemeinen Verkehr stillgelegt wurde. Am Ende dieses toten Gleises wurde eine Doppelweiche eingebaut, so daß der eingleisige Verkehr nur auf rd. 1,5 km beschränkt blieb. Dies hatte den Vorteil, daß eine

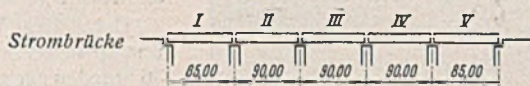
fast beliebige Menge von Bahnwagen zum Entladen auf die Eisenbahnbrücke gestellt werden und, da nicht immer gerade die eben benötigten Bauteile einliefen, dort bis zur Entladung warten konnte. Die für die Montage notwendigen Teile konnten durch Verschieben des Wagenzuges jederzeit entnommen werden.

Von den aufgetretenen Schwierigkeiten sollen nur die Witterungsverhältnisse und das Hochwasser erwähnt werden. Die übrigen Schwierigkeiten, wie Mangel an geschulten Arbeitskräften und an Baustoffen, erhebliche Verzögerungen in der Anfuhr, wie sie im Sommer 1938 vorhanden waren, sind ja der Bauwelt genügend bekannt.

Nach den außergewöhnlichen Niederschlägen Ende August stieg der Fluß innerhalb von einigen Tagen um 3,5 m und blieb Wochen hindurch auf einem so hohen Stand, daß es unmöglich war, die noch fehlenden Pfahljoche für das Aufstellgerüst in der dritten Öffnung zu schlagen, nachdem der Schiffsverkehr nach Entfernen des Aufstellungsgerüsts in der zweiten Öffnung in diese verlegt worden war.

Wegen der großen Wassertiefe von rd. 9 m und der großen Strömungsgeschwindigkeit, in Verbindung mit einer erheblichen Seitenströmung, konnten in der dritten Öffnung die Pfähle trotz aller möglichen versuchten Hilfsmittel nicht eingerammt werden, da Pfahl und Schiff in solche Schwingungen kamen, daß die Versuche abgebrochen werden mußten. Ein Hängegerüst zwischen den beiden bestehenden Brücken konnte wegen der erhöhten Belastung dieser Brücken und der dadurch bedingenen Einschränkung des Verkehrs nicht ausgeführt werden. Erst gegen Ende September wurde es möglich, die Gerüstarbeiten in der dritten Öffnung fortzusetzen. Eine Gegenüberstellung der Abb. 8 u. 9 soll die vorher fast unmöglich erscheinenden Leistungen in den letzten Tagen veranschaulichen. Abb. 8 wurde am 22. September 1938 aufgenommen und zeigt, daß in der dritten Öffnung erst zu dieser Zeit mit der Rammung für das Aufstellungsgerüst begonnen werden konnte. In den darauffolgenden 12 Tagen (einschließlich der Sonntage) wurde die Einrüstung der dritten Öffnung samt dem Zusammenbau des Tragwerks durchgeführt. Abb. 9 zeigt die Brücke am 5. Oktober 1938, dem Tage der Bereitstellung der neuen Brücke für den Schwerfahrzeugverkehr. Die Fahrbahn wird vorläufig nur durch einen 6 m breiten Bohlenbelag gebildet.

Selbstverständlich mußten die Arbeitspläne wiederholt umgestellt werden wegen des nicht vorauszusehenden Auftretens von außergewöhnlich hohen Niederschlägen und Hochwasser, aber auch wegen einzelner Verzögerungen in der Anfuhr von Bauteilen, die bis zu 18 und 20 Tagen betrogen. Durch diese außerhalb der Bauführung liegenden Behinde-



Art der Arbeiten	Juli		August				September			Oktober		
	4. Mo.	11. 18. 25.	1. 8. 15. 22. 29.	5. 12. 19. 26.	3. 10. 17. 24. 31.							
Rahmen der Ausschubjoche	■											
Verzangen der Ausschubjoche und Montage der stählernen Aufsätze		■										
Aufbringen der Verschubbahnen samt Träger			■									
Ausschiebung				■								
Herstellen der Montierengerüste in den Öffnungen I u. II			■									
" " " IV u. V				■								
" " " III					■							
Montage des Überbaues in der Öffnung I						■						
" " " II							■					
" " " III								■				
" " " IV									■			
" " " V										■		

x) stärkste Behinderung durch tagelangen Regen mit Größtwerten an täglichen Niederschlagsmengen

Abb. 7. Erreichter Baufortschritt.

rungen wäre eine Verlängerung der ohnehin schon auf das äußerste verkürzten Bauzeit gegeben gewesen, durch das vorbildliche Zusammenwirken der Unternehmung und der staatlichen Bauleitung war es jedoch möglich, alle auftretenden Schwierigkeiten zu überwinden, so daß der vorgeschriebene Fertigstellungszeitpunkt auf die Stunde genau eingehalten wurde.

Fahrbahnausbildung, Rad- und Gehweg.

Wegen der kurzen zur Verfügung stehenden Bauzeit wurde von vornherein auf die Ausführung einer Eisenbetonfahrbahnplatte über den Längsträgern verzichtet. Es kamen als Unterlage der Fahrbahn Belagelisen zur Verwendung, die in lichten Abständen von 72 mm verlegt wurden (Abb. 10). Diese Belagelisen hatten den Vorteil, daß man auf ihnen binnen kürzester Zeit, wenn notwendig, eine behelfsmäßige Fahrbahn herstellen konnte. Zur Bereitstellung der Brücke für den Schwerverkehr am 5. Oktober 1938 wurde auch tatsächlich auf die Belagelisen nur ein 7 cm dicker Holzbohlenbelag von 6 m Breite verlegt. Die Brücke selbst war zu dieser Zeit noch nicht vollständig vernietet und ruhte teilweise auf den zu diesem Zweck verstärkten Aufstellungsgerüsten auf. Erst Mitte November wurde dieser Fahrbahnbelag wieder abgetragen. Die Brücke war mittlerweile fertig vernietet, und die den Rad- und Gehweg tragenden Konsolen waren aufgestellt worden. Die Aufstellungsarbeiten wurden im wesentlichen vor Weihnachten 1938 beendet.

Nach endgültiger Übergabe der neuen Brücke an den Verkehr mußte die alte Brücke abgetragen werden. Um mit den Abtrag- und Rammarbeiten für die dazu notwendigen Hilfsjoche nicht in die Zeit der höheren Wasserstände zu kommen und um die vorhandene, schon erwähnte Verkehrsstelle für die Verladearbeiten zur Abbeförderung des Alteisens der Brücke noch benutzen zu können, wodurch eine erhebliche Kostenverminderung zu erzielen war, entschloß sich die Bauleitung, die Betonierung der Fahrbahn im Winter durchzuführen und einen Teil der Einsparungen für die teurere Winterarbeit wieder auszugeben.

Da die Betondicke des auf die Belagelisen aufzubringenden Ausgleichbetons, der zugleich die Unterlage für die wasserdichte Abdeckung bildete, nur

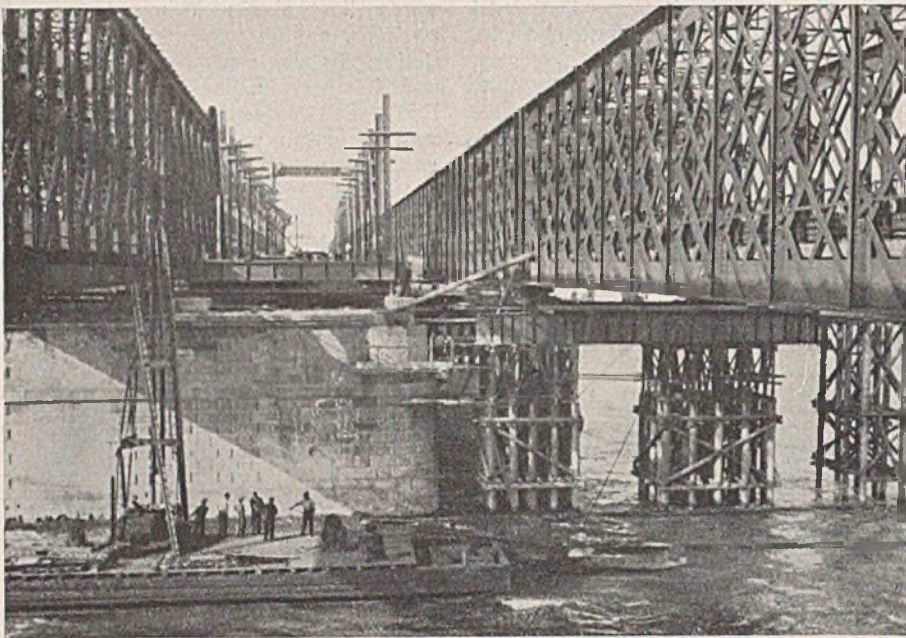


Abb. 8. Durchsicht von der 3. Öffnung gegen das linke Ufer. Die 3. Öffnung wurde wegen der Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs als letzte in Angriff genommen.
Aufgenommen am 22. September 1938.



Abb. 9. Sicht durch die Brücke am Eröffnungstag. Die Fahrbahn wird vorläufig nur durch einen Holzbohlenbelag gebildet, die Tragkraft war jedoch für 24-t-Fahrzeuge ausreichend.
Aufgenommen am 5. Oktober 1938.

