

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 2. März 1934

Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Monumentenbrücke in Berlin.

Von Mag.-Oberbaurat Usinger und Dipl.-Ing. Ewald, Berlin.

Die durch das breite Band der Gleisanlage des Anhalter Außenbahnhofes getrennten Ortsteile Kreuzberg-Neutempelhof einerseits und Schöneberg andererseits sind seit der Mitte des vorigen Jahrhunderts durch zwei Straßenbrücken über die Eisenbahnanlagen, die Monumentenbrücke im Zuge der Monumentenstraße und die Kolonnenbrücke im Zuge der Kolonnen- bzw. Dreibundstraße, miteinander verbunden. Trotz ihrer nicht unerheblichen Länge von rd. 160 bzw. 100 m wurden diese beiden Bauwerke seinerzeit zunächst als Behelfbauten in Holz ausgeführt. In dieser Ausführung besteht die Kolonnenbrücke heute noch, und auch die Monumentenbrücke ist erst vor kurzer Zeit als modernes eisernes Brückenbauwerk erneuert worden, auf das im folgenden kurz eingegangen werden soll.

Der Zustand der alten hölzernen Monumentenbrücke mit ihrem trotz der geringen Brückenbreite von insgesamt rd. 10 m zahlen- und gewichtsmäßig ständig wachsenden Verkehr hatte sich mit den Jahren derart verschlechtert, daß ein Neubau nicht mehr aufgeschoben werden durfte. Nach langwierigen Verhandlungen zwischen Reichsbahn und Stadt wurde ein endgültiger Neubautentwurf für das Brückenbauwerk aufgestellt und in den Jahren 1929 und 1930 ausgeführt, der als der erste Teilabschnitt einer Sanierung der gesamten Straßen- und Bahnanlagen längs der Anhalter Bahn angesehen werden muß.

Für die Wahl des neuen Brückensystems waren die Forderungen der Reichsbahn und der Stadt von ausschlaggebender Bedeutung: für die Reichsbahn war es eine selbstverständliche Forderung, daß anlässlich des Umbaus die zahlreichen Joche der alten hölzernen Brücke, die die Übersicht über die Bahnanlagen außerordentlich erschwerten (s. Abb. 1), in Fortfall kamen, für den Straßenverkehr andererseits, daß eine übermäßige Hebung der Brückengradienten mit Rücksicht auf die anschließende Bebauung vermieden wurde; aus allgemein ästhetischen Gesichtspunkten heraus sollte schließlich ein hoch über die Fahrbahn herausragendes Brückensystem wegen der großen Länge des Bauwerks vermieden werden.

Das Ergebnis dieser Forderungen ist das zur Ausführung gekommene Brückenbauwerk, d. h. eine stählerne Deckbrücke mit vollständig unter der Fahrbahn liegenden vollwandigen Hauptträgern mit großen Stützweiten (Abb. 2) und einer Breite von 19 m entsprechend der Breite der angrenzenden ausgebauten Straßen. Die Brückenbreite von 19 m ist in einen Fahrdamm von 12 m und zwei Gehbahnen von je 3,5 m Breite aufgeteilt; die Gesamtlänge der Brücke beträgt 165,472 m und ist mit Rücksicht auf die Übersichtlichkeit in den Gleisanlagen in nur vier Öffnungen, je zwei von 44 m und je zwei von 38,736 m Stütz-

weite, unterteilt. Der stählerne Überbau wurde unter Zugrundelegung der DIN-Klasse I als durchlaufender Balken auf fünf Stützen ausgebildet. Die Baugrundverhältnisse sind gut — Einschnitt in gewachsenem Sandboden — auch Grundwasser wurde im Bereich der Gründungstiefen nicht angetroffen. Das feste Lager des stählernen Überbaues wurde, um die Längsdehnung des Bauwerks nach beiden Richtungen zu verteilen, auf dem mittleren Zwischenpfeiler angeordnet; über beiden Widerlagern ergaben sich somit zwangsläufig Dehnungskonstruktionen. Alle diese Grundlagen des neuen Bauwerks sind in Abb. 3 u. 4 zusammen-

gestellt. Der Unterbau des Brückenbauwerks besteht aus drei massiven Zwischenpfeilern und zwei Endwiderlagern, die jedoch mit Rücksicht auf eine etwaige zukünftige Verlängerung der Brücke in der Form gleichfalls wie die Zwischenpfeiler — nur um 0,5 m stärker — ausgebildet sind (Abb. 5). Die Pfeiler (Abb. 6) haben eine kräftige bewehrte Grundplatte von 4,5 bzw. 5,0 m Breite, während der Pfeilerschaft mit einer Breite von 2,0 bzw. 2,5 m und seinen mit roten Klinkern profiliert verblendeten Ansichtsflächen verhältnismäßig schlank gehalten ist. Die beiderseitigen Flügel sind als Schweregewichtmauern unabhängig von den Brückenwiderlagern ausgebildet.

Der stählerne Überbau besteht aus acht vollwandigen Blechträgern (s. Abb. 7), die in einem gegenseitigen Abstände von 2,5 m angeordnet sind und durchweg die gleiche Parabelform haben. Unter dem Fahrdamm sind die Hauptträger unmittelbar durch die Buckelplatten miteinander verbunden, so daß irgendwelche Zwischenlängsträger nicht erforderlich sind. Die gegenseitige Aussteifung der Hauptträger geschieht lediglich durch einen Dreieckverband, der entsprechend den Abmessungen der Buckelplatten in der Längsrichtung der Brücke in gegenseitigen Abständen von rund 2,30 m angeordnet ist; über den Zwischenpfeilern und den Endwiderlagern ist dieser Dreieckverband durch eine Aussteifung mit vollwandigen Blechträgern — an den Widerlagern mit Mannlöchern zur Unterhaltung der Hinterflächen — ersetzt. Um die Bauhöhe und damit die Anhöhung der anschließenden Rampen möglichst gering zu halten, wurden die

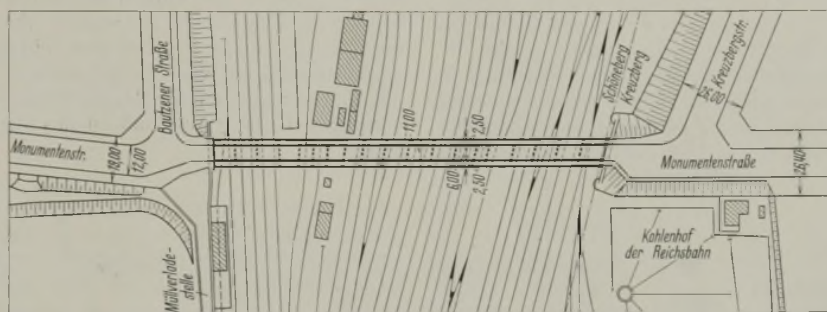


Abb. 1. Lageplan alt.

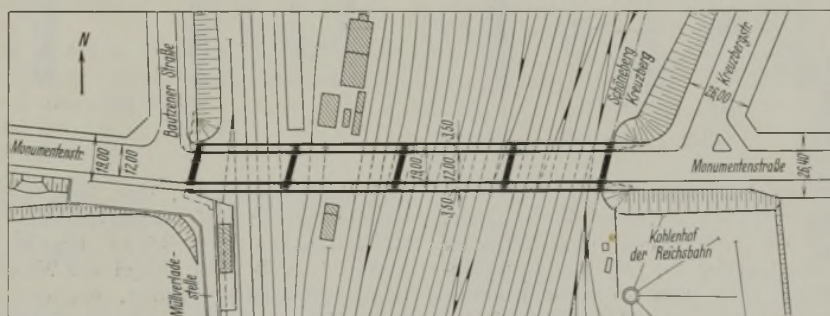


Abb. 2. Lageplan neu.

Abb. 3. Längsschnitt der Brücke.

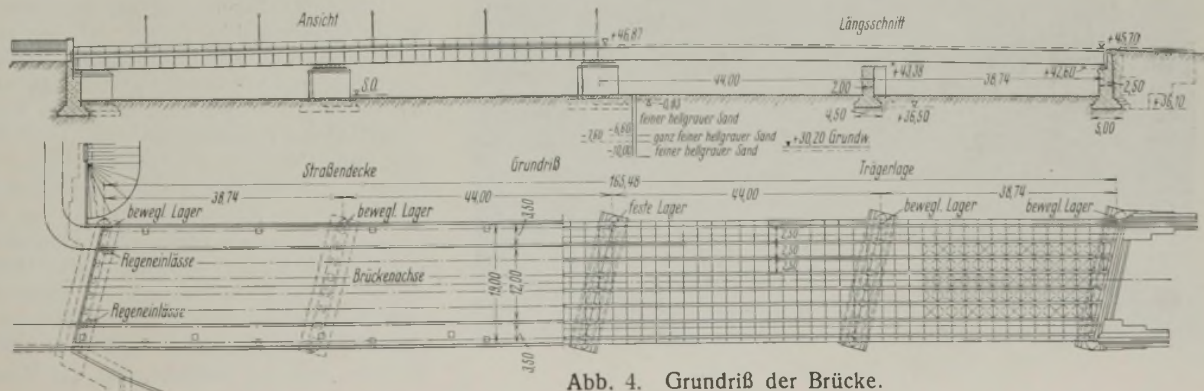


Abb. 4. Grundriß der Brücke.

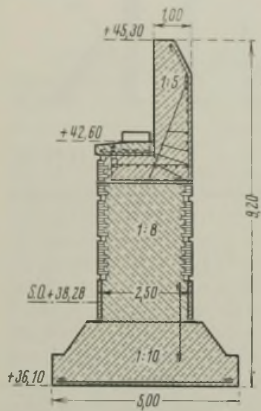


Abb. 5. Widerlagerquerschnitt.

Hauptträger in St 52 hergestellt; die Fahr-
bahnkonstruktion usw. besteht aus St 37.
Durch die Ausbildung der Hauptträger in

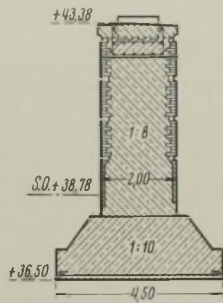


Abb. 6. Pfeilerquerschnitt.

St 52 gelang es, die Gesamtbau-
höhe der Brücke zwischen Fahr-
bahnoberkante und Konstruktionsunterkante
trotz ihrer großen
Öffnungen von
38,74 und 44 m
auf rd. 2,55 m zu
beschränken. Die
Höhe des Steh-
bleches beträgt
nur rd. 2,10 m,
also rd. 1 : 18,4

bzw. rd. 1 : 21 der Stützweiten.

Die Fahrbahndecke (s. Abb. 7) entspricht den allgemeinen Abmessungen, wie sie unter den Anforderungen des schweren Großstadtverkehrs in Berlin zur Ausführung gekommen sind. Die Buckelplatten sind mit Beton im Mischungsverhältnis 1 : 8 ausgefüllt. Über dieser Betonausfüllung folgt die Dichtung nebst einer 3 cm dicken Schutzschicht im Mischungsverhältnis 1 : 3. Die Dichtung selbst besteht aus doppellagiger 80er Bitumitektplatte und ist mit reinem Mexikobitumen verarbeitet. In der Längsrichtung der Brücke folgt die Dichtung der Brückengradiente, in der Querrichtung hat sie Quer-

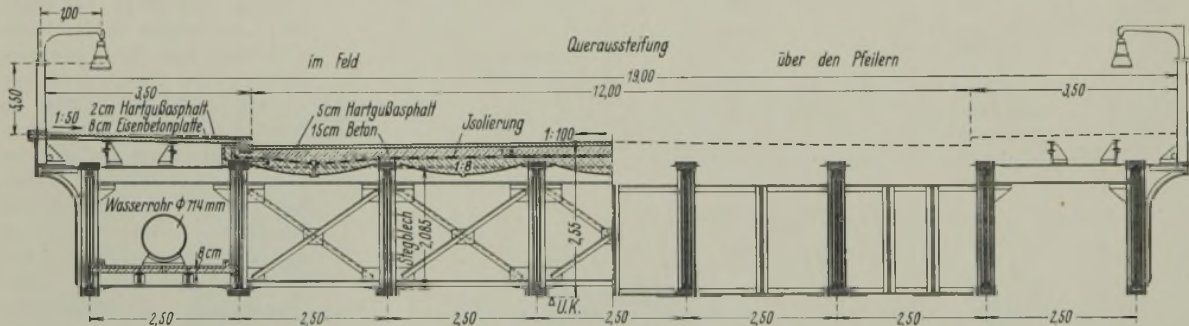


Abb. 7. Brückenquerschnitt.

gefälle nach beiden Seiten erhalten; die Entwässerung geschieht dann aus den Randbuckelplatten, und zwar durch Tüllen in jedem dritten Felde, an die die Dichtung herangeführt ist. Über der Dichtung, die als seitlicher Abschluß hinter die Bordschwellen hochgeführt ist, folgt der Fahrbahnunterbeton mit einer durchschnittlichen Dicke von 15 cm und einem Mischungsverhältnis 1 : 6; hierauf liegt schließlich der Hartgußasphalt des Fahrdammes mit einer Dicke von 5 cm. — Unter den Gehbahnen ist über und zwischen den Hauptträgern Vorsorge zur Aufnahme der Versorgungsleitungen getroffen. Zur Abdeckung der Gehbahnen dienen daher einzelne 8 cm dicke doppelt bewehrte Eisenbetondecken, auf die eine 2 cm dicke Hartgußasphaltschicht aufgebracht ist. Besondere Maßnahmen erforderte die Überführung eines großen Druckrohres der Wasserwerke von 714 mm Durchmesser. Unter dem Wasserrohr ist eine besondere, 8 cm dicke Eisenbetondecke angeordnet, die, mit Gefälle und Löchern ver-

sehen, vor Überraschungen durch Undichtwerden des Wasserrohres schützen soll.

Die Brückentafel wird beiderseits durch ein einfaches, 1,23 m hohes Geländer begrenzt, das unter Verzicht auf jedes Schmuckwerk zusammen mit den vollwandigen Hauptträgern einen außerordentlich befriedigenden Eindruck gewährt. Unterbrochen ist das aus einfachen Profilleisen hergestellte Geländer lediglich durch die Beleuchtungsmaste, die wegen der geringen Breite der Gehbahnen in der Geländerflucht angeordnet sind. Die Maste fügen sich durch ihre Gestaltung dem schlichten Charakter des Bauwerks harmonisch ein (s. Abb. 7 u. 9); eine Blendung des Zugpersonals der Reichsbahn wird trotz dieser Lage der Maste durch entsprechende Anordnung der Beleuchtungskörper vermieden.

