

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 13. Mai 1932

Heft 21

Schwimmende Gurtförderanlage im Bezirk des Wasserbauamts Hoya (Weser).

Alle Rechte vorbehalten.

Von den Regierungsbauräten Odenkirchen in Hoya und Zimmermann in Minden.

Bei Benutzung des Förderbandes als Kiestransportmittel im Flußbau konnte man als schwimmendes Gerät hauptsächlich die zweischiffigen Großgeräte, die nach Art der Bagger mit Hilfe der Eimerleiter den Kies aus den Schuten heraus dem Förderband zuführen, wobei die Schute zwischen den Tragschiffen durchgefahen wird. Diese Großgeräte dienen vorzugsweise dem Anlandbringen von Kies an bestimmten Stellen, an denen sie länger liegen und die so ausgesucht sind, daß der Schiffahrtbetrieb nicht behindert wird. Ein Gerät, das in mittleren Strömen Verwendung finden



Abb. 1. Gurtförderer auf dem linken Ufer arbeitend. Eimerleiter nach oberstrom.

soll, muß leicht beweglich sein und an möglichst vielen Punkten des Stromes gebraucht werden können, ohne die Schiffahrt zu behindern, auch muß es selbst in kleinen Bühnenfeldern noch verwendbar sein und dabei ein schnelles Anfahren und Auswechseln der Schuten gestatten. Diese Überlegungen führten zum Entwurf und zur Ausführung eines einschiffigen Gurtfördergeräts (Abb. 1).

Für die Leistungsbemessung des Gurtförderers wurde die Förderleistung eines Eimerbaggers mittlerer Größe, die etwa $50 \text{ m}^3/\text{h}$ beträgt, zugrunde gelegt. Das nutzbringende wirtschaftliche Zusammenarbeiten mit einem Bagger dieser Größe setzt voraus, daß sich das Gurtfördergerät mit seinen Abmessungen, seiner Schleppfähigkeit, den Hilfsarbeiten für Auf- und Abrüstung zwanglos in den Baggerbetrieb einordnen läßt.

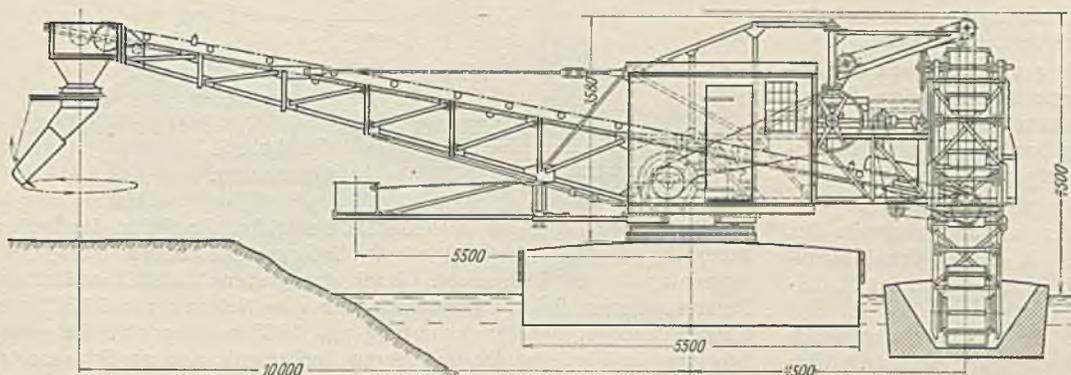
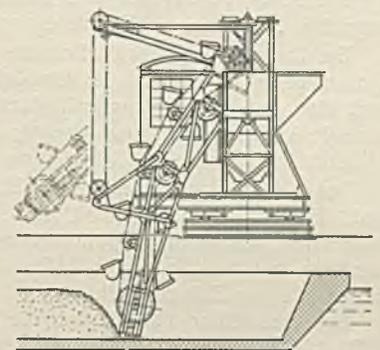
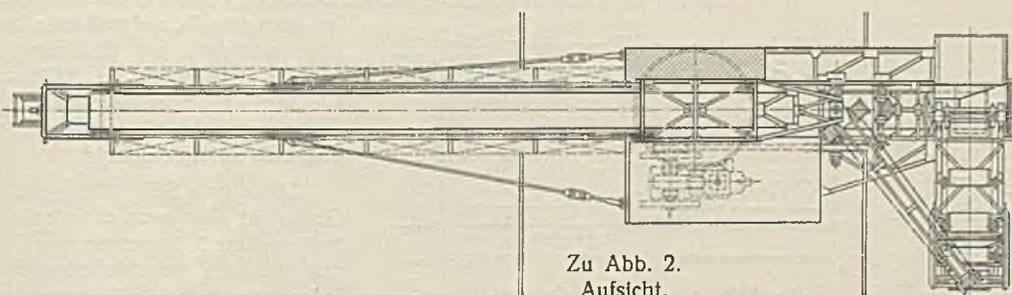


Abb. 2. Gurtförderer. Vorderansicht.



Zu Abb. 2. Seitenansicht.



Zu Abb. 2. Aufsicht.

Die Bauhöhe des Geräts wurde zu 3,90 m über C. W. L. bemessen, um es im betriebsfähigen Zustande unter den Brücken des Weser-Elbe-Kanals, deren freie Durchfahrhöhe mindestens 4 m beträgt, durchbringen zu können. Der Tiefgang wurde mit Rücksicht auf die Verwendung bei Uferarbeiten auf etwa 0,50 m begrenzt.

Als zweckmäßigste Fördereinrichtung für normales Flußbaggergut wurde in Zusammenarbeit mit dem Eisenwerk Weserhütte in Bad Oeynhaus das nachstehend beschriebene Gerät entworfen. Die Aufstellung der Bauzeichnungen und die Ausführung des Förderapparates geschah in ständiger Fühlung mit dem Maschinenbauamt Minden durch das Eisenwerk Weserhütte. Der Schiffskörper ist auf der Staatswerft Minden entworfen und erbaut worden.

Allgemeine Anordnung (Abb. 2).

Der Förderapparat besteht aus einem maschinell betriebenen Becherwerk, das ein ebenfalls maschinell betriebenes Gurtband beschickt. Beide Teile sind in einem gemeinsamen Traggerüst untergebracht, das nach Art der Schwenkkrane auf vier stählernen Tragrollen ruht und um einen Königszapfen eine Drehung um 360° zuläßt. Das Becherwerk ist um eine in der Längsrichtung des Gurtbandes gelegene Achse drehbar gelagert, arbeitet also quer zum Gurtband.

Das Heben und Senken der Eimerleiter wird durch die maschinell angetriebene Eimerleiter-Hebewinde bewirkt, die über einen schwenkbaren Ausleger mittels Drahtseils am unteren Drittel der Eimerleiter angreift. Diese Konstruktion war im Interesse der weiter unten beschriebenen Vorrichtung zum Umhängen der Eimerleiter erforderlich.

Der geknickte Eimerleiter mit der auch auf der Unterseite über Tragrollen geführten Eimerkette gestattet bei allen Neigungen der Eimerleiter trotz der gedrängten Bauhöhe eine praktisch verlustfreie Aufgabe des Baggergutes in die Einlaufschurre zum Gurtband. Die Eimerkette hat 250 mm Schakenlänge. Die an jeder vierten Schake angeordneten Eimer haben 35 l Inhalt. Sie sind versehen mit der im Baggerbetrieb üblichen Schneide aus Baggererimerstahl. Bei den zuletzt auf der Staatswerft Minden hergestellten Ersatzeimern ist die Schneide durch elektrische Schweißung an den vollständig geschweißten Eimern befestigt worden. Dieses Verfahren gestattet die Verwendung von naturhartem, fast völlig verschleißfestem Stahl, der die Lebensdauer der Eimer wesentlich verlängert.

Der Arbeitsgeschwindigkeit der Eimerkette von 0,55 m/sek entsprechen 35 Schüttungen/min. Hieraus ergibt sich die theoretische Stundenleistung

zu 71 m^3 . Die wirksame Solleistung von $50 \text{ m}^3/\text{h}$ wird demnach schon bei einer Becherfüllung von 70% erreicht.

Das von den Eimern geförderte Baggergut wird durch eine Einlaufschurre auf das Förderband geleitet. Das Förderband besteht aus einem etwa 8 mm starken Gummigurt von 600 mm Breite, der über muldenförmig angeordnete Tragrollen läuft. Die Geschwindigkeit des Förderbandes beträgt 1,2 m/sek.

Das Becherwerk und das Förderband werden über ein gemeinsames Vorgelege von einem liegenden Einzylinder-Viertakt-Dieselmotor von 15 PS bei $n = 450$, Type MJH 228 der Motorenfabrik Deutz, angetrieben.

Maßgebend für die Wahl eines liegenden Motors war die Erwägung, daß der raue Baggerbetrieb und die Bedienung durch nur angeleertes Personal eine Motorbauart erfordert, die keiner besonders sorgfältigen Wartung bedarf, die ferner in allen Teilen leicht zugänglich ist und eine Auswechslung von Einzelteilen auf der Strecke ohne besondere Hilfsmittel gestattet. Diese Motorenanlage hat sich bewährt, Betriebsstörungen an dem Motor haben sich nicht ergeben, die Erschütterungen sind unter Berücksichtigung der Einzylinder-Bauart als gering zu bezeichnen. Die Kraft wird vom Motor auf die Hauptantriebswelle über einen Riemen mit Spannrolle übertragen.

Die Bedienung sämtlicher maschinell angetriebenen Teile der Förderanlage wird über Schalthebel von dem Steuerstand bewirkt, wo auch der Motor untergebracht ist.

Gurtband und Becherwerk können jedes für sich angetrieben werden, das Becherwerk ist außerdem umsteuerbar, so daß es beim Festfahren durch Rückwärtslauf wieder frei gefahren werden kann. Gegen Überlastung des Motors und des ganzen Antriebs ist eine einstellbare Rutschkupplung eingebaut.

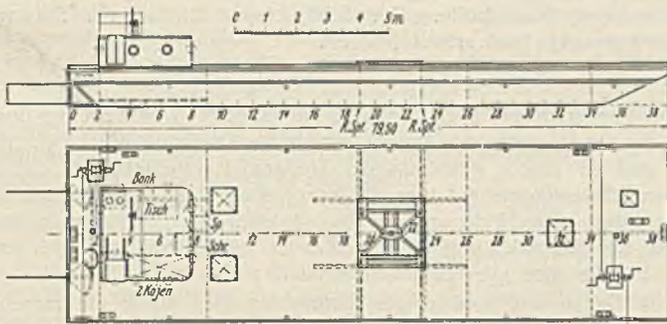
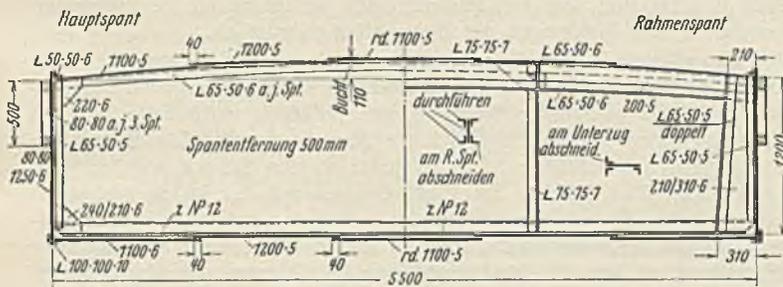


Abb. 3. Schiffskörper. Aufsicht und Seitenansicht.



Zu Abb. 3. Querschnitt.

Die Eimerleiterhebewinde besitzt ein selbstsperrendes Schnecken-vorgelege und steht über ein Wendegetriebe mit der Hauptantriebswelle in Verbindung. Die Abwurfschurre ist am Ende des landseitigen Auslegers drehbar angeordnet und durch ein Gelenk in der Rutschbahn so ausgebildet, daß sie ein Kreisfeld von rd. 5 m² bestreichen kann.

Die Aufgabe- und Abwurfschurre sind mit auswechselbaren Schleifblechen versehen. Am Ende der Aufgabeschurre ist unter dem Förderband eine aus drei Walzen mit dazwischenliegenden Schlaghölzern bestehende Auffangvorrichtung angeordnet, die das Durchschlagen des Förderbandes verhindern soll, falls gröberes Baggergut gefördert wird.