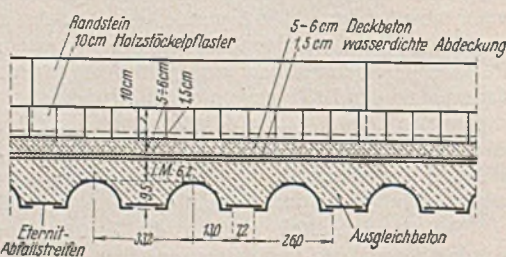


Abb. 10. Längsschnitt durch die Fahrbahn mit Belagelisen, Ausgleichbeton, wasserdichte Abdeckung, Deckbeton und Holzstöckelpflaster.

zwischen 3, 6 und 17 cm schwankte (s. Abb. 10), waren besonders sorgfältige Frostschutzmaßnahmen notwendig, da wegen der geringen Dicke ein Warmhalten durch die Abbindewärme nicht zu erwarten war. Als Frostschutz wurde, wie üblich, das Mischwasser angewärmt; um aber auch bei strengem Frost noch betonieren zu können, wurden auch die Zuschlagstoffe durch eine Warmwasserheizanlage vorgewärmt, die, wenn nötig, Tag und Nacht in Betrieb stand. Dadurch war es möglich, auch bei Kältegraden bis gegen -8°C den Beton noch mit $+5$ bis $+8^{\circ}\text{C}$ an der Verwendungsstelle einzubringen.

Um den Beton nach der Verarbeitung vor zu raschem Abkühlen zu sichern, wurde die Brückenfahrbahn von unten öfFnungsweise entsprechend dem Arbeitsfortschritt mit den von der vorläufigen Fahrbahn herzustellenden Holzbohlen durch ein Hängegerüst mit allseitig hochgezogenen Wänden eingeschlossen, so daß unter dem Ausgleichbeton ein allseits abgeschlossener Luftraum von im Mittel 1,40 m Höhe entstand. Oben wurde der Beton durch Dachpappe abgedeckt, auf die eine Stroh- und Schilflage von durchschnittlich 20 cm Dicke kam. In den Raum unter dem Fahrbahnbeton wurden in Abständen von 6 bis 8 m Koks Körbe gestellt, die je nach der Außenwärme Tag und Nacht geheizt wurden.

Durch diese Vorkehrung war der Beton bereits 24 bis 36 Stunden nach seiner Herstellung so weit erhärtet und durchgetrocknet, daß mit dem Aufbringen der Isolierung begonnen werden konnte. Diese bestand

aus einem heiß aufgetragenen Tränkungsanstrich, zwei Lagen Aboxit-Isolierplatten von je 3 mm Dicke und einer Lage Schutzpappe mit je einem heißen Zwischen- und einem Deckanstrich. Die wasserdichte Abdeckung hatte im fertigen Zustand eine Dicke von rd. 1,5 cm.

Auf die Isolierung wurde eine 6 cm dicke Deckbetonschicht aufgetragen, die zugleich die Unterlage für das Holzstöckelpflaster der Brückenfahrbahn bildete und dementsprechend sorgfältig abgezogen und in die erforderliche Neigung gebracht werden mußte. Auch diese Betonschicht wurde auf die gleiche Weise wie der Unterlagbeton abgedeckt und von unten warmgehalten, wobei sorgfältig darauf geachtet wurde, daß die Isolierung nicht durch Überhitzung zu Schaden kam.

Durch die geschilderte Einrichtung war ein schneller, gestaffelter Arbeitsfortschritt sichergestellt, und zwar so, daß mit dem Hängegerüst begonnen und mit der Herstellung des Unterlagbetons, der Isolierung und des Deckbetons fortgefahren wurde. Etwa 8 bis 10 Tage später konnte das Hängegerüst rückwärts schon wieder abgebrochen und vorne neu angeschlossen werden, so daß mit einer Gerüstholzmenge für knapp zwei Öffnungen alle fünf Öffnungen ohne Arbeitsverzögerung eingerüstet und betoniert werden konnten. In knapp 7 Wochen Winterarbeit waren die rd. 4000 m² Brückenfahrbahn eingerüstet, betoniert und isoliert, sowie 800 m Randsteine versetzt.

Im Februar 1939 wurde mit der Pflasterung der Brückenfahrbahn mit 10 cm hohen Lärchenholzstöckeln begonnen, die mit 90 kg Teeröl und 50 kg Zinkchlorid je m³ Holzstöckel unter Hochdruck getränkt waren. Ende März 1939 konnte dann die neue Brückenfahrbahn dem Verkehr übergeben und mit dem Abtrag der alten Brücke begonnen werden.

Wie aus Abb. 2 zu ersehen, ruht der Rad- und Gehweg auf 4,30 m auskragenden Konsolen, die bei jedem Querträger, also in Abständen von rd. 9 m angeordnet sind. Diese Konsolen tragen die Längsträger und diese wieder die Eisenbetondecke. Mit Rücksicht auf die starke Nachgiebigkeit der 9 m weit gespannten Längsträger war vorgeschlagen, die Gehwegplatte, um einwandfreie, leicht zu überschende Standverhältnisse zu schaffen, aus Eisenbetonbohlen herzustellen, die über jedem Längsträger durchschnitten werden sollten. Eine nähere, von der Bauleitung durchgeführte Untersuchung ergab aber die Wahrscheinlichkeit, daß bei streifenweiser Belastung eines Längsträgers infolge seiner starken Durchbiegung und des dadurch hervorgerufenen verhältnismäßig großen Knickwinkels der Bohlen über den benachbarten Längsträgern der Gußasphaltbelag über den Bohlen reißen würde.

Es wurde daher eine über die Längsträger durchlaufende Vollplatte angeordnet. Ihre Berechnung wurde für einen Plattenstreifen über den Konsolen als Durchlaufträger auf un nachgiebigen, zwischen den Konsolen als Durchlaufträger auf nachgiebigen Stützen durchgeführt. Dabei wurde die der Brückenmitte nächst liegende Randstütze als unnachgiebig angenommen, da sie mit der äußerst steifen Brückenfahrbahn in starrer Verbindung ist. Für die andere Randstütze ergab sich auf Grund des Trägheitsmoments eine 2,2fach größere Steifheit als für sämtliche untereinander gleichen Mittelstützen. In Abb. 11 a ist die Lagerung der Platte dargestellt.

Die Einsenkung eines Längsträgers ist dem Auflagerdruck der Platte auf diesem verhältnismäßig. Zur Ausrechnung dieser Verhältniszahl wurde die vereinfachende Annahme getroffen, daß der Auflagerdruck über die Platte in der Richtung des Längsträgers unveränderlich ist. In Wirklichkeit wird bei Belastung der Plattenfelder links und rechts eines Längsträgers mit Verkehrslast der Auflagerdruck der Plattenfelder auf die Längsträger über der Konsole größer sein als zwischen zwei Konsolen. Diese Näherung ist von untergeordnetem Einfluß. Eine genaue Berechnung ist äußerst schwierig und müßte anstatt mit Einflußlinien mit Einflußflächen arbeiten. Die Durchlaufwirkung der Längsträger wurde bei der Berechnung obiger

Verhältniszahl berücksichtigt. Mit der so ermittelten Verhältniszahl konnte die Platte als Träger auf nachgiebigen Stützen berechnet werden. Da die Lastschiedepunkte für die ungünstigsten Momente nicht bekannt sind, mußten die Einflußlinien berechnet werden. Abb. 11 b zeigt z. B. die Einflußlinie für das Stützmoment 2.

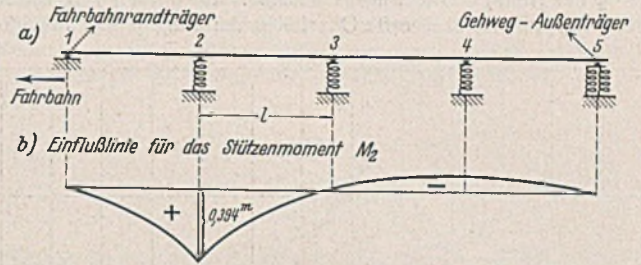


Abb. 11. Lagerung der Durchlaufplatte auf Stützen verschiedener Nachgiebigkeit und Einflußlinie für das Stützmoment im Knoten 2.

Durch die Auswertung der Einflußlinien ergibt sich die etwas verblüffende Tatsache, daß die Feldmomente der Platte wesentlich größer als $\frac{q l^2}{8}$ sind. Diese Tatsache findet ihre Erklärung darin, daß wegen der gegenüber den Mittelstützen steifen Randstützen und der im Verhältnis zu den Längsträgern steifen Eisenbetondecke ein großer Teil der Verkehrslast durch die Platte unmittelbar auf die Randstützen übertragen wird. Dadurch tritt eine wesentlich geringere Einsenkung des durch Platte und Längsträger gebildeten Tragwerks auf. Wäre die Platte über den Stützen durchschnitten, dann könnte allerdings nur das Moment $\frac{q l^2}{8}$ in der Platte auftreten, dadurch würden aber die mittleren Längsträger wesentlich mehr belastet werden und sich dementsprechend mehr durchbiegen.