Der Anstrich des Bauwerks ist in Anpassung an die Klinkerverblendung an den sichtbaren Flächen braun gehalten, während die Unterfläche der Brücke mit Rücksicht auf die Rauchgase der Lokomotiven mit einem schwarzen Schutzanstrich versehen wurde.

Der Anschluß des neuen eisernen Überbaues an die Widerlager muß, da, wie oben gesagt, das feste Lager auf dem mittelsten Zwischenpfeiler angeordnet ist, auf beiden Seiten durch Dehnungskonstruktionen hergestellt werden. Wegen der verhältnismäßig großen Längendehnung der Brücke — rechnerisch nach beiden Seiten rd. 80 mm — wurde dabei für den Fahrdamm die Fingerkonstruktion gewählt, während in den Gehbahnen Schlepplattchen angeordnet sind. Die Entwässerung der Fingerkonstruktion geschieht durch eine kräftige Rinne in die allgemeine Brückentwässerung, die von den unmittelbar vor der Dehnungsvorrichtung auf der Brücke angeordneten Regeneinlässen über eine mit Längsbeweglichkeit versehene Leitung Anschluß an das Straßentwässerungsnetz der Rampen findet.

Die Brückenrampen haben mit Rücksicht auf die Vergrößerung der Bauhöhe gegenüber der früheren Holzbrücke eine nicht unerhebliche Erhöhung erfahren. Während auf der Ostseite der Brücke wegen des größeren Abstandes der Bebauung in dieser Hinsicht Schwierigkeiten nicht bestanden, machte die Hebung der Gradiente auf der Westseite der Brücke nicht unerhebliche Änderungen an dem Eckhause Monumentenstraße

und Bautzener Straße, eine Anhebung der Bautzener Straße auf eine längere Strecke und schließlich eine völlige Umgestaltung der Zufahrt zu der neben der Brücke liegenden Müllverladestelle, erforderlich (s. Abb. 1 u. 2). Der Flügel des Widerlagers mußte hier in besonderer Form ausgestaltet werden, um den Anschluß der Straße an die in ihrer Höhe über den Gleisen festliegende Verladehalle aufrecht zu erhalten.

Die Bauarbeiten wurden unter völliger Sperrung des Überganges für den gesamten Verkehr in der Zeit vom Sommer 1929 bis zum November 1930 von der Reichsbahn im Einvernehmen mit der Stadt ohne Zwischenfall durchgeführt; die alte hölzerne Brücke wurde dabei zum Teil als Montagerüst für die neuen stählernen Überbauten verwendet. — Die eingebauten Massen sind nicht unerheblich. So wurden eingebaut rund 940 t St 52 der Hauptträger, rd. 402 t St 37 der Fahrbahnkonstruktion und des Geländers sowie rd. 62 t Stahlguß der Lagerkörper und der Fingerkonstruktion; das Gesamteisengewicht der Brücke beträgt daher rd. 1404 t, also rd. 445 kg/m². An sonstigen Massen wurden für das eigentliche Brückenbauwerk ohne die Rampen verbaut rd. 3040 m³ Beton, Eisenbeton und Mauerwerk der Widerlager, Zwischenpfeiler und Flügel, rd. 880 m³ Beton der Buckelplattenausfüllung und der Asphaltunterbettung sowie rd. 2100 m² doppellagige Pappdichtung und Schutzschicht.

Durch die Erneuerung der Monumentenbrücke, wie sie Abb. 8 u. 9 in der Gesamtansicht zeigen, ist der erste Schritt zur Beseitigung der unzeitgemäßen Verkehrsverhältnisse zwischen den Bezirken Kreuzberg-Tempelhof und Schöneberg getan. Die nächste Aufgabe bleibt zweifellos der Neubau der jetzt noch hölzernen Kolonnenbrücke, die wegen ihrer mangelhaften Tragfähigkeit und ihres Zustandes bereits für den Verkehr mit Fahrzeugen von mehr als 5,5 t Gesamtgewicht gesperrt werden mußte; diese Maßnahme bedeutet besonders für den lebhaften Verkehr des Güterbahnhofes Kolonnenstraße und mit Rücksicht auf die Wichtigkeit der Kolonnenbrücke als Osttor des nunmehr fast voll besiedelten Tempelhofer Westfeldes eine außerordentliche Verkehrsbehinderung. Der Brückenneubau dürfte wahrscheinlich ein ähnliches Gesicht bekommen wie die neue Monumentenbrücke. Dabei wird im Zusammenhang mit dem Neubau der Kolonnenbrücke und der damit verbundenen Änderung der Rampen auch die südliche, von der Kolonnenstraße ausgehende Zufahrt



Abb. 9. Brückendraufsicht.



Abb. 8. Brückenlangansicht.

zur Müllverladestelle und damit schließlich auch bis zu einem gewissen Umfange die Verladestelle selbst modern umzugestalten sein. Erst nach Erledigung dieser Bauaufgaben, deren Durchführung im Zuge der Arbeit-

beschaffungsmaßnahmen der nächsten Jahre zu erwarten ist, wird die vollständige Befriedigung der Verbesserungswünsche, die für den Großstadtverkehr hier gestellt werden müssen, erreicht sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Gefahren des Mineralölverkehrs auf Wasserstraßen.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. W. Groth, Berlin.

Die starke Zunahme des Mineralölverkehrs auf dem Wasser macht es den Aufsichtsbehörden zur Pflicht, zu prüfen, wie der übrige Verkehr auf dem Wasser gegen die Gefahren des Mineralölverkehrs zu schützen ist.

Daß die Beförderung von Mineralöl auf dem Wasser erhebliche Gefahren in sich birgt, beweisen die zum Teil sehr verhängnisvollen Unfälle der letzten Jahre im In- und Auslande.

Der Verkehr mit Mineralöl ist auf dem Wasser deshalb gefährlicher als auf dem Lande, weil das Mineralöl leichter ist als Wasser, sich auf ihm ausbreitet, ohne sich mit ihm zu vermischen, und auf dem Wasser schwimmend brennt. Deshalb ist man auch mit dem einzigen wirksamen Mittel zur Bekämpfung von Mineralölbränden, dem Schaume, gegenüber einem Mineralölbrand auf dem Wasser ziemlich machtlos. Denn bei der großen Fläche, die schon verhältnismäßig kleine Ölmengen bedecken, wird es meist nicht möglich sein, rasch genug die nötige Schaummenge herzugeben.

Unter diesen Umständen kommt es darauf an, dafür zu sorgen, daß Mineralöl überhaupt nicht auf das Wasser gelangt und, falls dies trotz aller Vorsicht vorkommen sollte, sich nicht ausbreitet.

Am gefährlichsten sind die Öle der Gefahrenklassen I und II, wie Benzin, Benzol usw., weil sie sich rascher auf dem Wasser ausbreiten als die dickflüssigeren Öle der Gefahrenklasse III, weil sie stärker verdunsten und weil sich ihre Dämpfe schon bei geringerer Erwärmung entzünden. Doch stehen die Öle der Gefahrenklasse III, wenn sie in Brand geraten, denen der Gefahrenklassen I und II an verheerender Wirkung nicht nach.

Wegen der starken Verdunstung und der hohen Entzündlichkeit der Dämpfe ist auch die Explosionsgefahr bei Ölen der Gefahrenklassen I und II so groß. Die Gefahr einer Entzündung besteht überall dort, wo Luft mit Öldämpfen in einem bestimmten Mischungsverhältnis (bei Benzin z. B. 2,4 bis 4,9%) in den Bereich einer Wärmequelle gelangt.

Zu solchen Wärmequellen gehören offenes Feuer, wie entzündete Streichhölzer, die Flamme von Spiritus- und Petroleumkochern, und auch Funken aus Schornsteinen. Gefährlich sind auch die Funken beim Stoß oder Schlag von eisernen Werkzeugen, selbst von Schuhzeug mit eisernen Nägeln, ferner die Funkenbildung bei schadhafte elektrischen Leitungen, beim Stöpseln von tragbaren elektrischen Lampen, Entlüftern u. dgl. in Steckdosen und beim Laufen von Motoren, die nicht explosionsicher ausgeführt sind.

Als Explosion wirkt sich die Entzündung aus, wenn sie in einem geschlossenen Raume vor sich geht, dessen Wände der gewaltigen Wärme- dehnung bei einer Entzündung Widerstand entgegensetzen, z. B. in einem Maschinenraum, einer Kajüte oder einem sonstigen Innenraum eines Tank- schiffes oder auch eines anderen Fahrzeugs mit Verbrennungsmotoren.

Besonders gefährlich sind leere Ölbehälter — selbst jahrelang nicht benutzte —, sobald die stets in ihnen zurückbleibenden Öldämpfe mit einer Wärmequelle in Berührung kommen. Ein lehrreiches Beispiel ist die Explosion einer leeren Abteilung eines Tankschiffes in Antwerpen. Sie wurde dadurch hervorgerufen, daß der mit dem Zuschrauben der Öffnung beauftragte Arbeiter den eisernen Schraubenschlüssel in das Innere des Tankraums fallen ließ.

Explosionen ziehen im allgemeinen nur die nächste Umgebung ernstlicher in Mitleidenschaft, sofern dabei nicht Öl auf das Wasser gelangt. Breitet sich aber bei einer Explosion oder aus anderem Anlaß Mineralöl auf dem Wasser aus, so würde sich die Gefahr auf größere Entfernungen auswirken, wenn das Öl durch Wind oder Strömung fort- getrieben wird.

Wie hoch diese Gefahr einzuschätzen ist, darüber gehen die Ansichten aus Mangel an Erfahrungen auseinander. So begegnet man der Behauptung, daß sich die Öle der Gefahrenklasse I und II sehr schnell ausbreiteten und in ganz kurzer Zeit verdunsteten. Infolgedessen sei ein Brand so gut wie ausgeschlossen. Sollte es aber doch zu einem Brande kommen, so würde das Öl, da es sich sehr schnell zu einer hauchdünnen Schicht ausbreitete, verpuffen, ohne großen Schaden anzurichten.

Die Frage, ob diese Auffassung zutrifft, läßt sich durch Laboratoriumsversuche nicht einwandfrei klären. Deshalb hat die Verwaltung der Berliner Wasserstraßen, in deren Bereich die Verhütung von Mineralölbränden auf dem Wasser eine besonders große Rolle spielt, im Herbst 1932 gemeinsam mit der Chemisch-Technischen Reichsanstalt und der Feuerwehr der Stadt Berlin mit Unterstützung durch die Stadtentwässerung von Berlin im Rieselfeldgelände im Süden der Stadt Versuche veranstaltet.

Für die Versuche hatte die Chemisch-Technische Reichsanstalt nach einem Vorschlage des Wasserbauamts Berlin besondere Meßgeräte hergestellt. Sie bestanden aus einem Trichter, dessen enge Öffnung zu einem dünnen Rohr verlängert war und der an einer Angel hing (Abb. 1). Eine besondere Schnur führte neben der Angelschnur in das Innere des Trichters und trug dort einen Pfropfen.

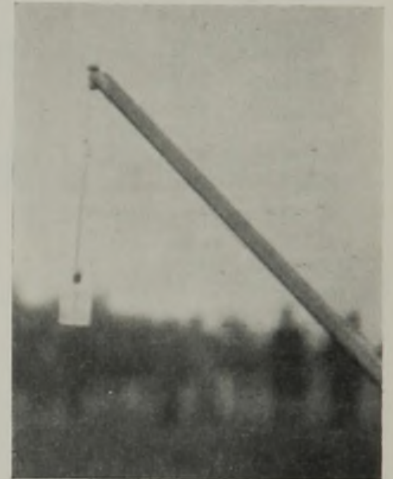


Abb. 1. „Angel“ zum Messen der Dicke der Benzinschicht.



Abb. 2. Entnahme der Meßprobe.

Tauchte man den Trichter mittels der Angel in das Wasser (Abb. 2), so stieg die von der weiten Öffnung des Trichters aus der Oberfläche des Gewässers abgetrennte Benzinschicht hoch. Ihre Dicke nahm dabei im Verhältnis der weiten zur engen Trichteröffnung (20 : 1, 50 : 1, 100 : 1)

zu. War das Meßgerät so tief eingetaucht, daß das Benzin aus dem Trichter völlig in das Rohr getreten war, so wurde dieses durch Hochziehen des Pfropfens nach unten abgeschlossen. So konnte das Benzin beim Herausziehen des Meßgeräts nicht ablaufen. Die 20, 50 oder 100 fach vergrößerte Höhe der Benzinschicht in dem Rohr ließ sich dann mit einem Metermaß messen.

Die anfänglich aus Messing hergestellten Meßgeräte versagten, weil das Benzin an der Innenwandung der Trichter haften blieb und nicht in das Rohr trat. Nach längeren Vorversuchen gelang es, mit gläsernen Meßgeräten, die in Seifenlauge gründlich gespült waren, Benzinschichten auf Bruchteile eines Millimeters genau zu messen.

Bei einem ersten Versuch wurden bei etwa 12° Luft- und Wasserwärme, etwa 65% Luftfeuchtigkeit, Windstärke 1 bis 2 und vorwiegend sonnigem Wetter in einem etwa 165 m langen und 90 cm breiten Graben an einem Ende 300 l alkoholfreies Benzin eingegossen. Das Benzin breitete sich auf eine kurze Strecke ziemlich schnell, sehr bald aber immer langsamer aus und näherte sich erst nach einer Stunde dem Grabenende. Am Grabenufer stehende Pfähle und jeglicher auch nur geringer Pflanzenwuchs hemmten die Ausbreitung erheblich.

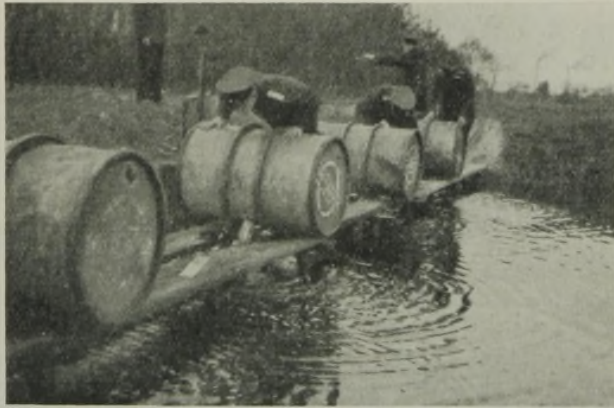


Abb. 3. Ausgießen des Benzins.