Das am Gurtband anhaftende Baggergut wird durch Abstreifer entfernt. Besonders wichtig sind diese Abstreifer auf der Innenseite des Gurtbandes, da etwa mitgenommenes Baggergut, das an den Umlenkrollen und den Tragrollen haften bleibt, die Gummidecke des Förderbandes mit der Zeit zerstört.

Aus demselben Grunde ist die Laufseite des Förderbandes durch Abdeckbleche gegen das Verschmutzen durch Baggergut geschützt. Auch die Antriebsräder und die sich bewegenden Teile, Lager usw. sind soweit wie möglich eingekapselt.

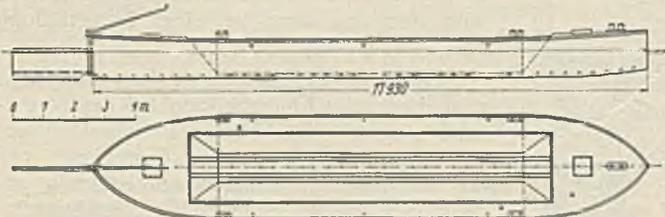
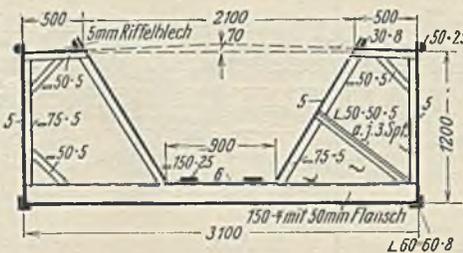


Abb. 4. Prahme. Aufsicht und Seitenansicht.



Zu Abb. 4. Prahme. Querschnitt.

Schiffskörper (Abb. 3).

Der Schiffskörper des Gurtfördergeräts ist ein eisener Vierkantprahm von den Abmessungen: $L = 19,5$ m, $B = 5,50$ m, $H = 1,2$ m.

Der Prahm hat unter dem Förderwerk eine besondere Verstärkung durch Deckunterzüge und Rahmenspannen erhalten. Er ist mit zwei Rudern, zwei Verholwinden, mit Fuß- und Leitblöcken und einer ausreichenden Anzahl von Festmachepollern ausgerüstet. Für die ständig an Bord wohnende Besatzung von zwei Mann ist ein Unterkunftsraum vorgesehen, der zwei Kojen und eine Kocheinrichtung enthält.

Prahme (Abb. 4).

Es sind jetzt Prahme beschafft worden, die nach Art der Elevator-schuten einen Laderaum mit schrägen Seitenwänden haben. Um möglichst trockenes Baggergut zu erhalten, wird das von diesem mitgeführte Wasser durch siebartige Schlitze in den Stirnwänden aus dem Laderaum in die Luftkasten des Prahms geleitet und von hier mittels Pumpen von Zeit zu Zeit entfernt. Die Prahme haben die Abmessungen: $L = 18,00$ m, $B = 3,20$ m, $H = 1,20$ m. Neben normalen genieteten Prahmen sind probeweise erstmalig vollständig elektrisch geschweißte Prahme beschafft worden. Von diesen sind drei auf der Teltow-Werft, Berlin-Zehlendorf, erbaut worden.

Stabilitätsverhältnisse.

Die Breite des Geräts mußte im Interesse einer möglichst großen wirksamen Ausladung des Förderbandes auf das geringste zulässige Maß gebracht werden. Für die Bemessung des Tiefgangs war maßgebend, daß das Gerät so nahe wie möglich an das Ufer gelegt werden kann. Der Tiefgang des voll ausgerüsteten Geräts im Betriebszustande beträgt nur 0,47 m. Das drehbare Förderwerk ist durch Gegengewichte so ausgeglichen, daß sich bei unbeladenem Gerät der Gesamtschwerpunkt des Geräts über dem Drehpunkte befindet. Der Gesamtschwerpunkt des beladenen Geräts ist durch einen Krängungsversuch zu 2,014 m über O.K.K. und die metazentrische Höhe zu 3,566 m ermittelt worden. Die Bedeutung einer hohen Stabilität ergibt sich aus den nachstehenden Ausführungen.

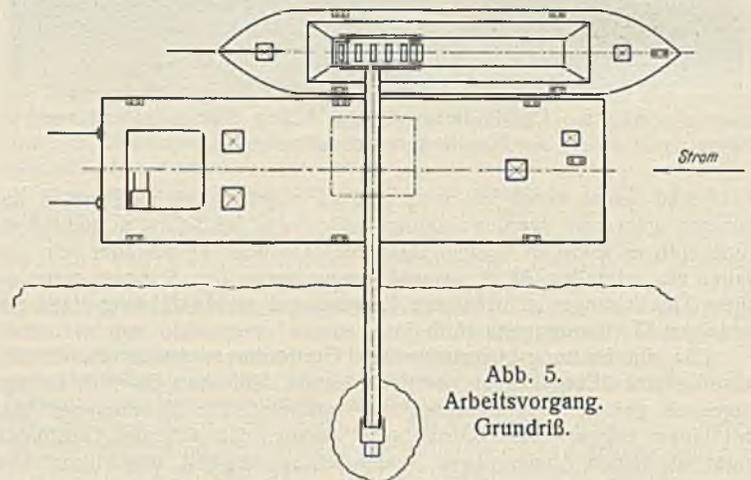
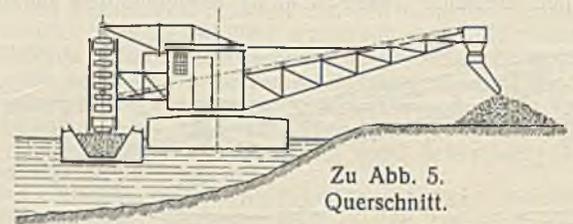


Abb. 5. Arbeitsvorgang. Grundriß.



Zu Abb. 5. Querschnitt.

Beim Beginn des Arbeitens füllt sich zunächst die Hälfte der Becher, bevor das Gurtband belastet wird. Dadurch entsteht ein krängendes Moment nach der Becherseite. Dank der großen Stabilität erfährt das Gerät in diesem Belastungszustande nur eine Neigung von $0^\circ 30'$, was einer Eintauchung auf der Becherseite von 0,025 m entspricht. Bei voller Beladung des Förderbandes und leerem Becherwerk, also am Schlusse des Arbeitsganges nimmt das Gerät eine Neigung nach der Landseite von $0^\circ 24'$ an, was einer Eintauchung auf der Landseite von 0,019 m entspricht.

Im normalen Betriebszustande beträgt demnach die Eintauchung auf der Becherseite nur 0,006 m. Die im Betriebe eintretenden Änderungen der Trimmelage sind demnach nur geringfügig.

Diese gute Stabilitätslage des Geräts ist aber auch erforderlich, weil größere Krängungen des Geräts bei den verschiedenen Beladungszuständen das Arbeiten des

a) Abschreibung, Verzinsung und Unterhaltung.

Der Anschaffungswert der drei Bagger stellt sich auf insgesamt rd. 240 000 RM, für einen Bagger durchschnittlich auf 80 000 RM.

1. Bei Erneuerung nach 25 Jahren einschl. Verzinsung $4 + 6\% = 10\%$ von 80 000 RM . . . 8 000 RM
2. Tatsächliche Instandhaltungskosten einschl. Werkstättenunkosten \approx 8 000 RM

16 000 RM

oder für einen Arbeitstag = 80 RM.

b) Betriebskosten.

1. Persönliche Kosten

α) planmäßige — β) außerplanmäßige Besetzung:

α) für drei Bagger = 12 000 RM

β) für drei Bagger = 24 000 RM

36 000 RM.

Für eine Besetzung demnach 12 000 RM und für einen Arbeitstag = 60 RM.

2. Sächliche Kosten.

Die Betriebsstoffkosten für drei Bagger belaufen sich auf rd. 7800 RM, für einen Bagger demnach 2600 RM und für einen Arbeitstag = 13 RM.

Die Kosten für den Baggerbetrieb stellen sich somit auf:

$80 + 60 + 13 = 153$ RM je Arbeitstag.

B. Berechnung der durchschnittlichen Kosten für den Schleppbetrieb je Arbeitstag.

a) Abschreibung, Verzinsung und Unterhaltung für die Schleppkraft.

Anschaffungswert des Schleppdampfers „Hecht“ 25 500 RM.

1. Bei Erneuerung nach 25 Jahren einschl. Verzinsung $4 + 6 = 10\%$ von 25 500 RM . . . = 2550 RM
2. Instandhaltungskosten einschl. Werkstättenunkosten 1650 RM

4200 RM

oder für einen Arbeitstag = 21 RM.

b) Betriebskosten.

1. Persönliche Kosten für einen Arbeitstag . = 42 RM.
2. Sächliche Kosten für einen Arbeitstag . = 15 RM.

c) Abschreibung, Verzinsung und Unterhaltung für die Kiesbeförderungsschiffe.

Wert von drei Schiffen rd. 2400 RM.

1. Bei Erneuerung nach 10 Jahren einschl. Verzinsung $10 + 10 = 20\%$ von 2400 RM . . . 480 RM
2. Instandhaltungskosten einschl. Werkstättenunkosten 10% von 2400 RM 240 RM

720 RM

oder für einen Arbeitstag = 3,60 RM.

Die Kosten für den Schleppbetrieb stellen sich somit auf:

$21 + 42 + 15 + 3,60 = 81,60$ RM je Arbeitstag.

C. Berechnung der Kosten für den Einbau des Baggergutes im Handbetrieb.

Es ist ein Handbetrieb berücksichtigt worden, bei dem der Boden zu rd. 50% ausgekarrt und zu rd. 50% ausgeworfen und zurückgesetzt werden mußte. Bei diesem Betriebe, der zwei Wochen hindurch durchgeführt worden ist, bewegten 16 Mann in 8 stündiger Arbeitsschicht durchschnittlich 132 m³ Baggergut. Die Kosten hierfür belaufen sich auf rd. 107 RM je Arbeitstag (Arbeitslohn, Zulagen, Soziallasten usw.).

D. Berechnung der Kosten für den Einbau des Baggergutes unter Einschaltung des Gurtförderers.

Nach den bisherigen Feststellungen auf den verschiedenen Baustellen kann bei nicht zu schlechtem zu fördernden Boden und bei ununterbrochenem Arbeitsvorgange mit einer Leistung von durchschnittlich 307 m³ in 8 stündiger Arbeitsschicht gerechnet werden.

Nach Inbetriebnahme der neuen für das Rechnungsjahr 1930 beschafften Kiesschiffe mit trapezförmigem Laderaum werden für die Bedienung der Gurtförderanlage insgesamt 8 Mann benötigt, die in der nachfolgenden Berechnung eingesetzt worden sind.

a) Abschreibung, Verzinsung und Unterhaltung für den Gurtförderer.

Anschaffungskosten für den Gurtförderer mit Prahm und vollständiger Ausrüstung rd. 30 000 RM.

1. Bei Erneuerung nach 25 Jahren einschl. Verzinsung $4 + 6 = 10\%$ von 30 000 RM . . . 3000 RM
2. Instandsetzungskosten einschl. Werkstättenunkosten 3000 RM

6000 RM

oder für einen Arbeitstag = 30 RM.

b) Betriebskosten für den Gurtförderer.

1. Persönliche Kosten für einen Arbeitstag (2 Mann) \approx 17 RM
2. Sächliche Kosten für Gasöl, Motorenöl, Putzwolle, Staufferfett für einen Arbeitstag . . \approx 26 RM.

c) Kosten für die Kiesbeförderungsschiffe.

Für Arbeitslöhne usw. für einen Arbeitstag (6 Mann) \approx 54 RM.

Der Gurtförderbetrieb, bei dem 307 m³ Kies gebaggert, geschleppt und eingebaut werden, stellt sich somit für einen Arbeitstag auf:

$30 + 17 + 26 + 54 = 127$ RM.

E. Gesamtkosten.

Die Kosten für 1 m³ zu baggern und einzubauen, stellen sich somit auf

a) Handbetrieb (Leistung 132 m³). $153 + 81,60 + 107 = 341,60$ RM, für 1 m³ $341,60 : 132 \approx 2,60$ RM.

b) Betrieb mit Gurtförderer (Leistung 307 m³) $153 + 81,60 + 127 = 361,60$ RM,

für 1 m³ $361,60 : 307 \approx 1,20$ RM.