Der Geh- und Radweg erhält keine besondere wasserdichte Abdeckung, diese wird vielmehr durch einen 3 cm dicken Gußasphaltbelag gebildet, der eine Drahtnetzeinlage erhält. Das Titelbild stellt die fertige neue Strombrücke dar. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Bau einer Flußschleuse.

Von Regierungsbaurath Appelt.

(Schluß aus Heft 4.)

Handwritten note: *Handwritten note: 1/2 a 421*

Betonkühlung.

Der Beton wurde beim Einbringen gekühlt, um Rissebildungen zu vermeiden. Es ist in der Tat gelungen, den Beton ohne Risse herzustellen.

Die Kühlung geschah durch ein im Beton verlegtes Rohrnetz, das mit kaltem Wasser durchströmt wurde. Da die Betonierungsarbeiten im Sommer mit hohen Außentemperaturen durchgeführt wurden, wurden die

Kühlrohre verhältnismäßig dicht, in Abständen von rd. 1,10 bis 1,30 m verlegt. Jeder Kammerblock erhielt 17 Stück Kühlrohre. Abb. 11 zeigt die in den Kammerblöcken verlegten Kühlrohre, und zwar für einzelstehende Blöcke und für Zwischenblöcke.

Als Kühlrohre wurden Rohre von 26 mm Durchm. benutzt. Die Zuleitungsrohre hatten 52 mm Durchm. Bei den Einzelblöcken wurden

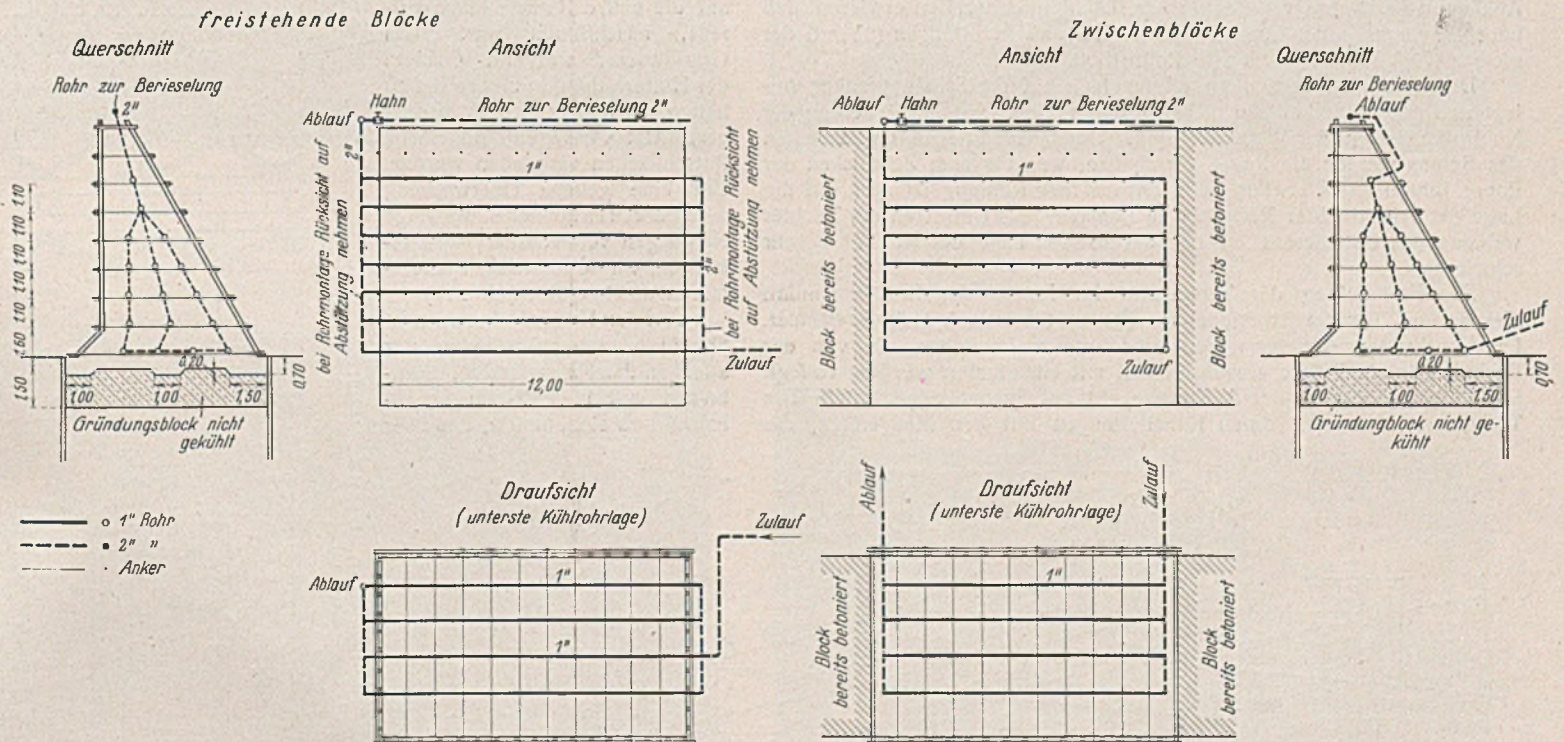


Abb. 11. Anordnung der Kühlrohre.

die Zu- und Ableitungsrohre seitlich außerhalb der Schalung angeschlossen, um diese Rohre wieder gewinnen zu können. Bei den Häuptern und Zwischenblöcken müssen die Zuleitungsrohre mit einbetoniert werden.

Die Verteilung der Rohre auf den Querschnitt war so, daß die Mehrzahl der Rohre im Bereich der zu erwartenden Höchsttemperaturen (etwa $\frac{1}{3}$ der Höhe) dichter gelegt wurden. Im oberen Teil wurde keine Kühlung vorgesehen, da hier die Oberflächenkühlung genügend wirksam ist.

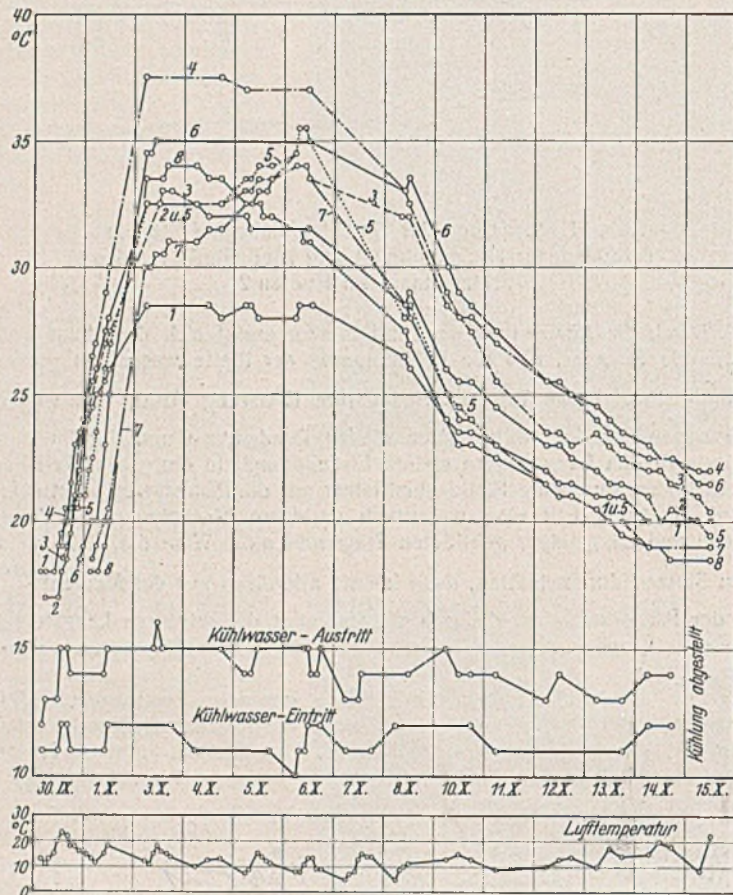


Abb. 12a. Temperaturen.

Das Kühlwasser wurde durch die Pumpen der allgemeinen Wasserhaltung aus den Pumpensümpfen in die Rohrleitung gepumpt. Kühlwassertemperatur etwa 12°C .

Um die Gewähr zu haben, daß alle Kühlrohre gleichmäßig durchflossen wurden, wurde die Einleitung des Kühlwassers an der Sohle und die Ausleitung unter Druck am oberen Ende vorgesehen. Versuche durch Abklopfen der Rohre vor Beginn der Betonierungsarbeiten erwiesen, daß bei der vorgesehenen Anordnung der Zu- und Ableitungen (überall der gleiche Weg) Wasser durch alle Rohre floß.

Die Kühlrohre wurden im allgemeinen auf die Schalungsanker gelegt und mit Binddraht an diesen festgebunden. Auf die Sicherung der Kühlrohre ist großer Wert zu legen. Durch das Fließen und Drücken des Betons werden die Rohre verschoben, was bis zum Zerknicken der Rohre führen kann. Schon beim Entwurf der Kühlung ist auch auf die Lage der Schüttrichter Rücksicht zu nehmen. Ein Umsetzen der Trichter während des Betonierens ist bei der dichten Lage der Kühlrohre sehr schwierig.