Die Auswertung der zahlreichen Messungen ergab, daß von der eingegossenen Benzinmenge nach 20 min reichlich die Hälfte verdunstet war. Nach 1½ Stunden war immer noch ein Drittel vorhanden. Der Versuch hat also gezeigt, daß sich Benzin auf einer Wasserfläche über Erwartung langsam ausbreitet und nur langsam verdunstet.

Um die Brandwirkung von Benzin auf einer Wasserfläche zu beobachten, wurden einige Wochen darauf bei etwa 8° Luft- und Wasserwärme, etwa 80° Luftfeuchtigkeit, schwachem Winde und meist sonnigem Wetter auf einem 12 m breiten und 70 m langen Teich 1200 l alkoholfreies Benzin, also etwa 1 t, ausgegossen (Abbild. 3) und nach ungefähr 25 min elektrisch entzündet. Die Anordnung der Stege zum Messen der Schichtdicke des Benzins zeigt Abb. 4.



Abb. 5.
Flamme des entzündeten Benzins.

Nach dem Anzünden zeigte sich ohne Geräuschentwicklung eine kleine Rauchwolke, die sich sehr rasch zu einer gewaltigen, von dickem Qualm begleiteten Flamme entwickelte und nach 2 min ihre größte Stärke erreichte (Abb. 5). Die von den Flammen ausgestrahlte Hitze war noch auf etwa 60 m Entfernung empfindlich zu spüren. Nach 3 min wurde die Flamme sehr schnell kleiner. Schließlich brannten nur noch kleine Fettreste auf dem Wasser.

Das Holz der in den Teich gebauten Stege, auch soweit es mit feuerhemmenden Mitteln getränkt war, brannte an. Stofflappen und Streifen nitrirten Papiers (entzündet sich bei 160°), die über dem Teich und an seinen Ufern an Drähten aufgehängt waren, brannten bis zu einer Entfernung von 6 m vom Feuer ab. Die weiter entfernt hängenden Stoff- und Papierstreifen waren nur angekohlt oder blieben unversehrt, wohl weil sich die Proben zu dicht über dem Erdboden befanden und der Abkühlung durch den vom Brande erzeugten scharfen Bodenwind zu der Flamme hin ausgesetzt waren. An der Wasseroberfläche wurden unmittelbar nach dem Erlöschen des Feuers 35° gemessen.

Dieser Versuch hat die verheerende Wirkung des Brandes selbst einer so kleinen Benzinmenge bewiesen.

Um zu einem abschließenden Urteil zu gelangen, fanden noch eine Reihe kleinerer Versuche statt, und zwar der Witterung wegen erst im Frühjahr 1933 bei 10° Luft- und Wasserwärme, Windstärke 3 und sonnigem Wetter. Sie bestätigten im wesentlichen die Ergebnisse der Versuche vom Herbst 1932.

In vier schwimmende Holzrahmen von 1 × 1 m² wurde Benzin eingegossen und nach einer gewissen Zeit angezündet, nachdem inzwischen

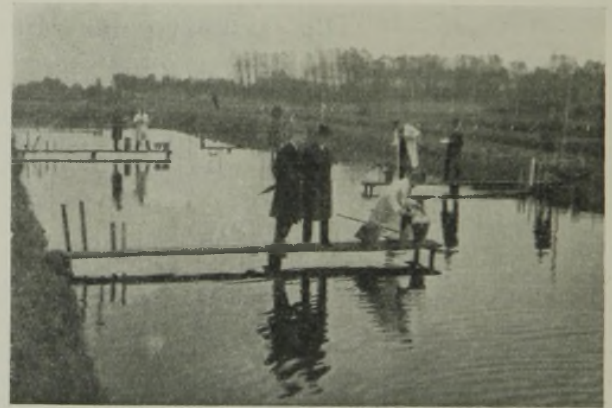


Abb. 4. Anordnung der Meßstege.

dauernd die Verdunstung gemessen war. Es kam bei diesen Versuchen darauf an, festzustellen, wann das auf einer Wasserfläche ausgebreitete Benzin nicht mehr brennt.

Bei einer Benzinmenge von 1 l, entsprechend einer Schichtdicke von 1 mm, ergaben die Messungen, daß nach 15 min noch die Hälfte und nach 20 min noch immer 1/3 der eingegossenen Menge im Rahmen verblieben war. Bei einer Schichtdicke von 0,4 mm, die nach 16 min erreicht war, gelang das Anzünden nicht mehr.

Bei einem gleichen Versuch mit einer Schichtdicke von 2 mm war nach rd. 15 min die Hälfte der eingegossenen Benzinmenge verdunstet. Nach einer Stunde war immer noch eine Schichtdicke von 0,5 mm vorhanden, die allerdings nicht mehr zu entzünden war. Die Grenze der Entzündbarkeit lag ungefähr bei 0,6 mm.

Schließlich wurde noch ein Versuch mit 3 mm Schichtdicke durchgeführt. Etwa 2/3 der ursprünglichen Benzinmenge waren nach 15 min noch vorhanden. Bei einer Schichtdicke von 0,6 mm, die nach einer Stunde festgestellt wurde, ließ sich das Benzin nicht mehr entzünden.

Das Ergebnis aller Versuche läßt sich wie folgt zusammenfassen:

1. Auf Wasser auslaufendes Benzin breitet sich nur langsam aus.
2. Es verdunstet nur langsam, so daß es, namentlich wenn es von Wind und Strömung weitergetrieben wird, noch lange nach dem Auslaufen auf größere Entfernungen eine große Gefahr bildet.
3. Die Brandwirkung ist schon bei verhältnismäßig geringen Mengen so verheerend, daß Menschen im Bereich des Brandes unrettbar verloren sind.

Unter diesen Umständen sollte man, wie auch Branddirektor Sander am Schluß seines Aufsatzes über die Frage der Feuerschlängel für den Schutz von Gewässern gegen Ölausläufe¹⁾ betont, Lösch- und Ladeplätze für den Ölumschlag grundsätzlich stromabwärts größerer Städte und Ortschaften anlegen, und, wenn irgend möglich, an Stichkanälen oder gesonderten Hafenecken, die sich im Gefahrfalle leichter abschließen lassen als die Umschlagstellen im freien Gewässer. Welche Schutzmaßnahmen bei Ölumschlagstellen zu treffen sind, die nicht in besonderen abschließbaren Hafenecken liegen, muß von Fall zu Fall nach der Örtlichkeit entschieden werden.

¹⁾ Bautechn. 1933, Heft 36, S. 493.

Die Schmutzwasser-Kanalisation des Fischereihafens in Wesermünde-Geestemünde.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dettmers in Harburg-Wilhelmsburg.

(Schluß aus Heft 7.)

Um die ohnehin sehr enge Baugrube von Einbauten möglichst frei zu halten, war von der Bauverwaltung, wie in Abb. 18a ersichtlich, eine besondere Nische für die Pumpenhäuser vorgesehen. Auf Wunsch des Unternehmers wurde diesem aber gestattet, wie in Abb. 18b ersichtlich, auch die Pumpenhäuser in der eigentlichen Baugrube aufzustellen. Dadurch wurde zwar eine Vereinfachung der Baugrubeneinschließung und -aussteifung erreicht. Bei der Ausschachtung und der Ausführung des Dükers erwiesen sich die Pumpenhäuser (Abb. 14a u. b) aber als recht störend, so daß von einer Wiederholung abgeraten werden muß.

Die Anordnung nur einer einzigen Reihe Brunnen in der Baugrubenmitte (Abb. 19b) statt der sonst üblichen ringförmigen Anordnung rings um die Baugrube (Abb. 19a) wurde zur Kostenersparnis gewählt. Sie hatte zur Folge, daß sich unterhalb der Baugrubensohle sehr enge Absenkungstrichter bildeten (s. schwarze Fläche in Abb. 19b) und dadurch die Betriebssicherheit der Anlage stark beeinträchtigt wurde; denn bei auch nur kurzen Betriebsstörungen trat das Grundwasser in die Baugrube und störte die Arbeiten. Es dauerte jedesmal mehrere Stunden, bis das Wasser wieder so weit abgesenkt war, daß die Ausschachtungs- und sonstigen Bauarbeiten in der Baugrube fortgesetzt werden konnten.

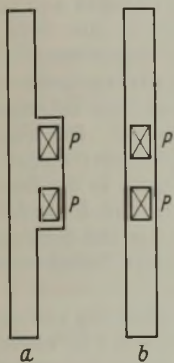


Abb. 18a u. b.
Anordnungsmöglichkeiten für die Grundwasserpumpen.

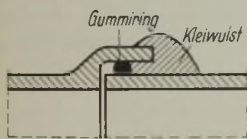


Abb. 20. Muffendichtung der Saugleitung der Grundwassersenkungsanlage.

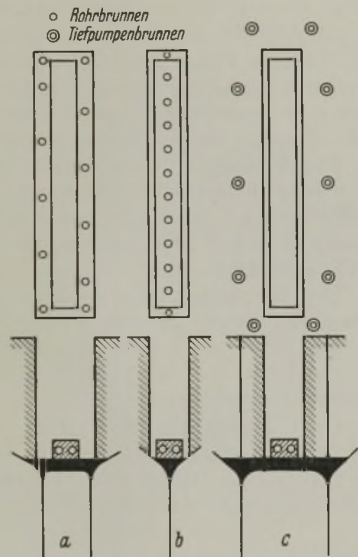


Abb. 19. Anordnungsmöglichkeiten für die Grundwasserbrunnen.

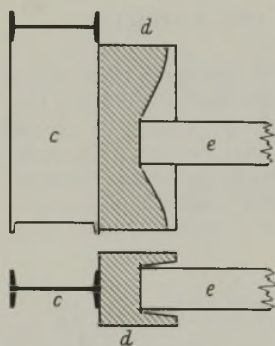
a 2 Reihen Rohrbrunnen in der Baugrube
b 1 Reihe Rohrbrunnen in der Baugrube
c Tiefpumpenbrunnen rings um die Baugrube herum.

reichte aus, um jeweils das Grundwasser in die Baugrube eintreten zu lassen und die Bauarbeiten zu behindern.

Eine weitere unangenehme Begleiterscheinung dieser häufigen Betriebsstörungen war, daß der Erdboden hinter der Baugrubenverkleidung in Bewegung geriet und, soweit er aus Klei bestand, sich zu Schlamm auflöste. Dadurch wuchs allmählich der Druck auf die Baugrubenwände in starkem Maße. Die Folge war, daß die Bohlen in der Zone des Kleies (von + 0,20 bis - 3,80, s. Bohrergebnis in Abb. 4) überlastet wurden und schließlich bei mehreren 8 cm dicken Bohlen Anzeichen beginnender Zerstörung auftraten (Abb. 21). Durch rechtzeitiges Absteifen der Bohlen in der Mitte gelang es, die zeitweise bedrohliche Gefahr, daß durch Zubrechgehen von Bohlen der schlammige Klei in die Baugrube eindrang und dann durch Bodenrutschungen die benachbarten Industriebauten, vor allem der vorerwähnte flachgegründete Fabrikschornstein, Schaden nahmen, abzuwenden. Abb. 14 zeigt die westliche Baugrubenwand im ersten Bauabschnitt (s. w. u.) nach Einbringen der Zusatzsteifen. Sie läßt erkennen, in welchem Maße die Baugrube danach durch die Baugrubenabsteifung und die Grundwassersenkung verbaut war.

Nach diesen Erfahrungen wäre doch vielleicht eine eiserne Umfassungspundwand trotz der größeren Beschaffungskosten vorteilhafter gewesen.

Wie groß der Erd- druck schließlich war, ging aus der Beschädigung einzelner Brusthölzer hervor, wie sie zwischen den Steifen und den I-Eisen angeordnet



c = I-Träger der Baugruben.
d = Brustholz. e = Steife.

Abb. 22.
Zerdrücktes Brustholz.

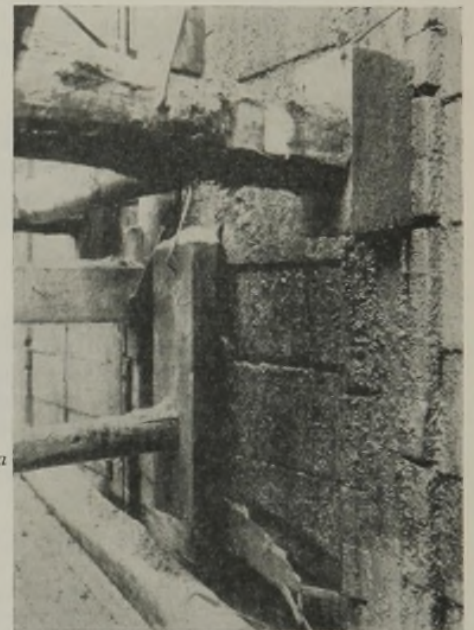


Abb. 21. Durch den Bodendruck gebrochene Bohle mit Notsteife a.

Obgleich die Brunnen nach den Kopfen der Baugrube zu dichter und die Endbrunnen unmittelbar an die Kopfwände gesetzt waren, machte die Trockenhaltung der Baugrube an diesen Stellen Schwierigkeiten. Um Abhilfe zu schaffen, wurden im ersten Bauabschnitt (s. w. u.) nachträglich zunächst die Zusatzbrunnen 1a und 2a sowie 10a und 10b (Abb. 24) gebohrt. Da auch dies keinen befriedigenden Erfolg brachte, wurden im zweiten Bauabschnitt, wie in Abb. 24 durch die Buchstaben T angedeutet, drei Tiefpumpen (Bekapumpe und Elmopumpe) angeordnet. Diese waren zu damaliger Zeit (1923) aber noch nicht genügend betriebsicher durchgebildet. Ein Erfolg wurde daher mit ihnen nicht erzielt. Heute, wo die Tiefbrunnen zuverlässiger arbeiten, würden in einem derartigen Falle zweckmäßig nur sie verwendet werden (Abb. 19c). Dadurch könnte die Baugrube von störenden Einbauten für die Grundwassersenkung ganz frei gehalten und trotzdem die nötige Betriebssicherheit sowie eine einfache Baugrubengestalt erzielt werden.

Die Saugleitung von den Brunnen zu den Pumpen war nicht in üblicher Weise mit Flanschen verschraubt, sondern besaß Muffen mit Gummiringdichtung (Abb. 20). Bei Wasserstößen infolge Versagens der Pumpe zogen sie sich auseinander und wurden undicht. Die ganze Leitung wurde daher mit Rundeisenankern in sich verspannt und außerdem mit ständig feucht gehaltenen Kleiwulsten (s. b in Abb. 20) nachgedichtet.