Der Betrieb unter Einschaltung des Gurtförderers stellt sich also um rd. 54% billiger als der Handbetrieb.

Die Berechnung behält nur ihre Gültigkeit für den untersuchten Betrieb, bei dem der Boden nur zu 50% ausgekarrt werden muß. Bei einem Betrieb, bei dem der Kies vorwiegend herausgekarrt werden muß, steigt die Wirtschaftlichkeit des Gurtförderbetriebes noch bedeutend gegenüber dem Handbetrieb.

Betriebserfahrungen.

Eine weitere ebenfalls von dem Eisenwerk Weserhütte in Bad Oeynhaus gebauten Gurtförderanlage, bei der die mit dieser Anlage gemachten Erfahrungen verwertet worden sind, ist beim Wasserbauamt Minden 1 in Betrieb.

Die Geräte haben sich im Betriebe und in ihrem technischen Aufbau bisher gut bewährt. Sie sind wochenlang im Dauerbetriebe mit einer Leistung bis zu 400 m³ je Tag belastet worden, ohne daß sich wesentliche Beanstandungen ergeben hätten. Lediglich am Schwenkkran, der die Eimerleiter trägt und alle Stöße beim Arbeiten des Becherwerks aufzufangen hat, und am Traggerüst waren einige Verstärkungen erforderlich. Auch mußte die Anzahl der Tragrollen der Eimerkette, um deren Durchhängung zu verringern, erhöht werden.

Weiter hat sich als nötig erwiesen, alle Triebwerkteile weitgehend durch Abdeckbleche gegen das Hineinfallen und Hineinwehen von Baggergut zu sichern, um sie vor übermäßigem Verschleiß zu schützen. Beim Fördern von grobem Baggergut sind größere Steine möglichst auszusondern, um das Gurtband von Durchschlägen zu bewahren. Durch Sand und Kies wird das Gurtband bei sonst achtsamer Behandlung kaum merklich angegriffen.

Schlußfolgerung.

Die vorhergehenden Ausführungen beweisen, daß es möglich ist, auch mit einer kleineren schwimmenden Gurtförderanlage die verschiedensten Arten von Arbeiten am Strom, bei denen eine Beförderung von Kies auf einige Meter in Frage kommt, in bester Weise auszuführen. Hierbei arbeitet der Gurtförderer stets annähernd doppelt so billig wie der Handbetrieb. Auch ist dadurch, daß die Anlage schwimmend gemacht ist, ein schneller Wechsel in der Arbeitsstelle und damit wirtschaftliche Arbeitsdisposition möglich. In den Jahren seiner Tätigkeit beim Wasserbauamt Hoya sind mit dem Gerät gute Erfahrungen gemacht worden.

Wasserabführungsvermögen von scharfkantigen und abgerundeten Planschützen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Chr. Keutner, Danzig-Langfuhr.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig-Langfuhr.)

I. Die gebräuchlichsten Abflußgleichungen für Schützöffnungen.

Die abfließende Wassermenge aus Schützöffnungen wird fast ausschließlich mit Abflußgleichungen berechnet, die zwar mathematisch einwandfrei abgeleitet sind, aber Wassermengen ergeben, die bis zu 40% von den tatsächlichen abweichen. Durch Einführung eines geeigneten Abflußbeiwertes μ wurde versucht, die Gleichungen den Abfluß-

vorgängen anzupassen. Ähnliche Verhältnisse zeigten sich bei der Abflußberechnung an Wehrkörpern. Auf Grund von eingehenden Untersuchungen konnten für den Abflußbeiwert entweder eigene Bestimmungsgleichungen geschaffen werden, oder ein solcher wurde durch Ermittlung besonderer Abflußgleichungen in neuerer Zeit vollkommen entbehrlich.

In den im folgenden mitgeteilten Modellversuchen an Planschützen wurden einmal die Größe des Abflußbeiwertes μ und die Kräfte, die ihn verursachen, untersucht, andererseits wurden neue Abflußgleichungen ermittelt, die von einem Abflußbeiwert unabhängig sind.

In der Praxis treten wohl am häufigsten die Abflußvorgänge an reinen Schützöffnungen (Grundablaß) auf. Die Oberfläche des Fundamentes der Wehröffnungen wird meist bei Schützenwehren in die gleiche Höhenlage wie die Oberwassersohle gelegt, um beim Öffnen des Wehres das Geschiebe wegzuspülen.

Bei dem Abfluß unter Schützöffnungen treten wie bei einem Überfallwehr zwei besonders charakteristische Abflußarten in Erscheinung: 1. der freie Abfluß (vollkommener Überfall) und 2. der Abfluß unter Unterwasser (unvollkommener Überfall). Bei dem freien Abfluß befindet sich das abfließende Wasser stromab nahe der Schützöffnung im schießenden Bewegungszustand, der Unterwasserspiegel liegt noch in größerer Entfernung von der Öffnung tiefer als die Unterkante der Schütztafel. Bei der zweiten Abflußart liegt der Unterwasserspiegel auch unmittelbar an der Schütztafel höher als die Unterkante des Schützes, der Abfluß findet dann unter der Unterwasserspiegelhöhe statt. Ist es schon äußerst schwierig, für den freien Abfluß genügend genaue μ -Beiwerte, die allgemeine Gültigkeit besitzen, zu bestimmen, so ist ihre Bestimmung für die zweite Abflußart, da noch als neue Funktion die Höhe des Unterwassers hinzutritt, nahezu unmöglich.

E. Lindquist, Stockholm, versuchte durch Erweiterung und Hinzufügen neuer Glieder die gebräuchliche Abflußgleichung für die tatsächlichen

Handkurbel und Sperrklinke war jedes beliebige Heben oder Senken möglich. Vor jeder Versuchsreihe wurde mittels Wasserwaage die genaue waagerechte Lage der Schützunterkante festgestellt. Die Strömungslinien wurden mittels weißer Wollfäden, die in senkrecht gespannte Drahtseile geknüpft waren, beobachtet und deren Richtung durch photographische Aufnahmen festgestellt⁵⁾.

III. Der freie Abfluß.

Der freie Abfluß wurde bereits als die Abflußart gekennzeichnet, bei der auch in größerer Entfernung stromab der Schützöffnung der Unterwasserspiegel tiefer als die Höhe der Schützunterkante liegt. Zunächst sei für diese Abflußart die ursprüngliche Ableitung kurz erörtert. Die Schütztafel sei um ein bestimmtes Maß a hochgezogen (Abb. 1). Die Druckhöhe in einer größeren Entfernung von der Schütztafel ist der Höhenunterschied zwischen Oberwasserspiegel und Sohle = h . In einer Tiefe z ist die Geschwindigkeit in der Schützöffnung gemäß der Torricellischen Gleichung $v = \sqrt{2gz}$. Das Flächenelement der Durchflußöffnung, das diese Druckhöhe besitzt, ist dz . Dann ist der Anteil dieser Differentialfläche mit der Breite b an der gesamten Abflußmenge:

$$dQ = b dz \sqrt{2gz}$$

und damit die Gesamtmenge;

$$Q = b \sqrt{2g} \int_{z=(h-a)}^{z=h} z^{1/2} dz \quad \text{oder}$$

$$Q = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} [h^{3/2} - (h-a)^{3/2}].$$

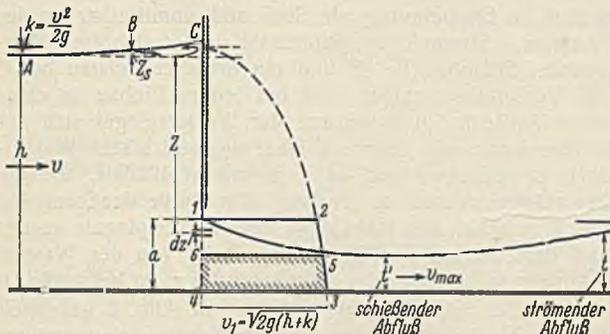


Abb. 1.

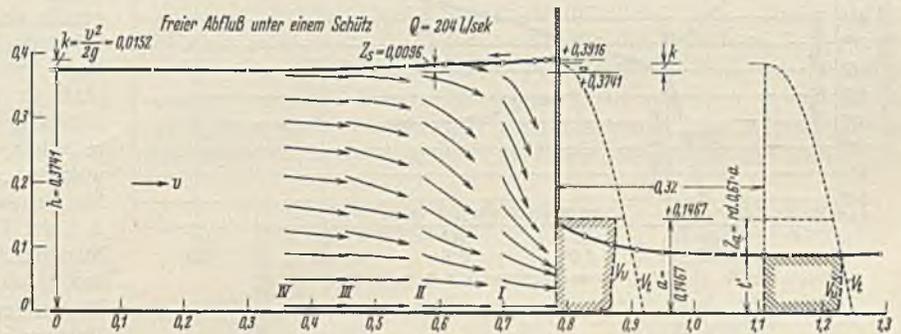


Abb. 2.

Strömungsvorgänge brauchbar zu machen¹⁾. An den Stauwehren des Kraftwerkes von Augst-Wyhlen wurden von E. Fröhlich Versuche ausgeführt, die sehr interessante und den bisherigen Annahmen wenig entsprechende Ergebnisse zeigten²⁾.

II. Die Versuchseinrichtung.

Die neuen Versuche wurden in der hydraulischen Rinne der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig im Sommer 1931 ausgeführt. Die Feinmeßeinrichtungen für die Bestimmung des Ober- bzw. Unterwasserspiegels und der durch die Öffnung fließenden Wassermenge auf $\frac{1}{10}$ mm bzw. $\frac{1}{10}$ l/sek wurden in den verschiedenen Mitteilungen der Versuchsanstalt eingehend beschrieben³⁾. Die Geschwindigkeitsverteilung in der Durchflußöffnung und im tiefsten Punkte der Absenkungskurve des Unterwassers bei freiem Abfluß wurde durch eine Stauröhre ermittelt, die nach den Untersuchungen der Berliner Versuchsanstalt sehr zuverlässig arbeitet⁴⁾. Als Schütztafel wurde eine Zinkblechtafel von 3 mm Dicke benutzt. Eine Anschärfung nach Unterwasser zu erzeugte eine ungefähr 0,5 mm starke, vollkommen waagerechte, scharfkantige Schützunterkante. Diese Form der Unterkante wurde gewählt, um möglichst eindeutige und charakteristische Strömungsvorgänge zu erhalten. In zwei genau gegenüberliegenden seitlichen Aussparungen der Rinne wurden Holzfüllungen mit je einer Längsnut eingebracht. In diese Nut wurde von oben her die Schütztafel, die genau eingepaßt wurde, geschoben. Dadurch erreichte man einmal eine fast vollkommene Dichtung vom Oberwasser zum Unterwasser, und andererseits war die lichte Rinnenbreite von 0,65 m durchlaufend erhalten geblieben. Es war dann keine seitliche Einschnürung vorhanden, die den Abflußbeiwert beeinflussen könnte; außerdem war die Schütztafel noch genau senkrecht zur Rinnenwand eingerichtet. Die Plantafel wurde durch symmetrisches Aufhängen an feinen Drahtseilen in senkrechter Richtung beweglich gemacht; mit

Die Geschwindigkeit v des die Schütztafel anströmenden Wassers muß bei genauer Ermittlung der Abflußmenge als diesem v entsprechende Geschwindigkeitshöhe berücksichtigt werden. Zu der statischen Druckhöhe h addiert sich die Geschwindigkeitshöhe $k = v^2/2g$. Die vorherige Gleichung muß durch k erweitert werden und lautet dann:

$$(1) \quad Q = \mu \left[\frac{2}{3} b \sqrt{2g} [(h+k)^{3/2} - (h+k-a)^{3/2}] \right].$$

Zerlegt man nun diese Gleichung in Flächenwerte, so stellt die Fläche 1 2 3 4 die theoretisch abfließende Wassermenge für die Breite „1“ dar und kann kurz als Q_t -Fläche bezeichnet werden. Die tatsächlich abfließende Wassermenge, die den Werten h und a entspricht, ist aber kleiner als die mathematisch errechnete. Das Verhältnis der beiden ergibt den sogenannten Abflußbeiwert μ , mit dem Gl. 1 zu multiplizieren ist, um sie für die Berechnung der tatsächlichen Abflußmenge brauchbar zu machen. Dieser Beiwert μ setzt sich, wie bereits bekannt, gemäß der Beziehung $Q = Fv$ aus einem Flächenbeiwert μ_f und aus einem Geschwindigkeitsbeiwert μ_v zusammen. Eine rechnerische Erfassung der beiden einzelnen Faktoren war bei Wehruntersuchungen nicht möglich.