Zur Feststellung der Temperatur im Innern der Blöcke wurden elektrische Widerstandsthermometer (Bauart Siemens & Halske) benutzt. Die Bohrlochthermometer wurden in 52 mm weite Rohre, die von der Rückseite in die Blöcke eingeführt und mit einbetoniert wurden, verlegt. Die Rohre wurden an der Außenseite gut mit Putzwolle gedichtet. Die Thermometer standen durch Kabelleitungen mit den Meßgeräten die

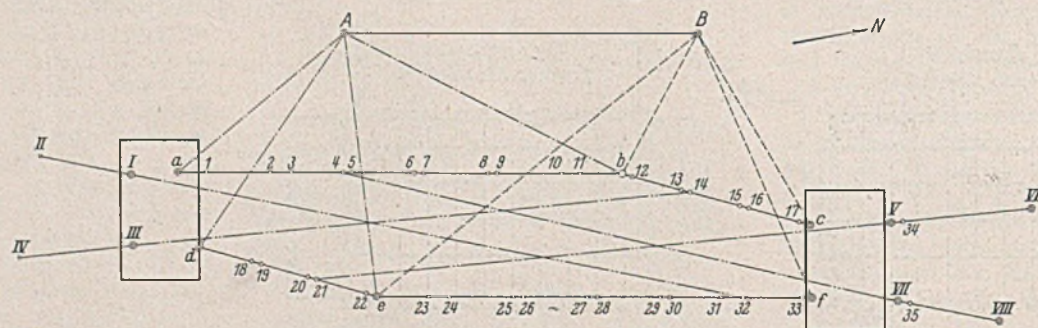


Abb. 13. Einmessen der Bewegung der Mauern.

seitlich der Blöcke in besonderem Kasten untergebracht waren, in Verbindung. Die Bedienung der gesamten Meßeinrichtung ist sehr einfach und kann von jedem Baustellenwärter nach entsprechender Anleitung durchgeführt werden.

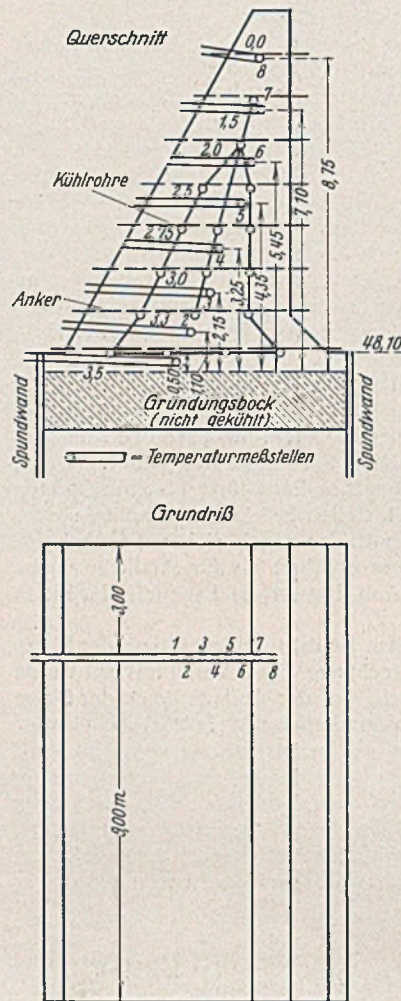


Abb. 12b. Lage der Meßstelle.

Die Lage der Meßstellen in einem Kammerblock und den Temperaturverlauf im Innern eines Blocks zeigt Abb. 12. Die Kühlung der einzelnen Blöcke wurde im allgemeinen rd. 14 Tage lang durchgeführt, nämlich so lange, bis etwa die Einbringungstemperatur des Betons erreicht war. Weitere Schutzmaßnahmen waren dann, wie bereits gesagt, längeres Stehenlassen der Schalung, Abdecken mit Strohmatte, Berieseln der ausgeschalteten Blöcke.

Die Kühlrohre müssen nach Fertigstellung der Blöcke mit Zementmörtel ausgepreßt werden. Hierzu wurde eine Zementstrahlpumpe, wie sie üblicherweise zum Auspressen von Rissen u. dgl. verwendet wird, mit gutem Erfolg benutzt. Der Kessel wird mit dünnbreitigem Zement gefüllt und unter Druckluft gesetzt. Das auspressende Rohr wird an der einen Seite mit einem Holzpfropfen verstopft und der Zementbrei durch die Druckluft eingepreßt. Die aus dem Rohr entweichende Luft wird durch ein besonderes Ventil abgelassen. Das Gerät hat sich gut bewährt. Die Rohre sind vollkommen gefüllt worden. Das Auspressen eines Rohres von etwa 12 m Länge dauerte rd. 5 min. In gleicher Weise wurde bei den Zwischenblöcken und den Häuptern auch das ganze Rohrnetz ausgepreßt. Betriebsdruck bis 6 at.

Messung von Neigungen der Mauern.

Bei dem nicht besonders günstigen Untergrund war bei der Hinterfüllung der Kammermauern größte Vorsicht geboten, um etwaige Neigungen der Kammerwände nach der Kammer zu vermeiden. Es wurde angeordnet, daß die Hinterfüllung der Kammer nur in einzelnen Schichten von geringer Höhe, gleichmäßig auf die ganze Kammerlänge verteilt, auszuführen war. Das Grundwasser war im Gebiete der Hinterfüllung immer so tief zu halten, daß nicht in das Wasser geschüttet wurde und schädliche Rutschflächen vermieden wurden. Um eine genaue Überwachung durchführen zu können und etwaige Neigungen von vornherein zu erkennen, wurde folgendes Meßverfahren durchgeführt (Abb. 13).

Auf den Kammermauern wurden in gewissen Abständen, vor allem an den Knickpunkten, Eisenbolzen mit etwa 2 mm Durchbohrung so einbetoniert, daß über

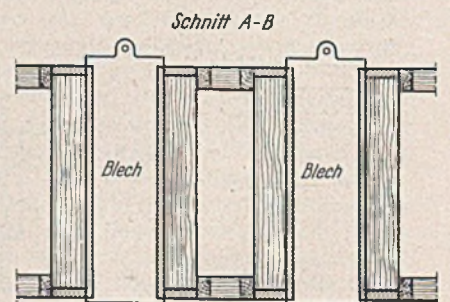
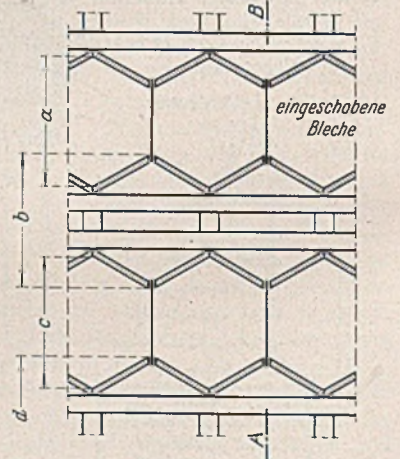


Abb. 14. Schalung für das Prismenpflaster.

diesen Bolzen ein Theodolit aufgestellt werden konnte (Punkte a, b, c, d, e und f und I bis VIII). Die Verbindungslinien dieser Grundpunkte bilden die Standlinien. Zwischen diesen Grundpunkten wird noch eine beliebige Anzahl von weiteren Meßpunkten (zwei bis drei auf jedem Block) eingeordnet, ebenfalls mit Bolzen vermarktet und in die Standlinien eingebunden (Punkte 1 bis 35). Je nach dem Baufortschritt der Hinterfüllung, etwa alle 8 bis 10 Tage, werden nun zunächst diese Standlinien nachgeprüft, ob alle Festpunkte noch in einer Geraden stehen. Ist dies der Fall, so ist keine weitere Messung erforderlich, denn es ist

nicht anzunehmen, daß eine Veränderung der Kammermauer in allen Punkten einer Standlinie gleichmäßig vor sich geht.

Wird jedoch eine Veränderung (Neigung) in einem Kammerblock festgestellt, so wird das Maß der Neigung durch Messen des veränderten Abstandes von einem festen Punkt festgestellt. Als feste Punkte wurden zwei Bolzen an den Hochbauten auf der linken Schleusenseite, ebenfalls durchlocht zum Einsetzen des Zielstabes, einbetoniert (Punkt A und B). Durch Messung der Winkel lassen sich dann alle Abstände (also auch die der Zwischenpunkte) mit genügender Genauigkeit berechnen.

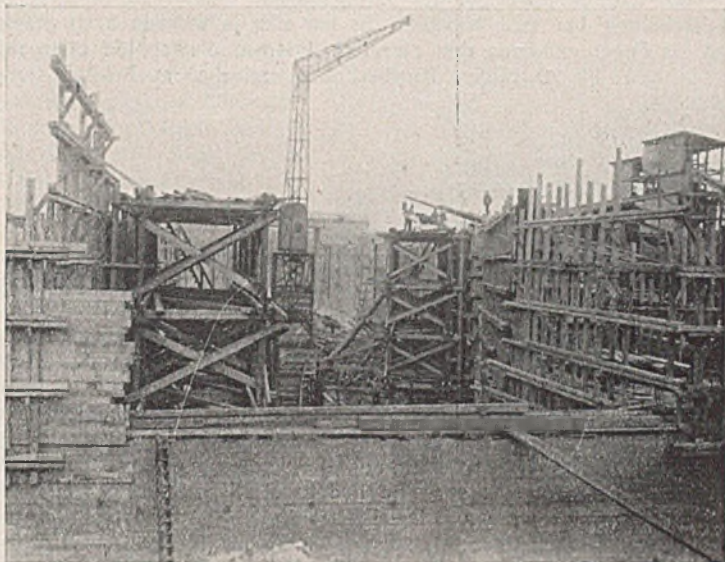


Abb. 15. Schleusenammer vom oberen Vorhafen aus während des Betonierens.