Die Grundwassersenkung hatte wegen Unterbrechungen in der Stromversorgung unter häufigen Betriebsstörungen zu leiden, obgleich als Kraftquelle neben einer Überlandzentrale (Wechselstrom) als Reserveanlage eine Dieselanlage (Gleichstrom) vorhanden war. Die für das Umschalten an der Überlandzentrale auf die Dieselanlage erforderliche Zeit ($1/4$ bis $1/2$ St.

waren. Wegen der geringen Druckfestigkeit von Weichholz war von der Bauverwaltung die Verwendung von eichenen Brusthölzern vorgeschrieben. Trotzdem hatte der Unternehmer an einzelnen Stellen Kiefernholz verwendet. Die Folge war, daß die Steifen sich bis fast zur halben Dicke der Brusthölzer in diese eindrückten (Abb. 22) und dadurch Anlaß zu weiteren Erdbewegungen hinter der

Baugrubenverkleidung und zu weiterer Erddruckvergrößerung gaben. In Abb. 23 geben die gestrichelten Linien das Ende der tief in das Brustholz eingedrückten Steife an. Zur Entlastung der Brusthölzer mußte zwischen der zweiten und dritten Steifenlage eine



Abb. 23. Zerdrücktes Brustholz.

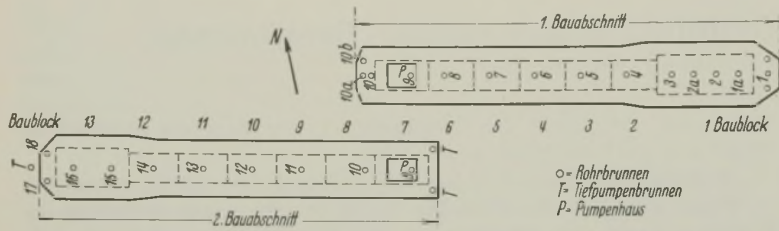


Abb. 24. Ausführung des Dükers in zwei Bauabschnitten.

Zwischenstufenlage eingebaut werden (Abb. 14c). — Der Düker wurde nicht auf einmal in ganzer Länge ausgeführt, sondern nacheinander in zwei Hälften (Abb. 24). Dadurch wurde der Vorteil erzielt, daß die Baugrubenverkleidung nur für die halbe Baugrubenlänge beschafft zu werden brauchte. Ein weiterer Vorteil war, daß der Ausschachtungsboden aus dem zweiten Bauabschnitt zum Verfüllen der Baugrube des ersten Bauabschnittes verwendet werden konnte. Die mit der Ausführung in zwei Abschnitten verbundene Verlängerung der Bauzeit blieb in den zulässigen Grenzen und war daher unbedenklich. Es mußte aber als Erschwernis der Bauausführung eine weitere Versteilerung des Absenkungstrichters der Grundwassersenkung und damit eine weitere Verschlechterung ihrer Betriebsicherheit in Kauf genommen werden.

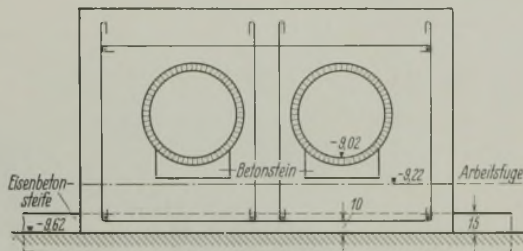


Abb. 25. Ausführung jedes Baublockes in zwei Arbeitsgängen.

Der Erdboden wurde von Hand ausgeschachtet und durch einen neben der Baugrube laufenden Greifer aus der Baugrube herausbefördert. Um eine Auflockerung der Gründungsohle zu vermeiden, wurden bei jedem Baublock die letzten 20 cm Boden erst unmittelbar vor dem Betonieren ausgeschachtet. Zur Sicherung der Baugrube gegen Bodeneintreibungen in Sohlenhöhe, insbesondere bei Versagen der Grundwassersenkungsanlage, wurde die Bohlenverkleidung in Höhe der Sohle ringsum durch eine 1,20 m lange Stülpswand gesichert.

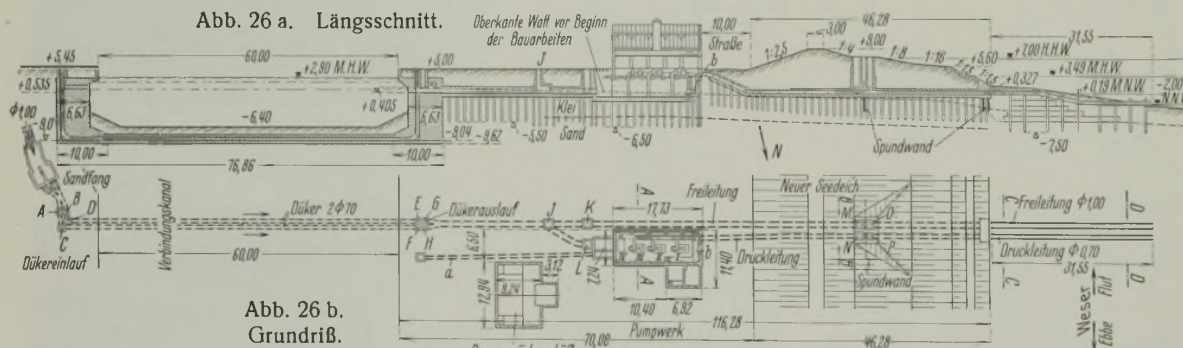


Abb. 26 b. Grundriß.

Abb. 26 a u. b. Düker mit Sandfang und anschließendem Pumpwerk und Endsiel.

Die einzelnen Baublöcke wurden mit Rücksicht auf die Verlegung der Steinzeugrohre nicht in einem, sondern in zwei Arbeitsgängen (Abb. 25) betoniert. Die Rohre wurden auf Betonformstücken verlegt. Diese wurden — ebenso wie die Eisenbetonstreifen auf der Baugrubensohle — mit einbetoniert. Um den Beton auch an der Unterseite der Rohre zum saften Anliegen zu bekommen, wurde ein Strick unter dem Rohr durchgelegt und so lange hin- und hergezogen, bis die Gewähr für saftes Anliegen gegeben erschien.

Trotz der vielfachen Gefahren und Erschwernisse, unter denen der Bau ausgeführt werden mußte, wurde er ohne ernstliche Störung zu Ende geführt. Nachdem die Rohrmuffen von innen her mit Blei verstemmt waren, war der Düker durchaus dicht. Er blieb es auch beim Ausbau der Grundwassersenkung und beim Verfüllen der Baugrube. Auch nachträglich im Betriebe haben sich keine Schäden oder Nachteile bemerkbar gemacht.

Obleich sich der Düker demnach durchaus bewährt hat, kann mit Rücksicht auf die schwierige Dichtung der Fugen zwischen den einzelnen Baublöcken und auf die schwierige Bauausführung eine Nachahmung nicht ohne weiteres angeraten werden. Es wird vielmehr zu überlegen sein, ob

nicht eine der sonst üblichen Lösungen zu wählen sein wird, z. B. eiserne Rohre, die entweder fertig zusammengesetzt schwimmend an Ort und Stelle in einer vorher gebaggerten Rinne versenkt oder in einer im Trocken hergestellten Baugrube zusammengesetzt werden. Bei ähnlich stark angreifendem Wasser müßte allerdings durch entsprechende Maßnahmen, wie genügend dicke Wandungen, inneren Schutzanstrich und gegebenenfalls äußeren Betonmantel, die Lebensdauer genügend erhöht werden.

Der Düker hat anschlagnmäßig rd. 150000 RM gekostet. Die wirklichen Kosten können nicht angegeben werden, weil die Bauausführung in die Inflationszeit fiel.

III. Pumpwerk und Endsiel.

Wie bereits weiter oben gesagt, vereinigen sich hinter dem Düker dessen beide Rohre wieder zu einer einzigen Leitung. Diese dient als Freilauf und führt das Wasser geradlinig unter dem Seedeich hindurch in die Weser. Die Räumungskraft des Stromes ist an der Auslaufstelle so groß, daß sich Ablagerungen oder Mißstände anderer Art nicht ergeben haben.

Bei Schacht J (Abb. 26) zweigt die Zuführungsleitung zum Pumpwerk ab. Um an Dükerrohrlänge und damit auch an Pumpkosten zu sparen, ist es möglichst nahe an den Deichfuß und damit an den Auslauf der Entwässerungsanlage herangerückt.

Zur Förderung der weiter vorn ermittelten 631 l/sek Wasser dienen drei Pumpen (I bis III in Abb. 26b), davon zwei für je 245 l/sek und eine für 150 l/sek. Für den Fall, daß die Regenwassermengen sich späterhin weiter als vorgesehen erhöhen sollten, ist der Platz für eine vierte Pumpe (IV in Abb. 26b) mit 245 l/sek Leistungsfähigkeit vorgesehen.

Mit dem Pumpen braucht erst begonnen zu werden, wenn bei steigendem Weserwasser das Siel durch das aus dem Netz zulaufende Abwasser bis zum Scheitel des Endsieles vollgestaut ist. Die übrige Zeit läuft es durch die Freileitung an dem Pumpwerk vorbei unmittelbar in die Weser. Gegen das Eindringen des Weserwassers in die Pump- und Freileitung dienen Rückstauklappen (in Schacht O und P in Abb. 26b) und Schütze (in Schacht M und N in Abb. 26b). Da die Schützschnäbels bis + 7,50 m NN hinaufreichen, sind diese wichtigen Schieber auch bei HHW zugänglich.

Die Pumpanlage ist in baulicher Beziehung vollständig von dem umgebenden Gebäude getrennt worden (Abb. 26c). Dadurch ist erreicht, daß die Spannweite der schwer belasteten Decke über dem Pumpensumpf und ihre Erschütterung durch die in Betrieb befindlichen Pumpen möglichst herabgesetzt werden.

Der Pumpensumpf ist unter der einen Stirnwand des Hauses hinweg nach außen verlängert worden. Es ist dadurch die Möglichkeit gegeben, einen kleineren Rechen nebst Bedienungsbrücke einzubauen, falls sich dieser für das auf dem Westufer des Verbindungskanals gelegene Einzugs-

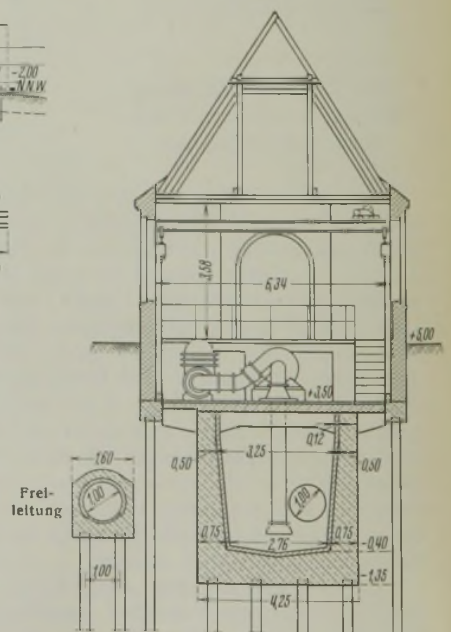


Abb. 26 c. Querschnitt A—A (Abb. 26b) durch das Pumpwerk und Freileitung.

gebiet als nötig herausstellen sollte. In diese Rechenkammer mündet vom Hafen her eine Spüleleitung a (Abb. 26b) von 50 cm Durchm., mit der bei niedrigem Wasserstand in der Weser der Pumpensumpf gereinigt werden kann. Dabei fließt das Spülwasser durch die am Westende des Sumpfes angeordnete Leitung b (Abb. 26b) in den Freilauf ab.

Die Kellersohle hat allseitiges Gefälle nach einem außerhalb des Hauses liegenden Punkte, dort kann der Keller mit Hilfe einer Handpumpe trockengelegt werden. Zwei an gegenüberliegenden Ecken liegende Entlüftungsrohre führen die aus dem Wasser aufsteigenden übelriechenden Gase bis über das Dach des Hauses hinaus.

Der Pumpensumpf einschließlich der Decke ist wie der Sandfang aus Eisenbeton mit Verblendung aus Bockhorner Klinkern ausgeführt. Zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit ist er ringsum mit Klei hinterfüllt. Er ruht reitend auf Holzpfählen. Für die Gründung des Hauses mußten wegen der Fäulnisgefahr für die höher liegenden Pfahlköpfe Eisenbetonortpfähle gewählt werden. Die Baugrube wurde in ähnlicher Weise wie beim Düker mit Bohlen zwischen eingerammten I-Eisen schachtmäßig abgesteift. Da die Steifen im Beton stecken bleiben und abgebrannt werden mußten, wurden sie aus I-Eisen ausgeführt (Abb. 27).

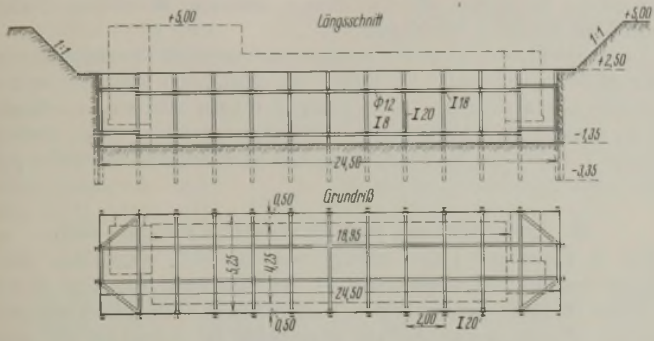


Abb. 27 a. u. b. Baugrube des Pumpenkellers.

Querschnitt von 1 m Durchm. aus Beton mit Klinkerverblendung und Steinzeugsohlschalen ausgebildet.

Beide Leitungen sind in ganzer Längenausdehnung auf Pfählen gegründet, und zwar auch unter dem Deich. Dieser war erst kurz zuvor auf einer Wattfläche erbaut. Es mußte daher mit erheblichen nachträglichen Sackungen gerechnet werden. Deshalb wurden die Pfähle nicht bis in den tragfähigen Sand hinabgeführt, sondern sie enden in weniger tragfähigen Klei. Durch diese „schwimmende“ Gründung ist erreicht, daß die Leitungen nicht in dem weichen Untergrunde während oder nach der

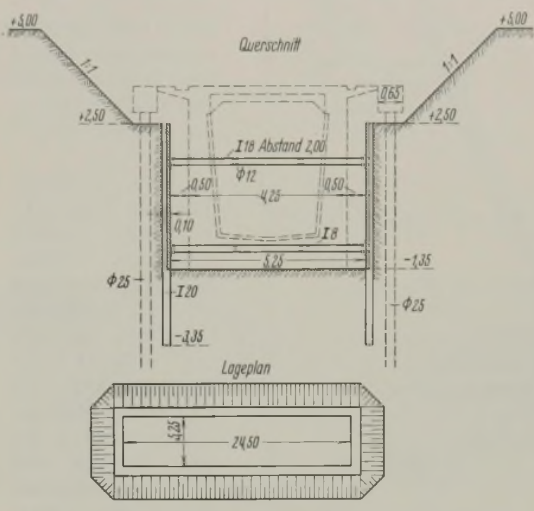


Abb. 27 b.