Der abfließende Strahl löst sich unmittelbar an der scharfkantigen Unterseite der Schütztafel ab und senkt sich infolge der Schwerkraftbeschleunigung bis zu einem tiefsten Punkte ab. Die Strahldicke an dieser Stelle sei t' ; das Wasser befindet sich an dieser Stelle in schießender Bewegung. In einer größeren Entfernung stromab von diesem Scheitelpunkte befindet sich das Wasser wieder im strömenden Abfluß mit einer Wassertiefe t , die der abfließenden Wassermenge, dem Rauigkeitsbeiwert des Bettes und dem Sohlgefälle entspricht. Zwischen diesen beiden Stellen ist die Umwandlungsstrecke von dem einen in den anderen Bewegungszustand. Der der Wassermasse freigegebene Durchflußquerschnitt ab vermindert sich infolge der Absenkung auf $t'b$. Die Durchflußflächenverminderung ist Fläche 5 3 4 6 : Fläche 1 2 3 4 = $\mu_f = t'/a$ (Abb. 1 u. 2). Nach der Annahme verschiedener Forscher wäre die mittlere Geschwindigkeit in der tiefsten Absenkungsstelle gleich der Wellengeschwindigkeit $\max v = c = \sqrt{gt'}$. Tatsächlich ist aber $\max v > c$. Der tiefste Absenkungspunkt rückt mit zunehmender Druckhöhe nach stromab, d. h. die Absenkungskurve wird flacher. Eine große Anzahl von Versuchen mit einer konstanten Durchflußöffnung a zeigte, daß t' bei jeder beliebigen Druckhöhe konstant war. Bei kleinerer Druckhöhe rückt erstens der Ab-

¹⁾ Dr. S., Ausfluß aus Seitenöffnungen am Boden, die ganz oder teilweise unter Unterwasser liegen. Ztrbl. d. Bauv. 1930, S. 560.

²⁾ E. Fröhlich, Bestimmung der Durchflußkoeffizienten für das Stauwehr Augst-Wyhlen. Schweiz. Bauztg. 1921, S. 233.

³⁾ Chr. Keutner, Abfluß-Untersuchungen und -Berechnungen für Überfälle an scharfkantigen Wehren. Berlin 1931. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Mittell. Heft 4, S. 3.

⁴⁾ R. Winkel, Stauröhren zur Messung des Druckes und der Geschwindigkeit im fließenden Wasser. VDI 1923, S. 568.

⁵⁾ Vgl. Fußnote 3).

senkungspunkt immer mehr stromauf der Schützöffnung zu, und die Entfernung des Wassersprunges von dieser Stelle wird immer kleiner. Die mittlere Geschwindigkeit des Strahles $\max v$ erreichte bei einer bestimmten kleinen Druckhöhe die Wellengeschwindigkeit. Das Wasserabführungsvermögen nimmt von dieser Druckhöhe an sehr stark ab. Abb. 3 zeigt das kurvenförmige Kleinerwerden des Abflußbeiwertes μ als Funktion der Druckhöhe h bei einer konstanten Öffnungsweite $a = 0,041$ m. Bei einer Druckhöhe von 0,13 m sinkt die Geschwindigkeit $\max v$ auf die Wellengeschwindigkeit, der Beiwert nimmt von da an steil ab. Dieses Ergebnis kann wie folgt zusammengefaßt werden: Mit größer werdender Druckhöhe nimmt der Abflußbeiwert μ zu. Weiter konnte beobachtet werden, daß die Dicke des abfließenden Strahles t' bei einer konstanten Öffnungsweite a sich mit veränderlicher Druckhöhe h erst ändert, wenn die Wellengeschwindigkeit erreicht ist. Hält man nun die Druckhöhe h konstant und verändert die Öffnungsweite a , bildet aus den Beobachtungen den Flächenbeiwert μ_f als Funktion von t'/a , so ergibt sich: Mit größer werdender Öffnungsweite a nimmt der Flächenbeiwert μ_f in einer Kurve ab (Abb. 3). Die Absenkung z_a (Abb. 2) ist unabhängig von der Druckhöhe h , dafür aber abhängig von der Öffnungsweite a .

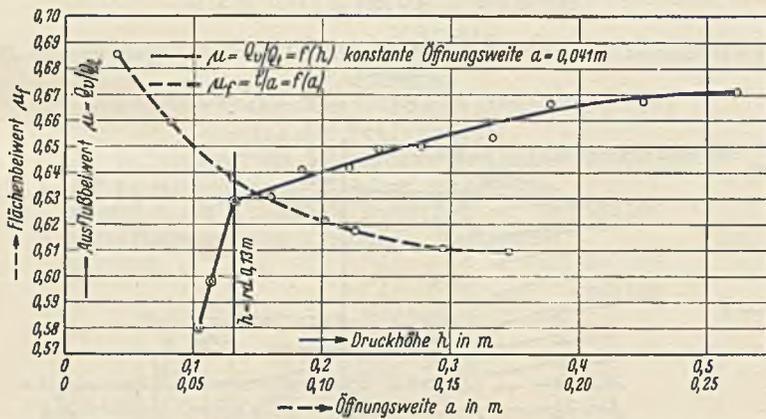


Abb. 3.

Dieses Ergebnis zeigt, daß der Abflußbeiwert abhängig ist von der Druckhöhe und von der Öffnungsweite, also von zwei Größen, deren eine wiederum abhängig ist von der Wassermenge und damit nicht unmittelbar bestimmbar ist.

Der zweite Faktor des Abflußbeiwertes ist der Geschwindigkeitsbeiwert μ_v . Die erste Geschwindigkeitsmessung wurde unmittelbar unter der Unterkante der Schütztafel vorgenommen (Abb. 2). Die Geschwindigkeitsverteilung v_{v1} zeigt Ähnlichkeit mit der an einem scharfkantigen Wehr beobachteten und dürfte wohl auch durch Quergeschwindigkeiten beeinflusst sein (Abb. 4). Die Geschwindigkeit dürfte unmittelbar an der Sohle zu Null werden entsprechend den Annahmen, die man über die senkrechte Geschwindigkeitsverteilung z. B. in einem Flußbette macht. Da sich der Strahl unmittelbar an der Schneide ablöst, hat die eingezeichnete zeichnerisch ermittelte Geschwindigkeit von 1,93 m/sek nur theoretische Bedeutung. Auf keinen Fall dürfte aber die theoretisch zu erwartende Geschwindigkeit v_0 erreicht werden. Der Abflußbeiwert errechnete sich aus den Flächen zu $\mu_1 = 0,713$, der für die tatsächlichen Verhältnisse zu groß ist (vgl. hierzu unter IV). Die zweite Geschwindigkeitsmessung wurde im tiefsten Absenkungspunkte vorgenommen (Abb. 2 u. 4). Es wurde beobachtet, daß die Torricellische Gleichung im Absenkungspunkte selbst erhalten bleibt, daß also die theoretische Geschwindigkeit

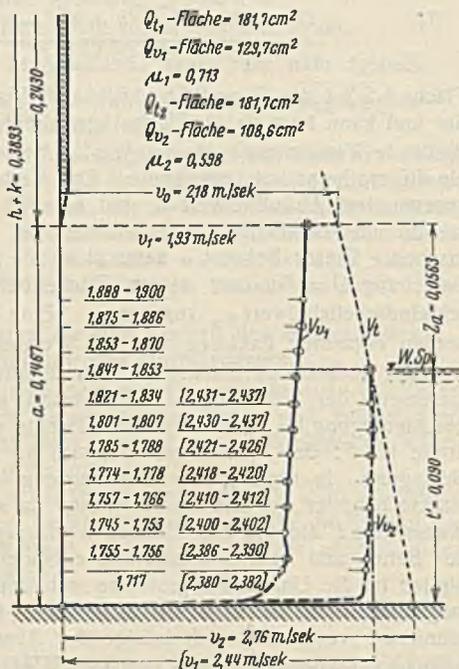


Abb. 4.

$v_1 = \sqrt{2g(h+k-t')}$ erreicht wird. Die übrigen gemessenen Geschwindigkeiten werden nach abwärts zu kleiner, und die Geschwindigkeit unmittelbar an der Sohle dürfte wiederum Null sein. Der Abflußbeiwert an dieser Stelle μ_2 ist wesentlich kleiner als μ_1 , nämlich 0,598, und entspricht den tatsächlichen Verhältnissen. Die Q_v -Fläche kann näherungsweise als Rechteck $v_1 t'$ gerechnet werden. Der Fehler beträgt in diesem Falle rd. + 0,6%. Ist es nun möglich, für die Größe t' , die nur von der Öffnungsweite a abhängig ist, eine eindeutige Beziehung zu erlangen, dann kann die Q_v -Fläche und damit die Wassermenge berechnet werden:

$$Q_v\text{-Fläche} = v_1 t' = \sqrt{2g(h+k-t')} t'$$

Es wurde ermittelt:

$$(2) \quad t' = 0,54 b a^{0,93}$$

und die Absenkung

$$(3) \quad z_a = 0,48 b a^{1,1}$$

Dann ist:

$$(4) \quad Q \text{ (m}^3\text{/sek)} \approx 2,39 b a^{0,93} \sqrt{(h+k-0,54 a^{0,93})}$$

Die synthetische Abflußgleichung des freien Abflusses unter einem Schütz weist große Ähnlichkeit in ihrem Aufbau mit den Abflußgleichungen für Wehrkörper des Verfassers auf⁷⁾. Gl. 4 gilt aber nur bis $\max v \cong c = \sqrt{g t'}$. Bei kleineren Druckhöhen würde die Gleichung zu große Wassermengen ergeben.

Bisher wurde allgemein angenommen, daß der Oberwasserspiegel sich nahe vor der Schütztafel sichtbar abzusenken beginnt. Tatsächlich tritt aber gerade das Gegenteil in Erscheinung: ein Stau und unmittelbar an der Schütztafel ein Aufstau. Stromauf der Schütztafel bildet sich eine Staukurve mit Staugrenze, Stauhöhe bei B und ein örtlicher Aufstau bei C (Abb. 1); ähnliche Verhältnisse zeigen sich bei jedem Einbau in einer Strömung in dessen Achse⁸⁾. In B beginnt der Wasserspiegel sich abzusinken; diese Absenkung wird aber von einer langgestreckten Wasserwalze von C nach B überlagert und ist z. B. mit Wollfäden, die die Strömungsrichtung zeigen, sichtbar zu machen. Die Größe der Stauhöhe, d. i. der Unterschied zwischen der Höhenlage des Wasserspiegels an der Staugrenze A und dem Beginn der Absenkung B, ist von der Wassermenge und der Öffnungsweite abhängig. Die Stauhöhe z_s ist bei größeren Wassermengen beträchtlich und beträgt bei dem in Abb. 2 gezeigten Versuch rd. 0,027 h. Der örtliche Aufstau an der Schütztafel vergrößert die wirkende Druckhöhe h rein zahlenmäßig hier um 0,047 h. Würde man zu der um den Aufstau vergrößerten Druckhöhe die Geschwindigkeitshöhe h noch addieren, so würde man zu Trugschlüssen in bezug auf die abfließende Wassermenge kommen. Dieses Ergebnis kann wie folgt zusammengefaßt werden: In einer kurzen Entfernung vor einer Schütztafel entsteht ein Stau und ein örtlicher Aufstau, der von der Wassermenge und der Öffnungsweite abhängig ist, die bei großen Öffnungsweiten und verhältnismäßig auch kleinen Druckhöhen oft sehr beträchtlich sind. Die wirksame Druckhöhe h ist deshalb in einer größeren Entfernung stromauf zu bestimmen.

Auf Grund der Erkenntnis der zweifachen Abhängigkeit des μ -Beiwertes wurde versucht, eine allgemein gültige Abflußgleichung für den freien Abfluß zu finden. Bei einer konstanten Öffnungsweite ($a = 0,041$ m) wurde für eine große Anzahl von Druckhöhen h die allgemeine Beziehung $Q = f(h)$ für $a = \text{konstant}$ und $b = 1$ m ermittelt.