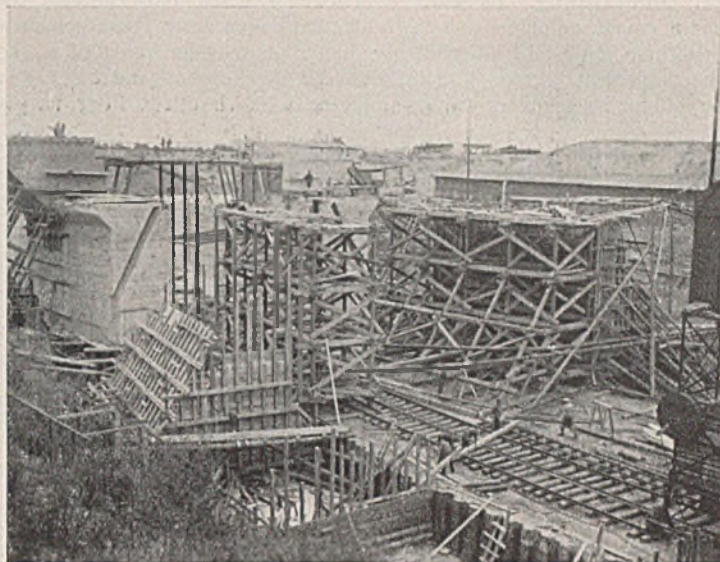


Abb. 16. Unterhaupt fertig betoniert. Schalung der Kammerböden.

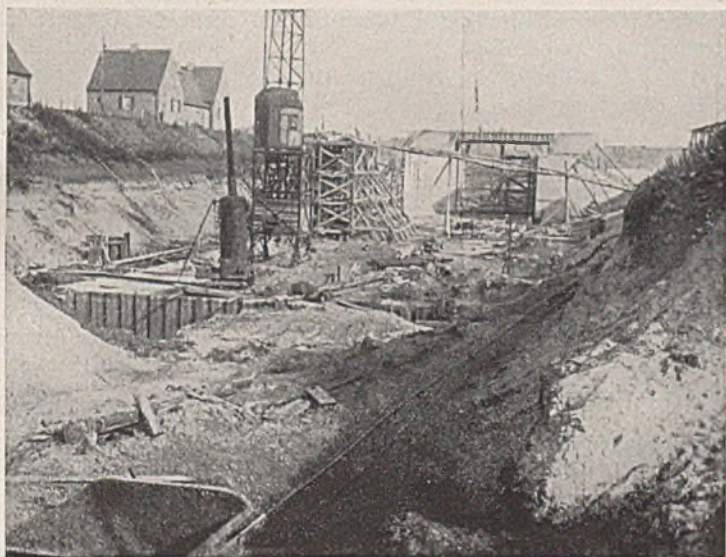


Abb. 17. Baugrube: Unterhaupt betoniert, Unterhauptbrücke eingeschalt.

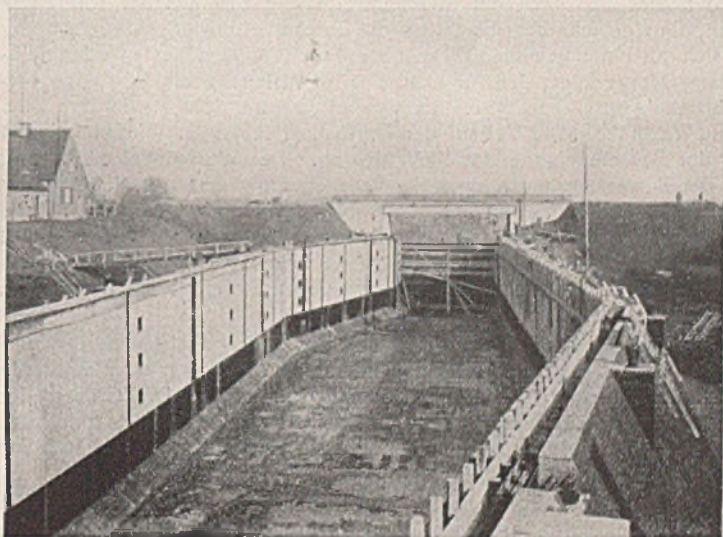


Abb. 18. Fertige Kammer vor dem Füllen.



Abb. 19. Einbringen der Kieshinterfüllung und der Tondichtung.



Abb. 20. Schleuse hinterfüllt und im Rohbau fertig.

Herstellung des Prismenpflasters.

Für die Sohlen der Schleusen-kammer sowie des oberen und unteren Vorhafens der Schleuse waren als Pflaster sechseckige Betonprismen von 0,60 m oder 0,40 m Höhe und 0,60 m Durchm. des einbeschriebenen Kreises vorgesehen. Die Betonprismen sollten an Ort und Stelle hergestellt werden; das bedeutete, daß sie in der Sohle geschalt und betoniert werden sollten. Zur Herstellung des Prismenpflasters wurde Holzschalung benutzt. Es wurde in zwei Arbeitsgängen gearbeitet und die Schalung nach Abb. 14 aufgestellt.

1. Arbeitsgang. Es wurden zwischen Holzschalung zunächst die Reihen a, c usw. betoniert und die fehlenden Fugen durch Hineinschieben von Blechen hergestellt. Die Bleche hatten eine Höhe von 0,63 m, so daß stets geprüft werden konnte, daß die Bleche genügend durch den Beton hindurchgeschoben waren, um eine wirklich offene Fuge zu ge-

währleisten. Die Bleche wurden nach dem Anziehen des Betons gezogen, die Holzschalung nach dem Erhärten des Betons entfernt.

2. Arbeitsgang. Nach Entfernen der Holzschalung wurden dann die fertigen Prismenreihen in der Längsrichtung mit Pappe umgeben und zwischen die Pappe in die Reihen b, d usw. Beton eingebracht. Die Fugen wurden einmal durch die eingelegte Pappe, zweitens wiederum durch eingeschobene Bleche, die nach dem Anziehen des Betons gezogen wurden, hergestellt.

Den Aufbau der Schalung zeigt die Querschnittsskizze (Abb. 14).

Die Herstellungsweise des Prismenpflasters unter Verwendung von Holzschalung hat sich bewährt. Es hat sich inzwischen auch gezeigt, daß die Fugen zwischen den einzelnen Prismen einwandfrei offen sind.

Abb. 15 bis 20 zeigen Bauabschnitte und die im Rohbau fertige Schleuse.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Siebmaschinen für den Baubetrieb.

Von Dipl.-Ing. Fr. Riedig, Zeulenroda (Unt. Haardt).

Für die zahlreichen Straßen- und Betongroßbauten müssen ungleich größere Mengen Splitt und andere kleine Körnungen erzeugt werden als früher. Die Aufbereitungsanlagen auf den Baustellen sind daher hauptsächlich für die Erzeugung dieser Zuschlagstoffe eingerichtet worden. Ferner machen die höheren Anforderungen bei den Mischungsverhältnissen des Betons, die über längere Zeiträume gleichbleibend einzuhalten sind, eine scharfe Klassierung der kleineren Korngrößen nötig. Man kommt daher mit den gewöhnlichen Trommel- und Schüttelsieben meist nicht mehr aus und ist zu den Schwingsieben übergegangen, die bei sauberer Absiebung eine hohe Leistung ergeben.

Bei einem Schwingsieb führt der Siebboden rasche bogenförmige Schwingungen aus, deren Hub so groß ist, daß das Siebgut auf der ganzen Länge des Siebbodens bei jeder Schwingung nur von einer Masche zur anderen geworfen wird, nicht aber mehrere Maschen überspringt, oder sich auf einer Wurfbahn bewegt, die kleiner als die Maschenweite ist. Die Wurfbahn setzt sich aus Wurfweite und -höhe zusammen. Die Wurfweite richtet sich nach der Maschenweite, die sich aus der Korngröße ergibt, die Wurfbahn aber beeinflußt die Durcharbeitung oder Umschichtung des sich mit einer gewissen Dicke über den Siebboden bewegenden Siebgutes. Daraus folgt, daß für eine scharfe Absiebung die Wurfbahn verhältnismäßig groß sein muß. Lange und splittige Stücke erfordern eine kleine Wurfbahn. Der Verlauf der Wurfbahn hängt vom Wurfwinkel und von der Beschleunigung des Siebgutes ab. Der Wurfwinkel ergibt sich aus der Bewegungskurve eines Schwingsiebes und aus der Neigung der Siebfläche. Die Größe der Beschleunigung wird durch die Hubgröße und die Schwingungszahl des Siebes bestimmt. Nach diesen Größen stellt man die Schwingsiebe ein, um die größte Leistung und beste Absiebung zu erhalten. Die Bahn der Siebschwingungen ist meist ein Kreisbogen, seltener ein Parabelbogen.