Bauausführung versackten. Andererseits können sie aber Sackungen des ganzen Deichkörpers und seines Untergrundes mitmachen. Es besteht also nicht die Gefahr, daß sich Hohlräume unter den Leitungen bilden und dadurch die Deichsicherheit gefährdet wird. Zur Erhöhung der Deichsicherheit ist außerdem unter den Schächten im Deich und am Deichfuß je ein Kleikern mit Flügelspundwand angeordnet. Dadurch wird verhindert, daß sich Wasseradern an dem Bauwerk entlang bilden. Zu demselben Zweck sind die Baugruben auf der Deichstrecke mit Klei verfüllt.

Als Pumpen sind Niederdruckkreislumpen mit liegender Achse und 300 bzw. 400 mm Anschlußstutzen verwendet. Sie sind mit gekapselten 14- bzw. 22-kW-Drehstrommotoren unmittelbar gekuppelt. Eine besondere Antriebsreserve, etwa in Gestalt eines Verbrennungsmotors, war nicht erforderlich, da der Betrieb über mehrere Stromquellen verfügt. An jeden Pumpensatz ist ein besonderer Anlasser angebaut, so daß der Wärter beim Anlaufen Pumpe und Motor zugleich beobachten kann.

Die Saugrohre reichen so weit in den Pumpensumpf hinab, daß die Fußventile unter der Sohle des vom Freilauf kommenden Einlaufs liegen. Nicht in Betrieb befindliche Pumpen werden entleert mittels besonderer Hähne, die zu diesem Zweck am Fußventil des Saugerohres angebracht sind, damit bei längeren Betriebspausen das angreifende Abwasser nicht die Pumpe und das Saugerohr angreifen. Zum Auffüllen der Pumpen bei ihrer Inbetriebnahme dient eine Wasser- und Luft fördernde besondere kleine Ansaugpumpe. Daneben können sie aber auch aus der städtischen Trinkwasserleitung aufgefüllt werden.

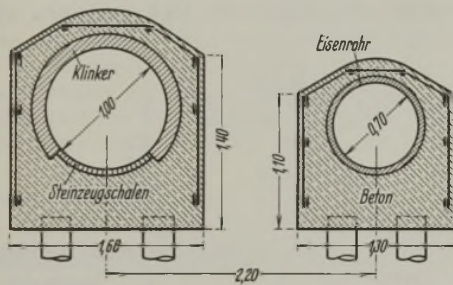


Abb. 28. Schnitt B—B der Abb. 26b. Bewehrung der Kanäle des Endsieles in der Deichstrecke.

Zur Messung der geförderten Wassermengen, die für die Abrechnung mit dem Elektrizitätswerk von Bedeutung ist, dient ein Venturi-Partialmesser. Eine Fernmeldeanlage zeigt im Wärtergehöft den Wasserstand an, bei dem die Pumpen in Betrieb gesetzt werden müssen. Zur Bewegung der schweren Lastteile bei Instandsetzungsarbeiten dient ein den ganzen Pumpenraum bestreichender Laufkran. Er leistete auch bereits gute Dienste beim Einbau der schweren Pumpensätze und Rohrleitungen.

Hinter jeder Pumpe ist ein Rohrschieber angeordnet. Ferner ist die Druckleitung von 65 cm Durchm. durch einen Rohrschieber sowie ein Rückschlagventil nach außen abgeschlossen.

Die Druckleitung ist zur Erhöhung der Deichsicherheit bis zum Endschacht N aus Eisenrohren ausgebildet, die mit Eisenbeton ummantelt sind (Abb. 28), und geht dann in den aus Steinzeugrohren gebildeten Teil des Endsieles von 70 cm Durchm. über. Die Freileitung ist ebenso wie der Hauptsammler auf dem Ostufer des Verbindungskanals als kreisförmiger

Beide Sielzweige münden am Deichfuß, der durch eine Pfahlwand gebildet wird, in von der Kleidecke des Deiches umgebene kräftige Beton-

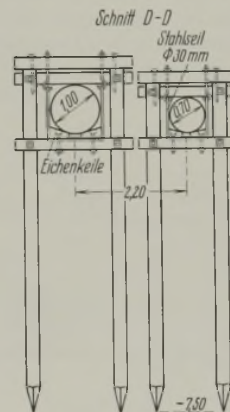


Abb. 29. Verlegung der Eisenrohre im Watt über Wasser.

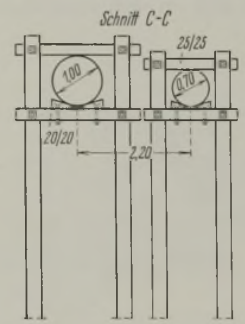


Abb. 30. Verlegung der Eisenrohre im Watt unter Wasser.

klötze, deren Oberkante mit dem Böschungspflaster bündig liegt. In diese Betonklötze greifen eiserne Flanschenrohre von 1,00 bzw. 0,70 m Lichtweite und 8 mm Wanddicke mit Bleidichtung ein, die im Watt das letzte Stück der beiden Sielzweige bilden. Sie sind soweit hinausgeführt, daß ihre Sohle am Auslauf auf -2 m NN = NNW liegt. Die Rohre sind in Holzböcken (Abb. 29 u. 30) allseitig fest gelagert, so daß die Flanschen nicht auf Abreißen beansprucht werden. Zum Schutze gegen Beschädigung sind sie mit einer kräftigen Steinschüttung umhüllt. Ihr Ende ist durch eine Boje bezeichnet, um eine Beschädigung durch kleinere Schiffe, die etwa über das Watt fahren, zu vermeiden.

Die Kosten für das Pumpwerk haben nach dem Preisstande im Frühjahr 1924 anschlagmäßig 75 000 RM und für das Endsiel 80 000 RM betragen.

Die Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen i. W.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr. Stecher, Fürstenwalde (Spree).

A. Allgemeines über die 2. Fahrt bei Olfen.

Aus ähnlichen Gründen, wie an der Kreuzung des Dortmund-Ems-Kanals mit der Emscher¹⁾, ist auch in der Nähe von Olfen i. W. der Bau einer 2. Fahrt dieses Kanals notwendig.

Der bestehende Kanal macht etwa zwischen km 20 und 30 (Abb. 1)

einen weiten Bogen nach Westen und kreuzt in Auftragstrecken die Täler der Lippe und der Stever. Beide Flüsse sowie drei Wegezüge werden in gewölbten, massiven Überführungen überschritten, in denen die sonst 29,50 m betragende Wasserspiegelbreite des Kanals auf 18 m eingeschränkt ist¹⁾. Gleiches ist der Fall bei den am Anfang und Ende dieser Kanalstrecke vorhandenen beiden Sicherheitstoren²⁾, so daß also auf rd. 10 km

¹⁾ Bautechn. 1930, Heft 43 u. 46, S. 649 ff.

²⁾ Bautechn. 1930, Heft 43, S. 649, Abb. 3.

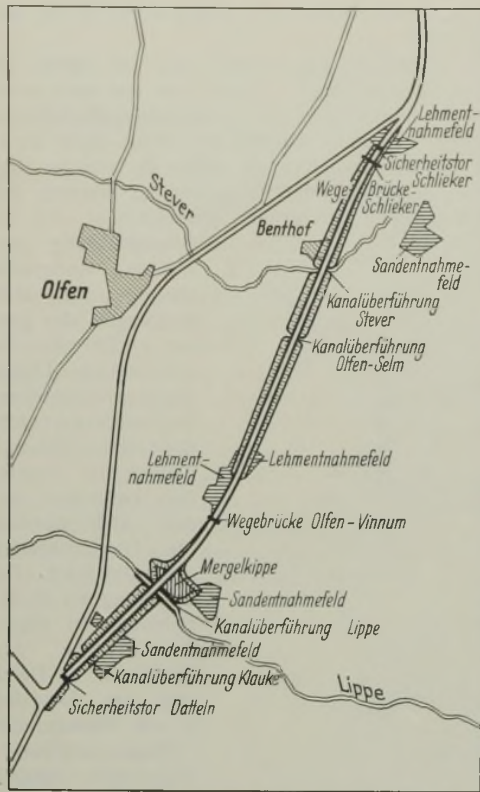


Abb. 1. Lageplan.

der hohen Kanaldämme gefährdet würde. Der gesamte Verkehr des Dortmund-Ems-Kanals müßte dabei auf Monate stillgelegt werden.

Die alten Kanalüberführungen stehen durchweg auf wenig günstigem Untergrund und sind verhältnismäßig flach gegründet. Schon seit Jahren zeigen sich in den Gewölben an den Stellen, an denen die massiven

Kanallänge sieben Engstellen vorhanden sind, in denen sich keine Schleppzüge begehen können. Die Olfener Strecke bildet daher ein überaus störendes Schifffahrtshindernis, das sich demnächst noch fühlbarer machen wird, sobald nach Inbetriebnahme des Mittellandkanals der Verkehr steigen wird.

Eine Verbreiterung der Engstellen begegnet unüberwindlichen Schwierigkeiten, besonders bei den Kanalüberführungen. Sie wäre nur möglich bei Trockenlegung des Kanals auf der genannten Strecke, die ganz langsam und vorsichtig vorgenommen werden müßte, da andernfalls die Böschungen einrutschen würden, wodurch der Bestand

Gründungsverhältnisse zurückzuführen sind, die nicht zu ändern sind. Eine Tiefergründung des verbreiterten Teiles würde den Schaden wegen des verschiedenen Setzens wahrscheinlich noch verschlimmern.

Endlich ist in absehbarer Zeit unter den Kanalüberführungen mit Bergbau zu rechnen, der bereits in nächster Nähe umgeht. Bei Bergsenkungen werden die gewölbten Bauwerke mit großer Wahrscheinlichkeit so stark beschädigt werden, daß sie nicht mehr betriebsfähig bleiben. Bereits jetzt zeigen sich an der Kanalüberführung Lippe, obgleich sie auf einem bergfreien Sicherheitspfeiler steht, Bergeinwirkungen in Form von waagerechten Zerrungen, die von dem in mehreren Kilometern Entfernung umgehenden Bergbau herrühren.

Aus vorstehenden Gründen kommt ein Umbau der bestehenden Kanalstrecke nicht in Betracht. Es bleibt nur übrig, sie durch eine 2. Fahrt zu umgehen, die derartige Abmessungen erhält, daß sie von vornherein allen zu erwartenden Verkehrsteigerungen entsprechen kann, auch wenn später die 1. Fahrt zur Instandsetzung der beschädigten Bauwerke gesperrt werden sollte.

B. Linienführung und Querschnitt der 2. Fahrt.

Die 2. Fahrt bei Olfen zweigt bei km 21,0, gegenüber der Einmündung des Wesel-Datteln-Kanals³⁾, im Einschnitt aus dem Dortmund-Ems-Kanal in einer Krümmung von rd. 1800 m Halbmesser ab (Abb. 1), geht dann schnell in den Auftrag über (Abb. 2), wobei auf der nunmehr geraden Strecke der Klaukeweg und die Lippe überschritten werden, geht wieder in einer Krümmung von 5000 m Halbmesser in den Einschnitt, wo sie die Wasserscheide zwischen Lippe und Stever durchbricht, überschreitet in der nun folgenden Auftragstrecke die Straße Olfen-Selm und die Stever, worauf sie nach einer Krümmung von 5000 m Halbmesser bei km 30,75 wieder im Einschnitt in den Dortmund-Ems-Kanal zurückmündet. In den Einschnittstrecken an beiden Enden der 2. Fahrt wird je ein Sicherheitstor errichtet.

Die Gesamtlänge der 2. Fahrt beträgt rd. 9,2 km.

Der Querschnitt⁴⁾ der 2. Fahrt (Abb. 3) ist so breit gewählt, daß sich die breitesten Schiffe gefahrlos begehen können.

C. Allgemeines über die Kanalüberführungen.

Die wichtigsten Bauwerke in der 2. Fahrt bei Olfen sind die vier Kanalüberführungen Klauke, Lippe, Olfen-Selm und Stever (Abb. 4 bis 7).

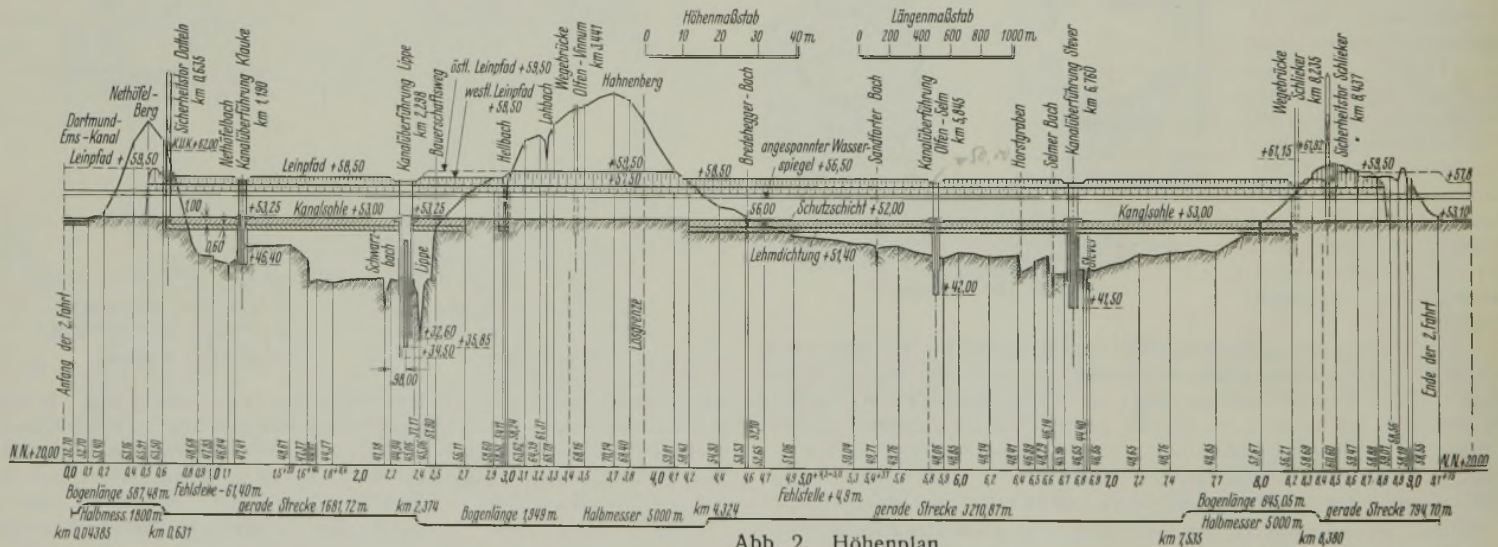


Abb. 2. Höhenplan.