Es ergab sich für $h > 0,13$ m die Abflußgleichung

$$(5) \quad Q = 0,1218 h^{0,55}$$

und für $h < 0,13$ m

$$(6) \quad Q = 0,217 h^{0,88} \text{ (Abb. 5).}$$

Die Gleichung für die theoretische Wassermenge lautet: $Q = 0,175 h^{0,50}$. Von $h < 0,13$ m nimmt das Wasserabführungsvermögen ab. Damit wird der Abflußbeiwert kleiner; dieses Ergebnis stimmt mit dem der

⁷⁾ Vgl. Fußnote ³⁾, S. 25.

⁸⁾ Vgl. Fußnote ¹⁾. Auf diese Erscheinung scheint auch Lindquist in der Abbildung hinweisen zu wollen.

⁹⁾ Vgl. Fußnote ³⁾, S. 12.

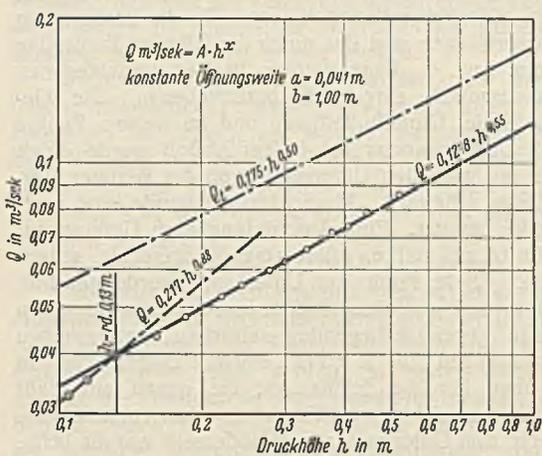
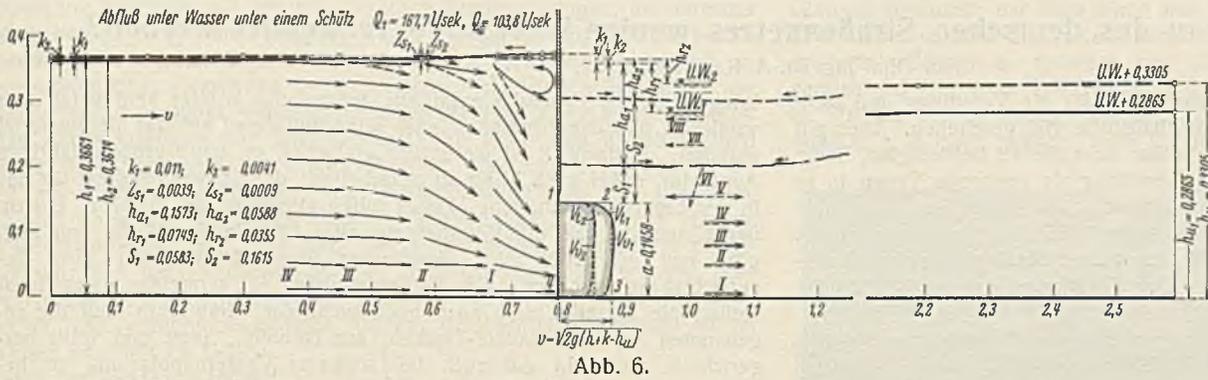
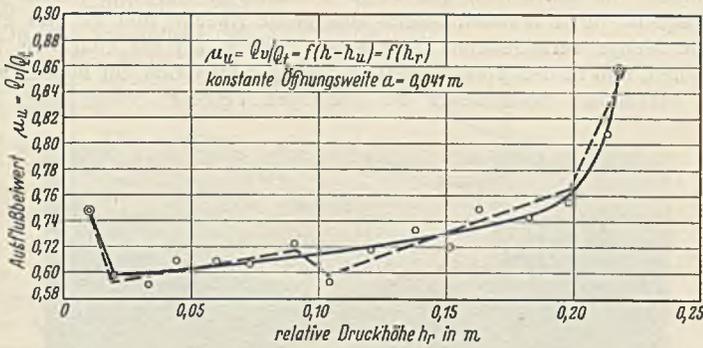


Abb. 5.



kann geschlossen werden, daß der Abflußbeiwert in keiner eindeutigen Beziehung zur Druckhöhe h_r steht. Näherungsweise können die vier Geraden durch die eingezeichnete Kurve ersetzt werden. Der Beiwert μ_u nimmt von 0,02 m an mit wachsender Druckhöhe h_r anfangs langsam zu, um sich dann rasch zu vergrößern. Mit abnehmender Druckhöhe h_r nimmt μ_u



von 0,02 m sehr stark zu. Hatte man bei dem freien Abfluß bei einer kleinen Druckhöhe eine Abflußverzögerung beobachtet, so kann hier eine Abflußbeschleunigung festgestellt werden. Da sich bei dieser Abflußart keine sichtbare Durchflußflächenänderung zeigt, wurde der Geschwindigkeitsbeiwert durch Geschwindigkeitsmessungen unmittelbar in der Durchflußöffnung näher untersucht. Abb. 8 u. 9 zeigen zwei Versuche mit der gleichen Öffnungsweite a und verschieden großer Druckhöhe h_r . Der Abfluß unmittelbar unter der Schützunterkante geht stoßweise vor sich, während er in den tiefer liegenden Schichten sich gleichmäßiger vollzieht. Die senkrechte Geschwindigkeitsverteilung zeigt jene den Gerinnen und Kanälen eigentümliche Form. Das Verhältnis der Q_v -Fläche zu der Q_t -Fläche wurde für die Druckhöhe $h_{r(1)}$ zu 0,954 und für $h_{r(2)}$ zu 0,924 ermittelt. Errechnet man aber den Abflußbeiwert μ_u aus den Wassermengen, dann erhält man für $h_{r(1)} = 0,888$ und für $h_{r(2)} = 0,810$. Die Differenz beträgt im ersten Falle $\Delta\mu_1 = 0,066$ und im zweiten Falle $\Delta\mu_2 = 0,114$. Eine Gegenüberstellung der beiden Werte

Untersuchung des Beiwertes μ überein (Abb. 3). Auch die Ursache dieser Abflußverzögerung wurde an dieser Stelle erörtert.

Allgemein gilt nun für eine beliebige Öffnungsweite a

$$(7) \quad Q = A b h^{0,55}$$

wobei der Wert A von a abhängig ist. Für eine Anzahl Öffnungsweiten a wurde die Gleichung ermittelt:

$$A = 2,0 b a^{0,88}$$

Diese Gleichung in (7) eingesetzt, ergibt die Abflußgleichung für beliebige Druckhöhen h (m) und Öffnungsweiten a (m):

$$(8) \quad Q \text{ (m}^3\text{/sek)} = 2,0 b a^{0,88} h^{0,55}$$

Gl. 8 gilt nur für Druckhöhen, die die Bedingung des freien Abflusses erfüllen, d. h. $\max v \cong c = \sqrt{g l}$. Bei mittleren Abflußgeschwindigkeiten von $v < c$ tritt eine Verzögerung ein, die mit abnehmender Druckhöhe zunimmt.

Da die Öffnungsweite a in der Druckhöhe inbegriffen ist, könnte theoretisch für einen Vergleich gesetzt werden:

$$Q = 2,0 (a h)^{1,43}$$

Diese Gleichung ist im Exponenten und auch zufällig im Beiwert der Abflußgleichung für den voll angesaugten Strahl mit freiem Fuß an einem scharfkantigen Wehr gleichwertig⁹⁾.

IV. Der Abfluß unter Unterwasser.

Als wirksame Unterwasserhöhe h_u wurde bei den bisherigen Berechnungen jene höchste Wasserspiegellage angesehen, die sich in einer größeren Entfernung stromab der Schütztafel einstellt. Nach dieser Betrachtungsweise würde die Abflußgleichung lauten:

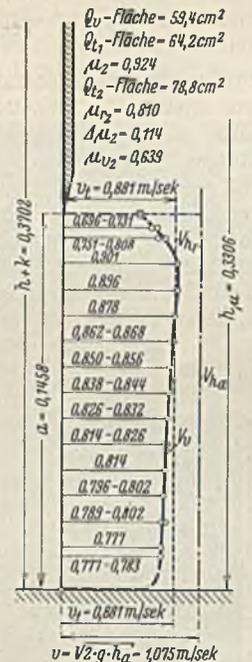
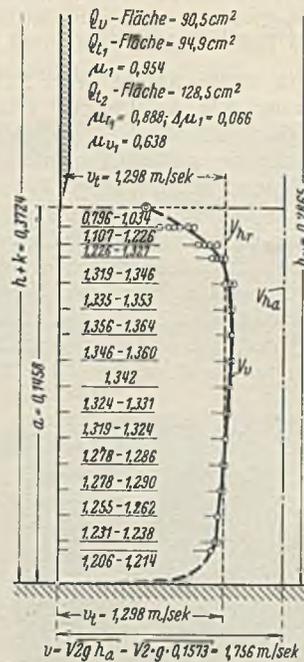
$$(9) \quad Q = \mu_u [a b \sqrt{2g(h + k - h_u)}] \text{ (Abb. 6.)}$$

Die theoretische Q -Fläche (Q_t -Fläche) ist dann die Fläche 1 2 3 4. Die tatsächlich abfließende Wassermenge ist kleiner als die mathematisch errechnete, das Verhältnis der beiden Mengen zueinander sei mit μ_u bezeichnet. Die Gl. 9 muß, damit sie für die tatsächlichen Verhältnisse brauchbar wird, mit diesem Abflußbeiwert multipliziert werden. Für eine konstante Öffnungsweite a (0,041 m) wurde nun eine Reihe verschieden großer Druckhöhen untersucht, die abfließende Wassermenge gemessen und die theoretische errechnet. Der Beiwert μ_u kann dann als Funktion von

$$\mu_u = Q_v/Q_t = f(h - h_u) = f(h_r)$$

dargestellt werden (Abb. 7). Die Abflußbeiwerte der verschiedenen Druckhöhen scheinen sich aus einzelnen Gruppen mit jeweils gemeinsamer Beziehung zusammensetzen. Die ermittelten Werte wurden sinngemäß in die punktiert gezeichneten fünf Geraden zerlegt. Aus diesem Ergebnis

⁹⁾ Vgl. Fußnote ³⁾, S. 15, Gl. 5. Die Exponenten weichen nur wenig voneinander ab.



zeigt, daß in beiden Fällen keine mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Höhenlagen, sondern Größtgeschwindigkeiten gemessen wurden. In der Mitte der Durchflußöffnung ist demnach die Geschwindigkeit am größten und nimmt nach den beiden Wänden zu ab. Diese Abnahme ist zahlenmäßig um so größer, je verhältnismäßig kleiner die Geschwindigkeiten der einzelnen Höhenlagen sind, da $\Delta\mu_2 > \Delta\mu_1$. Dieselbe Erscheinung verursacht den großen Abflußbeiwert μ_1 beim freien Abfluß, gemessen unmittelbar unter der Schützunterkante. Die Geschwindigkeitsabnahme nach den beiden Wänden zu konnte auch beim Abfluß über einem Wehrkörper beobachtet werden, nur betrug diese Abnahme in jenem Falle wenige Tausendstel. Auf die Ermittlung einer synthetischen Abflußgleichung muß infolge der großen Geschwindigkeitsabnahme bei dem Abfluß unter Unterwasser verzichtet werden.

Dem Gang der Untersuchung bei der ersten Abflußart folgend wurde die allgemeine Gleichung: $Q = f(h_r)$ in der Form $Q = A h_r^x$ für eine konstante Öffnungsweite ($a = 0,041$ m) für verschiedene Druckhöhen h_r ermittelt. Wie bei der Untersuchung des μ_u -Beiwertes konnte keine eindeutige Beziehung festgestellt werden. (Schluß folgt.)

Können im Ausbau des deutschen Straßennetzes wenige Werkstoffe verwendet werden?

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Dr. A. Karsten, Berlin.