Je nach der Anzahl der mit einem Schwingsieb zu trennenden Korngrößen versteht man die Maschinen mit einem Siebboden oder mehreren Böden übereinander (Eindecker, Doppeldecker usw.). Die Größen der Schwingsiebe richten sich nach der kleinsten Maschenweite (kleinstes auszusiebendes Korn), nach dem Anteil des kleinsten Kornes und nach der Aufgabemenge in der Zelleinheit.

Die Schwingbewegungen der Siebkasten werden freischwingend durch eine außermittig umlaufende Masse (Freischwinger, Wuchtsiebe oder Vibratoren) oder kraftschlüssig durch einen Kurbeltrieb (Exzenter) erzeugt.

Bei einem freischwingenden Sieb bilden der Siebkasten, die Antriebswelle und die Erregerscheibe eine Schwingmasse, die durch die im Schwerpunkt angreifende Fliehkraft bewegt wird. Die Fliehkraft entsteht durch rasches Umlaufen der Erregermasse. Die Schwingmasse mit dem Erreger ist elastisch aufgehängt oder abgestützt. Die elastischen Mittel sind zylindrische Schraubenfedern oder gebogene Flachfedern. Für den Schwingungsvorgang sind die Federn theoretisch nicht unbedingt nötig, weil sich innerhalb einer Schwingung die Schwingmasse und die Erregermasse das Gleichgewicht halten und die Federn nur das Gewicht der Massen aufnehmen. Da aber die Federn elastisch sind, beteiligen sie sich an den Schwingungen. Die Drehzahl der Antriebseinrichtung liegt im überkritischen Bereich, sie ist also höher als die kritische Drehzahl der Maschine, so daß das betriebliche Verhalten der Maschinen besonders günstig wird. Allerdings treten im An- und Auslauf der freischwingenden Siebe durch die elastische Abstützung an Federn leicht Resonanzerscheinungen ein, die sich an den Maschinen und Gebäuden nachteilig auswirken können. Mit freischwingenden Antrieben sind zahlreiche Bauarten von Schwingsieben ausgerüstet.

Bei den Wuchtsieben der Bauart Carl Schenck G. m. b. H. (Abb. 1) ist der Siebkasten durch Schraubenfedern auf dem Traggerüst abgestützt. Die Federung ist so berechnet, daß sie sowohl der Siebbewegung einen freien Spielraum gibt, als auch mit ihrer Eigenschwingungszahl in einem Bereich liegt, der die Siebbewegungen in sich aufnimmt, ohne nachteilige Schwingungen und Resonanzen in der Umgebung zu erzeugen. Im Antrieb drehen sich Umwuchtmassen an der Hauptwelle. Durch Verändern der Gewichte der Umwuchtmassen läßt sich der Ausschlag an die Beschaffenheit des Siebgutes anpassen. Grobes Korn verlangt einen größeren und feines Korn einen kleineren Ausschlag. Die Siebbewegung verläuft annähernd kreisförmig. Die Drehzahl des Antriebes beträgt beim richtigen Arbeiten der Maschine etwa 1500/min. Ist die Drehzahl zu klein, so vermindert sich die Siebwirkung, weil das Siebgut nicht rasch genug weiter befördert wird. Bei zu großer Drehzahl dagegen kann das Korn nicht durch die entsprechenden Maschen hindurchfallen. Der Siebkasten besteht aus Stahlblechen, die durch Querrohre in den Querrichtungen versteift sind.

An gebogenen Flachfedern ist der Siebkasten an den Schwingsieben der Bauart Westfalia-Dinnendahl-Gröppel AG (Abb. 2) aufgehängt. Die Schwingungsgröße wird durch Ändern der außermittigen Umlaufmassen eingestellt, die in den Schwingscheiben auf beiden Seiten des Siebkastens untergebracht sind. Die kleinste Siebfläche ist $0,25 \times 0,5$ m, die größte

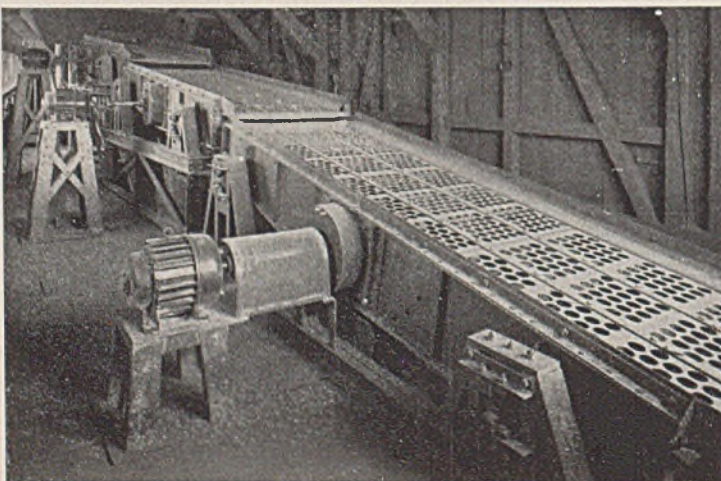


Abb. 1. Schwingsiebstraße an Stelle eines Trommelsiebes. Unmittelbarer Antrieb der einzelnen Siebe.

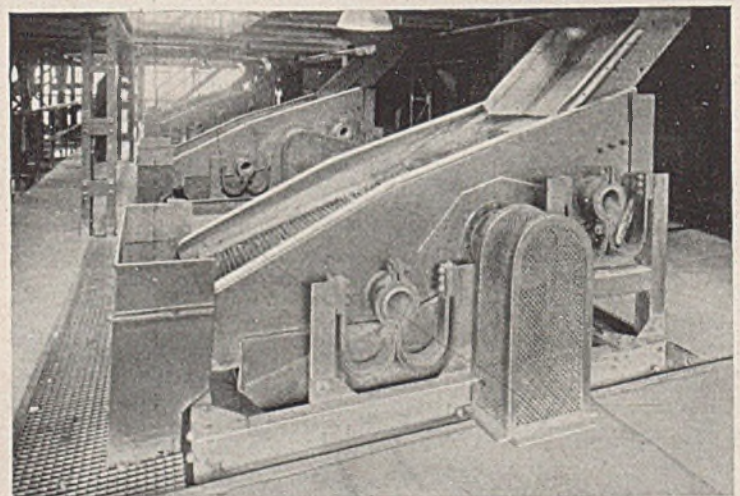


Abb. 2. Nebeneinanderliegende Schwingsiebe mit Aufhängung an nach unten gebogenen Flachfedern.

1,5 × 3,75 m. In der Hauptsache sind die Siebe für das Absieben feiner und mittlerer Körnungen gebaut. In Sonderfällen dienen sie zum Vorsieben und Prüfsieben in Zerkleinerungsanlagen, wobei Stücke von 500 bis 600 mm Kantenlänge verarbeitet werden können. Gewöhnlich geschieht das Absieben auf Lochungen von 60 bis 80 mm Durchm.

Ebenfalls an gebogenen Flachfedern, die nach oben eingerrundet oder nach den Seiten kreisförmig gerundet sind, sind die Siebkästen der Schwingsiebe der Bauart Siebtechnik G. m. b. H. befestigt (Abb. 3). Bei der Aufhängung an je einer Feder auf jeder Seite des Kastens kann die Neigung des Siebes sehr einfach verstellt werden, weil die Neigungsachse mit der Achse der Antriebwellen zusammenfällt. Die Drehzahl der Antriebwellen mit den Ummwuchtmassen beträgt 2800 oder 1450/min. An Energie sind je nach Größe und Bauart eines Siebes 0,8 bis 4 PS nötig. Es können mit den Siebmaschinen nicht nur trockene Stoffe, sondern auch schlammige Dickstoffe abgeseigt werden.

Bei den Schwingsieben der Bauart Fried. Krupp Grusonwerk AG (Abb. 4) ruht der Siebkasten auf rechteckig gebogenen Flachfedern. Der Antrieb erteilt dem Kasten eine gleichmäßige, über die ganze Siebfläche wirkende Kreis-schwingsbewegung. Zum Feinsieben werden Maschenweiten von 0,2 bis 15 mm verwendet.

Die Schwingsiebe von W. Flämrich sind mit Siebböden aus einzeln auswechselbaren Stahldrahtbündeln versehen (Abb. 5), durch die ein Verstopfen der Siebfläche verhütet wird. Reißt ein Draht, so wird das Bündel mit dem gerissenen Draht, das 10 bis 12 Drähte enthält, durch Lösen der zugehörigen Spannschraube abgenommen und ein neues aufgezogen. In dem abgenommenen Drahtbündel wird dann der gerissene Draht ersetzt, so daß das Bündel wieder gebrauchsfähig ist. Da die Drähte glatt sind, bieten sie dem Siebgut einen nur geringen Durchgangswiderstand. Die freie Siebfläche beträgt 80 bis 98 % der gesamten Fläche. Die Siebe eignen sich hauptsächlich für kubische Massengüter (lehmige Erde, feuchten Sand und Kies usw.). Der Kraftbedarf der Siebe liegt zwischen 1 und 5 PS.