Seitenmauern aufsitzen, Längsrisse, die offenbar darauf zurückzuführen sind, daß die Bodenbelastung infolge des Wasserdrucks auf die Seitenmauern an den Außenseiten der Gründungssohle zu stark ist. Die Bleidichtung der Gewölbe ist mit gerissen; aus den Gewölberissen, die mit jedem Jahr an Stärke zunehmen, treten erhebliche Wassermengen aus, die nach und nach zu einer Zermürbung des Betons führen müssen.

Wollte man die Kanalüberführungen verbreitern, so würden sich diese Rissebildungen noch in stärkerem Maße wiederholen, da sie auf die

Bei der K.-Ü. Klauke wird ein Feldweg, bei der K.-Ü. Lippe die verlegte Lippe, eine auf der Südseite liegende Viehtrift und ein auf der Nordseite liegender Verbindungsweg, bei der K.-Ü. Olfen-Selm die verlegte Kreisstraße zwischen den Orten Olfen und Selm und bei der K.-Ü. Stever die verlegte Stever, eine südlich gelegene Viehtrift und der nördlich gelegene Benthofweg überbrückt.

Die Überbauten der Kanalüberführungen werden aus Stahl hergestellt, die Widerlager, Pfeiler und Flügel aus Gußbeton. Näheres wird unter E ff. beschrieben werden.

Die leichte Durchfahrbreite in den Kanalüberführungen Lippe und Stever beträgt 30 m. Bei den K.-Ü. Klauke und

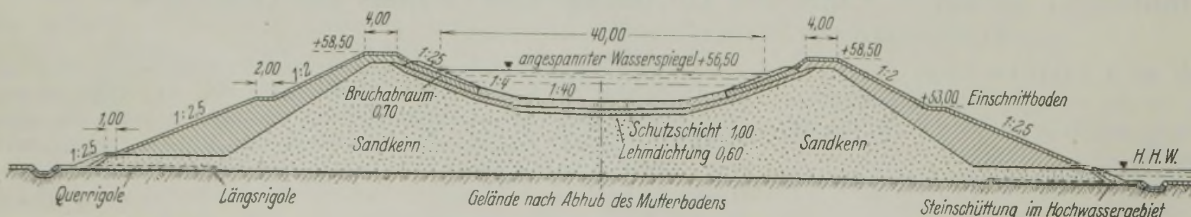


Abb. 3. Querschnitt der 2. Fahrt.

³⁾ Bautechn. 1931, Heft 29, S. 441.

⁴⁾ Ebenda 1932, Heft 20, S. 260.

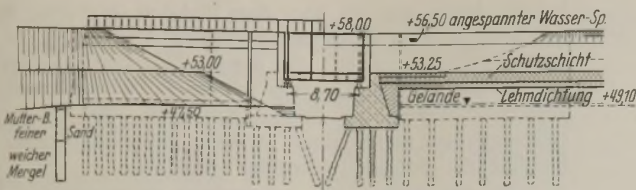


Abb. 4. Kanalüberführung Klauke.

Olfen-Selm wurde sie auf 35 m vergrößert, weil hierbei die Flügel, die den Übergang in die anschließende freie Strecke vermitteln, so verkürzt werden konnten, daß sich eine Kostenersparnis ergab. Bei den K.-Ü. Lippe und Stever wäre diese Er-

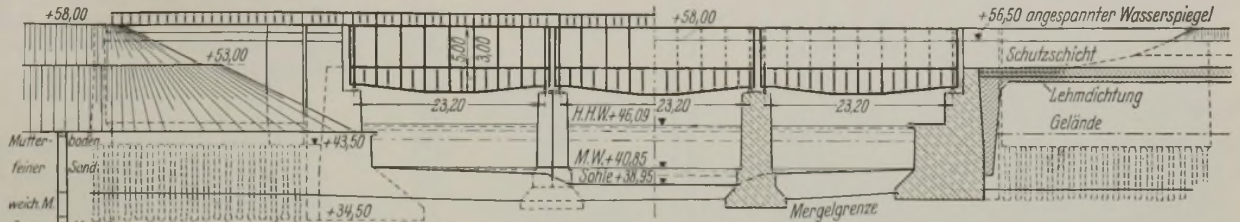


Abb. 5. Kanalüberführung Lippe.

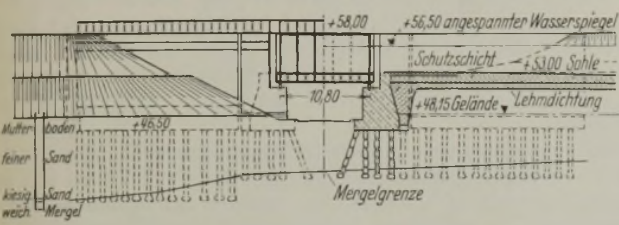


Abb. 6. Kanalüberführung Olfen-Selm.

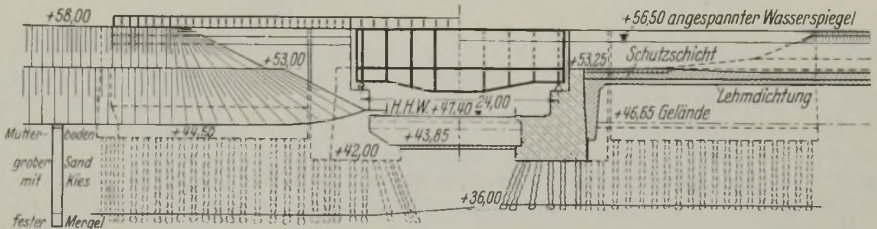


Abb. 7. Kanalüberführung Stever.

sparsnis an den Flügeln durch die Mehrkosten der weitergespannten Überbauten aufgehoben worden.

Die sonstigen Abmessungen sind aus den Abb. 4 bis 7 zu ersehen. Der jetzige Wasserspiegel liegt auf NN + 56 m; er soll später auf NN + 56,50 m angespannt werden.

Eine der wesentlichsten Forderungen, die an die Bauweise der neuen Kanalüberführungen zu stellen waren, war die auf Sicherheit gegen Einflüsse des Bergbaues. Da die in Frage kommenden Bergbautreibenden es ablehnten, sich an den Kosten irgendwelcher vorbeugender Maßnahmen von vornherein zu beteiligen, kam für die Reichswasserstraßenverwaltung nur in Frage, Maßnahmen in dem Umfange zu treffen, daß beim Eintreten von Bergbeeinflüssen die Betriebsicherheit der 2. Fahrt nicht sofort beeinträchtigt wird.

Demgemäß wurden folgende Forderungen gestellt:

- Das Bauwerk muß bis zu einem Absinken um 1 m und bis zu einer Schrägstellung von 100 : 1 gegen die Waagerechte standsicher bleiben.
- Bei einer Unterhöhlung der Grundbauten von $\frac{1}{6}$ der Gesamtlänge am Ende oder von $\frac{1}{3}$ in der Mitte dürfen die Beanspruchungen den doppelten Wert der sonst zulässigen nicht überschreiten.

Dadurch ist die Gewähr gegeben, daß bis zu einem gewissen Grade der Bergbeeinflüsse keine Betriebskatastrophe eintreten kann. Da die getroffenen Maßnahmen lediglich zur dauernden Aufrechterhaltung der Betriebsicherheit der 2. Fahrt getroffen sind, wird es später Sache der Bergbautreibenden sein müssen, rechtzeitig auf ihre Kosten einen dem anfänglichen Bauzustand entsprechenden Zustand wiederherzustellen und bei weiterem Fortschreiten der Bergbeeinflüsse alle Maßnahmen zur weiteren Aufrechterhaltung der Betriebsicherheit der 2. Fahrt zu treffen.

D. Die Gründung der Kanalüberführungen.

Die K.-Ü. Klauke und Lippe liegen in dem Urtales der Lippe, die K.-Ü. Olfen-Selm und Stever in dem der Stever. Über tieferliegenden Mergelschichten von großer Tragfähigkeit liegen stark wechselnde Schichten meist sehr feiner, mergel- und lehmhaltiger Sande, die unter einseitigem Wasserdruck leicht ins Fließen geraten und für die Gründung schwerer Bauwerke der hier vorliegenden Art, selbst bei Umschließung mit eisernen Spundwänden, nicht tragfähig sind. — Bei der zuerst erbauten K.-Ü. Klauke trat dies besonders stark in Erscheinung.

Unter einer 20 bis 30 cm dicken Mutterbodenschicht steht hier feiner Sand in einer Schicht bis zu 3,90 m Höhe an. Darunter liegt eine bis zu 5,50 m hohe, weiche und nicht tragfähige Mergelschicht, die auf einer etwa 4 m hohen Sandschicht lagert. Erst in etwa 14 m Tiefe folgt dann fester Mergel bis zu großer Tiefe.

Die alte, nicht weit von der neuen liegende Kanalüberführung, die aus einem gewölbten Bogen bestand, war bei ähnlichen Bodenverhältnissen flach zwischen Holzspundwänden gegründet worden, hatte aber schon kurz nach der Betriebseröffnung Risse bekommen, die nur durch nachträglich eingezogene starke Anker unschädlich gemacht werden konnten.

Für das neue Bauwerk, das ja wegen der Berücksichtigung der Bergbewegung stärkere Belastungen aufzuweisen hat, und bei dem demgemäß weit höhere Anforderungen an die Gründung gestellt werden mußten, kam die Flachgründung nicht in Frage. Eine Tieferführung der Widerlager bis zur tragfähigen, in etwa 14 m Tiefe liegenden Mergelschicht war unausführbar, weil bei der geringen Lichtweite der Überführung in diesem Falle die Widerlager in der Sohle so breit geworden wären, daß sie sich theoretisch überschneiden hätten.

Die gemeinsame Gründung beider Widerlager auf einer durchgehenden Sohlenplatte verbot sich von selbst wegen der zu erwartenden Bergbeeinflüsse. Damit nämlich bei einer etwaigen Unterhöhlung die Sohlenplatte nicht reißen und damit unwirksam würde, hätte sie eine beträchtliche Dicke und starke Eisenbewehrung erhalten müssen. Dadurch wäre diese Gründungsweise außerordentlich teuer geworden.

Es blieb daher nichts anderes übrig, als die Widerlager je für sich auf Pfahlrost zu setzen. Hierbei trat aber die Schwierigkeit auf, daß es infolge der ungewöhnlich großen Lasten nicht möglich war, eine der üblichen Pfahlgründungsarten anzuwenden. Die Pfähle hätten nämlich so eng gestellt werden müssen, daß ihre Ausführung praktisch nicht mehr möglich gewesen wäre. Beispielsweise hätten Eisenbetonrammpfähle von 50 cm Dicke und quadratischem Querschnitt in Lichtabständen von knapp 50 cm gerammt werden müssen. Selbst wenn der unwahrscheinliche Fall eingetroffen wäre, daß es gelungen wäre, die senkrechten Pfähle unter diesen Umständen einwandfrei zu rammen, so wäre man doch gescheitert bei den Schrägpfählen, die in den geringen Zwischenraum von 0,50 m noch zwischen den senkrechten Pfählen hätten durchgerammt werden müssen.

Was für Rammpfähle gilt, gilt in genau demselben Maße auch für fast alle Ortspfählbauweisen. Auch hier gelang es zunächst nicht, eine einwandfreie Gründung zu entwerfen.

Bei den verschiedenen Berechnungen der Pfahlroste aller möglichen Bauweisen wurde einheitlich nach den Formeln von Dörr gerechnet. Aus der hiernach berechneten Tragfähigkeit der Einzelpfähle jeder Bauweise ergab sich durch Division in die gegebene Gesamtbelastung die Pfahlzahl und daraus der Pfahlabstand, und dieser wurde so klein, daß praktisch die Ausführung nicht mehr möglich war.

Auch der Versuch, die Grundfläche der Widerlager zu verbreitern und dadurch mehr Platz für die Unterbringung der Pfähle zu schaffen, mißlang, denn nach vorwärts, in Richtung der zu unterführenden Straße, war der Raum zu beschränkt, nach der Seite war ein nennenswerter Erfolg sowieso nicht zu erzielen, und bei einer Verbreiterung nach rückwärts kam wegen der dort vorhandenen Erd- und Wasserlast eine neue Zusatzbelastung hinzu, die den größeren Teil der Vorteile der Verbreiterung wieder wettmachte.

Nach der technischen und wirtschaftlichen Durchprüfung aller in Frage kommenden Gründungsmöglichkeiten blieb als einzige die Gründung auf Frankipfählen übrig, weil diese Pfähle in der Lage sind, eine ungewöhnlich hohe Belastung ohne Bedenken auszuhalten.

Der Frankipfahl wurde bei der Gründung der Kanalüberführungen in folgender Weise ausgeführt (Abb. 8).