Durch zielbewußte Forschungsarbeit ist für die Veredlung und sachgemäße Verarbeitung einiger Straßenbaustoffe viel geschehen. Dies gilt besonders für die Straßenteere, die früher nicht überall befriedigten, heute aber in ihrer vervollkommenen Aufbereitung als genormte Typen in so wesentlich besserer Qualität geliefert werden, daß nicht nur im Inlande der Verbrauch von 3000 t jährlich auf mehr als 150 000 t gesteigert wurde, sondern auch im Jahre 1929 110 000 t deutschen Straßenteers nach Frankreich ausgeführt werden konnten. Der Teerstraßenbau ermöglicht eine

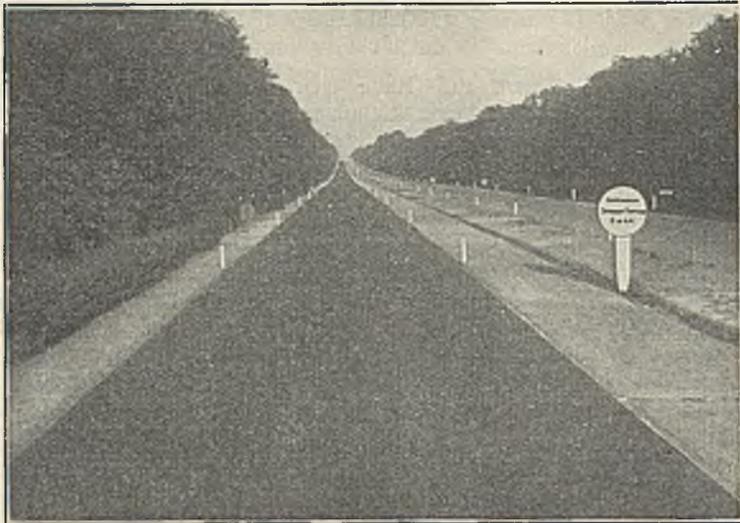


Abb. 1. Teerstraße auf der „Avus“, Berlin.

verhältnismäßig rasch auszuführende und billige Anlage neuer Straßen und vor allem eine schnelle Ausbesserung sehr beschädigter Pflaster- und alter wassergebundener Schotterstraßen. Hierdurch ist er bei der ungünstigen Wirtschaftslage der Gegenwart wertvoll und unentbehrlich, obwohl er Fahrbahnen liefert, deren Wirtschaftlichkeit wegen ihrer verhältnismäßig kurzen Lebensdauer keineswegs erwiesen ist; er stellt also ein Kompromiß dar, da es natürlich besser ist, etwa drei Jahre lang eine einigermaßen ebene, griffige und staubfreie Fahrbahn zur Verfügung zu haben an Stelle nur einer völlig ruinierten wassergebundenen Schotterstraße, deren Ersatz durch Beton oder neuzeitliches hochwertiges Pflaster wirtschaftlich unmöglich wäre. Die Asphaltstraßen haben trotz ihrer großen Vorzüge den Nachteil, daß sie unter der Einwirkung des Kraft-



Abb. 2. Teermakadam auf dem „Nürburgring“, Eifel.

fahrzeugverkehrs so weit geglättet werden, daß sie schlüpfrig werden und besonders bei nassem Wetter Autounfälle verursachen können; durch geschickte Oberflächenbehandlung, wie Einwalzen von Splitt, läßt sich dem Übelstande eine Zeitlang abhelfen, aber nicht dauernd, und das Einpressen einer die Griffigkeit erhöhenden Profilierung, z. B. Waffelmuster, hat sich nicht bewährt. Hochwertiger Asphalt ist in Deutschland nicht vorhanden, muß also eingeführt werden. Etwas günstiger liegen die Verhältnisse beim Werkstoff Bitumen, der allerdings auch zum größten Teil aus dem Auslande, da er aus mexikanischem Rohöl gewonnen wird, eingeführt werden muß, jedoch einen wesentlichen Vorteil bietet, nämlich die Möglichkeit, sogenannten Kaltasphalt, d. h. eine Emulsion herzustellen, die etwa 48 bis 50% Wasser enthält, beim Auf-

bringen auf die Fahrbahn entmischt, worauf das Wasser verdunstet oder versickert und das Bitumenmaterial seine Bindekraft auf das Steinmaterial entfaltet. Kaltasphalt ist wesentlich einfacher, da ohne größere fahrbare Apparatur, daher auch billig zu verarbeiten; die Transportkosten für das in der Emulsion enthaltene Wasser fallen allerdings ins Gewicht, ebenso der Umstand, daß die Verarbeitung aller bituminösen Stoffe, ob heiß oder kalt gearbeitet wird, geschultes Personal und sehr gute Beaufsichtigung erfordert, um Fehlergebnisse zu vermeiden, das Ideal stellen die Bitumina also auch noch nicht dar. Immerhin sind die sogenannten Asphaltmakadam-Decken, aus Bitumen, Sand und Splitt hergerichtet, als recht gut auch bei stärkerer Verkehrsbelastung zu bezeichnen. Im Jahre 1925 gab es in Deutschland erst eine Fabrik von Kaltasphalt, heute arbeiten bereits eine ganze Anzahl, und es gibt eine große Menge verschiedener Emulsionen. Es ist als ein Glück zu bezeichnen, daß in der Vorkriegszeit in Deutschland schon ein dichtes und den praktischen Bedürfnissen des damaligen Verkehrs einigermaßen ge-

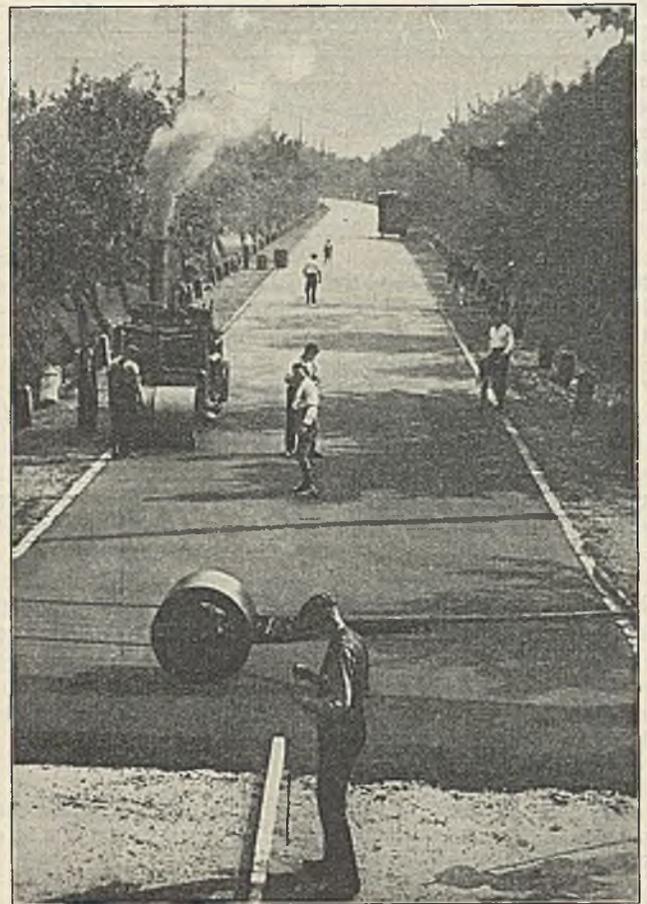


Abb. 3. Asphaltstraßen (Bitumen) im Bau.

nügendes Straßennetz bestand, so daß sich in den letzten Jahren der Straßenbau lediglich vor die Aufgabe gestellt sah, die vorhandenen, wenn auch beschädigten Fahrbahnen mit ebener Decke zu versehen und, soweit als bei den allzu knappen Mitteln möglich, den besonderen Anforderungen des Kraftfahrzeugverkehrs — Griffigkeit, schwächere Oberflächenwölbung, beste Entwässerung usw. — anzupassen, und hierzu waren die genannten Werkstoffe trotz ihrer Schwächen willkommen. In letzter Zeit hat sich die Überzeugung Bahn gebrochen, daß eine die wirkliche Wirtschaftlichkeit ins Auge fassende Straßenbaupolitik auf lange Sicht den Ausbau nur schwerer Decken auch auf Straßen untergeordneter Bedeutung, erst recht aber auf wichtigen Durchgangstraßen fördern muß. Diese Politik auf lange Sicht wird sich in Zukunft, wenn eine Besserung der wirtschaftlichen Lage eingetreten sein wird, dahin auswirken, daß nur noch solche Werkstoffe zum Straßenbau verwendet werden, die trotz höherer Anschaffungskosten infolge ihrer hohen Qualität und langen Lebensdauer am wirtschaftlichsten sind. Diese hochwertigen Materialien sind in genügender Menge im Inlande vorhanden, ihre Eignung zur Herstellung schwerer, dauerhafter und allen Anforderungen des Kraftfahrzeugverkehrs, der heute die Straße beherrscht, genügender Fahrbahnen ist längst erwiesen.

Als hochwertige Straßenbauwerkstoffe kommen Zementbeton und hartes Pflastermaterial ausschließlich in Frage. Die sachgemäß angelegte Betonstraße, d. h. eine nach den bisher gesammelten Erfahrungen her-

gerichtete Fahrbahn mit den erforderlichen Temperaturfugen, bei schwerer Verkehrsbelastung noch verstärkt durch Stahlbewehrung mittels punktgeschweißter starker Drahtnetze, ist allen Anforderungen — auch in gesundheitlicher Beziehung — gewachsen. Als Überlandstraße ist sie hervorragend geeignet, während ihr in der Stadt nur der Nachteil anhaftet, daß Ausbesserungen und Umänderungen an Rohr- und Kabelleitungen unter dem Straßenplanum erschwert sind. Das Aufbrechen der Decke ist mit Geräusch verbunden, die Wiederinstandsetzung der Fahrbahn, ebenso auch die Neuanlage einer solchen bedingt eine etwas längere Verkehrsunterbrechung, um dem Beton die nötige Abbindezeit zu gewähren; bei der Landstraße spielen diese Umstände keine Rolle. Die monolithische Beschaffenheit der Betonstraße verbürgt ein erschütterungsfreies, fast völlig geräuschloses Fahren, die Fahrbahnoberfläche ist im nassen Zustande im Gegensatz zur Teerstraße immer noch so hellfarbig, daß sie in der Dunkelheit im Scheinwerferlicht gut zu erkennen ist, trocknet rasch ab, bleibt stets staubfrei und griffig. Die Erfahrungen auf zahlreichen Versuchstrecken haben gelehrt, daß die gute Gleitsicherheit der Betonstraße die Anlage weit größerer Steigungen möglich macht, als man früher annahm; so zeigen u. a. Betonstraßen in der Umgebung von

Lüdenscheid und die Straße Metzingen—Reutlingen, Württemberg, ganz bedeutende Steigungen, die nachweislich selbst bei starker Eisbildung im Winter anstandslos befahren werden können. Daß bei der günstigen Verteilung leistungsfähiger Zementfabriken in ganz Deutschland fast nirgendwo ein weiterer Transport des Zements den Betonstraßenbau verteuert, ist sehr zu beachten.

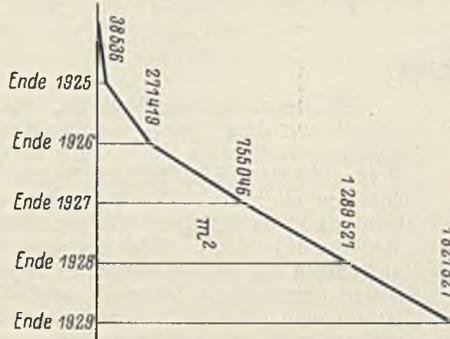


Abb. 4. Zunahme des Bestandes von Betonstraßen in Deutschland 1925 bis 1929.

Glättung hinzutritt, der Stein erhält eine mehr oder weniger stark gewölbte Oberfläche, er wird zum „Katzenkopf“, und es entsteht eine Fahrbahn, die sehr schlecht zu befahren und für das Autountergestell geradezu vernichtend ist. Man sollte es nicht für möglich halten, daß sich sogar in Straßen der deutschen Reichshauptstadt, in verkehrreichen Ausfallstraßen, z. B. nach Norden, noch derartige alte und heruntergekommene



Abb. 6. Eine 30 Jahre alte Stadtstraße mit Kupfersteinpflaster.