Wie eingangs erwähnt, besteht bei den Schwingsieben eine gewisse Neigung des Siebbodens, die in Verbindung mit der Bewegungskurve eines Schwingsiebes den Wurfwinkel ergibt. Bei einem freischwingenden Sieb der Bauart Jos. Vögele AG dagegen wird es durch eine besondere Anordnung möglich, daß auch bei waagerechter Lage der Siebkästen eine saubere und fließende Absiebung besteht.

An den Schwingsieben der Bauart Gutehoffnungshütte AG tritt bei dem Antriebe durch eine fliehkraftgesteuerte Erregung zum Ausschließen der Resonanzgefahr im An- und Auslauf die schwingungserregende Wirkung der Fliehkraft erst in Erscheinung, wenn die überkritische Drehzahl erreicht ist. In der Antriebscheibe befindet sich, in Richtung des Halbmessers beweglich, eine Erregermasse, die durch eine vorgespannte Feder nach dem Mittelpunkt der Scheibe gedrückt wird.

Eine besondere Bauart eines Schwingsiebes ist das Kreislaufsieb der Bauart Westfalia-Dinnendahl-Gröppel AG (Abb. 6), dessen Hauptunterschied gegenüber den freischwingenden Sieben darin liegt, daß ein Massenausgleich vorhanden ist. Die von dem schwingenden Siebkasten erzeugten Massen-

kräfte werden durch einen Gegengewichtsrahmen ausgeglichen, der mit einer Gangverschiebung von 180° gegen den Siebkasten mitschwingt. Die einzelnen Teile, die die Größe der Massenkräfte bestimmen, sind so eingerichtet, daß die vom Siebkasten und vom Gegengewichtsrahmen frei werdenden Kräfte gleich groß sind. Siebkasten und Gegengewicht werden durch eine gemeinsame Welle angetrieben, die nicht mit dem Gerüst in Verbindung steht. Beide schwingenden Massen sind durch Hebel und Lenker am Gerüst befestigt. Das Verhältnis der waagerechten Hebel entspricht dem Hubverhältnis von Siebkasten und Gegengewicht. Die Gelenke der Hebel und Lenker werden durch elastische Gummiblöcke

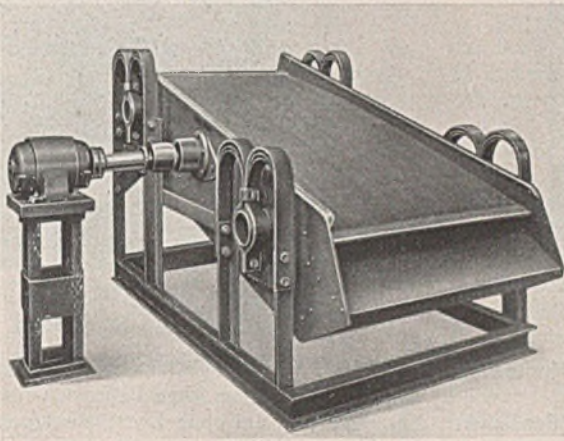


Abb. 3. Doppeldecker-Schwingsieb an vier Federn für unmittelbaren Antrieb über eine besondere Kupplung.

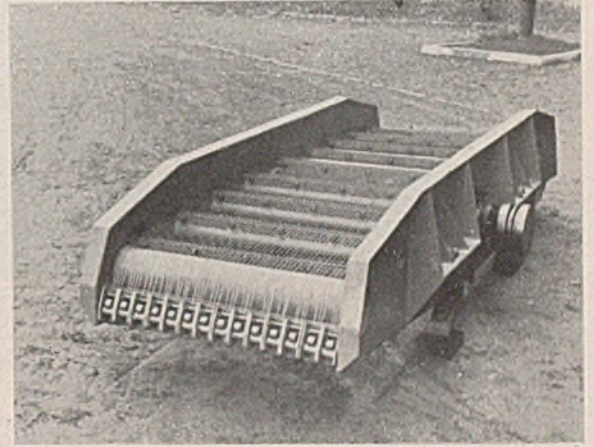


Abb. 5. Schwingsieb mit Drahtbündeln als Siebfläche.

gebildet. Infolge des Massenausgleiches arbeiten die Siebe erschütterungsfrei. Drehzahl, Hub und Neigung richten sich nach den Betriebsverhältnissen. Da bei kleinen Sieben ein Ausgleich der Massenwirkung nicht nötig ist, werden die Kreislaufsiebe nur in größeren Ausführungen hergestellt. Die kleinste Ausführung hat eine Siebfläche von 1 × 2 m, die größte eine Fläche von 1,8 × 5 m. Die Siebe dienen in der Hauptsache zum Trennen mittlerer und grober Körnungen.

Neben dem freischwingenden Antrieb ist auch der kraftschlüssige Antrieb durch Kurbeltriebe (Exzenter) an den Schwingsieben häufig zu finden. Die Antriebwellen sind hierbei am Rahmen und nicht am Siebkasten gelagert.

Bei den Sieben der Bauart Haver & Boecker (Abb. 7) erzeugt der Kurbelantrieb starre Kreis-schwingungen von großem Durchmesser bei verhältnismäßig kleiner Drehzahl (900 bis 1100 Uml/min). Der Siebkasten macht zwangsläufig die vom Kurbeltrieb ausgehenden Schwingungen mit und überträgt sie auf das Siebgut, das durchgearbeitet und dauernd umgewälzt wird, so daß alle Körnungen die Maschen berühren und je nach Größe durchfallen. Im Antrieb befindet sich eine Schwingscheibe mit Einstellgewichten zum Auswuchten der Maschine. Der Rahmen ruht auf Schraubenfedern, die die schwingende lebendige Kraft aufspeichern. Für die Siebe mittlerer Größe beträgt der Kraftbedarf an der Antriebwellen etwa 5 PS.

Eine Kurbelscheibe ist auch an Schwingsieben einer weiteren Bauart der Fried. Krupp Grusonwerk AG angebracht (Abb. 8). Der Siebkasten ruht in vier zylindrischen Gummipuffern, die in den Mitten die Verbindungsachsen der Lagerquerträger aufnehmen. Die Kurbelwelle geht durch den Schwerpunkt des Siebkastens hindurch. Zum Ausgleich der bei ihrer Drehung entstehenden Fliehkkräfte dienen Schwingscheiben mit Gegen-

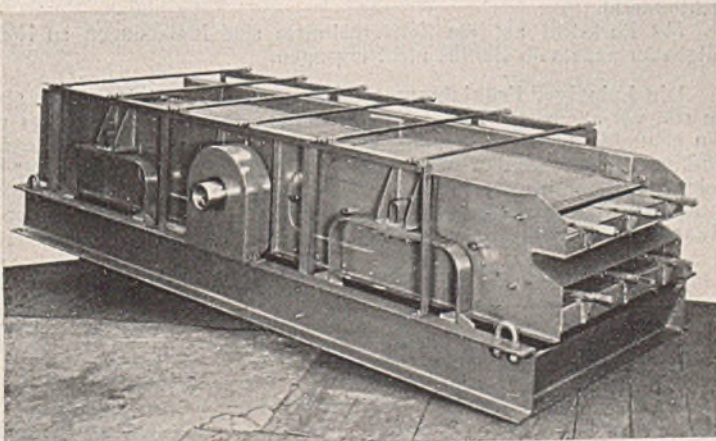


Abb. 4. Schwingsieb mit zwei Siebflächen für Naßsiebung.

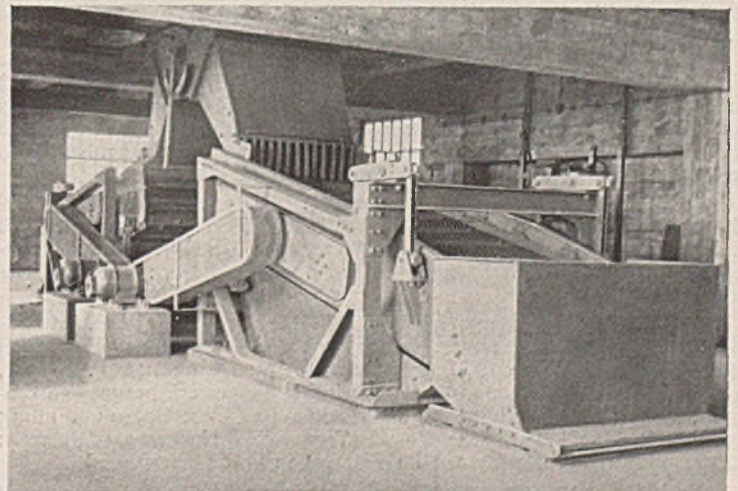


Abb. 6. Kreislauf-Schwingsieb.

gewichten. Die Gummipuffer sind um den Hub der Kurbelscheibe vorgespannt, so daß die Druckzone der Puffer mit der Exzentrizität umläuft. Es treten dabei, im Kreise fortlaufend, nach allen Richtungen gleich große Druckkräfte auf, die den Siebkasten bei der Kreisschwingbewegung parallel führen. Der Rückdruck der Gummipuffer geht über die Pufferachsen auf die die Lagerstellen verbindenden Querträger über, wo er mit

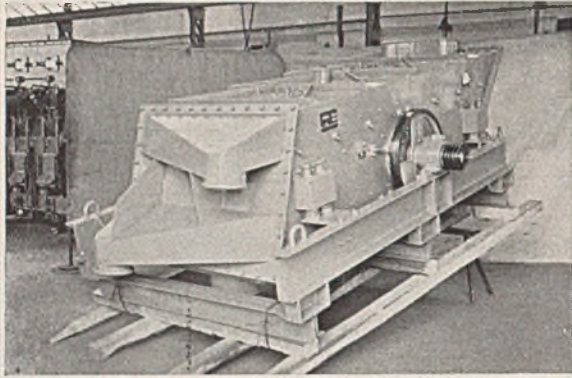


Abb. 7. Schwingsieb in geschlossenem Gehäuse mit Kurbeltrieb.

den Kräften der Schwingscheiben ausgeglichen wird. Der Kraftbedarf beträgt je nach Größe der Siebe 1 bis 7 PS.