Ein 45 cm weites, unten und oben offenes Mantelrohr wurde lose auf den Boden aufgesetzt und etwa 80 cm bis 1 m hoch mit Beton gefüllt. Dann wurde in das Rohr ein 2,5 t schwerer, unten konischer Rammbar eingeführt, der unmittelbar auf den frisch eingebrachten Beton schlug. Der Beton erhielt dadurch eine starke Verdichtung, bildete nach unten eine Art Spitze und preßte sich infolge der konischen Form des Bären

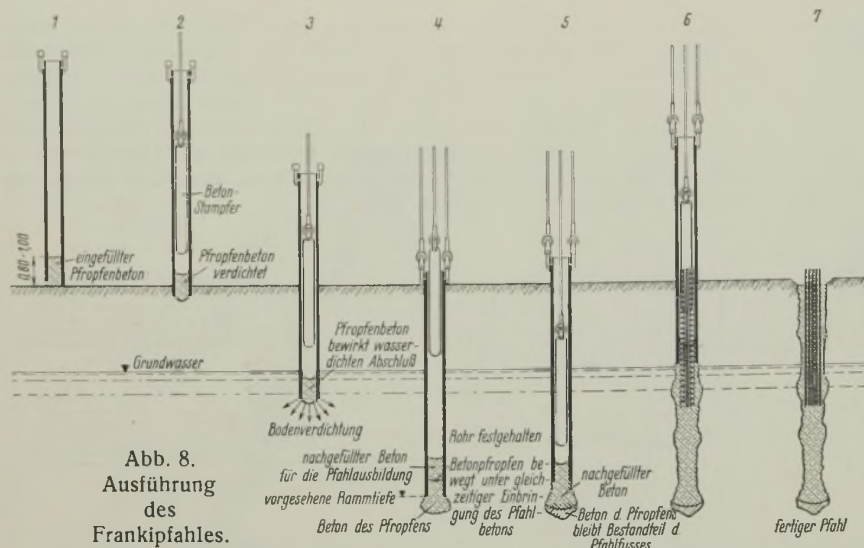


Abb. 8.
Ausführung
des
Frankipfahles.

In dem Maße, wie die über dem Pfahlfuß liegenden Bodenschichten in ihrer Widerstandsfähigkeit wechselten, in dem Maße wechselte auch die Stärke des Frankipfahles, da weiche Schichten mehr Beton schluckten, bis sie ausreichend verdichtet waren, als festere Schichten. Bei dieser Herstellungsweise wurde somit in allen Höhenlagen über dem Pfahlfuß der Boden gleichmäßig verdichtet.

Die auf diese Weise entstandene unregelmäßige Form des Frankipfahles ist für die Tragfähigkeit sehr günstig, weil die Reibung an seinen Mantelflächen stark vergrößert wird. Andererseits schließt aber die Bodenverdichtung rings um den Pfahl jede Knickmöglichkeit aus, wodurch ebenfalls die Tragfähigkeit vergrößert wird.

Um den Frankipfahl mit den darüberliegenden Fundamentkörpern gut verbinden zu können, erhielt er auf die obersten 2 m Pfahllänge eine spiralförmige Eisenbewehrung, die im ganzen hergestellt und eingebracht und im Innern so glatt ausgebildet wurde, daß der Rammbar ungehindert eingeführt werden konnte.

In derselben Weise wie die senkrechten Pfähle wurden auch Schrägpfähle bis zu einer Neigung von 20° gegen die Senkrechte hergestellt. Dabei hat sich gezeigt, daß auch

das Rammen des oberen, eisenbewehrten Teiles des Pfahles ohne Schwierigkeit vonstatten geht, da der Rammbar wegen der konischen Ausbildung seiner Spitze ungehindert in die Eisenbewehrung hineinzugleiten vermag.

Auf Grund vorgenommener Probelastungen wurde für die Frankipfähle je nach den Bodenverhältnissen eine Belastung von 75 bis 95 t je Pfahl zugelassen. Hierbei ist berücksichtigt, daß bei Schrägstellungen infolge von Bergeinflüssen erhebliche Zusatzbeanspruchungen zu den theoretisch ermittelten Pfahlbeanspruchungen eintreten können.

Die Pfahlgründung wurde bei der K.-Ü. Klauke (Abb. 3) schwebend angeordnet, weil es bei der Tiefe der tragfähigen Mergelschicht (14 m) nicht möglich gewesen wäre, die nur 1,50 m voneinander abstehenden Pfähle von mindestens 50 cm Durchm. so tief herabzubringen. Die Pfähle sind demgemäß nur 7 bis 8 m lang. Bei der Herstellung zeigte sich, daß die Bodenverdichtung bei dieser Rammtiefe bereits völlig ausreichend war, so daß die Sicherheit der Gründung gewährleistet war.

Zur Nachprüfung wurde nach Herstellung der Widerlagerkörper, also vor Aufbringen des eisernen Überbaues, die Höhenlage der Widerlager genau eingemessen. Nach Herstellung des eisernen Überbaues wurde der Trog durch einen Notverschluß abgesperrt und bis Oberkante, d. h. rd. 4,65 m Höhe, mit Wasser gefüllt. Die zusätzliche Belastung je Pfahl durch das Gewicht des gefüllten Troges betrug rd. 9 bis 10 t, eine meßbare Einsenkung konnte dabei nicht festgestellt werden.

Die Gesamtzahl der unter der K.-Ü. Klauke hergestellten Gründungs-
pfähle betrug

274 Stück senkrechte Pfähle in einer Gesamtlänge von 2037 m,
150 „ Schrägpfähle (20° gegen die Lotrechte), zus. 1148 m.
Betonmischung 1 R.-T. Zement: 6 R.-T. Grobkies.
Bewehrung im oberen Teil 8 R.-E. 14 mm ϕ .

Nach Herstellung der Pfähle wurde die obere Baugrubenfläche durch eine 10 cm dicke Ausgleichschicht aus Beton eingeebnet, die Pfahlköpfe wurden durch Abspitzen der losen Teile und Reinigen und Zurechtbiegen der herausragenden Eiseneinlagen für den Weiterbau vorbereitet (Abb. 9).

Bei der K.-Ü. Lippe (Abb. 5) lagen die Untergrundverhältnisse insofern günstiger als bei der K.-Ü. Klauke, als sich dicht unter der Sohle der Lippe eine felsige Mergelschicht befindet, die einen ausgezeichneten Baugrund abgibt, so daß die Widerlager und Pfeiler, die infolge der größeren Stützweite wesentlich stärker belastet sind als bei der K.-Ü. Klauke, unmittelbar

seitlich an die innere Rohrwandung an. Da der Beton verhältnismäßig trocken und aus ziemlich groben Zuschlagstoffen hergestellt wurde, so wurde zwischen Betonpfropfen und Mantelrohr eine bedeutende Reibung erzeugt, die so stark war, daß beim Weiterrammen das Rohr mitgezogen und auf diese Weise nach und nach in den Boden eingerammt wurde. Dabei wurde der Betonpfropfen unter dem Einfluß der heftigen Rammschläge praktisch vollkommen wasserdicht, so daß keinerlei Grundwasser in das Rohr eindrang.

Nachdem das Rohr soweit hinabgerammt war, daß entweder eine tragfähige Schicht erreicht war, oder die nicht tragfähigen Schichten so stark verdichtet waren, daß das Rohr nicht mehr genügend zog, wurde das Rohr oben an der Ramme befestigt, es wurde weiterer Beton nachgefüllt, und zwar jeweils ungefähr 0,50 m, und dann wurde der Pfropfen zum Teil herausgeschlagen, wobei beachtet wurde, daß noch soviel Beton im Rohre blieb, daß das Grundwasser dauernd abgeschlossen wurde. Nun wurde immer wieder neuer Beton nachgefüllt und herausgerammt, wodurch sich ein breiter unterer Fuß für den künftigen Pfahl ergab. Die Breite dieses Fußes richtete sich ganz nach der Widerstandsfähigkeit der umgebenden Bodenschichten; je weicher die Bodenarten waren, desto mehr Beton wurde zur Bildung des Pfahlfußes benötigt, und umgekehrt. Auch der Fuß trug zu einer weiteren Verdichtung des Untergrundes bei. Die Frage, wann der Fuß als fertig angesehen werden konnte, richtete sich nach den Untergrundverhältnissen und der verlangten Tragfähigkeit des Pfahles. Hierfür gibt es Erfahrungszahlen. Auf alle Fälle wurde der Fuß dann als fertig angesehen, wenn unter dem Einfluß der Rammschläge das Rohr langsam zu steigen begann. Denn dann war offenbar das mögliche Höchstmaß der Bodenverdichtung erreicht. Jetzt wurde der Pfahlschaft hergestellt dadurch, daß weiterer Beton in das Rohr gefüllt und unter allmählichem Hochziehen des Rohres unten herausgerammt wurde. Es war dabei nötig, genau wie bei der Herstellung des Pfahlfußes darauf zu achten, daß stets soviel Beton im Rohr verblieb, daß eine ununterbrochene Herstellung des Pfahles gewährleistet war, vor allem, daß das Grundwasser nicht in das Rohr eindrang und den Beton auswusch.



Abb. 9. Gründungssohle mit den Köpfen der Frankipfähle.



Abb. 10. Ausgegrabene und gegenseitig abgestützte Probelpfähle der Frankibaumweise.

auf dem festen Mergel gegründet werden konnten. Die Gründung wurde dadurch erleichtert, daß die neue Kanalüberführung in einem Durchstich, also außerhalb des bestehenden Flußlaufes vor dessen Umleitung hergestellt werden konnte. Die Baugrube war vorher durch eine hochwasserfreie Umschließungspundwand aus 10 bis 14 m langen Larssenbohlen wasserdicht abgeschlossen. Es lag zunächst nahe, die Flügel, die bei allen Kanalüberführungen durch eine Fuge von den Widerlagern getrennt sind, ebenso zu gründen, wie die Widerlager und Pfeiler, nämlich auf den festen Mergel. Eine Vergleichsrechnung ergab aber, daß bei der Tiefgründung der Flügel infolge der großen waagerechten Kräfte aus Erd- und Wasserdruck die Grundfläche der Flügel und damit die Betonmasse zu groß geworden wäre. Die Flügel wurden daher auf Frankpfeile gegründet, wodurch rd. 100 000 RM gespart werden konnten.

Vergleich zwischen dem Rammergebnis, den vorher ausgeführten Probebohrungen und dem Befund nach dem Aufgraben zeigte eine vorzügliche Übereinstimmung, so daß also während der Herstellung der Pfeile der Baugrund an dem Rammergebnis nachgeprüft und die Pfahllänge der Bodenfestigkeit jederzeit ohne Schwierigkeit angepaßt werden konnte.



Abb. 12. Ausgegrabener Probepfeiler der Frankbauweise.

Der Beton der Frankpfeile ist nach der Ausführung mehrfach untersucht worden. Weitere Versuche sind noch im Gange, ihr Ergebnis ist aber z. Zt. noch nicht abgeschlossen. Die bisherigen Versuche zeigen aber bereits, daß die Festigkeit und die Dichtigkeit des Frankbetons zum mindesten diejenige besser sonstiger Betonausführungen erreichen. Durch die große Dichtigkeit ist eine Gewähr dafür gegeben, daß etwaige im Boden befindliche, angreifende Wasser dem Frankbeton nicht schaden können. Diese Sicherheit gegen chemische Angriffe wird weiterhin durch die hohe Bodenverdichtung vermehrt, denn infolge der geringen Zahl der verbleibenden Hohlräume wird die Grundwasserbewegung so stark verlangsamt, daß sie in unmittelbarer Umgebung der Pfeile praktisch kaum mehr in Frage kommt. Dabei ist es nicht wahrscheinlich, daß sich im Laufe der Jahre oder Jahrzehnte die Bodenverdichtung etwa allmählich wieder ausgleichen könnte. Das verhindert die große Reibung im Untergrund. Man muß sich allerdings hüten, in unmittelbarer Nähe einer Frankgründung unter der Sohle des aufgehenden Mauerwerks irgendwie Boden abzugraben, und muß natürlich auch sichere Vorkehrungen gegen Ausspülungen treffen. Aus diesem Grunde wurden die Sohlen der Widerlager bei den Kanalüberführungen bei Olfen so tief gelegt, daß schädliche Einwirkungen der obengenannten Art nicht in Frage kommen konnten.

Die nach der Probefüllung des Troges der K.-Ü. Lippe vorgenommenen Setzungs-Messungen zeigten, daß die auf festen Mergel gegründeten Pfeiler und Widerlager der K.-Ü. Lippe sich um einige Millimeter gesenkt hatten, während, wie oben erwähnt, bei der auf schwimmenden Frankpfeilen gegründeten K.-Ü. Klauke keine meßbaren Senkungen festgestellt werden konnten.

Die K.-Ü. Olfen-Seim (Abb. 6) weist ganz ähnliche Bodenverhältnisse auf wie die K.-Ü. Klauke, die Gründung wurde daher in gleicher Weise wie dort ausgeführt.

Es wurden gerammt:

- 284 Stück senkrechte Pfeile, zus. 2343 m,
- 84 „ Schrägpfeile, „ 714 m.

Bei der K.-Ü. Stever (Abb. 7), deren Pfahlgründung erst vor kurzem beendet ist, sind bisher die ungünstigsten Bodenverhältnisse aller vier Bauwerke angetroffen worden. Die Sandschichten sind ungewöhnlich fein und mit Mergel und allerfeinsten Sandteilchen durchsetzt. Die Widerstandsfähigkeit der einzelnen Schichten wechselt außerordentlich stark.

Erhebliche Schwierigkeiten machte eine in etwa 4 m Tiefe unter Baugrubensohle anstehende besonders feine Sandschicht, die dem Rammen so starken Widerstand entgegengesetzte, daß mehrfache Brüche der Bohrrohre von 20 mm Wanddicke und der stählernen Bären vorkamen. Wegen des starken Widerstandes wurden zunächst große Steine oder Baumstämme im Untergrund vermutet. Zahlreiche Versuchsbohrungen haben aber kein einziges solches Hindernis feststellen lassen.

Die noch nicht 1 m hohe Feinsandschicht hat für die Durchrammung bis zu 4000 Rammschläge erfordert.

Es wurden gerammt:

- 392 Stück senkrechte Pfeile, zus. 3977 m,
- 252 „ Schrägpfeile, „ 2453 m.

(Fortsetzung folgt.)

Bodenart	Unter-Rammebene	Meßstellen							Vergleichswert an versch. Stellen in größerer Entfernung v. Pfahl	größte Verdichtung	mittlere Verdichtung
		1	2	3	4	5	6	7			
Mutterboden	0,50	4200	4000	3800	3600	3400	3200	3000	3785	750%	3,34%
leichter Mutterboden	1,50	4600	4400	4200	4000	3800	3600	3400	3785	136%	3,30%
scharfer feiner Sand	2,50	4200	4000	3800	3600	3400	3200	3000	3685	73%	5,4%
leichter Sand	3,50	4200	4000	3800	3600	3400	3200	3000	3435	74%	6,5%
leichter Sand	4,50	4200	4000	3800	3600	3400	3200	3000	3650	8,3%	4,6%
sandiger fester Mergel	5,50	4800	4600	4400	4200	4000	3800	3600	3940	18,1%	6,4%

Abb. 11. Ergebnisse der Proberammungen für die Kanalüberführung Lippe.

Es wurden gerammt:

- 242 Stück senkrechte Pfeile, zus. 1667 m,
- 139 „ Schrägpfeile, „ 927 m.