Katzenkopfpflasterungen vorfinden und den Verkehr hemmen. Der Kantenverschleiß läßt sich beim Naturstein nur in beschränktem Maße durch engfugiges Verlegen einschränken, da er nicht so formgerecht zur Baustelle kommen kann wie der gegossene Kupferschlackenstein. Durch den Prozeß des sogenannten „Temperns“, d. h. verzögerter Abkühlung beim Guß (Gießtemperatur etwa 1250° C), erhält der Kupferschlackenstein eine besondere Zähigkeit und Kantenfestigkeit, verschwindend kleines Wasseraufsaugungsvermögen, daher höchste Frostbeständigkeit und eine



Abb. 5. Die vorzügliche Betonstraße Ribnitz-Wustrow.

In neuerer Zeit hat man wieder in größerem Ausmaß der Pflasterung einige Aufmerksamkeit zugewandt. Reichliche Vorkommen sehr harter bzw. verschleißfester Natursteine, insbesondere von Basalt und Granit, sind in Deutschland vorhanden, hinzu kommt noch ein vorzügliches, im Gießverfahren gewonnenes Material, der Kupferschlackenstein, der an Dauerhaftigkeit fast alle Straßenbauwerkstoffe übertrifft. Unter der Einwirkung eisenbereifter Pferdefuhrwerke zeigen Natursteine immer die Erscheinung des Kantenverschleißes, wobei bei Basalt noch eine starke

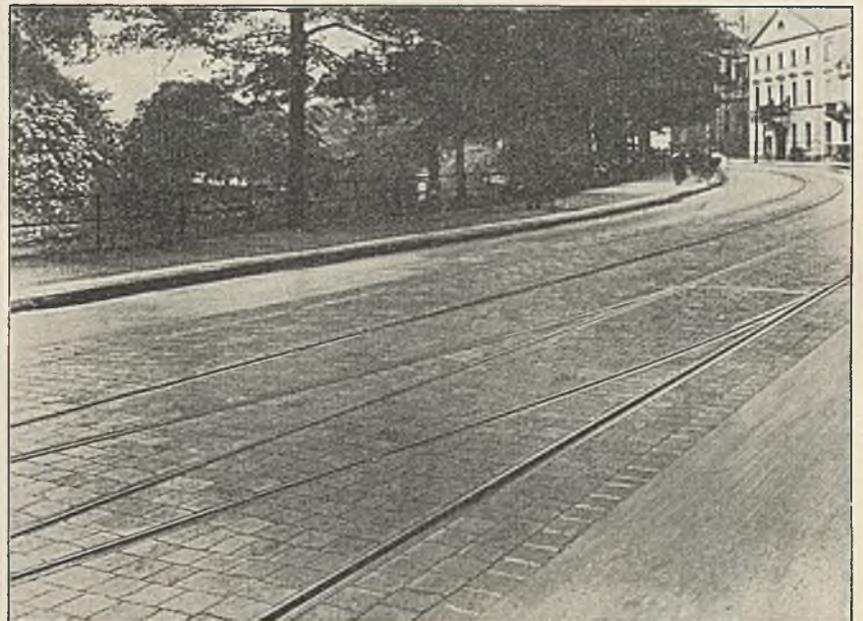


Abb. 7. Befestigung der Gleiszone einer städtischen Asphaltstraße durch Kupferschlackensteinpflaster.

Struktur gewissermaßen verfilzter Kristalle aus harten Silikaten, die seine Oberfläche niemals glatt werden läßt. Seine genaue Formgebung ermöglicht eine sehr engfugige Verlegung; bei gutem Abrammen auf solider Pack- und Zwischenlage, Fugenverguß mit geeigneter Asphaltkomposition, so daß der Verguß oben aus der Fuge ganz wenig vorquillt, erhält man eine ideale Fahrbahn von langer Lebensdauer. Infolge der Härte des Steins, die der des Korunds nicht nachsteht, ist der Verschleiß sehr gering und völlig gleichmäßig an allen Stellen der Steinoberfläche, die infolge der erwähnten kristallinen eigenartigen Struktur dauernd rau und griffig bleibt. Der Stein ist besonders geeignet für die Stadtstraße; der bei der städtischen Betonstraße genannte Nachteil der erschwerten Ausbesserung von Rohr- und Kabelleitungen fällt bei der Kupferschlackensteinstraße fort; Ausbesserungen an Leitungen unter der Fahrbahn sind in kürzester Zeit und ohne längere Verkehrsbehinderung durchführbar. Zur Umpflasterung der Schienen von städtischen Trambahnen hat sich der Kupferschlackenstein ausgezeichnet bewährt. Jährlich werden in

Deutschland etwas über 30 Mill. Kupferschlackensteine hergestellt, von denen nicht weniger als der achte Teil ins Ausland, vorwiegend sogar in das Land der erstklassigen Klinkerstraßen, nach Holland, wandert, nachdem man dort die Überlegenheit des Kupferschlackensteins mit seiner hohen Druckfestigkeit von 3000 kg/cm² gegenüber dem Klinker erkannt hat. Die Möglichkeit, mit gutem Pflastermaterial sehr haltbare, geräuscharme und erschütterungsfreie Fahrbahnen herzustellen, ist durch führende Fachleute bestätigt worden.)

Es kann keinem Zweifel unterliegen, daß eine Verringerung der

1) Vgl. die Ausführungen von Magistrats-Oberbaurat M. Orthaus, Hannover, in Straßenbau und Straßenunterhaltung 1931, Nr. 4, unter dem Titel: „Verkehrerschütterungen und Steinpflaster“.

Werkstoffe für den Straßenbau, eine Beschränkung auf so ausgezeichnete Materialien wie Beton, Natur- und Kunststein die Straßenbauverfahren vereinfachen und verbilligen würde; hinzu kommt noch ein sehr beachtlicher Vorteil für den sich immer mehr steigenden Verkehr selbst. Sowohl die Betonstraße als auch die Pflasterstraße, z. B. aus Kupferschlackenstein, ist nach ihrer Fertigstellung ein unveränderliches Ganzes, was bei anderen Straßenbauweisen leider keineswegs der Fall ist; hat sich doch vielfach in der Praxis das Verfahren herausgebildet, „die weitere Verdichtung der Decke dem Verkehr zu überlassen“, sehr zum Mißvergnügen der Hunderttausende von Radfahrern, Motorradfahrern und Autofahrern, deren Reifen dafür büßen sollen, daß bei der Anlage der Straße die Kosten für ein genügendes Abwalzen mit einer schwereren Dampfwalze eingespart wurden.

Vermischtes.

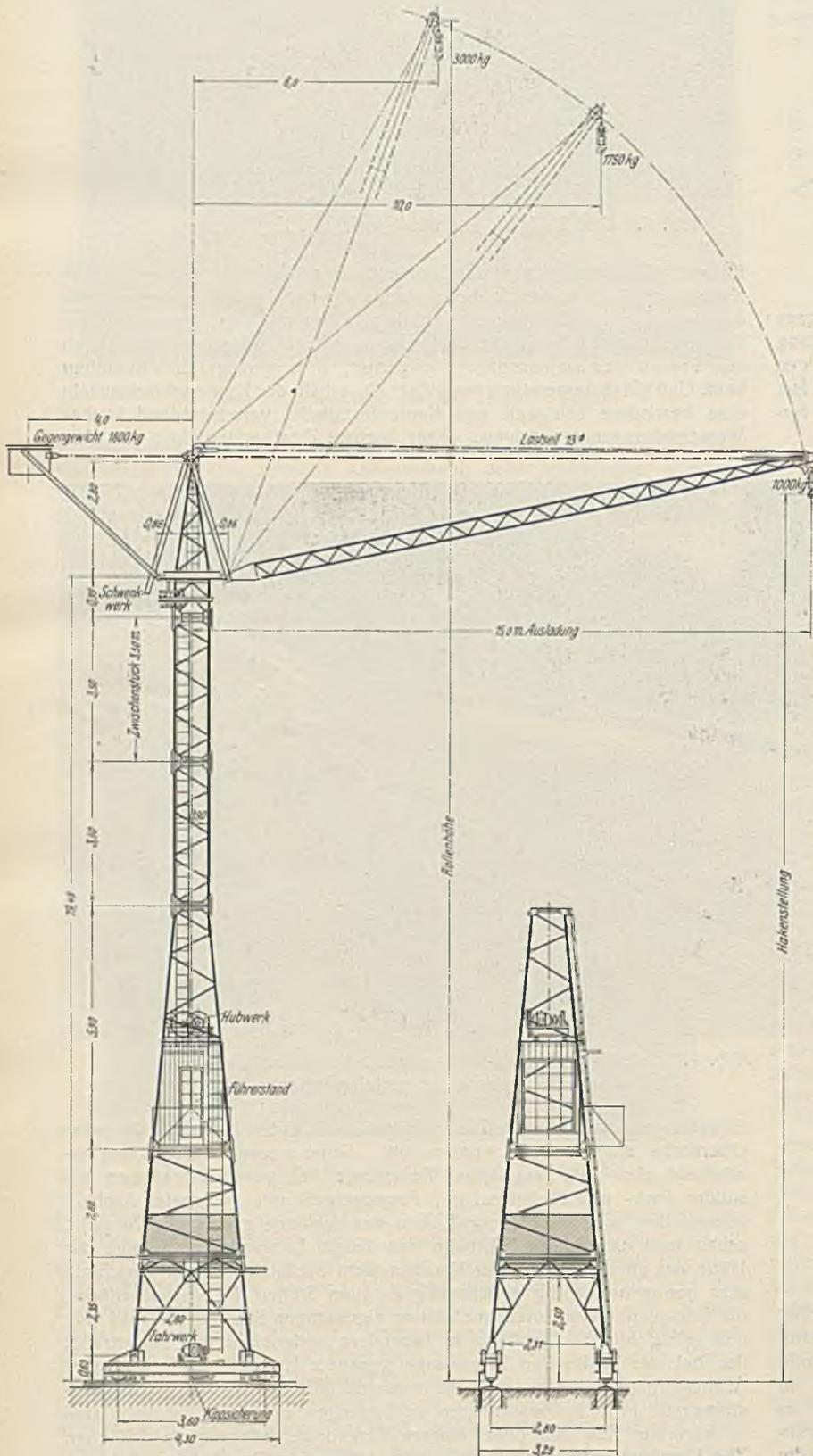


Abb. 1. Kleiner Baukran bis 3000 kg Tragkraft.

Ein neuer kleiner Baukran. Nachdem bisher eine Wirtschaftlichkeit mit dem Einsatz von Baukränen nur bei der Ausführung größerer Hochbauten zu erzielen war, ist, dem allgemeinen Bestreben folgend, auch kleinere Bauten durch Maschinen rationell zu errichten, ein neuer kleiner Baukran (von Jul. Wolff & Co, Heilbronn) (Abb. 1 u. 2) entstanden. Wie bei allen kleinen Baumaschinen eine Wirtschaftlichkeit des Betriebes nicht durch Verkleinerung der Abmessungen der großen Maschinen zu erreichen ist, so sind mit der Bauart dieses Krans ebenfalls neue Wege beschritten worden. Die Neuerungen erstrecken sich nicht nur auf die allgemeine Anordnung, sondern auch auf eine Vereinfachung des Zusammenbaues auf der Baustelle.

Um die Spitze des durch Zwischenstücke in der Höhe veränderlichen und als Fachwerk ausgebildeten Turmes schwingt der vollkommen geschweißte Ausleger, der mit einem Halteseil am Turm befestigt ist und durch die Hubwinde vollkommen selbsttätig vom Führerhaus verstellt wird. Das über dem Führerstand liegende Hubwerk besitzt zwei Geschwindigkeiten für 40 m/min bis 1000 kg und für 12,5 m/min bis 3000 kg Traglast. Mit dem in der Spitze des Turmes liegenden Schwenkwerk kann der Ausleger 1,1 U/min ausführen. Das Fahrwerk (40 m/min Geschwindigkeit) befindet sich im Fahrgestell des Turmes. Alle drei Triebwerke haben getrennten Antrieb. Mit der elektrischen Kippsicherung des Krans ist eine Schienenendsicherung verbunden, damit die Gleisenden nicht überfahren werden können. Die einzelnen Abmessungen des Krans sind folgende:



Abb. 2. Ansicht des Krans.

Tragkraft	Ausladung	Höchste Hakenstellung			Rollenhöhe		
		ohne Zwischenstück	mit einem Zwischenstück	mit zwei Zwischenstücken	ohne Zwischenstück	mit einem Zwischenstück	mit zwei Zwischenstücken
kg	m	m	m	m	m	m	
3000	6	25,1	28,6	32,1	25,9	29,4	32,9
1750	10	22,9	26,4	29,9	23,6	27,1	30,6
1000	15	14,7	18,2	21,7	15,4	18,9	22,4

Um den Kran aufzustellen, werden die einzelnen Stücke des Turmes in liegendem Zustande zuerst durch je vier Schellen verbunden. Darauf wird der Turmfuß an der einen Seite des Unterwagens durch zwei Gelenkbolzen befestigt und der Ausleger auf der anderen Seite als Strebe angesetzt. Von der Auslegerspitze werden die Seile nach einer Verankerung am Boden und über die Turmspitze nach dem Hubwerk ausgelegt. Wird nun der Strom zum Hubwerk eingeschaltet, so richtet sich in wenigen Minuten der ganze Turm auf. Die Gesamtdauer des Aufstellens beträgt 1 Arbeitstag. Während zum Aufstellen anderer, ähnlicher Turmkrane mit mehreren Zwischenstücken mehrere hundert Schrauben an den Verbindungsstellen eingezogen werden müssen, sind bei den neuen Stoßverbindungen durch Schellen nur 20 Schrauben nötig.

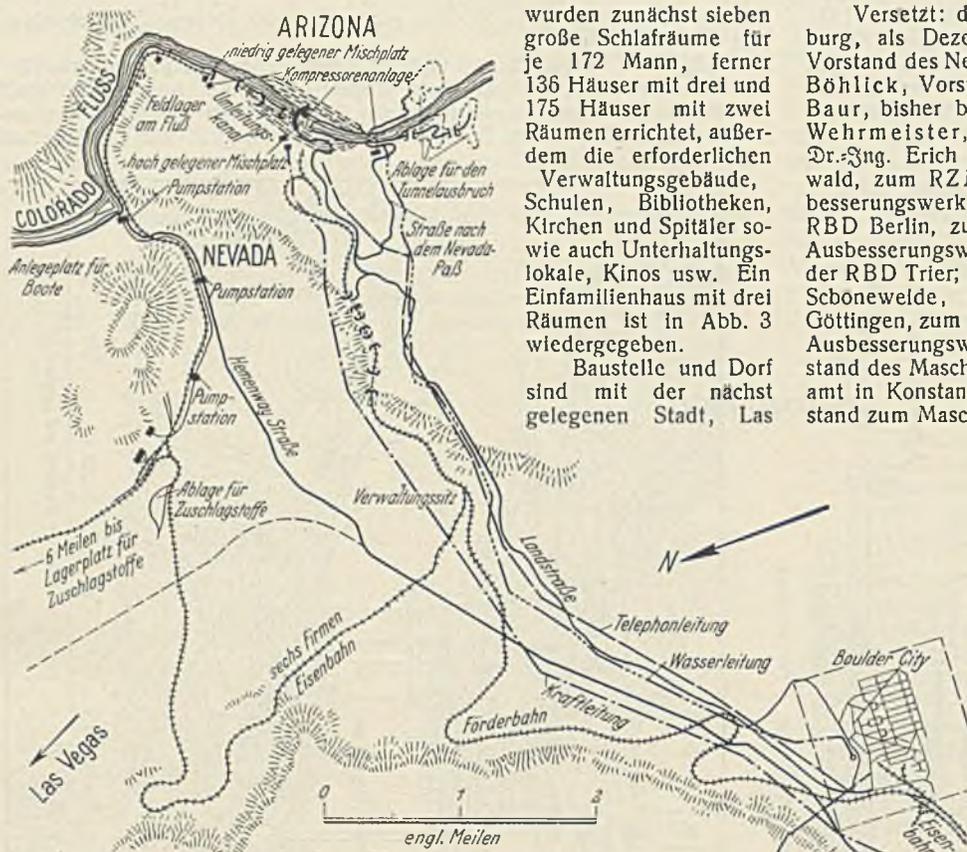


Abb. 4.

Vegas, durch eine Landstraße verbunden, wie aus dem Übersichtsplan (Abb. 4) zu ersehen ist.

Aus dem ehemaligen Wüstengebiet hat sich schon nach den ersten sechs Baumonaten, wie Eng. News-Rec. vom 26. November 1931 berichtet, eine Ortschaft mit mehreren Hundert Häusern, bewohnt von 2500 bis 3000 Menschen, entwickelt, die bereits vollkommen neuzeitlich eingerichtet ist mit Be- und Entwässerungsleitungen, Licht- und Telefonanlage und einigen Straßen trotz der ungeheuren Hitze des letzten Sommers von 53° Höchsttemperatur und einem höchsten Tagesdurchschnitt von 43° C.



Abb. 2.

Das Versorgungswasser wird vom Flusse aus durch Pumpstationen nach einem Behälter im Dorf gedrückt, nachdem es am Fluß in einem Absetzbecken vorgeklärt ist. Hinter dem Behälter fließt es dann durch eine gegenwärtig im Bau befindliche Kläranlage. Die Zentrifugalpumpen am Fluß sind auf einer Plattform aufgestellt, so daß aus der jeweils klarsten Wasserschicht entnommen werden kann.

Über die bei den Tunnelbauten angewendeten Bauweisen berichtet im einzelnen Eng. News-Rec. vom 10. Dezember 1931.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahndirektor und Mitglied der Hauptverwaltung: der Ministerialrat Dr.-Ing. Ebeling, bisher Referent im Reichsverkehrsministerium in Berlin; — zum Reichsbahnoberrat: der Reichsbahnrat Bastianer, Werkdirektor des Ausbesserungswerks in Leipzig; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Korsch, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Brandenburg West, und Stumpp bei der RBD Stuttgart und der technische Reichsbahninspektor Krage, Leiter einer Abteilung beim Reichsbahnausbesserungswerk Krefeld-Oppum; — zum Reichsbahnmann: die technischen Reichsbahninspektoren Raab in Cottbus, Scharlach in Mainz, Weimer und Eysel in Trier.

wurden zunächst sieben große Schlafräume für je 172 Mann, ferner 136 Häuser mit drei und 175 Häuser mit zwei Räumen errichtet, außerdem die erforderlichen Verwaltungsgebäude, Schulen, Bibliotheken, Kirchen und Spitäler sowie auch Unterhaltungslokale, Kinos usw. Ein Einfamilienhaus mit drei Räumen ist in Abb. 3 wiedergegeben.

Baustelle und Dorf sind mit der nächst gelegenen Stadt, Las

Versetzt: der Reichsbahnoberrat Schlier, Dezernent der RBD Regensburg, als Dezernent zur RBD Nürnberg, die Reichsbahnräte Wolff, Vorstand des Neubauamts Gleiwitz, als Vorstand zum Betriebsamt Oppeln 2, Böhlick, Vorstand des Neubauamts Liegnitz, zur RBD Breslau, vom Baur, bisher bei der RBD Wuppertal, zur Hauptverwaltung in Berlin, Wehrmeister, bisher beim Betriebsamt Berlin I, zum RZM in Berlin, Dr.-Ing. Erich Müller, bisher beim Ausbesserungswerk Berlin-Grünwald, zum RZM in Berlin, Winter, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Recklinghausen, zur RBD Berlin, Büll, bisher bei der RBD Berlin, zur RBD Wuppertal, Opitz, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Berlin-Schöneweide, zur RBD Trier, Ost, bisher bei der RBD Trier; als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Berlin-Schöneweide, du Bois-Reymond, bisher beim Ausbesserungswerk Göttingen, zum Ausbesserungswerk Berlin-Grünwald, Putze, bisher beim Ausbesserungswerk Berlin-Grünwald, zum RZM in Berlin, Nagel, Vorstand des Maschinenamts Freiburg (Breisgau), als Vorstand zum Maschinenamt in Konstanz, Hirn, Vorstand des Maschinenamts Konstanz, als Vorstand zum Maschinenamt Freiburg (Breisgau) und die Reichsbahnbaumeister Krämer, bisher bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder), zum Betriebsamt Berlin I, Dr.-Ing. Hahn, bisher bei der RBD Stuttgart, zum Neubauamt Tuttingen und Bode, bisher bei der RBD Wuppertal, zum RZM in Berlin.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Josef Klein, Vorstand des Neubauamts Ludwigshafen (Rhein), die Stellung als Vorstand des Bauamts daselbst und dem Reichsbahnrat Rabenalt, Vorstand des Betriebsamts Oppeln 2, die Stellung als Vorstand des Betriebsamts Oppeln 1.

Zur Beschäftigung einberufen: die Regierungsbaumeister der maschinentechnischen Fachrichtung Riedmiller im Bezirk der RBD München, Kneidl im Bezirk der RBD Ludwigshafen (Rhein) und Ganzenmüller im Bezirk der RBD Nürnberg, die Regierungsbaumeister der bautechnischen Fachrichtung Dannenberg und Vonwerden im Bezirk der RBD München, Fischer im Bezirk der RBD Augsburg, Huber und Roßbach im Bezirk der RBD Regensburg, Krumbach im Bezirk der RBD Ludwigshafen (Rhein) und Wolz im Bezirk der RBD Nürnberg.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahndirektor und Mitglied der Hauptverwaltung, Geheimer Baurat Oppermann in Berlin und die Reichsbahnbeamten Hoffmann und Schneider in Karlsruhe.

Gestorben: der Reichsbahnoberrat Siebels, Dezernent der RBD Münster (Westf.), und der Reichsbahnmann Schönrock in Berlin.

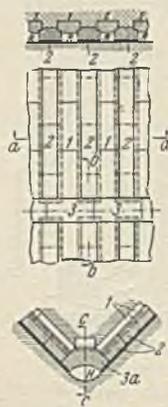
Reichsverkehrsministerium. Der Oberregierungsbaurat Leopold wurde zum Ministerialrat ernannt.

Preußen. Das Preußische Staatsministerium hat die Wahl des Ministerialdirektors im Reichsverkehrsministerium Dr.-Ing. e. h. Gährs zum Präsidenten der Akademie des Bauwesens und zugleich zum Dirigenten der Abteilung für das Ingenieur- und Maschinenwesen für die Zeit bis Ende Dezember 1934 bestätigt; — desgl. die Wahl des Ministerialrats im Preuß. Finanzministerium Grube zum Dirigenten der Abteilung Hochbau für den gleichen Zeitraum.

An Stelle des am 1. April d. J. in den Ruhestand versetzten Oberregierungs- und -baurats Schönsee in Breslau ist mit der Wahrnehmung der Geschäfte eines staatlichen Kommissars für die Teilnahme an den Diplomprüfungen an der Technischen Hochschule in Breslau in der Fachrichtung Bauingenieurwesen der Oberregierungs- und -baurat Laubschat in Breslau beauftragt worden.

Patentschau.

Aus Formsteinen bestehende Abdeckung für die wasserdichte Schutzschicht von Brücken, Tunneln u. dgl. (Kl. 19d, Nr. 529 887 vom 28. 12. 26 von Dr.-Ing. Ernst Gaber in Karlsruhe.) Über einer z. B. aus Asphaltfilzplatten hergestellten wasserdichten, im Gefälle angeordneten Schutzschicht von Brücken, Tunneln od. dgl. sind in eine dünne Mörtelschicht versetzte, seitliche Zwischenräume R frei lassende Formsteine 2 verlegt, auf denen die Zwischenräume überdeckende Steine 1 lagern. In den Zwischenräumen R liegt die Schutzschicht frei, so daß das Sickerwasser auf der Schutzschicht rasch abfließen kann. Die Zwischenräume können durch eine durch Formsteine 3 abgedeckte Hauptrinne H verbunden sein, die aus Formsteinen 3a besteht. Zweckmäßig sind die Kanten der Steine ausgekehlt, so daß sie sich leicht und sicher verlegen lassen, außerdem wird dadurch die Bauhöhe des Belages herabgemindert.



INHALT: Schwimmende Gurtförderanlage im Bezirk des Wasserbauamts Hoya (Weser). — Wasserabführungsvermögen von scharfkantigen und abgerundeten Planschützen. — Können im Ausbau des deutschen Straßennetzes wenige Werkstoffe verwendet werden? — Vermischtes: Neuer kleiner Baukran. — Hoover-Staumauer am Colorado. — Personalmeldungen. — Patentschau.

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