Das Vierdecker-Schwingsieb mit kraftschlüssigem Antrieb der Bauart Jos. Vögele AG (Abb. 9) von 1 m Breite und 4 m Länge ist mit einem

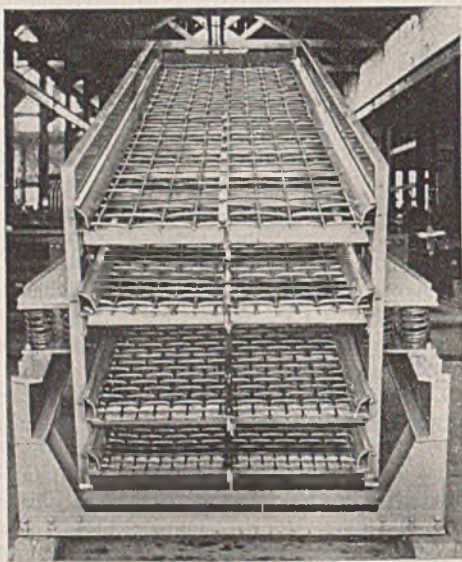


Abb. 9. Vierdecker-Schwingsieb mit kraftschlüssigem Antrieb.

besonderen Maschengewebe bespannt, das gegen Flattern gesichert ist. Wie bei allen Sieben dieser Bauart ist hierbei Wert auf eine leichte Beschickung und Abnahme des Siebgutes gelegt.

Einen kraftschlüssigen Antrieb durch einen Kurbeltrieb hat ferner das Schwingsieb der Bauart Dr. Gaspar & Co. AG. Der Rahmen ist an Böcken aufgehängt (Abb. 10) und mit dem Siebkasten durch Federlenker verbunden. Da am Rahmen die Kurbelwelle gelagert ist und die Schubstangen am Siebkasten angreifen, führen der Rahmen und der Siebkasten bei der Drehung

des Kurbeltriebes gegenläufige Bewegungen aus. Das Siebgut erhält eine parabelförmige Wurfbewegung. Durch Winkelveränderungen an den Lenkern kann der Wurfbogen je nach dem Schüttgewicht des Siebgutes beliebig eingestellt werden. Die minutliche Drehzahl des Kurbeltriebes liegt zwischen 180 und 4000.

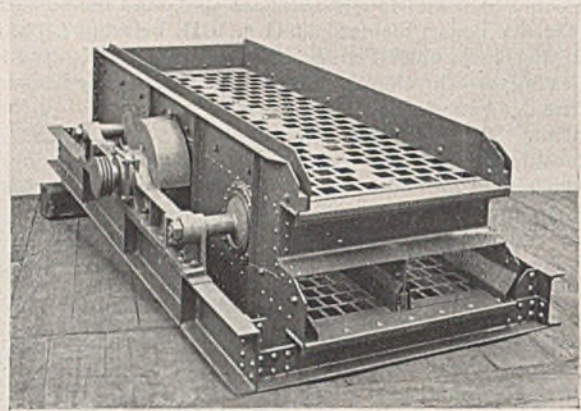


Abb. 8. Schwingsieb mit Kurbeltrieb. Lagerung des Siebkastens in Gummipuffern.

Wenn von den Siebmaschinen Reihensilos beschickt werden sollen, wählt man möglichst lange Siebkasten oder mehrere hintereinanderliegende, kürzere Siebe, um ohne Zwischenschalten von Fördermitteln die Silos zu beschicken. Häufig werden die Schwingsiebe auch mit Wascheinrichtungen ausgerüstet.

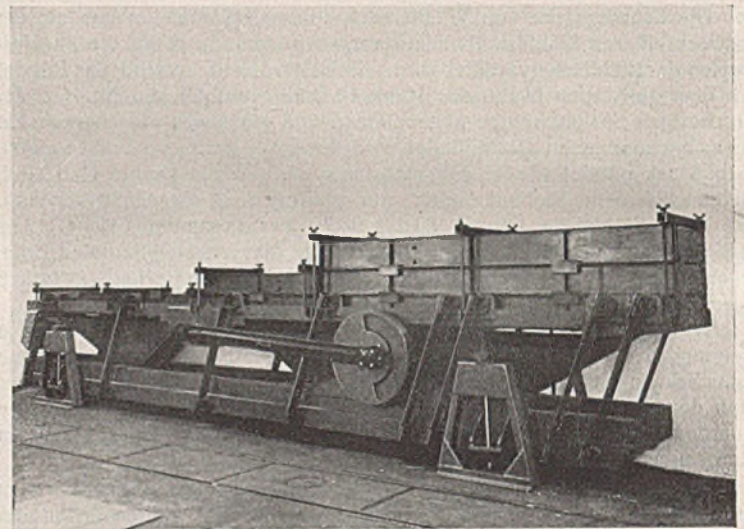


Abb. 10. Schwingsieb mit Kurbelantrieb und gegenläufigen Bewegungen von Siebkasten und Rahmen.

Vermischtes.

Technische Hochschule Prag. Professor Dr. Alfred Buntru, bisher Rektor der Technischen Hochschule in Aachen, hat das Rektorat der Deutschen Technischen Hochschule Prag übernommen und ist damit an die Prager Hochschule, an der er von 1928 bis 1936 als ordentl. Professor für Wasserbau tätig und zeitweise auch Rektor war, zurückgekehrt.

Die 43. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) findet am Donnerstag, den 29. Februar 1940 im Hotel Kaiserhof in Berlin statt. In der Vortragstagung, die um 10 Uhr beginnt, spricht zunächst der Vorsitzende des Vereins, Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. Nakonz, Berlin. Dann werden folgende Vorträge gehalten:

Ab 11 Uhr: Ministerialrat Dr.-Ing. A. Löffken, Berlin: Neue Erfahrungen auf dem Gebiete des baulichen Luftschutzes; Ministerialdirektor G. Schulze-Fielitz: Vom Bau des Westwalls; Dr. K. Knecht, Hauptgeschäftsführer der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Berlin: Die deutsche Bauindustrie im Kriege.

Ab 14¹⁵ Uhr: Reg.-Baumeister a. D. E. Bornemann, Geschäftsführer des Deutschen Beton-Vereins, Berlin: Aus der Tätigkeit des Deutschen Beton-Vereins im Jahre 1939 (mit Lichtbildern); Baumeister P. Roloff, Technischer Aufsichtsbeamter der Nordöstlichen Baugewerksberufsgenossenschaft, Berlin: Unfallverhütung auf Baustellen (mit Lichtbildern und Film); Professor Dr.-Ing. L. Pistor, Rektor der Technischen Hochschule München: Vorspannung der Stahleinlagen im Eisenbeton (mit Lichtbildern).

Ab 16⁴⁵ Uhr: Professor O. Graf, Technische Hochschule Stuttgart: Über das Rütteln des Betons (mit Lichtbildern); Dr. phil. G. Haeger-

mann, Leiter des Laboratoriums des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten, Berlin-Karlshorst: Verbesserung der Verarbeitbarkeit des Betons durch Zusätze (mit Lichtbildern); Dr.-Ing. M. Arndt, Vorstandsmitglied der Philipp Holzmann AG, Frankfurt a. M.: Der Bau des Rio-Negro-Kraftwerkes in Uruguay, eine deutsche Auslandsarbeit (mit Lichtbildern).

Mit Rücksicht auf die Zeitverhältnisse sind Einladungen an Nichtmitglieder außerhalb Berlins nicht ergangen.

Die Leipziger Frühjahrsmesse findet vom 3. bis 8. März d. J. statt, sie soll vor allem der Pflege und Förderung des Warenaustausches mit den neutralen Ländern dienen. Die dem Auslandsgeschäft dienenden Auskunftsstellen werden wiederum größtenteils im „Messediens“ — Leipzig C 1, Katharinenstraße 10/12 — zusammengefaßt sein. Die ursprünglich für den gleichen Zeitpunkt vorgesehene Große Technische Messe und Baumesse wird dagegen einstweilen verschoben.

Die Wiener Messe wird vom 10. bis 17. März d. J. stattfinden.

INHALT: Der Maastunnel in Rotterdam. — Umbau einer Straßenbrücke. — Bau einer Flußschleuse. (Schluß.) — Neuere Siebmaschinen für den Baubetrieb. — Vermischtes: Technische Hochschule Prag. — Die 43. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Die Leipziger Frühjahrsmesse. — Die Wiener Messe.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.