Bei der K.-Ü. Lippe wurden 3 Probepfeile mitgerammt (Abb. 10), nachträglich ausgegraben und die Bodenverdichtung zwischen den Pfählen festgestellt. Es ergab sich, daß der verdichtete Boden nur noch 12 v. H. Hohlräume aufwies, während der Anteil der Hohlräume vor der Verdichtung 22 v. H. betrug.

Näheres geht aus Abb. 11 hervor.

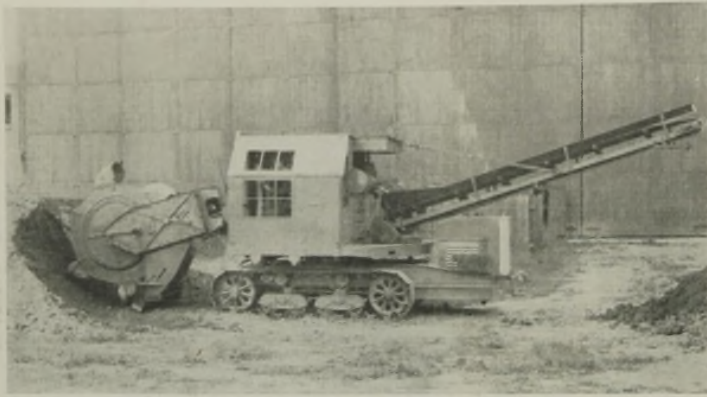
Auf Abb. 12 ist sehr deutlich zu sehen, wie die wechselnden Bodenschichten die verschiedene Stärke der Frankpfeile verursacht haben. Die Verdichtung des Bodens ist daran zu erkennen, daß die Schichten beim Rammen mit in die Tiefe gezogen sind und zur Ausfüllung der Hohlräume des Untergrundes mit beigetragen haben.

Bei der Herstellung dieser Probepfeile zeigte es sich, daß es möglich ist, unmittelbar aus der Zahl der notwendigen Rammschläge in jeder Rammtiefe auf die Zusammenpreßbarkeit des Bodens zu schließen. Ein

Vermischtes.

Schaukelrad-Kleinbagger. Zum Ausheben von Baugruben, Herstellen von Kanal- und Bahneinschnitten usw., wozu der kleine Löffelbagger sehr viel verwendet wird, ist ein anderes Gerät, der Schaukelradbagger der ATG — Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H. — entstanden, dessen Hauptvorteil die stetige Gewinnung des Bodens ist, der aber in felsigem Boden die hohe Grabkraft eines Löffelbaggers nicht ersetzen kann. Ebenso wie man kleine Bauarten von Löffelbaggern in letzter Zeit herausbrachte, so entstanden auch kleine Schaukelradbagger (s. Abb.).

Das Gerät, das durch einen Diesel- oder Elektromotor angetrieben wird, besteht aus dem Fahrwerk (Raupe oder Schienenräder) und dem um 360° schwenkbaren Oberteil mit dem Schaukelradausleger und dem gegenüberliegenden Förderbandausleger. Im Schaukelradausleger befindet sich ein kurzes Förderband, das das Auslegerband beschickt. Der Bandausleger ist für sich nach Lösen einer Kupplung bei den kleinen Größen von Hand um 90° nach jeder Seite schwenkbar. Sonst ist er am drehbaren Baggeroberteil angekuppelt und bleibt daher beim Schwenken in



Kleiner Schaukelradbagger auf Raupen mit Dieselmotorantrieb.

gleicher Lage gegenüber dem Schaukelradausleger. Zur Einstellung der Dicke der abzunehmenden Schicht ist der Radausleger heb- und senkbar. Das Rad weist bereits seine volle Leistung auf, wenn die Schichthöhe gleich dem Halbmesser des Schaukelrades ist. Die einzelnen Schaufeln geben ihren Inhalt allmählich auf das anschließende Förderband ab, wobei eine Schaufel einen Weg von rd. $\frac{1}{4}$ des Radumfangs zurücklegt. Selbst bei den sechs Schaufeln des kleinen Gerätes sind die einzelnen Schüttungen auf dem Förderbande nicht zu erkennen. Die Leistung des kleinsten Gerätes beträgt etwa 50 m³/h gewachsenen Boden. Der Energiebedarf mit 0,1 PS/m³ gebaggerten Gutes ist sehr gering. R.—

Berichtigung. In dem Aufsatz „ γ -Verfahren zur Berücksichtigung wechselnder und schwelliger Spannung bei dynamisch beanspruchten Stahlbauwerken“, Bautechn. 1934, Heft 2, S. 25, Abschn. I, Punkt 10 muß der zweite Satz lauten: „Alle Druckstäbe sind außerdem mit Außerachtlassung von γ für die größte auftretende Druckkraft nach dem ω -Verfahren zu berechnen. Vgl. auch „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken“ (BE) 1934, S. 55.

Berichtigung. In der Unterschrift von Abb. 7 in Bautechn. 1934, Heft 8, S. 91, sind die Zahlenwerte 0,42, 0,50 und 2,65 zu ersetzen durch die Werte: 0,38, 0,57 bzw. 2,62.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Neues von der Druckluftgründung. In der „Bautechnik“ 1933, Heft 51, S. 683 ff., entwickelt Dr.-Ing. E. Paproth Vorschläge für die Ausführung massiver, mit Hilfe von Druckluftkammern abzusenkender Ufer- und Schleusenammerwände an Stelle der heute bevorzugten Stahlspundwände. Neben den dort angegebenen technischen Vorzügen dieser Bauweise, die jedoch noch der praktischen Bestätigung bedürfen und auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, wird zum Schluß noch als besonderer wichtiger Vorzug die Tatsache angeführt,

„daß beim Bau einer Massivwand (im Gegensatz zur eisernen Wand) nur ein geringer Anteil an Baustoffkosten entsteht, dafür aber unter geringstem Einsatz von Maschinen ein Mehrfaches an Tagewerken zu leisten ist“.

Dieses Argument hat in neuerer Zeit in der Baufachwelt eine solche Verbreitung gefunden, daß es die Wettbewerbmöglichkeiten der verschiedenen Bauweisen entscheidend zu beeinflussen droht. Daher erscheint eine Untersuchung auf seine Stichhaltigkeit dringend notwendig.

Sofern man nicht etwa die einzelne Baustelle als abgeschlossenes Wirtschaftsgebilde betrachten will, ist es schon darum abwegig, die Lohn-Tagewerke zu den Baustoffkosten in Gegensatz zu bringen, weil diese ja auch zum größten Teile wieder aus Arbeitslöhnen bestehen. Der Hinweis auf den höheren Arbeitsaufwand bei der Betonarbeit hätte daher nur dann einen Sinn, wenn bei den im Wettbewerb stehenden Werkstoffen der nicht in deutschen Arbeitslöhnen bestehende Kostenanteil ungewöhnlich hoch wäre. Nun betragen nach einwandfreien Feststellungen die unmittelbaren inländischen Lohnkosten für Kohle, Erz, Erz- und Kohletransport, Magazinstoffe, Roheisen, Rohstahl-Erzeugung und Walzarbeit je t Walzwerkserzeugnis 87,42 RM, d. s. rd. 82% des heutigen Walzisenpreises. Der Wert des Einfuhrüberschusses an Erz und Schrott beträgt noch nicht 7% des Wertes der gesamten deutschen Stahlerzeugung, ein Beweis dafür, wie gering die Bedeutung der Rohstoff-, insbesondere der Erzeinfuhr im Verhältnis zu dem deutschen Arbeitsanteil ist.

Bei gründlicherer Untersuchung wird man immer zu dem Ergebnis kommen, daß — eine ordnungsmäßige Betriebsführung vorausgesetzt — das Verhältnis zwischen Gesamtkosten und Gesamtlohnanteil bei den verschiedenen Erzeugnissen nicht sehr stark abweicht. Ein wirklich höherer Arbeitsaufwand bedingt daher auch immer höhere Kosten. Die Bewertung einer Konstruktion nach der Höhe des Arbeitsaufwandes steht somit in Widerspruch zu der bisher üblichen Wirtschaftlichkeitsprüfung nach den Kosten. Sie würde bedeuten, daß die Unwirtschaftlichkeit zum Grundsatz erhoben wird, was nie zu einer Verminderung der Arbeitslosigkeit, sondern nur dazu führen kann, daß mit den zur Verfügung stehenden Mitteln weniger geschaffen wird, als möglich wäre. Sie führt ferner dazu, daß hochwertige deutsche Werkarbeit verdrängt wird durch die weniger rentable Arbeit des ungelerten Notstandsarbeiters, ohne daß dadurch am Gesamtstande der Arbeits-

losigkeit etwas geändert wird. Ja, unter Umständen ist sogar eine beträchtliche Steigerung der Arbeitslosigkeit damit verbunden, nämlich dann, wenn man berücksichtigt, daß jede Verschlechterung der Wirtschaftlichkeit deutscher Arbeit unsere Wettbewerbfähigkeit dem Auslande gegenüber beeinträchtigen muß. R. Batz.

Erwiderung.

Die beiden Bauweisen, Eisen und Beton, mögen bei gleichen Gesamtkosten für ein Bauwerk bezüglich der Arbeitsbeschaffung für ganz Deutschland genommen annähernd gleichwertig sein. Für einen Bauherrn jedoch, der das Geld für eine Arbeit beschafft und hergibt, um seine Erwerbslosen unterzubringen, besitzt vor jeder anderen Bauweise diejenige einen großen Vorteil, die bei sonst gleichen Kosten, also gleicher Wirtschaftlichkeit, der größeren Anzahl seiner Erwerbslosen Arbeit und Brot gibt.

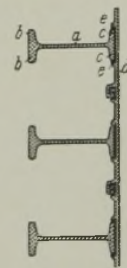
Wenn Herr Batz beklagt, daß solche Erwägungen dazu führen, daß hochwertige deutsche Werkarbeit (also die Eisenspundbohlen) durch die weniger rentable Arbeit des ungelerten Notstandsarbeiters (also die Betonbauarbeiten) verdrängt wird, so ist dem gegenüber festzustellen, daß es sich bei meinen Vorschlägen für die Massivmauer nicht um die Verdrängung einer alten Bauweise handelt, sondern gerade umgekehrt, um die Abwehr des Betonbaues gegen das Verdrängtwerden durch die Eisenbauweise. Dr.-Ing. Paproth.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

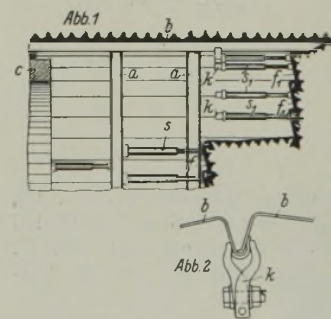
Patentschau.

Eiserne Spundwand aus durch eingeschobene I-Eisen verstärkten Platteneisen. (Kl. 84 c, Nr. 555 597 vom 15. 6. 1928 von Enno Becker in Bremen.) Die I-Eisen *a* werden mit ungleich starken Flanschen verwendet, wobei der schwächere Flansch *c* in das außenliegende Platteneisen *d* geschoben und mit ihm verschweißt wird, während der stärkere Flansch *b* zum Massenausgleich gegenüber der größeren Masse auf der Plattenseite benutzt wird, um die Biegungsachse der Wandachse möglichst anzunähern. Ansätze *e* des Platteneisens *d* halten die Flanschen fest. Diese I-Eisenwände besitzen eine vollständig geschlossene ebene vordere Wandfläche. Das ist für die Schifffahrt erwünscht, hat aber den Nachteil, daß sich die erforderlichen Konstruktionsteile nur hervorstehend anbringen lassen. Zur Behebung dieses Übeldes werden C-Eisen nach Bedarf eingeschaltet, in die Schiffsringe, Leitern versenkt angeordnet werden sollen.



Die C-Eisen ermöglichen es, die freie Schloßkante oben näher an die fertige Wand zu drücken und unten weiter abziehen, so daß die freie Schloßkante lotrecht zu stehen kommt.

Abstützung der Brustbohlen beim Tunnel- und Stollenbau. (Kl. 19 f, Nr. 569 233 vom 13. 2. 1930 von Bauschäfer AG für bergmännischen Untergrundbahn- und Tunnelbau in Berlin.) Die Brustbohlen werden derart abgestützt, daß die Brustbohlenstempel gegen an den Vortriebsmessern angebrachte Ansätze abgestützt werden. Hierdurch können kurze und daher knickfeste Stempel verwendet werden, die den Arbeitsraum nicht behindern. Außerdem kann die Abstützung möglichst unabhängig vom Fortgang der Tunnelauskleidung vorgenommen werden. Zum vorläufigen Abfangen des Erdreichs dienen die teils auf den Lehrbogen *a* und teils auf der Auskleidung *c* gelagerten Vortriebsbohlen *b* und der Brustverzug *f*, der durch Stempel *s* abgestützt ist. Der vor die neue Ortsbrust vorgebrachte Brustverzug *f* wird durch Stempel *s*₁ abgestützt, die sich gegen an den Vortriebsmessern *b* befestigte Klammern *K* legen, die zweiteilig klauenförmig gestaltet sind und an der Umbördelung der Vortriebsmesser *b* festgespannt werden. An Stelle der Klammern können auch fest oder abnehmbar an den Vortriebsmessern angebrachte Ansätze als Widerlager für die Stempel dienen.



Die Abb. 1 zeigt die Abstützung der Brustbohlen *b* gegen die Vortriebsmesser *b* durch Stempel *s* und die neue Ortsbrust *f* durch Stempel *s*₁. Die Abb. 2 zeigt die Befestigung der Brustbohlen *b* an den Vortriebsmessern *b* durch Klammern *K*.

Personalmeldungen.

Preußen. In den Staatsdienst sind wieder aufgenommen und überwiesen worden: die Regierungsbaumeister (W) Kurt Fritsch dem Wasserbauamt in Halle a. S., Wulff Niebuhr dem Wasserbauamt in Gleiwitz, Erich Seiler dem Hafenbauamt in Pillau.

Das Neubauamt für die Kanalisierung der Mittelweser ist aus Zweckmäßigkeitsgründen statt in Langwedel in Verden (Aller) eingerichtet worden.

INHALT: Die neue Monumentenbrücke in Berlin. — Die Gefahren des Mineralölverkehrs auf Wasserstraßen. — Die Schmutzwasser-Kanalisation des Fischereihafens Wesermünde-Gestemünde. (Schluß.) — Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen i. W. — Vermischtes: Schaukelrad-Kleinbagger. — Berichtigungen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalmeldungen.