

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 28. Februar 1936

Heft 10

Alle Rechte vorbehalten.

Entwicklungsrichtungen im Eisenbetonbau.

Von Dr.-Ing. Walter Nakonz, Regierungs- und Baurat a. D., Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau-AG, Berlin.

Die umfangreiche Bautätigkeit der letzten Jahre in Deutschland hat dem Eisenbetonbau einen großen Aufschwung gegeben; und es verlohnt sich, darüber nachzudenken, in welcher Richtung sich diese Bauweise entwickelt hat und weiter entwickeln wird.

Die im Jahre 1932 neu herausgegebenen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton haben sich gut bewährt. Die die bauliche Ausführung betreffenden Vorschriften bilden, wenn sie richtig eingehalten werden, eine ausreichende Plattform für eine einwandfreie Durchführung des Baues. Die zugelassenen Spannungen lassen dem Konstrukteur genügend freie Hand bei der Lösung aller an ihn herantretenden Aufgaben; sie geben aber auch dem Bauherrn eine ausreichende Gewähr dafür, daß stets eine genügende Sicherheit in den einzelnen Bauteilen vorhanden ist. Es muß anerkannt werden, daß der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton bei der Abfassung der Bestimmungen und bei der Abwägung der verschiedenartigsten Belange eine glückliche Hand gehabt hat, und daß gerade seine vielseitige Zusammensetzung aus Vertretern der Behörden, der Hochschulen, der Praxis und der Industrie ihn befähigt hat, gute und für lange Zeit geltende Arbeit zu leisten.

Bei den Zementen werden die vorgeschriebenen Mindestdruckfestigkeiten von 350 kg/cm² für den normalen Zement und von 500 kg/cm² für den hochwertigen Zement nach 28 Tagen gemischter Lagerung fast durchweg überschritten. Man kann mit 450 bis 500 kg/cm² bzw. 550 bis 650 kg/cm² bei guten Marken rechnen. Bei den höchstwertigen Zementen, z. B. Novo, Adler-Stolz, liegen die Druckfestigkeiten nach 28 Tagen gemischter Lagerung noch höher, etwa um 650 bis 800 kg/cm². Ähnliche Festigkeiten haben die Tonerdezemente, die gegenüber den höchstwertigen Zementen den Vorteil bieten, daß sie am Anfang noch schneller erhärten und bereits nach 24 Stunden bedeutende Festigkeiten haben.

Es muß anerkannt werden, daß diese Druckfestigkeiten allen Ansprüchen der Praxis vorerst genügen und daß eine weitere Steigerung zur Zeit nicht notwendig erscheint.

Um so größer sind dafür die Wünsche, die hinsichtlich der Zugfestigkeit der Zemente zu äußern sind. Die Zugfestigkeiten der normalen Zemente nach 28 Tagen gemischter Lagerung liegen um etwa 35 bis 45 kg/cm² herum, die der hochwertigen um etwa 40 bis 50 kg/cm², die der höchstwertigen äußerstenfalls um etwa 45 bis 50 kg/cm². Eine Steigerung dieser verhältnismäßig geringen Werte ist seit langen Jahren nicht mehr zu verzeichnen gewesen; und es erscheint daher fraglich, ob es gelingen wird, hierin eine wesentliche Änderung und Verbesserung herbeizuführen.

Die geringen Zugfestigkeiten des Zements und des Betons werden fast immer schon durch die infolge des Schwindens auftretenden Spannungen voll in Anspruch genommen. Auch die Schwindung ist eine Stoffeigentümlichkeit, die nicht zu beseitigen sein wird. Immerhin ist aber festzustellen, daß die einzelnen Zementarten hierin wesentliche Unterschiede aufweisen. Die Praxis weiß, daß hochwertige Zemente wegen ihrer feineren Mahlung und Aufbereitung fast durchweg stärker schwinden als normale Zemente; aber auch innerhalb der einzelnen Zementgattung gibt es große Verschiedenheiten. Leider haben bisher einheitliche und zuverlässige Prüfverfahren für Schwindmessungen gefehlt, und wenn bei einem Eisenbetonbau aus bestimmten Gründen besonderer Wert auf ein möglichst geringes Schwinden zu legen war, so waren zahlenmäßige Unterlagen dafür, welche Zementsorte hierfür am geeignetsten war, nicht zu erlangen. Es ist daher dankbar zu begrüßen, daß der Herr Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen von einem Ausschuß der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen ein Prüfverfahren für Schwindmessungen hat ausarbeiten und alle wichtigen Zemente auf ihre Schwindeligenschaften hienach hat untersuchen lassen. Es ist dringend zu wünschen, daß die Ergebnisse dieser Untersuchungen der Allgemeinheit bekanntgemacht werden. Wir müssen dahin kommen, daß jede Zementfabrik nach einem eindeutigen amtlichen Prüfverfahren genaue Schwindmessungen mit den von ihr hergestellten Zementen anstellt, dem Abnehmer die Ergebnisse dieser Messungen bekanntgibt und ihm gegenüber eine Gewähr dafür übernimmt, daß die angegebenen Schwindmaße nicht überschritten werden. Dort, wo also weniger Wert auf besonders hohe Festigkeiten als auf ein möglichst geringes Schwinden gelegt werden muß, hat der bauausführende Ingenieur es dann in der Hand, unter den vielen Zementen auf dem Markte auf

Grund genauer zahlenmäßiger Unterlagen sich den richtigen auszusuchen, während er heute in dieser Beziehung allein auf sein Gefühl und seine Erfahrungen angewiesen ist.

In den Eisenbetonbestimmungen sind über die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe genaue Vorschriften gemacht. Sie haben fraglos zu einer weitgehenden Veredlung der Eisenbetonbauweise beigetragen, und es ist festzustellen, daß bei sinngemäßer Einhaltung dieser Bestimmungen jede praktisch erforderliche Betondruckfestigkeit erreicht werden kann. Es ist ohne besondere Kunstgriffe heute möglich, Betondruckfestigkeiten von 600 bis 700 kg/cm² zu erzielen; andererseits muß auch mit allem Nachdruck darauf aufmerksam gemacht werden, daß Druckfestigkeiten von 200 bis 250 kg/cm², die häufig der statischen Berechnung des Bauwerks zugrunde gelegt werden, nur unter Verwendung guter Zemente, einer genügend fetten Mischung und gut gekörnter Zuschlagstoffe, sowie bei bester Verarbeitung unter weitgehender Beschränkung des Wasserzusatzes zu erreichen sind. Wenn also derartige Betondruckfestigkeiten vorausgesetzt werden, dann muß auch eine entsprechend liebevolle Betreuung der Baustelle vorhanden sein.

Es ist nicht immer möglich, die Sieblinie der Zuschlagstoffe so gleichmäßig zu erreichen, wie sie in den Eisenbetonbestimmungen angegeben ist. Häufig wird es an Mittelkorn fehlen. Man kommt dann zu den sogenannten Ausfallkörnungen, die gleichfalls gute Betonfestigkeiten ergeben können und über die namentlich die Österreicher eingehende Versuche gemacht haben. Maßgebend ist vor allem der Druckversuch und nicht die Sieblinie.

Von großer Bedeutung für die Festigkeit des Betons ist bekanntlich auch der Wasserzementfaktor. Je weniger Wasser ein Zuschlagstoff für eine brauchbare Konsistenz des Betons benötigt, desto günstiger wird er sein. Hieraus ergibt sich ohne weiteres der schädliche Einfluß von zu viel feinem Sand, der besonders viel Wasser verschlingt, und der günstige Einfluß von groben Zuschlägen, die wenig Wasser erfordern.

Leider muß festgestellt werden, daß einer richtigen Auswahl der Zuschlagstoffe heute vielfach noch nicht die genügende Beachtung beigemessen wird. In einzelnen Gegenden Deutschlands, z. B. im Rheinland, in Westfalen und an der Weser, bekommt man sogenannten Betonkies, der von den Kieswerken von vornherein in der richtigen Zusammensetzung geliefert wird. In anderen Gegenden Deutschlands, wo gute, natürliche Kiesvorkommen fehlen, ist das, was dort als Betonkies in den Handel kommt, häufig nichts anderes als mehr oder minder grober Sand, meistens auch noch mit zu viel feinsten Teilen und unter Fehlen jeglicher gröberer Körnung. Das Material ist selbstverständlich brauchbar; nur muß es in geeigneter Weise durch Splittzusatz oder dergleichen verbessert werden. Das wird aber häufig zwecks Kostenersparnis unterlassen, und das darf nicht sein. Man könnte daran denken, daß in ähnlicher Weise, wie die Zementindustrie selbst für die Güte ihrer Erzeugnisse sorgt, auch die Kies- und Steinindustrie nach dieser Richtung hin gewisse Verpflichtungen übernimmt. Jeder, der Sand oder Kies für Betonierungszwecke verkauft, müßte verpflichtet werden, sein Material laufend zu untersuchen und für die einmal angebotene Kornzusammensetzung eine bestimmte Gewähr zu übernehmen. Die Prüfung dieser Kornzusammensetzungen könnte von einer hierfür eingerichteten Stelle überwacht werden, und diese hätte in dem Prüfungszeugnis für das Material anzugeben, wieweit es geeignet ist oder welcher Verbesserungen es bedarf, um den behördlichen Vorschriften beim Eisenbeton zu genügen.

In den letzten Jahren ist durch eine Reihe von Versuchen etwas Klarheit über gewisse Verformungen geschaffen worden, die der Beton unter dem Einfluß langdauernder Belastung längere Zeit hindurch vornimmt, auch nachdem die hiervon unabhängige elastische Verformung während des Aufbringens der Last längst beendet ist; Erscheinungen, die man als plastische Verformungen oder auch als „Kriechen“ bezeichnet hat. Im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton wurden von Prof. Graf in Stuttgart unbewehrte und mit 2,7 bzw. 5,5% Längsbewehrung versehene Säulen von etwa 900 cm² Gesamtquerschnitt einer Dauerbelastung durch eine Längskraft unterzogen¹⁾. Säulen gleicher Ab-

¹⁾ Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 77: Versuche mit Eisenbetonsäulen. Bericht erstattet von Otto Graf. Berlin 1934, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

messung wurden unter den gleichen Verhältnissen unbelastet aufbewahrt, um die Schwindung feststellen zu können. Die laufenden Beobachtungen der Säulen ergaben, daß ihre Verkürzung unter der Dauerbelastung nicht etwa der elastischen Verkürzung, die beim Aufbringen der Last entstand, zuzüglich der inzwischen eingetretenen Schwindung entsprach, sondern erheblich darüber hinausging; und zwar wurde die nachträgliche Verkürzung bei den unbewehrten Säulen verhältnismäßig am größten und nahm mit zunehmender Längsbewehrung stark ab. Von ausländischen Versuchen sind die von Faber bemerkenswert²⁾, der etwa 4,57 m weit gespannte Balken, die in der Mitte eine Einzellast trugen, fünf Jahre lang untersucht hat. Auch hier nahm unter dem Einfluß der langdauernden Belastung die Durchbiegung unabhängig von dem Schwinden beträchtlich zu und kam erst nach Ablauf von etwa fünf Jahren zum Stillstande. Allerdings sind die Versuche deswegen nicht ganz zuverlässig, weil bei der verhältnismäßig hohen Belastung einzelne Balken unbedingt Zugrisse gehabt haben müssen, obwohl sie nach Fabers Bericht nicht beobachtet worden sind. Sobald derartige Zugrisse auftreten, läßt sich kaum feststellen, wie weit die nachträgliche Verformung eine plastische ist oder dem weiteren Öffnen der Risse zuzuschreiben ist. Hieraus erhellt auch die Schwierigkeit, derartige Versuche bei auf Zug oder Biegung beanspruchtem Beton auszuführen. Die Nachverformung hat eine Verlagerung der Spannungen zur Folge; z. B. wird bei Druckgliedern die Betonspannung kleiner, dagegen die Eisenspannung höher. Der Einfluß von Stützensenkungen, elastischen Verdrehungen der Widerlager und Temperaturänderungen wird geringer; hiermit hängt es auch zusammen, daß statisch unbestimmte Eisenbetonkonstruktionen häufig so erstaunlich unempfindlich gegen unerwartete Änderungen der Auflagerbedingungen sind. Der Beton erscheint weicher, schmiegsamer; wo eine örtliche Überlastung stattfindet, bahnt sich von selbst ein Ausgleich an. Die Vergrößerung der Durchbiegung durch die plastische Verformung ist bei weitgespannten Konstruktionen zu berücksichtigen. Die Verformung hängt offensichtlich stark von der Art des verwendeten Betons ab, und es ist erwünscht, daß hier durch umfangreiche Dauerversuche weitere Aufschlüsse geschaffen werden.

Es ist bekannt, daß das Elastizitätsmaß des Betons starken Schwankungen unterliegt und im wesentlichen abhängt von der Art und Zusammensetzung der verwendeten Zuschlagstoffe und Bindemittel, von dem Wasserzusatz, von der Art der Verarbeitung und Nachbehandlung, von der Lagerung und von der Höhe der Beanspruchung. Ausführliche Zahlenangaben veröffentlicht hierüber Hummel³⁾. Bei Biegezugdehnungsmessungen mit Beton aus verschiedenem Zuschlaggestein, einem Gehalt von 350 kg hochwertigem Zement je m³ und einer schwach plastischen Betonsteife hat er u. a. nachstehende Zahlen erhalten:

Zuschlagstoff	σ_{bz} kg/cm ²	Bruchwerte		Druckfestigkeit σ_{bd} kg/cm ²
		spez. Dehnung ϵ in $1 \cdot 10^{-4}$	E kg/cm ²	
Roter Quarzporphyr . . .	48	2,94	163 000	479
Quarzit	49	2,89	169 000	483
Grauwackensplitt . . .	50	2,66	188 000	485
Gebrochener Kles . . .	44	1,98	222 000	488
Basaltsplitt	48	1,93	249 000	555

Bei der gleichen Biegezugfestigkeit $\sigma_{bz} = 48$ kg/cm² ist die mittlere spezifische Dehnung des Betons mit rotem Quarzporphyr beim Bruche $2,94 \cdot 10^{-4}$, die des Betons mit Basaltsplitt dagegen nur $1,93 \cdot 10^{-4}$. Es ist ersichtlich, daß ein Beton mit größerem ϵ und kleinerem E z. B. als Straßenbeton weniger leicht zu Rissen infolge von Temperaturänderungen und Schwinden neigen wird als ein Beton mit kleinem ϵ und großem E ; und Hummel macht mit Recht darauf aufmerksam, daß in der Art der Wahl des Zuschlaggesteins offenbar ein aussichtsreiches Mittel gegeben ist, sowohl die Zusammendrückbarkeit als auch die Dehnungsfähigkeit von Beton praktisch wirksam zu beeinflussen.

Über den entscheidenden Anteil des Wasserzusatzes an der Festigkeit des Betons herrscht heute wohl nirgends mehr Unklarheit. Die in den Bestimmungen eingeführte Steifepfung und ihre Durchführung mittels des Grafschen Rütteltisches haben sich gut bewährt. Die Schwierigkeit, die darin liegt, daß auf der einen Seite ein möglichst geringer Wasserzusatz gewählt werden soll, um eine hohe Festigkeit zu erreichen, daß auf der anderen Seite aber der Wasserzusatz nicht unter ein Mindestmaß absinken darf, damit der Beton genügend verarbeitbar ist, wird immer bestehen bleiben. Von dem Gußbeton will heute wegen des notwendigen hohen Wasserzusatzes niemand mehr etwas wissen. Es kommt heute für Eisenbeton ausschließlich der weiche oder plastische Beton in Frage.

²⁾ Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Paris 1932. Vorbericht: Elasticity, Plasticity and Shrinkage. Von Oskar Faber, Consulting Engineer, London.

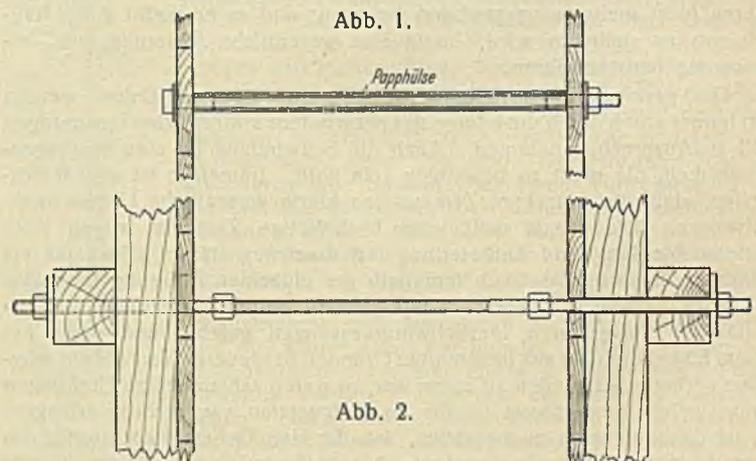
³⁾ Beeinflussung der Betonelastizität. Von Dr.-Ing. A. Hummel. Zement 1935, S. 665 ff.

Sein Ausbreitmaß ist in den Bestimmungen mit 50 cm angegeben worden. Dieses reicht bei hohen und engen Querschnitten nicht aus. Es sollte mit 55 cm begrenzt werden, zumal feststeht, daß ein richtig zusammengesetzter Beton mit einem derartigen Ausbreitmaß noch als weicher und nicht als flüssiger Beton anzusprechen ist.

In den Eisenbetonbestimmungen ist die Beanspruchung der Eiseneinlagen mit 1200 kg/cm² bei Handeisen bzw. St 37 und mit 1500 kg/cm² bei St 52 festgesetzt; soll die höhere Spannung auch bei Rippendecken, Balken, Plattenbalken und Rahmen angewendet werden, so ist eine Betondruckfestigkeit $W_{b28} \cong 225$ kg/cm² verlangt. Die Spannung von 1500 kg/cm² lohnt es in den meisten Fällen nicht auszunutzen, da etwa in gleichem Maße Rundeisen St 52 teurer ist als Handeisen. Eine sehr günstige Behandlung erfuhr später das sogenannte Istegelsen, das mit 1800 kg/cm² beansprucht werden durfte. Der Preisunterschied zwischen Istegelsen und Handeisen war geringer als der Vorteil, der sich bei Ausnutzung der höheren Spannung von 1800 kg/cm² ergab.

Inzwischen sind auch für die Verwendung von St 52 neue zweckmäßigere Bestimmungen derart ergangen, daß bei vorwiegend ruhenden Lasten und nur bei Hochbauten ohne Witterungseinflüsse bei Platten die Eisenspannung durchweg mit 1800 kg/cm² bemessen werden darf und bei Plattenbalken gleichfalls, jedoch mit der Einschränkung, daß hier der Querschnitt der Bewehrungseisen $\cong 3,14$ cm² ist. Es ist anzunehmen, daß in Zukunft St 52 häufiger als bisher verwendet werden wird.

Für die Herstellung der Schalungen wird in Deutschland nach wie vor fast ausschließlich Holz verwendet. Eiserner Schalungen sind zu teuer und kommen nur dort in Frage, wo die Art des Bauwerks, z. B. Talssperren, Silos, Schornsteine, eine vielmalige Verwendung gestattet. Für die meisten Bauten werden raue Schalbretter, wie sie aus der Säge kommen, mit parallel gesäumten Kanten verwendet. Dort, wo größere Ansprüche an das Aussehen des Bauwerks gestellt werden, z. B. bei Brücken, wird häufig gehobelte oder auch gehobelte und gespundete Schalung vorgeschrieben, wenn eine steinmetzmäßige Bearbeitung nicht stattfinden soll. Die gehobelte Schalung, namentlich wenn sie noch geölt wird, kann bewirken, daß sich Wasser, das beim Durcharbeiten und Durchstoßern des weichen Betons frei wird, an der Schalung sammelt, dort hochspült, den Zement an der Oberfläche in senkrechten Streifen ausspült und die Sand- und Kiesteilchen unverhüllt zutage treten läßt. Nach dem Ausschalen sind dann häßliche Flecke zu sehen, die wie Sandnester erscheinen. Es ist schwer, diese Mängel zu vermeiden, wenn nach der Art des Bauwerks mit einem verhältnismäßig weichen Beton gearbeitet werden muß. Deshalb sollte man gehobelte Schalung nur dort verwenden, wo der Beton erdfeucht oder sehr steif eingebracht und verarbeitet werden kann. Sonst empfiehlt es sich, die Schalung naturrauh zu lassen. Wenn man etwas Besonderes tun will, werden die Kanten gehobelt, so daß die einzelnen Bretter fest aufeinander schließen und die Schalnähte später möglichst wenig in die Erscheinung treten. Werden durchweg neue Bretter für die Ansichtflächen verwendet, so werden diese ausgeschalt einen guten Eindruck machen, auch wenn sie nicht mehr steinmetzmäßig bearbeitet werden. Wichtig ist natürlich, daß die Art der Einschaltung,



ob mit waagerechten, senkrechten oder schräg verlaufenden Schalbrettern, der Linienführung und dem Charakter des betreffenden Bauwerks angepaßt wird, und daß auch in die Breite und Länge der Schalbretter sowie in ihre Stöße eine gewisse Ordnung gebracht wird.

Die billigste und einfachste Verankerung von zwei einander gegenüberliegenden Schalwänden ist nach wie vor die Verrödelung mittels Bindedrahtes von etwa 4 bis 6 mm Durchm. Sie ist nicht genügend zuverlässig bei hohen Wänden und bei massigen Baukörpern, bei denen der Beton ohne Arbeitsunterbrechung in großer Höhe eingebracht wird, so daß ein großer Druck gegen die Schalung entsteht. Hier muß die Verankerung durch Verbolzung geschehen. Am einfachsten ist es, die Bolzen fest einzubetonieren und nach dem Ausschalen die hervorstehenden Enden

abzubrennen. Die offensichtlichen Nachteile dieses Verfahrens vermeidet man, wenn über die Bolzen Hülsen aus Eisenbeton, Gasröhren oder dergleichen gesteckt werden, so daß die Bolzen herausgezogen werden können, oder wenn die beiderseitigen Enden abschraubbar eingerichtet werden.

Eine gute Lösung für einen in seiner ganzen Länge herausziehbaren Bolzen (D. R. G. M.) zeigt Abb. 1. Über den Bolzen ist eine Papphülse gestreift, deren lichter Durchmesser nur wenig größer als der äußere Bolzendurchmesser sein darf. In der Längsrichtung ist die Papphülse durch zwei Querschnitte, die etwa 2 bis 3 cm von den äußeren Rändern angeordnet sind, in drei Teile geteilt. Nach Herausziehen des Bolzens und Entfernen der Schalungen werden die beiden kleinen Papphülsen von 2 bis 3 cm Länge an den Außenflächen herausgekratzt. Die entstehenden Löcher werden mit Beton geschlossen. Versuche haben gezeigt, daß selbst bei kräftigem Anziehen der Schraubenmutter die Papphülse genügenden Widerstand leistet, da sie wegen ihres dichten Anschlusses an den Bolzen nicht ausknicken kann.

Abb. 2 zeigt eine andere Lösung, die die Beton- und Monierbau-AG zum ersten Male bei dem Bau der Hindenburgschleuse Anderten bei Hannover angewendet hat. Hier werden die beiden Enden der Bolzen nach Erhärten des Betons herausgeschraubt. Die entstehenden Löcher werden ausbetoniert.

Das Biegen der Rundeseisen geschieht auf größeren Baustellen heute durchweg mit Blegemaschinen, die in großer Vollkommenheit hergestellt werden und je nach Wahl des Modells Eisen bis zu 60 mm Durchm. kalt zu biegen gestatten. Die elektrischen Blegemaschinen der Maschinenfabrik Futura in Elberfeld sind neuerdings mit mehreren Biegestellen ausgerüstet, um die Biegeschwindigkeit nach der Dicke der Eisen abzustufen. Wie gleichmäßig und ohne jeden Eingriff in die Güte der Eisen diese kalt gebogen werden, zeigt die Ätzung in Abb. 3. Auch die Verarbeitung des härteren und spröderen Istebstahls sowie des St 52 ist mit diesen Blegemaschinen ohne Schwierigkeiten möglich.

Bei weitgespannten Balken oder Bogen reichen die üblichen Handelslängen der Bewehrungseisen nicht aus. Die Rundeseisen müssen entweder von vornherein in größeren Längen gewalzt und geliefert oder gestossen werden. Es ist heute möglich, Rundeseisen bis zu 60 m Länge von den Walzwerken zu erhalten. Auch der Transport mit der Bahn ist möglich. Die Verwendung derartig langer Rundeseisen ist im allgemeinen jeder Stoßausbildung vorzuziehen. Wenn diese aber nicht zu vermeiden ist, so hat sich heute die elektrische Widerstandsschweißung als eine unbedingt zuverlässige und sichere Stoßausbildung eingeführt. Abb. 4 zeigt eine Stumpfschweißmaschine der Siemens u. Halske-AG. Zahlreiche Zugversuche, die mit derart geschweißten Stößen gemacht worden sind, haben immer ergeben, daß die Eisen nicht im Stoß, sondern daneben gerissen sind. Es erscheint demnach zulässig, entgegen den Eisenbetonbestimmungen keine Querschnittsminderung an der Stoßstelle einzuführen, wenn die elektrische Widerstandsschweißung angewendet wird.

Auf eine sorgfältige Verlegung der Eisen wird heute mit Recht mehr Wert gelegt als früher. An den Außenflächen sichtbare Bügel oder Trageisen sind streng verpönt. Um den notwendigen Abstand der Eisen von der Außenfläche zu gewährleisten, haben sich die Eisenbetonklötzchen gut bewährt.

Die Mischmaschinen, mit denen der Beton hergestellt wird, erscheinen heute erfreulicherweise nur noch in wenigen Typen. Die Unzahl von verschiedenen Konstruktionen, die es früher gegeben hat, ist verschwunden. Die Mischmaschinen, die heute auf dem Markt sind, können durchweg als zuverlässig angesprochen werden. Hohe Anforderungen werden heute an eine genaue Dosierung des Wasserzusatzes gestellt. Trotzdem ist es hiermit allein auch nicht getan; das sichere Gefühl und der erfahrene Blick des Bedienungsmannes können für die Beibehaltung der gewünschten Steife nicht entbehrt werden. Außer der Herstellung eines guten und gleichmäßigen Betons müssen von den Mischmaschinen auch eine große Beweglichkeit und leichte Montage verlangt werden. Nach dieser Richtung lassen einzelne Konstruktionen noch zu wünschen übrig.

Der Transport des gemischten Betons geschieht bei kleineren Baustellen immer noch am billigsten durch Karren oder Kippwagen. Bei größeren Baustellen werden Derrickkrane, Turmdrehkrane und Kabelkrane Verwendung finden. Die eine Zeitlang sehr beliebten Gießtürme sind fast vollkommen verschwunden. Auch Förderbänder gelangen nur selten zur Verwendung. Eine steigende Verbreitung hat in den letzten Jahren der Pumpbeton gewonnen. Die Aufgabe, an deren Lösung man früher nicht recht glauben wollte, nämlich Beton, der auch in weichem Zustande eine immerhin recht sperrige Masse darstellt, mittels Druckpumpe in Rohrleitungen zu fördern, ist gelöst; und wenn auch der Verschleiß bei der Pumpe und den Rohrleitungen noch ein recht hoher ist, so sind die praktischen Ergebnisse bezüglich der Güte des Betons durchaus ermutigend. Durch das stoßweise Drücken des Betons in den Rohrleitungen tritt eine Verdichtung schon während der Förderung ein; der Beton gelangt mit wenig Luftblasen in die Schalung. Die heutigen Pumpen und Rohrleitungen sind immer noch so kostspielig, daß ihr Einsatz für kleinere Baustellen nicht in Frage kommt. Auch verbietet sich ihre Anwendung

von selbst, wo bei dünnwandigen Konstruktionen ein häufiges Umlegen der Rohrleitungen notwendig wäre; wo aber größere Massen zu fördern sind, ist der Pumpbeton am Platze. Allerdings ist zu beachten, daß der Pumpbeton ein sandreiches Gemisch erfordert. Der Anteil des Sandes von 0 bis 7 mm Korngröße sollte nicht unter 50% heruntergehen, wenn Verstopfungen vermieden werden sollen; das Ausbreitmaß sollte nicht unter 45 cm betragen und wird zweckmäßig mit 45 bis 50 cm gewählt.

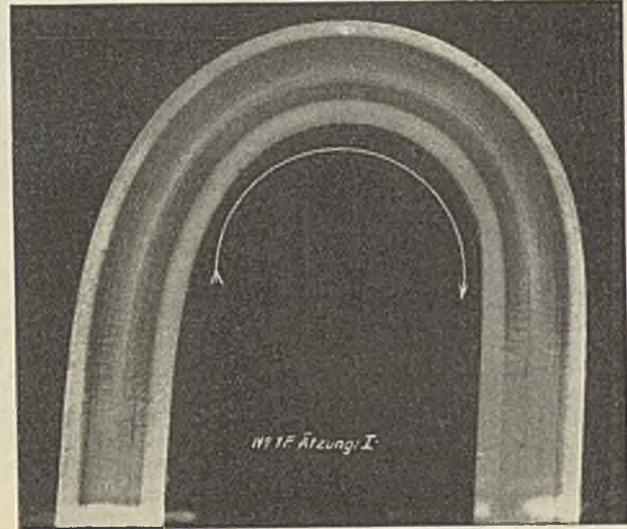


Abb. 3.

Eine entscheidende Bedeutung für das gute Gelingen des Baues kommt der Verarbeitung des Betons zu. Hier werden die meisten Fehler begangen. Der Beton wird nicht richtig durchgearbeitet, so daß namentlich an Arbeitsfugen und Übergangstellen Nester und Hohlräume entstehen. Auf eine richtige Lage der Eisen wird nicht genügend geachtet, so daß später Bügel oder gar Trageisen sichtbar zutage treten. Die obere Bewehrung wird heruntergetrampelt. Um den Beton möglichst leicht verarbeiten zu können, wird ein recht flüssiger Beton angemacht. Diese und andere Fehler lassen sich nur vermeiden, wenn eine ausreichende Zahl von gelernten und praktisch geschulten Betonarbeitern, also Facharbeitern, an der Verarbeitung beteiligt ist. Nur mit ungelerten Leuten kann auch bei deren bestem Willen und bei der peinlichsten Überwachung durch das Aufsichtspersonal ein guter Eisenbeton nicht hergestellt werden. An einer ausreichenden Zahl von geschulten Facharbeitern fehlt es, und es ist unbedingtes Gebot aller beteiligten Kreise, hierin so schnell wie möglich Wandel zu schaffen.

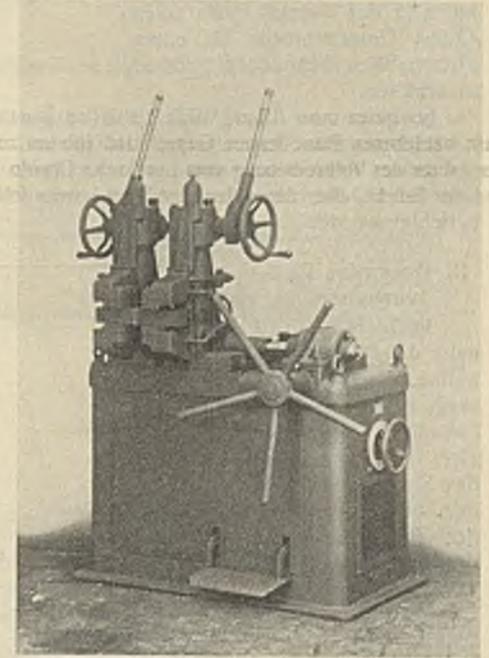


Abb. 4.

Neben der üblichen Art des Stocherns des Betons und des Klopfens gegen die Schalung hat in den letzten Jahren vom Betonstraßenbau her auch das Rütteln eine gewisse Verbreitung gefunden. Es verspricht gute Ergebnisse nur bei erdfeucht oder sehr steif angemachtem Beton, hat aber praktische Erfolge bislang nur als Oberflächenrüttlung erzielt. Diese gelingt bei Platten, z. B. Betonstraßen, Eisenbetondecken od. dgl.; sie versagt aber bei dickeren und höheren Bauteilen. Um auch bei diesen zum Ziele zu kommen, hat man in Amerika und Frankreich Tauchrüttler konstruiert, die in den Beton von oben eingelassen werden. Ob sie aber, zum mindesten mit erträglichen Mitteln, Erfolg bringen, erscheint zweifelhaft. Das Gelingen des Rüttelns wird stark beeinflusst durch die Zusammensetzung des Betongemenges; die bisher vorliegenden wissenschaftlichen Versuche hierüber sind ergänzungsbedürftig. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Bau der Straßenbrücke über die Oder bei Poppelau-Nikoline.

Von Regierungsbaumeister Karl Theodor Strauch, Lauenburg (Elbe) (früher Nikoline O./S.).

I. Baubedürfnis.

Schon seit 50 Jahren hatte man zwischen Oppeln O./S. und Brieg N./S. einen festen Übergang über den Oderstrom geplant; denn auf der rd. 50 km langen Flußstrecke zwischen diesen beiden Städten, die durch etwa 8 km voneinander entfernte Reichs- und Kreisstraßen auf beiden Oderufeln verbunden sind (Abb. 1), war nur an einigen Stellen unzulänglicher Fährenbetrieb vorhanden. Auch die Jahrhundertbrücke in Oppeln¹⁾ stellte für schweren Verkehr lange Jahre keinen ausreichenden Übergang dar, der erst über die 25 km oberhalb Oppeln entfernte Krappitzter Brücke möglich war.

Beide Oderselten sind aber auf der Strecke zwischen Oppeln und Brieg wirtschaftlich eng miteinander verflochten und aufeinander angewiesen. Bei den oft plötzlich eintretenden Hochwasserwellen und Eisgang mußten die Fähren ihren Betrieb einstellen. Dem schweren Lastkraftwagenverkehr konnten sie wegen ihrer geringen Tragfähigkeit überhaupt nicht mehr dienen. Alle diese Mängel hatten zur Folge, daß für bedeutende Gebiete große Umfahrten in Kauf genommen werden mußten.

Nicht zuletzt sprach aber für die Bauwürdigkeit einer Brücke auch das Bestreben, die verschiedensprachige oberschlesische Bevölkerung beider Oderselten einander näher zu bringen und während der Bauzeit eines solch großen Unternehmens für einen wirtschaftlich besonders gefährdeten Grenzlandkreis Arbeitsmöglichkeit zu schaffen.

So gewannen denn Anfang 1933 die schon jahrelang gehegten und stark betriebenen Pläne festere Gestalt und führten zu dem im Sommer des Jahres der Volkserhebung vom Landkreis Oppeln mutig begonnenen Bau der Brücke, über deren Ausschreibung bereits früher vom Verfasser berichtet worden ist²⁾.

II. Gesamtes Bauvorhaben.

In Oderkm 176,29, nahe der Dorflage Nikoline, Kreis Falkenberg, mitten in einer Geraden zwischen zwei Krümmungen des Stromes war von der Oderstrombau-, der Provinzial- und den beteiligten Kreisverwaltungen die Brückenachse nahezu senkrecht zu der des Flusses festgelegt worden (Abb. 2). Die Querverbindung der Verkehrsadern zwischen Oppeln und Brieg auf beiden Oderufeln war durch die linksseitige Kreisstraße zwischen Poppelau und der Oderfähre bei Nikoline (auch für den

zu erwartenden Verkehr in genügend gutem Zustande) bereits vorhanden. Von dort bis zur Reichsstraße 1. Ordnung bei Schurgast (bisher nur Landweg) wurde von der Kreisverwaltung Falkenberg gleichzeitig mit dem Brückenbau ein Straßenneubau mit gestreckter Linienführung vorgenommen. — Das Vorland zwischen den beiderseitigen Deichen hat bei Oderkm 176 eine Gesamtbreite von rd. 600 m. Um die

Länge der Brücke einzuschränken, wurde ein bei Hochwasser nur in geringer Höhe überströmter Teil des rechten Vorlandes durch den auf Höhe der Deichkrone geschütteten Straßendamm mit Rampe zum nördlichen Brückenkopf verbaut. Dabei mußte ein bestehender Kolk einer Hochwasserpolizeilichen Auflage zufolge mittels einer rd. 32 m langen Flutöffnung überbrückt werden.

Dieser Brückenbau aus Eisenbeton, der im übrigen ganz dem der Oderbrücke selbst entspricht, verdient insofern besonders erwähnt zu werden, als während des Baues sich eine Entwurfänderung als nötig erwies. Zunächst sollte die Brücke statisch unbestimmt als Zweigelenrahmen mit an den Stielen angehängten Schrägflügeln gebaut werden. Der ungünstige, am linken Auflager aufgefundene Baugrund, der dann mit Rammpfählen verdichtet wurde, erforderte aber ein statisch bestimmtes System: Träger auf zwei Stützen mit beiderseitigen Kragarmen (Abb. 3).

Der durch den Einbau des 400 m langen Straßendamms verminderte HW-Durchflußquerschnitt wurde durch eine i. M. 0,80 m tiefe Vorlandabgrabung auf beiden Ufern gewonnen (s. Abb. 2). Mit den dabei zu lösenden rd. 100 000 m³ Bodenmassen wurden die Straßendämme und Brückenrampen geschüttet. Mit dem Rest wurden frühere Kolke verfüllt und so landwirtschaftlicher Nutzung wieder zugeführt.

III. Ausführungs-entwurf und Bau der Brücke.**1. System.**

Das Bauwerk überbrückt die Oder mit sieben Öffnungen bei einer Gesamtlänge von 325,20 m und einer Breite von 9 m zwischen den Geländern; hiervon entfallen 6 m auf die Fahrstraße und beiderseits je 1,50 m auf die Gehwege (Abb. 4).

Der statischen Berechnung liegen die Belastungsvorschriften (DIN 1072) für Brückensklasse I zugrunde.

Für die Wahl der Pfeilerstellung war in erster Linie das bei der Ausschreibung geforderte Freihalten einer lichten Hauptschiffahrtöffnung von 60 m Breite maßgebend. Die Einteilung der Landöffnungen



Abb. 1. Übersichtsplan.

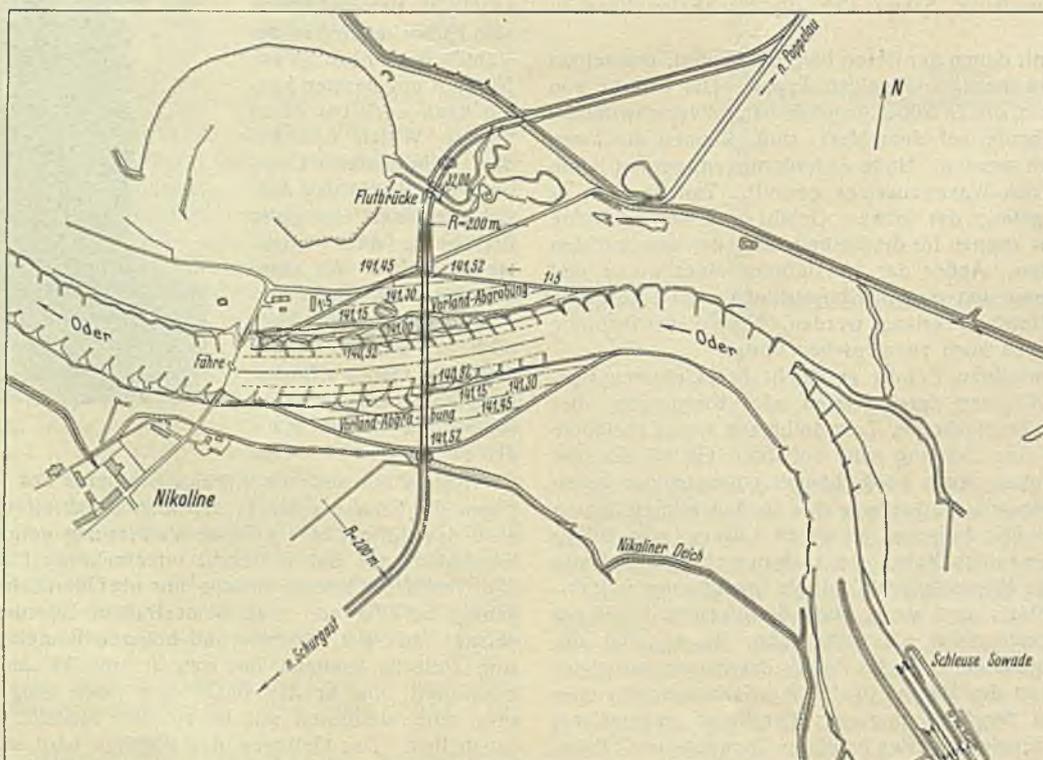


Abb. 2. Lageplan.

¹⁾ Bautechn. 1933, Heft 49, S. 659.

²⁾ Bautechn. 1934, Heft 16, S. 215.

konnte dann aus dem günstigsten Verhältnis der Kosten für die Gründung zu denen für den Überbau ermittelt werden. Die für die Schifffahrt zu schaffende Durchfahrhöhe und die erforderliche Konstruktionshöhe des Überbaues in Brückenmitte bestimmten die Lage der Fahrbahnoberkante, die zum Vermeiden verlorener Steigung und mit Rücksicht auf die geringsten Kosten der beiderseits anschließenden Straßenrampen möglichst niedrig gehalten werden sollte. Als für den Überbau günstigste Lösung hatte sich bei der Ausschreibung³⁾ eine vereinigte Eisenbeton- und Stahlbauweise ergeben.

Die auf den Ufern befindlichen Endöffnungen (je 38,40 + 37,80 m) sind in Eisenbeton als Plattenbalken mit Gerbergelenken hergestellt. Das vorwiegend genietete stählerne Tragwerk, das die drei Mittelöffnungen (45,20 + 79,60 + 45,20 m) überbrückt, besteht aus zwei symmetrisch angeordneten Kragträgerbalken mit einem eingehängten Koppelträger von

³⁾ Bautechn. 1934, Heft 16, S. 218.

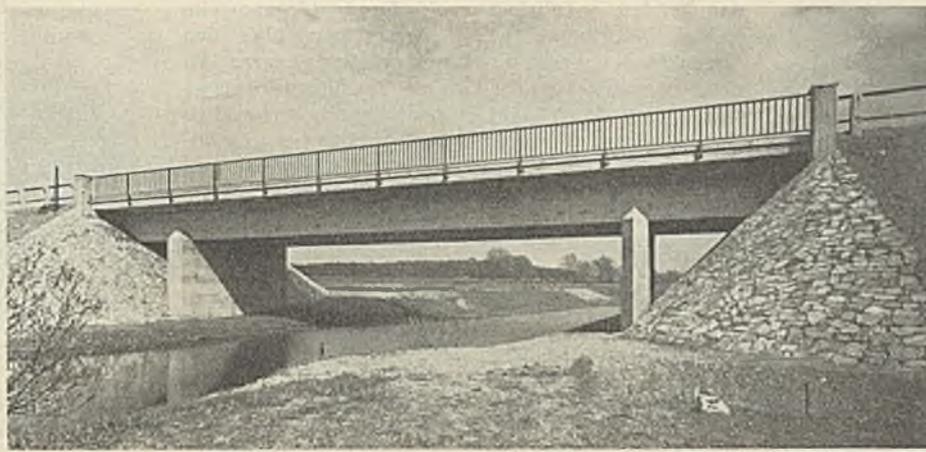


Abb. 3. Flutbrücke.

48 m Stützweite. In seiner ganzen Länge ruht der Überbau abwechselnd auf festen und beweglichen Auflagern; das System ist also durchweg statisch bestimmt, und die Pfeiler erhalten außer den geringen waagrecht wirkenden Reibungswiderständen der beweglichen Lager nur lotrechte Belastung, so daß ihre Grundflächen verhältnismäßig schmal sein können.

2. Pfeiler und Widerlager.

Nach den vorgenommenen Bohrungen war überall guter, tragfähiger Baugrund vorhanden. Die Gründung brauchte daher nur so tief durchgeführt zu werden, daß die nötige Sicherheit gegen Unterspülen bei Hochwasser gegeben war. Die Baugruben der Pfeiler und Widerlager wurden durch eiserne Spundwände eingefast; bei den Mittelpfeilern kam Profil Larsen IIIa, bei den übrigen Bauwerken Larsen II zur Anwendung. Die Bohlen wurden nach dem vermutlichen Wasserandrang bei den Widerlagern F und den benachbarten Pfeilern H 5 m lang gewählt. Infolge des günstigen Bauwetters und der tiefen Grundwasserstände im Spät-

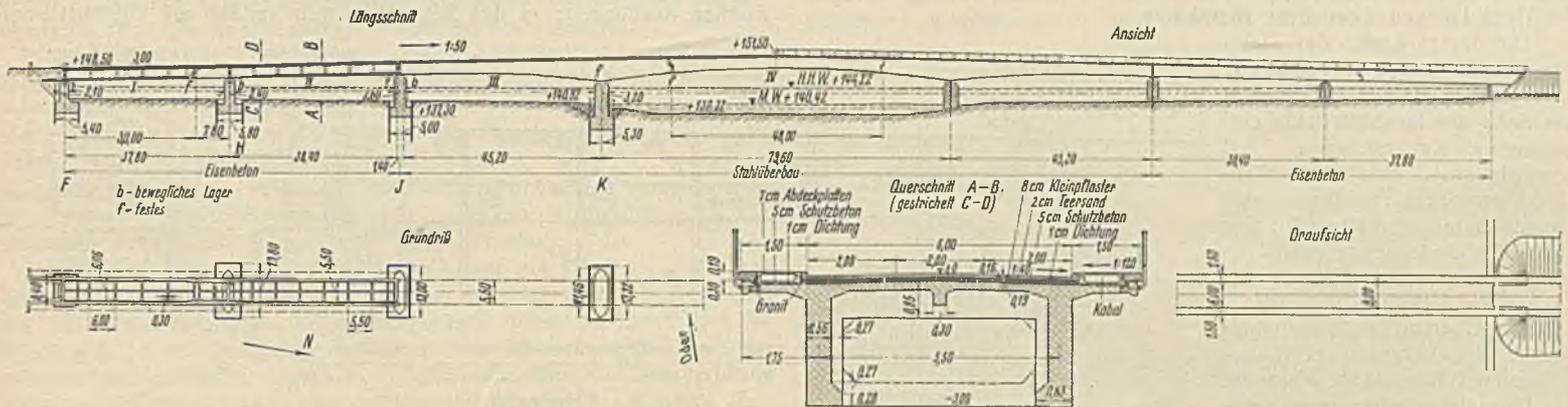


Abb. 4. Ausführungsentwurf, Längsschnitt, Ansicht, Querschnitt, Grundriß.

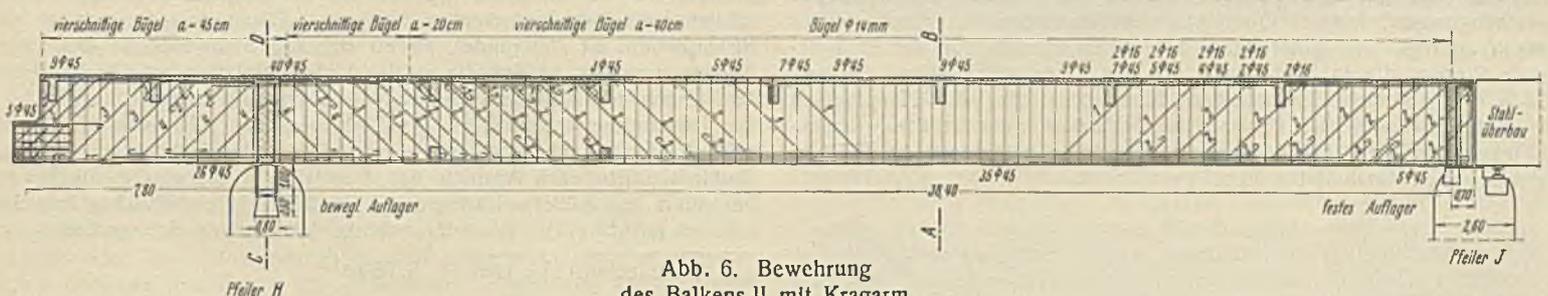


Abb. 6. Bewehrung des Balkens II mit Kragarm.

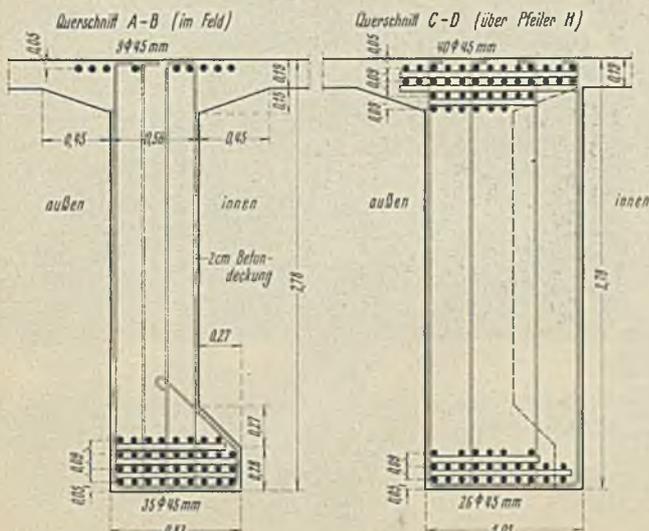


Abb. 6a.

sommer 1933 machte die Wasserhaltung keine Schwierigkeiten. Bei den Pfeilern J und K reichen die Spundwände mit 7, 10 und 12 m Länge etwa 0,50 m in die dort aufgefundene Tonschicht. Infolgedessen bestand ein guter Abschluß gegen das beim Leerpumpen der Baugrube nachdrängende Grundwasser, und auch bei diesen Pfeilern wurde das Wasser in offener Baugrube dem Ausschachten entsprechend gehalten, und es konnten trockene Baugruben erreicht werden.

Eine Lage Granitpflastersteine von 0,10 m Dicke mit Bitumenverguß der Fugen sichern den Beton gegen Zerstörung durch das aggressive Grundwasser (Abb. 5).

Die Fundamente der Pfeiler und Widerlager bestehen aus plastisch eingebrachtem Beton mit Zusatz eines aus dem Basaltbruch Graese O./S.



Abb. 5. Pfeilerbaugrube.

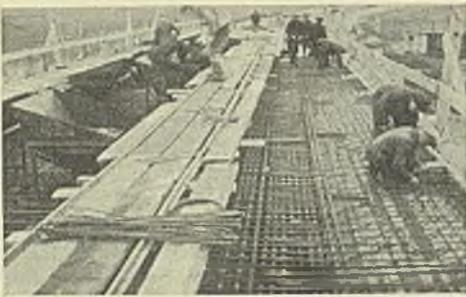


Abb. 7. Bewehrung kurz vor dem Betonieren.

stammenden Tuffsteine „Hydraulith“, dessen Eignung zum Erzielen wasserdichten Betons schon durch zahlreiche frühere Versuche nachgewiesen war, und das sich auch hierbei bewährte.

Die oberstrom mit Granitwerksteinen verkleideten Pfeilerschäfte wurden aus mit Vorsatzbeton umgebenem Stampfbeton hergestellt.

Bei den aufgehenden Teilen der Landwiderlager kam zum Teil Eisenbeton zur Anwendung; denn die in Richtung der Brückenachse den Abschluß gegen die anfallenden Böschungskegel bildenden Flügel sind an die Widerlagermauern seitlich angehängt. Um sie nicht allzusehr auskragen zu müssen, sind sie nur bis zur Höhe der Balkenunterkante geführt und in ihrem oberen Teile durch die bis hinter die Spitze des Böschungskegels verlängerten Hauptbalkenenden des Überbaues ersetzt. Die Ecken der Widerlager sind beiderseits mit Granit verblendet.

3. Lager.

Die festen Auflager für den Eisenbetonüberbau befinden sich auf den Pfeilern *J* und den Gelenken in den Endfeldern *I*. Die beweglichen Lager sind in den Kopf der Widerlager *F* und Pfeiler *H* eingelassene Eisenbeton-Pendelbalken; in den oberen und unteren Bewegungsfugen der Pendel liegen 2 cm dicke Bleiplatten.

Die festen Lager der Stahlkonstruktion auf den Pfeilern *K* sind Tangentialkipplager, ebenso das linke des im Mittelfelde eingehängten Koppelträgers. Auf den Pfeilern *J* sind Stahlrollenlager angeordnet, während das rechte Ende des Koppelträgers auf einem Stelzenlager ruht.

4. Eisenbetonüberbau.

Der Überbau der Eisenbetonstrecke besteht aus zwei Hauptbalken mit 5,50 m Achsentfernung. Die dazwischen gespannte Fahrbahnplatte ist zur Erzielung eines möglichst geringen Eigengewichts auf einem sekundären Längsbalken zwischengelagert, der auf Querträgern in Abständen von rund 5,50 bis 6,00 m aufliegt. Zur Aussteifung der hohen Hauptträger dienen senkrechte Rippen, die in Verbindung mit den Querträgern offene Rahmen bilden. Im Bereich der negativen Momentenstrecke der Hauptbalken im Feld II neben Pfeiler *H* sind zum Erzielen einer größeren Knicksteifigkeit des auf Druck beanspruchten unteren Balkenteils zwei dieser Rahmen unten durch Balkenriegel geschlossen.

Durch biegesteife Querscheiben über den beweglichen Lagern ist eine über die ganze Länge des Balkens gleichmäßige Lastverteilung gewährleistet. Die Abmessungen der Hauptbalken und die Anordnung der Querträger und -scheiben ist im einzelnen aus Abb. 4 (zum Teil auch aus Abb. 6) zu ersehen, während Abbild. 6 u. 7 die Bewehrung der Hauptbalken zeigen.

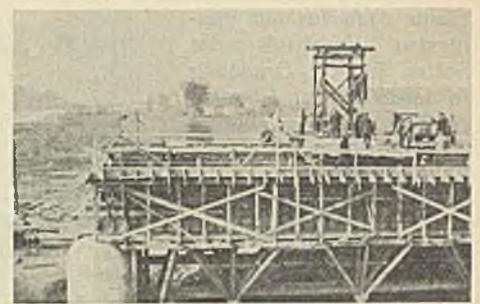


Abb. 9. Einbringen des Betons.

Das Lehrgerüst auf Rämpfpfählen, dessen Oberbau auf Spindeln ruhte und so nach statischen Grundsätzen allmählich abgesenkt werden konnte, ist in Abb. 8 dargestellt.

Das Betonieren des Überbaues, das mittels Kipploren, Trichter und Schüttrinnen in ähnlicher Weise wie beim Bau der Adolf-Hitler-Brücke in Oppeln¹⁾ durchgeführt wurde, zeigt Abb. 9, den fertigen Eisenbetonüberbau der linken Landöffnungen Abb. 10.

5. Stahlüberbau.

Die vollwandigen Hauptträger aus St 52 im Abstände von 5,50 m haben eine Stehblechdicke von 14 mm. Ihre Höhe ist bei den Hauptpfeilern 4,80 m, in Brückenmitte 2,52 m und an den Enden der Seitenfelder 2,49 m.

Die Stahlblechunterkante folgt in der Mittelöffnung einem symmetrischen Korbbojen: in den Seitenöffnungen verläuft sie zunächst para-

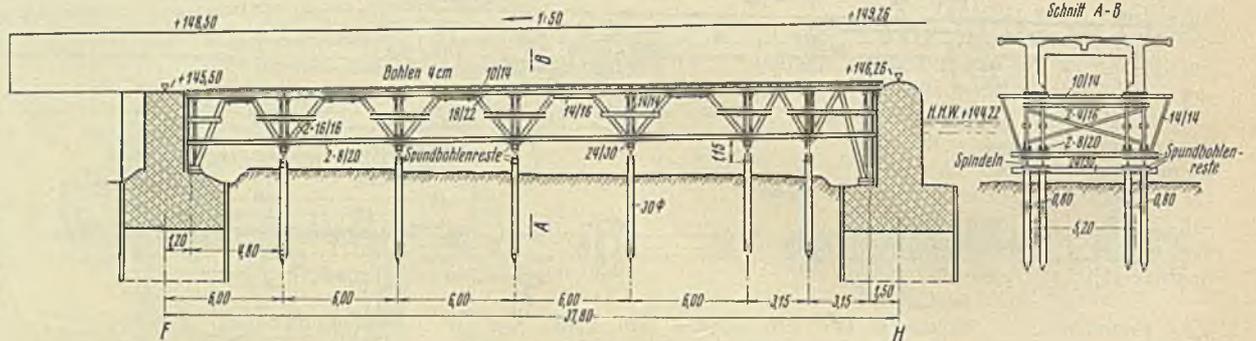


Abb. 8. Lehrgerüst.

bolisch, bis sie in einem geraden Endstück in die Richtung der anschließenden Betonunterkanten übergeht. Die untere Spitze bei den Stompfeilern ist abgerundet, soweit sich die Stahlgußplatte des Lagerkörpers erstreckt, so daß die in den Untergurtplatten befindliche Druckkraft durch den Auflagerwiderstand der Lagerplatte umgelenkt wird.

Die äußere Ansichtfläche des Stahlüberbaues sollte wie die der anschließenden Betonbalken nach einer Forderung des Architekten glatt sein. Dadurch sollte nach Anstrich des Stahlteils in Betonfarbe die Brücke, besonders aus größerer Entfernung betrachtet, ein einheitliches Aussehen erhalten (s. Abb. 17). Versteifungswinkel hätten durch Schlagschatten eine

¹⁾ Bautechn. 1933, Heft 51, S. 689.

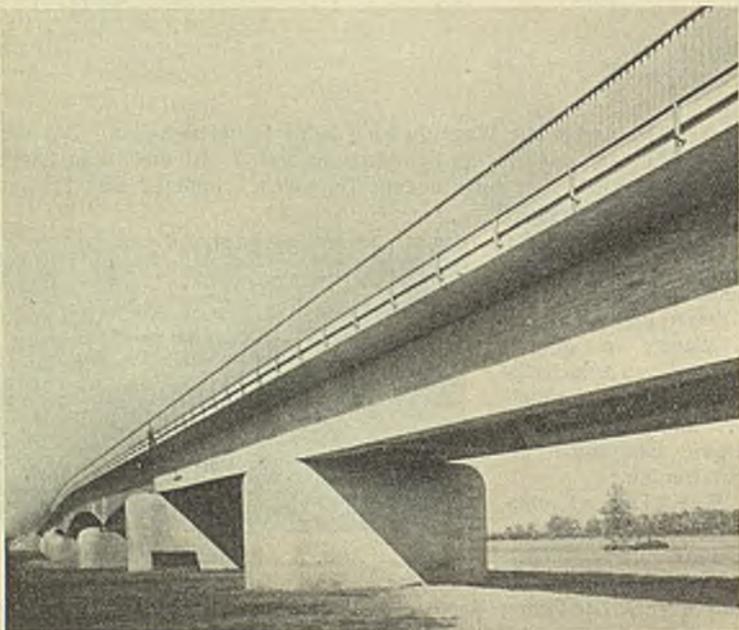


Abb. 10. Eisenbetonüberbau.

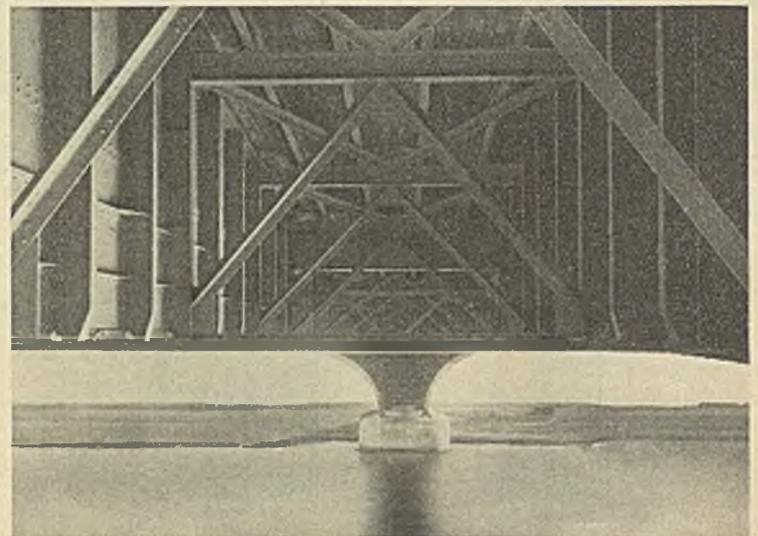


Abb. 11. Stahlüberbau von innen.

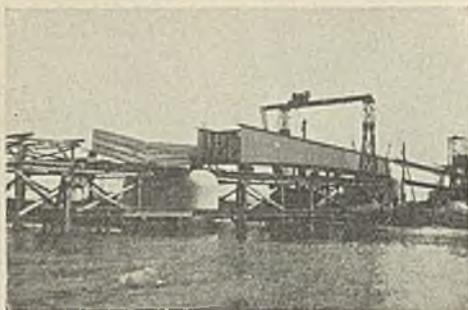


Abb. 12. Aufstellen des Stahlüberbaues.

unerwünschte Aufteilung zur Folge gehabt, weshalb außer bei den Auflagern über den vier Pfeilern keine äußeren Versteifungswinkel angebracht wurden. Aus dem gleichen Grunde wurde auch die in halber Höhe der Stehbleche (außer in den 15 m langen Endstrecken) vorhandene waagerechte Längsnaht nur innen verlascht, und außen wurde die Fuge verschweißt.

Die Stehbleche der Hauptbalken werden von den Querverbänden gehalten, die zugleich Querträger sind. In Abständen von rd. 4 m (in der Mittelöffnung) und 5 m (in den Seitenöffnungen) geben diese als Fachwerke mit biegezugfestem Obergurt die waagerechten Kräfte an den unter der Fahrbahn liegenden Windverband ab (Abb. 11). Zwischen zwei solchen Querverbänden haben die Stehbleche bei den Seitenfeldern je drei, in der Hauptöffnung je zwei lotrechte Versteifungen, die mit einer aus der Querkraft abgeleiteten Belastung auf Knicken berechnet sind.

Die Plattenfelder zwischen den senkrechten Steifen bedurften aber zur Sicherung ihrer Stabilität auch noch einer waagerechten Aussteifung²⁾, deren Höhenlage so gewählt ist, daß ihre Wirkung für die jeweilige Druckzone des Stehbleches möglichst günstig wird (also ungefähr im Schwerpunkte der Druckspannungsfigur).

Bei den Auflagern haben die Stehbleche beiderseitige Versteifungen: je insgesamt vier Winkelleisen mit Futter- und Zwischenflacheisen, so daß eine einwandfreie Einleitung der Auflagerkraft gesichert ist.

Die Windverbände aus St 37 liegen unter der Fahrbahn. Sie sind über den Gelenkstellen unterbrochen und übertragen ihre Auflagerkraft dort durch Gleitknaggen. Über den Pfeilern leiten die Querträger die Windkräfte in die Hauptträgerauflager. Diese Querträger sind auch für ein Anheben der Brücke eingerichtet. Im übrigen sind alle Querverbände geeignet, die auf den Untergurt entfallenden Windkräfte nach dem oben liegenden Windverband zu leiten und auch die teilweise gedrückte Untergurtung seitlich zu halten.

Die beiden Seitenöffnungen mit den Kragarmen (rd. 350 t Stahlgewicht) wurden auf einer festen Rüstung errichtet (Abb. 12). Es wurde dabei der größte Wert darauf gelegt, die einzelnen Hauptträgerteile — soweit wie möglich — zusammengebaut vom Werk zur Baustelle zu befördern, um dort das Nieten zu beschränken und vor allem das Schweißen der mittleren Längsnaht am Bau nach Möglichkeit zu vermeiden. So wurden sämtliche Querverbände im Werk fertig vernietet. Dies geschah auch bei fast allen Hauptträgergliedern, ausgenommen die Träger über den Strompfeilern, die wegen ihrer großen Höhe geteilt verladen werden mußten. Um das leichte Reichsbahnprofil einzuhalten, mußten die teilweise zu hohen Hauptträger mit genügenden Seitensteifen zwischen zwei Reichsbahnwagen eingehängt werden. Abb. 13 zeigt das Entladen eines so beförderten Trägerteiles auf dem Bahnhof Poppelau.

Der 48 m lange Einhängerträger wurde auf der rechten Seitenöffnung zusammengebaut, um nach dem Abnieten eingeschwommen zu werden. Zu diesem Zwecke war auf der genannten Seitenöffnung vorher eine Verschiebbahn verlegt worden. Ferner wurde das rechte Ende des Einhänge-

²⁾ Stahlbau 1934, Heft 8, S. 60.



Abb. 13. Befördern der Stahlträger.

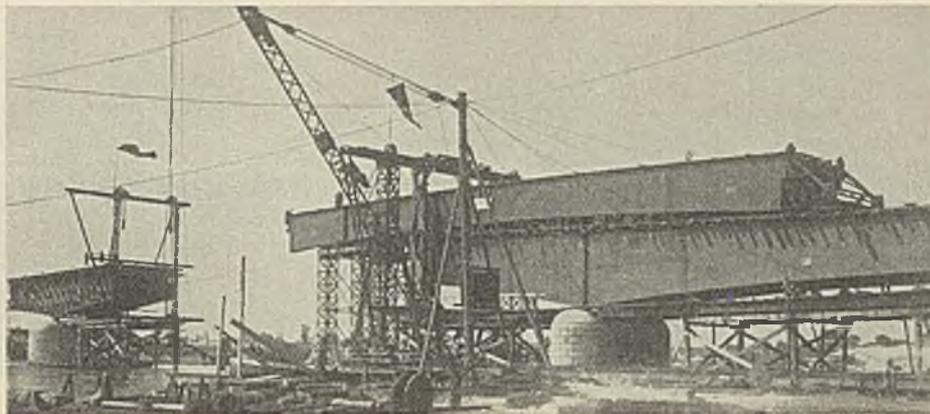


Abb. 14a. Einschwimmen des Koppelträgers.

trägers durch eine Hilfskonstruktion verlängert, deren beide äußeren Enden auf Schubwagen ruhten. Ein zweites Paar Schubwagen lief auf dem Kragarm der Mittelöffnung. So vorbereitet wurde der Koppelträger im Gewichte von rd. 140 t um etwa ein Viertel seiner Länge vorgeschoben (Abb. 14a). Dann wurden zwei bereits am Ufer ausgezimmerte und mit einer Rüstung von vier eisernen Gittermasten versehene Prahme unter das überkragende linke Trägerende geschwommen und mit diesem befestigt. Zur Sicherung gegen Wind wurden vorn an den Hauptträgern auf der Ober- und Unterstromseite Drahtseile angebracht, die auf Winden an Land geführt wurden. Das Vorziehen geschah durch elektrisch angetriebene Winden, deren Seile an den Hauptträgerköpfen bzw. den



Abb. 14b. Einschwimmen des Koppelträgers.

Prahmen befestigt waren. Die gekoppelten Prahme waren gegen Abtreiben durch Strömung und Wind verankert. Durch Anziehen bzw. Nachlassen der ober- und unterstromseitigen Ankerseile wurde eine einwandfreie Geradföhrung der Prahme erzielt. Zum späteren Absenken des Koppelträgers in seine endgültige Lage waren über den Kragenden Krane mit je zwei elektrisch angetriebenen Flaschenzügen von 40 t Tragfähigkeit aufgestellt worden. Nach diesen umfangreichen Vorbereitungen vollzog sich der eigentliche Einschwimmvorgang innerhalb einer Viertelstunde (Abb. 14b). Sofort danach wurde das Mittelstück an seinen vier Enden in die bereitgehaltenen Flaschenzüge gehängt (Abb. 14c), die Prahme und die Hilfskonstruktion mit den Schubwagen wurden entfernt und der Einhängerträger in seine endgültige Lage gebracht.

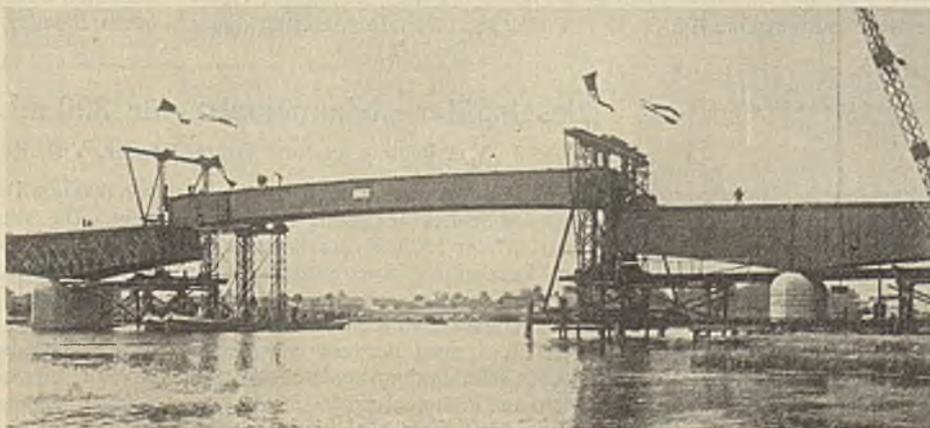


Abb. 14c. Einschwimmen des Koppelträgers.

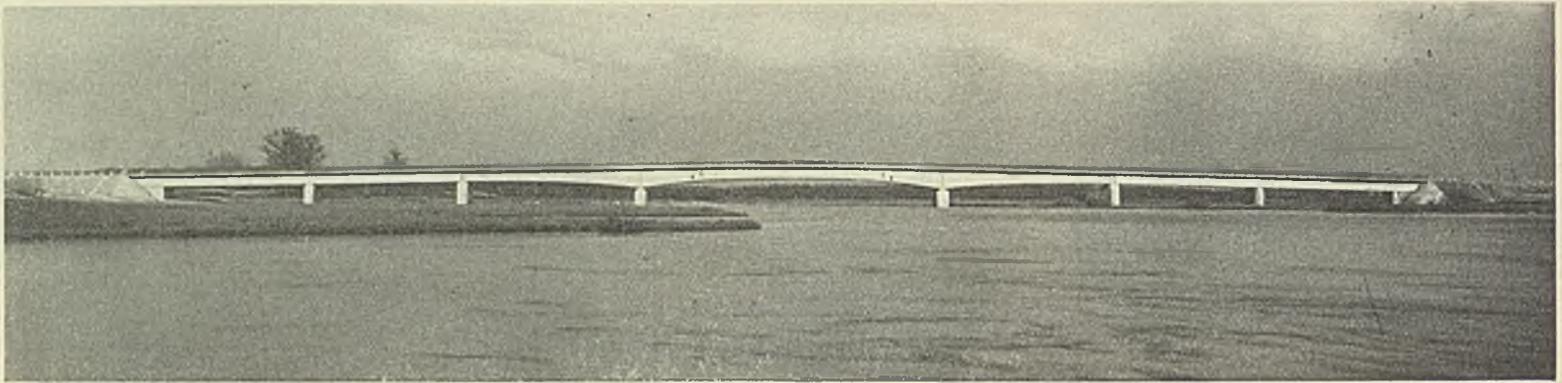


Abb. 17. Fertige Brücke.

6. Fahrbahnplatte.

Die Tragdecke der Fahrbahn, die schon beim Eisenbetonüberbau erwähnt wurde, ist auch auf der Stahlkonstruktion in Eisenbeton hergestellt. In den Feldern III ist sie als kreuzweise bewehrte Platte mit Stützweiten von 5,50 m zwischen den Haupt- und 5,0 m zwischen den Querträgern ausgebildet; ihre Dicke beträgt 22 cm, bei den Fußwegkonsolen 19 cm (Abb. 15). Diese große Plattenweite und die sich daraus ergebende verhältnismäßig große Dicke soll das Eigengewicht der Öffnung III erhöhen zur Sicherung gegen Abheben des Trägerendes auf Pfeiler *J* (Kragmoment auf Pfeiler *K* infolge der großen Stützweite zwischen den Stropfpfeilern). Im Gegensatz hierzu mußte das Eigengewicht der Hauptöffnung möglichst gering gehalten werden, weshalb hier eine dünne Platte mit kleiner Stützweite von 1,10 m zwischen eisernen Nebenträgern (St 37) zur Anwendung kam; die Plattendicke beträgt hier nur 15 cm, die des ausragenden Fußweges 13 cm (Abb. 16).

Die Fahrbahnplatte ist über die gesamte Brückenlänge nach den A. J. B.-Vorschriften der Deutschen Reichsbahn mit einer doppelten Lage Jutegewebe und den erforderlichen Bitumenanstrichen abgedeckt. Das sich auf der Dichtungsschicht etwa ansammelnde Wasser wird mittels einer Anzahl kleiner Rohre durch die Platte nach unten abgeleitet. Über der Abdichtung ist ein 5 cm dicker Schutzbeton aufgebracht. Die mittels eiserner Gullys nach unten entwässerte Fahrbahn selbst besteht aus Granit-Kleinpflaster 8/10 cm in 2 cm hoher geteeter Sandbettung. Die Eisenbeton-Gehwegplatten und die Betonwände der Leitungskanäle sind 2 cm mit Gußasphalt belegt.

Die Fahrbahnabdichtung geht über die festen Gelenkfugen ununterbrochen durch. Zum Vermeiden von Zerrungen infolge Verdrehens der Balkenenden unter der Verkehrslast ist hier eine Pappwelle eingelegt. Diese ist mit einem Blechstreifen zwischen zwei besonderen Papplagen und einer Eisenbetonbohle an Stelle des unterbrochenen Schutzbetons abgedeckt. Beiderseits der Fuge sind, um Risse zu vermeiden, je vier Pflasterreihen mit Asphalt vergossen.

An den beweglichen Fugen sind Abdichtung, Schutzbeton und Pflaster unterbrochen. Der Fahrbahnbelag ist dort durch eine Eisenkonstruktion aus Winkeleisen mit Ankern eingefaßt. Darüber liegt ein geriffeltes Schleppblech.

Das Gelände aus seitlich in die Fußwegplatte einbetonierten eisernen Stützen und Flacheisenstäben zwischen dem U-Eisenhandlauf und einem unteren Winkeleisen ist, von Schweißstellen an den Pfosten abgesehen, im wesentlichen genietet (Abb. 4 u. 10).

IV. Schlußbemerkungen.

Vom Kreisbauamt Oppeln war mit dem Brückenbau eine Arbeitsgemeinschaft der Firmen Baeumer & Loesch, Oppeln, Vereinigte Oberschlesische Hüttenwerke AG (V. O. H.), Gleiwitz (Werk Donnersmarckhütte

in Hindenburg), und Beton- und Monierbau AG Hindenburg (jetzt Beuthen) beauftragt worden. Die Unterbauten und Eisenbetonarbeiten (auch der Flutbrücke) wurden von der Tiefbaugruppe Baeumer & Loesch und Beton- und Monierbau durchgeführt, während Oberhütten (V. O. H.) die Stahlkonstruktion lieferte und aufstellte.

Lieferungen und Nebenarbeiten tätigten u. a. folgende Firmen:

Sohlenpflaster und sämtliche Werksteine: Granitwerk Rother-Kaindorf, Kreis Neiße.



Abb. 15. Fahrbahnplatte in Öffnung III.

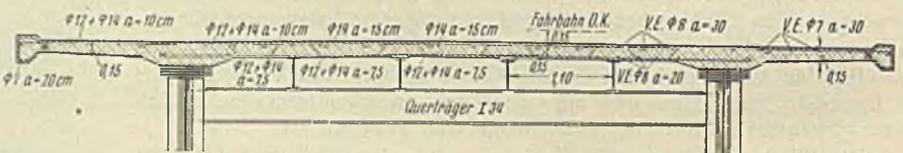


Abb. 16. Fahrbahnplatte in Öffnung IV.

Zement: Oppelner Zementwerke.

Oderkies und Sand (In Korngrößen nach A. M. B.): Baggerei Mehl, Oppeln.

Rundeseisen: Oberhütten, Gleiwitz.

Abdichtung: Gesellschaft für Oberflächenschutz, Beuthen.

Geländer: Schlosserinnung Oppeln.

Pflaster: Kreis-Granitwerke Geppersdorf.

Die unter II genannten umfangreichen Erd- und Straßenbauten führten auf dem rechten Ufer die Firmen Seidel, Poppelau, und auf dem linken Franke, Brieg und Hindenburg, aus.

Beim linksseitigen Straßenbau kam man unmittelbar am Widerlager auf vorgeschichtliche Funde. Die zahlreichen (rd. 500) Urnen wurden durch den Landeskonservator ausgegraben.

Das aus Öffmitteln für rd. 1 000 000 RM vom Landkreis Oppeln — andere geldlich in geringem Maße Beteiligte: Provinzen Ober- und Niederschlesien — innerhalb 14 Monaten erstellte Verkehrsunternehmen wurde im Oktober 1934 seinem Zwecke übergeben.

Die „Brücke des Landkreises Oppeln“, deren Gesamtansicht Abb. 17 zeigt, wird allgemein in ihrer Formgebung als besonders schön in das Landschaftsbild passend anerkannt. Sie stellt ein für die Grenzprovinz Schlesien äußerst wertvolles Wahrzeichen nationalen Aufbauwillens und hochstehender Brückenbaukunst dar.

Alle Rechte vorbehalten.

Dieselspüler „Nimmersatt“ für 300 m³ Stundenleistung.

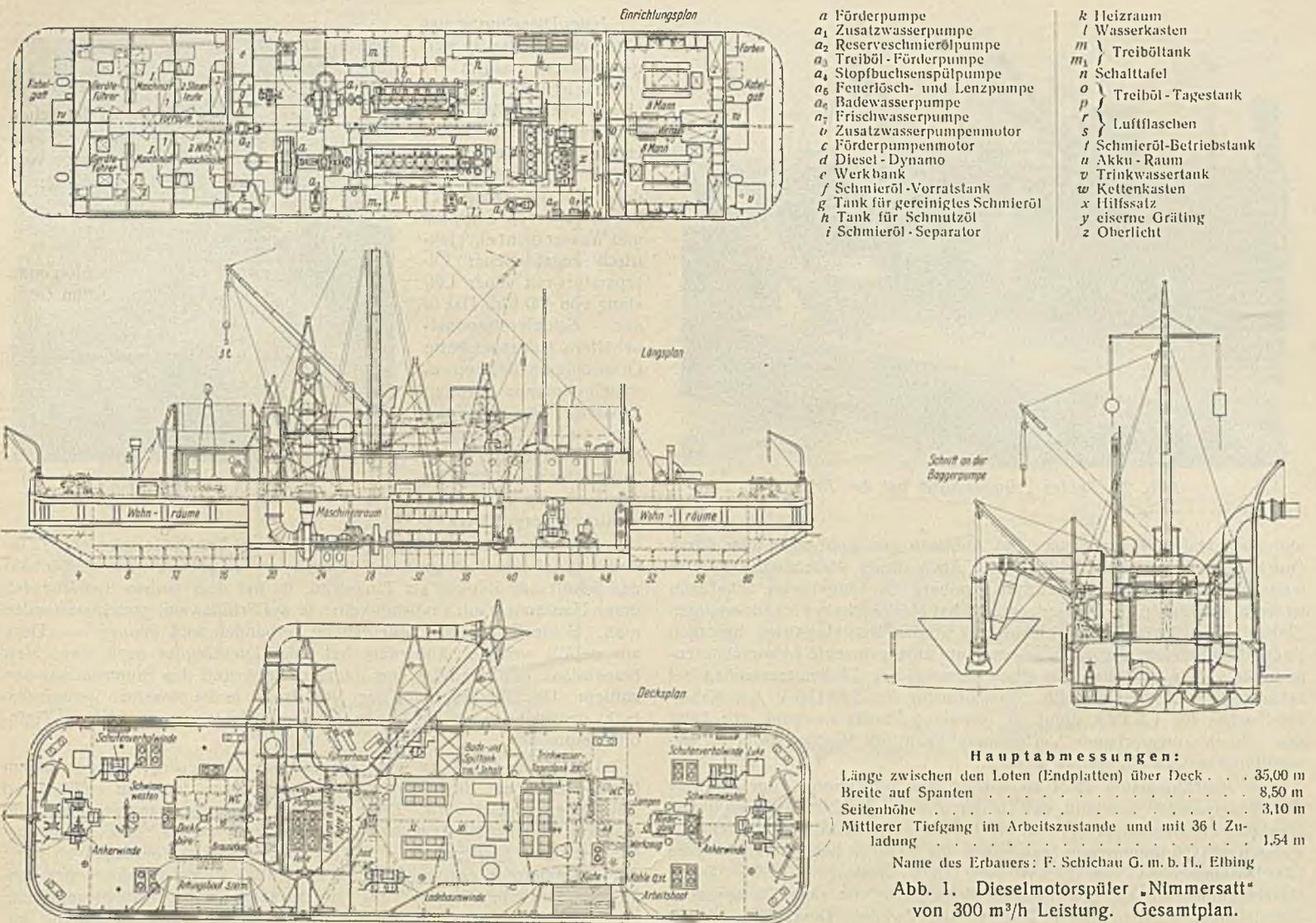
Von Reglerungs- und Baurat Lasser, VDI, Königsberg (Pr.).

Für die Ausführung von Spülerarbeiten im Königsberger Seekanal zur Beseitigung von teils aus Sand, teils aus Schlack bestehendem Baggergut wurden zur Arbeitsbeschaffung im Winter 1933/34 der Wasserbaudirektion Königsberg die Geldmittel zur Beschaffung eines Spülers großer Leistung zur Verfügung gestellt, der zum Ersatz mehrerer alter, nicht genügend leistungsfähiger Geräte des Hafengebäueramts Pillau bestimmt war.

Der neue Spüler sollte mit mindestens zwei Baggern zusammenarbeiten können und mußte daher imstande sein, in der Stunde mindestens 300 m³ feinen Sand von 1,9 spez. Gewicht aus Prahmen von 200 bis 300 m³ Inhalt auszusaugen und auf 7,5 m Höhe über Wasser und 1200 m Entfernung durch eine in gleichmäßigem Gefälle verlegte Landrohrleitung

von 600 mm Durchm. fortzudrücken, deren Ausfluß 3 m über Wasserspiegel liegt. Die stündliche Wassermenge sollte hierbei bis etwa 3000 m³ betragen. Bei Sandboden von geringerem spez. Gewicht und anderer Beschaffenheit sollte sich die Leistung entsprechend erhöhen, ebenso bei Förderung von Schlack.

Die guten Erfahrungen, die mit Dieselmotorspülern gegenüber Dampfspülern teils im eigenen Bezirk der Wasserbaudirektion Königsberg, teils an anderen Stellen der Reichswasserstraßenverwaltung gemacht worden waren, namentlich im Hinblick auf die Ersparnis an Betriebsstoff, führten zur Wahl des Dieselantriebes auch für die Hauptmaschinen dieses Spülers.



- a Förderpumpe
- a₁ Zusatzwasserpumpe
- a₂ Reserveschmierölpumpe
- a₃ Treiböl-Förderpumpe
- a₄ Stopfbuchsenpumpenpumpe
- a₅ Feuerlösch- und Lenzpumpe
- a₆ Badwasserpumpe
- a₇ Frischwasserpumpe
- c Zusatzwasserpumpenmotor
- c Förderpumpenmotor
- d Diesel-Dynamo
- e Werkbank
- f Schmieröl-Vorrats tank
- g Tank für gereinigtes Schmieröl
- h Tank für Schmutzöl
- i Schmieröl-Separator
- k Heizraum
- l Wasserkasten
- m } Treiböltank
- m₂ } Schalltafel
- n } Schalltafel
- o } Treiböl-Tagestank
- p } Treiböl-Tagestank
- r } Luftflaschen
- s } Luftflaschen
- t Schmieröl-Betriebstank
- u Akku-Raum
- v Trinkwassertank
- w Kettencasten
- x Hilfssatz
- y eiserne Grätting
- z Oberlicht

Hauptabmessungen:

Länge zwischen den Loten (Endplatten) über Deck	35,00 m
Breite auf Spanten	8,50 m
Seitenhöhe	3,10 m
Mittlerer Tiefgang im Arbeitszustand und mit 36 t Zuladung	1,54 m

Name des Erbauers: F. Schichau G. m. b. H., Elbing

Abb. 1. Dieselmotorspüler „Nimmersatt“ von 300 m³/h Leistung. Gesamtplan.

Da die Arbeitsbeschaffung sofort eingeleitet werden mußte, wurde der Entwurf des neuen Gerätes in gemeinsamer Arbeit der Wasserbaudirektion Königsberg und des Hafenbauamts Pillau mit der später den Bau auf ihrer Königsberger Werft ausführenden Firma F. Schichau G. m. b. H., Elbing, in kürzester Frist aufgestellt.

Schiffbautechnischer Teil.

Der prahmförmige Schiffskörper (Abb. 1) ist in vier wasserdichte Querschotten an den Spanten 5, 18, 50 und 60 in fünf Abteilungen geteilt und aus Schiffbaustahl teils genietet, teils elektrisch geschweißt. Die Abmessungen und die Ausrüstung sind nach den Vorschriften des Germanischen Lloyd für die Klasse 100 A, k (kleine Küstenfahrt) bestimmt und gehen wegen der zu erwartenden starken Beanspruchung teilweise noch darüber hinaus. An je ein Kabelgatt in der Vor- und Achterptek schließen sich auf beiden Seiten unter Deck mit geräumigen Niedergängen die Wohnräume für die Besatzung an mit einer Unterbringungsmöglichkeit von 24 Mann für Arbeiten in Doppelschicht. Diese Räume sind wohllich und gesundheitlich einwandfrei eingerichtet und mit fließendem Wasser ausgestattet. Die Besatzung besteht für die einfache Schicht außer einem Maschinenbetriebsleiter als Geräteführer aus 12 Mann, nämlich 1 Steuermann, 2 Maschinisten, 2 Motorenwärtern, 5 Matrosen und 2 Wächtern.

Neben dem Maschinenhausaufbau sind über Deck vorn die Küche mit Vorratsraum und einige Nebenräume aufgebaut. Hinten befindet sich in besonderem Deckshaus der Arbeitsraum des Geräteführers, das Decksbüro. Schließlich sind noch auf Deck drei Brausebäder mit warmem und kaltem Wasser und drei Aborte angeordnet.

Maschinenanlage.

Der Maschinenraum nimmt mit etwa 17 m Länge den mittleren Teil des Gerätes ein. Für die Krafterzeugung und Kraftverteilung ist folgende Anordnung getroffen. Die Förderpumpe, die Zusatzwasserpumpe, die Gleichstromdynamo und der Hilfssatz werden von je einem Dieselmotor angetrieben. Die kleineren Pumpen verschiedenster Zweckbestimmung sind entweder an diese Dieselmotoren angehängt oder haben ebenso wie sämtliche Hebe- und Förderanlagen elektrischen Einzelantrieb.

Die Förderpumpe hat ein spiralförmiges, geschweißtes Gehäuse. Die inneren Flächen dieses Gehäuses sind, wie üblich, mit eisernen Ver-

schleißplatten ausgepanzert, die mit Kopschrauben von außen befestigt werden. Das offene vierflügelige Kreisrad von 1600 mm Durchm. und 296 mm Flügelbreite ist geschmiedet und ebenfalls mit Verschleißplatten ausgerüstet. Um das Auswechseln von Kreisrad und Verschleißplatten sowie Ausbesserungen bequem vornehmen zu können, ist der Deckel auf der Saugseite axial abnehmbar. Um die Stopfbuchse bei der Arbeit frei von Sand zu haben, wird der Wasserkammer dauernd Druckwasser durch die elektrisch betriebene Stopfbuchsenpumpe zugeführt. Außerdem erhält die Kreisradwelle Staufferfettsschmierung durch eine besondere Presse. Die Förderpumpe ist durch eine ausrückbare Rutschkupplung in Verbindung mit Abscherbolzen zum Abschalten der Pumpe für den Fall einer Verstopfung durch Fremdkörper gekuppelt mit einem kompressorlosen, nicht umsteuerbaren Schichau-Sulzer-Zweitakt-Dieselmotor mit einer Leistung von 800 PS_e bei etwa 300 Umdr./min. Der Motor hat acht Zylinder und betreibt in unmittelbarer Kupplung außerdem 1 Spülpumpe, 1 Anlaßpumpe von 40 m³ atm. Luft je Std. bei 30 atü Gegendruck, 1 Schmierölpumpe, 1 Kühlwasserpumpe und 1 Lenzpumpe, die zugleich als Ersatzkühlwasserpumpe dient. Die Drehzahl des Motors ist bis auf eine Mindestdrehzahl von 50 bis 55 Umdr./min regelbar. Das Anlassen geschieht durch Druckluft, die durch den angebauten Kompressor oder den Hilfskompressor ergänzt wird.

Die Zusatzwasserpumpe ist als Kreiselpumpe mit beiderseitigem Saug- und Abstrich gebaut und leistet durchschnittlich 3000 m³/h bei 10 m manometrischer Förderhöhe und etwa 300 Umdr./min. Das Gehäuse und das Kreisrad sind aus Gußeisen. Die Saugleitung der Pumpe ist am Saugkasten mit Steinfang unter Zwischenschaltung eines Schiebers angeschlossen. Die Pumpe ist unmittelbar gekuppelt mit einem kompressorlosen, nicht umsteuerbaren, einfach wirkenden Sechszylinder-Deutz-Viertakt-Dieselmotor, Bauart VMS 150, mit einer Leistung von 330 PS_e bei 300 Umdr./min mit angehängter Kühlwasser- und Lenzpumpe mit Kreuzschaltung, jedoch ohne angebauten Kompressor. Der Motor wird durch Druckluft aus den Anlaßluftflaschen angeschlossen.

Die elektrische Leistung zur Versorgung des Spülers mit Kraft und Licht erzeugt eine querschiffs aufgestellte 75-kW-Gleichstromdynamo mit 115 V, Erzeugnis der SSW. Sie wird durch einen Viertakt-Deutz-Dieselmotor, Bauart V 6 M, angetrieben mit einer Leistung von 150 PS_e bei 300 Umdr./min mit angehängter Kühlwasser- und Lenzpumpe, jedoch

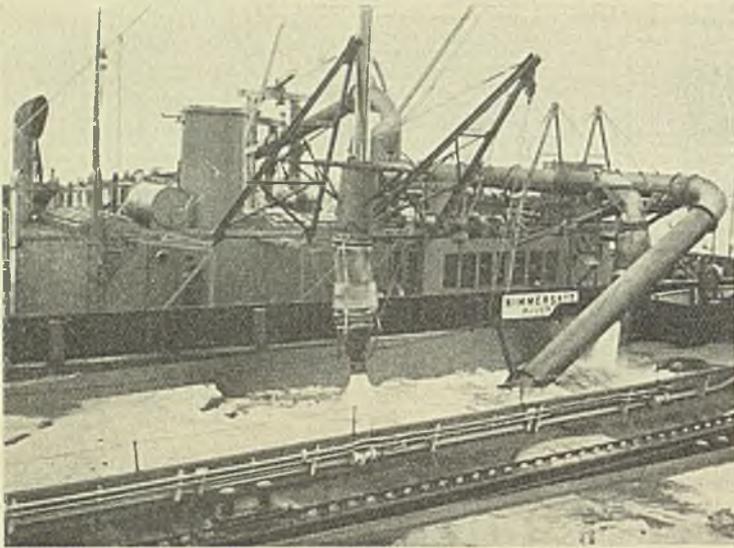


Abb. 2. Spüler „Nimmersatt“ bei der Arbeit.

ohne angebauten Kompressor. Das Anlassen geschieht auch hier durch Druckluft aus den Anlaßluftflaschen. Auch dieser Maschinensatz ist in weiten Grenzen in seiner Drehzahl regelbar. Die zugehörige Schalttafel ist vorn mit Eisenplatten abgedeckt und hat Marineschalter für rückseitigen Einbau. Die Speisung des Lichtnetzes in den Betriebspausen besorgen zwei in besonderem abgeschlossenen Raum untergebrachte Akkumulatorenbatterien von je 60 Zellen mit einer Kapazität von 74 Amperestunden bei zehnstündiger Entladung. Ein Transformator für 220/110 V mit Kabelstopfbuchse für 1,5 kVA dient zur etwaigen Stromversorgung von Land aus. Durch entsprechende Verblockung kann nur Wechselstrom für Beleuchtungszwecke abgegeben werden.

Im Maschinenraum steht steuerbord der Sulzermotor zum Antriebe der Förderpumpe, backbord der Deutzmotor für die Zusatzwasserpumpe, vorn quer die Dieseldynamo. Als Hilfssatz ist querschiffs vor der Dieseldynamo ein Notkompressor aufgestellt für 90 m³/h bei 30 atü und eine Gleichstromdynamo von 10 kW bei 115 V, Erzeugnis SSW. Beide Maschinen werden auf gemeinsamer Grundplatte von einem kompressorlosen, nicht umsteuerbaren Zweizylinder-Zweitakt-Deutz-Dieselmotor, Bauart OMZ 122, angetrieben, der bei 600 Umdr./min 36 PS_e leistet. Der Motor kann mit Druckluft oder von Hand angelassen werden.

Mit Ausnahme des Notdiesels haben sämtliche Dieselmotoren eine elektrische Fernübertragung ihrer Umdrehungszahl nach dem Steuerstand im Führerhaus und eine Pyrometeranlage zur Prüfung der Belastung jedes Zylinders vom Hauptmaschinenstand aus.

An Hilfspumpen mit elektrischem Einzelantrieb sind vorhanden: Eine Reserveschmierölpumpe von 16 m³/h, eine Treibölförderpumpe von 10 m³/h und eine Feuerlösch-, Deckwasch-, Lenz- und Ballastpumpe von 30 m³/h, die gleichzeitig als Reservekühlwasserpumpe mit 50 m Förderhöhe für alle an Bord befindlichen Dieselmotoren und als Reservestopfbuchsspülpumpe dient. Ferner ist eine elektrisch betriebene Pumpe vorgesehen zum Spülen der Stopfbuchse der Förderpumpe für 20 m³/h bei 40 m Förderhöhe. Zwei elektrisch betriebene Elmopumpen und eine Handpumpe sorgen für Trink- und Badewasser.

Als Anlaßgefäße für die verdichtete Luft sind sechs Anlaßluftflaschen von je 500 l vorgesehen. Die Flaschen werden durch den Kompressor des Förderpumpenmotors und des Hilfsdiesels gefüllt. Der kleine Hilfsdiesel hat noch eine besondere Luftflasche.

Zum Spülen (Abb. 2) wird das Saugerohr mit einem lichten Durchmesser von 620 mm so über den zu entleerenden Prahm geführt, daß es sich zum Beginn des Spülens mit seinem Saugkopf von 1150 × 250 mm Öffnung in den Baggergrund selbst einspülen kann. Zu diesem Zweck wird dem Saugerohr zunächst durch Abstellklappen das Wasser von der Zusatzwasserpumpe zugeleitet. Ist das Saugerohr in den Prahm eingesenkt, so wird das Zusatzwasser durch Wechselklappen in die Zusatzwasserleitung zum Auflockern und Verdünnen des Bodens geleitet. Die Zusatzwasserleitung ist über Deck in zwei waagerechte Leitungen gegabelt, von denen eine vor und eine hinter dem Saugerohrkopf in kegelförmig ausgebildeten Mundstücken endet, so daß beim Absaugen des Bodens aus dem Prahm das Zusatzwasser kräftig zum Lösen und Aufrühren des Baggergutes einströmt. Das Saugerohr und die beiden Mundstücke der Zusatzwasserschläuche können nach allen Seiten mittels Drahtseile durch elektrische Winden bewegt werden, die zur Raumgewinnung auf dem Dach des Führerhauses aufgestellt sind. Diese Winden werden durch Druckknopfsteuerung vom Führerhaus aus bedient, wie weiter unten beschrieben wird.

Jeder Dieselmotor hat eine selbständige, in sich geschlossene Schmier-einrichtung. Die

Reserveschmierölpumpe kann getrennt in den Kreislauf jeder der drei Hauptmotoren geschaltet werden. Zur Reinigung des Schmieröls von Schmutz und Wasser dient ein elektrisch angetriebener Ölseparator mit einer Leistung von 400 l/h. Das in den Schmierölsammelbehältern aufgespeicherte Öl wird durch die Reserveschmierölpumpe in den Separator gepumpt und durch eine an diesen angehängte Pumpe dem Kreislauf wieder zugeführt. Vor der Reinigung wird das Öl elektrisch vorgewärmt.

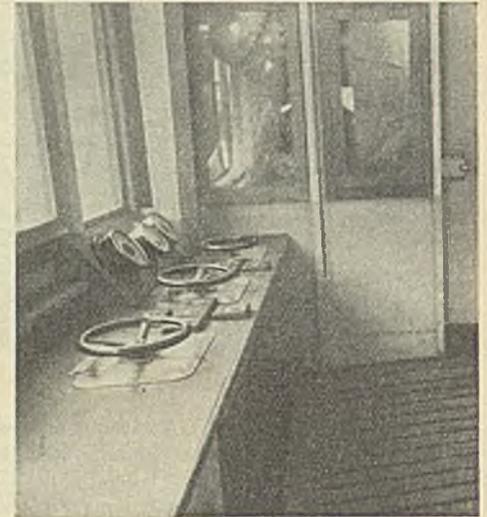


Abb. 3. Führerstand.

Zur Versorgung mit Betriebsstoff sind zwei Treiböltanks von 12 m³ und 14,5 m³ Inhalt längs des Schiffskörpers eingebaut. Die Außenhaut des Schiffes dient nicht als Tankwand, da bei dem rauhen Spülerbetrieb unter Umständen mit Undichtigkeiten in der Schiffswand gerechnet werden muß. Beide Tanks sind miteinander verbunden und können von Deck aus gefüllt werden. Außerdem hat jeder Dieselmotor noch einen Verbrauchstank mit Schauglas, aus dem der Brennstoff den Brennstoffpumpen zufließt. Das Überfüllen von dem Vorratstank in die einzelnen Verbrauchstanks geschieht durch die bereits erwähnte elektrisch angetriebene Treibölförderpumpe.

Das ganze Schiff hat eine Warmwasserheizung, die von einem Narag-Kessel mit Ray-Ölbrenner in besonderem Heizraum vollkommen selbsttätig gespeist wird. Diese Heizung setzt die ständige Entnahmemöglichkeit elektrischer Leistung zum Antrieb voraus, eine Bedingung, die bei dem Stilllegen des Spülers an Sonn- und Feiertagen im Falle des Durchheizens entsprechend berücksichtigt werden muß. Unter Umständen ist daher Kokshelzung zweckmäßiger. Die Kühlwasserleitung der drei großen Dieselmotoren kann an einen Warmwasserstrang angeschlossen werden, um bei kalter Witterung den Motoren zum besseren Anspringen heißes Wasser durch eine Handpumpe zuleiten zu können. Der Wasserrumlauf in der Heizung wird durch eine elektrisch angetriebene Pumpe verbessert. Zum Anschluß an die Heizungsanlage der Staatswerft Pillau während der Winterlegetzeiten ist ein Landanschluß mit Gegenstromapparat eingebaut.

Die Brausebäder werden nicht durch die Heizanlage versorgt, sondern durch einen elektrischen Warmwasserbereiter von 200 l Inhalt.

An Hebe- und Fördereinrichtungen ist zunächst im Maschinenraum über den drei großen Dieselmotoren je eine Laufkatze mit Handflaschenzug eingebaut. Über der Luke im Deck für die beiden großen Pumpen steht ein kleiner Portalkran mit elektrisch betriebener Laufkatze für 2 t Tragfähigkeit. Ferner ist ein Mast mit einem Ladebaum aus Stahlrohr für 3 t Last vorhanden. Dazu gehört eine Ladewinde mit einem 6-kW-Elektromotor. Die beiden Schutenverholwinden auf Deck mit einer Verholgeschwindigkeit von etwa 15 m/min vorn und hinten auf der Backbordseite haben elektrischen Antrieb durch je einen 6-kW-Motor, ebenso die Saugrüssel-Hebewinde. Die beiden Ankerwinden werden von je einem 10-kW-Motor angetrieben. Die vier Spülschlauchwinden werden über Vorgelege ebenfalls elektrisch angetrieben.

Das An- und Ablegen der Spülerprahme kann vom geschlossenen Führerhaus auf der Backbordseite durch Fenster gut übersehen werden (Abb. 3). Außer der selbstverständlichen Wartung der Motoren im Maschinenraum genügen für die Regelung des gesamten Spülvorganges vom Führerhaus aus zwei Mann. Ein Mann bedient vom Schaltpult vorn an den Fenstern die Spülschlauchwinden durch Druckknopfsteuerung in einfacher Weise und durch Schaltwalzen die Saugrohrwinde und die beiden Verholwinden. Der zweite Mann betätigt an der rückwärtigen Seite des geräumigen Führerhauses durch Handräder die beiden Wechselklappen in der Zusatzwasserleitung und die Auffüllklappe für die Saugerohrleitung sowie den Maschinentelegraphen für die Förderpumpe und die Zusatzwasserpumpe. Drei Umdrehungsanzeiger für die drei Dieselmotoren sind auf dem Schaltpult eingebaut. Außerdem sind noch ein Vakuummeter und ein Druckmanometer, ein Sprachrohr zum Maschinenraum und eine Uhr im Führerhaus vorhanden.

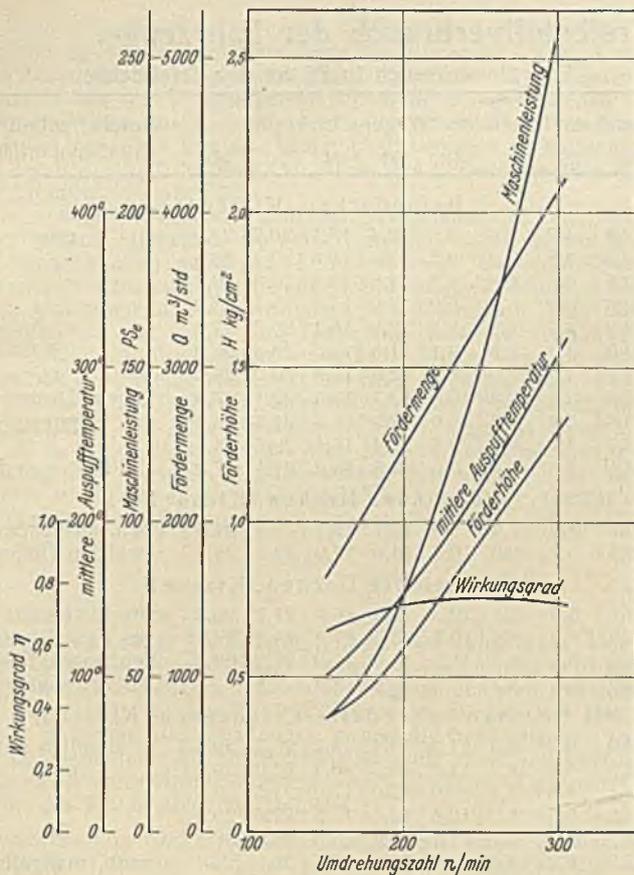


Abb. 4. Kennlinien der Zusatzwasserpumpe des Dieselspülers „Nimmersatt“.

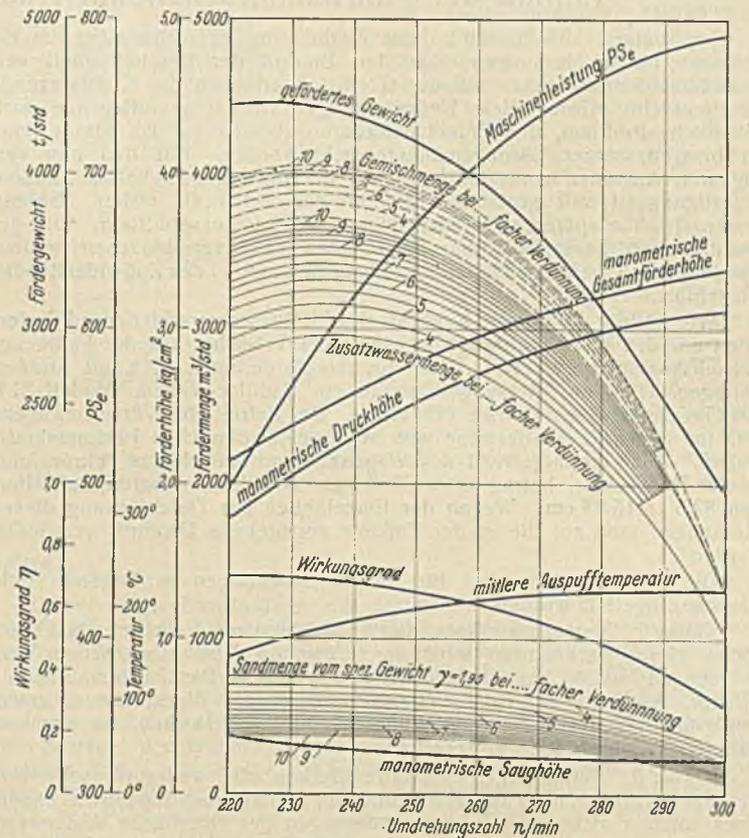


Abb. 5. Kennlinien der Förderpumpe des Dieselspülers „Nimmersatt“.

Abnahmeergebnisse.

Nach Fertigstellung des Spülers Ende Oktober 1934 fand der Probebetrieb im Königsberger Seekanal in der ersten Hälfte November statt. Die hierfür ursprünglich vorgesehene Spüleleitung von 1500 m Länge und 600 mm Rohrdurchmesser fiel wider Erwarten für die Abnahmeversuche aus. Vertraglich war infolge der vorgesehenen Verdünnung von 1:10 der Nachweis der Förderung eines Gemisches von 3300 m³/h auf 1200 m Entfernung in einem 600-mm-Rohr zu führen. Zur Verfügung standen nur 120 m Rohr von 600 mm Durchm., so daß die Restlänge der verfügbaren 500-mm-Rohrleitung zu bestimmen war, die den Widerstand von 1200 m — 120 m = 1080 m hat. Außerdem war der Höhenunterschied des tatsächlichen Ausgusses von 1,20 m über MW durch entsprechende Länge der Rohrleitung auf die vertragliche Höhe von 3 m über WS auszugleichen.

Da die angestellten Berechnungen Faktoren enthielten, die zwischen weiten Grenzen schwanken und nicht mit Sicherheit festzulegen waren, mußten beim Probebetrieb eingehende Versuche vorgenommen werden, in denen bei verschiedenen Fördermengen Gemischgeschwindigkeiten und Spüllängen die Widerstandshöhen in den einzelnen Rohrabschnitten ermittelt wurden. Hieraus wurde die vertragliche Spüleleistung bestimmt, die der Spüler gut erfüllte, so daß seine endgültige Abnahme ausgesprochen werden konnte.

Die Ergebnisse einer späteren Durchrechnung dieser Versuche sind in Abb. 4 u. 5 dargestellt. In Abb. 4 ist aus den Kennlinien zu ersehen, wieviel Zusatzwasser bei der im Führerstand angezeigten Umdrehungszahl von der Pumpe durch die Schläuche gedrückt wird, da die Eichung auf Grund der vorhandenen Verhältnisse an Bord geschah. Sinngemäß sind in Abb. 5 die Kennlinien für die Förderpumpe dargestellt. Entsprechend dem Verträge wurde Sand vom spez. Gewicht 1,9 für die Versuche bereitgestellt. Durch Verändern der Länge der Spülrohrleitungen wurde die Druckhöhe und damit die Förderleistung der Pumpe beeinflusst. Es wurden Gemische verschiedener Verdünnungen bei verschiedenen

Umdrehungszahlen der Förderpumpe durch die Rohrleitungen gespült. Da außer bei reinem Wasser die Antriebsleistung einer Pumpe von der Druckhöhe und dem geförderten Gewicht der Flüssigkeit abhängt, wurden die geförderte Sandmenge und das entsprechende Zusatzwasser nach Gewicht berechnet. Diese Werte ergaben die Kurve „gefördertes Gewicht“. Aus dieser Gewichtskurve ließen sich entsprechend der Verdünnung die mengenmäßigen Kurven des Fördergutes bestimmen. Diese Kurven können wiederum mengenmäßig in solche für Sand und solche für Zusatzwasser zerlegt werden, wie ebenfalls in Abb. 5 dargestellt. Die angegebenen Maschinenleistungen und die manometrischen Höhen sind Durchschnittswerte, die ebenso wie der Wirkungsgrad etwas nach oben oder unten für die angegebenen Werte bei gleichbleibender Umdrehungszahl streuen können.

Die weiteren Versuche mußten wegen der Kosten und des einsetzenden starken Frostes abgebrochen werden, so erwünscht ihre Fortführung zur genaueren Ermittlung der Rohrleitungswiderstände gewesen wäre.

Betriebsergebnisse.

Das Gerät spülte nach seiner Einsetzung in den regelmäßigen Betrieb innerhalb von acht Monaten in einer reinen Spülzeit von 350 Stunden rd. 323 000 m³ Schlick, davon etwa 118 000 m³ bei Rohrlängen von 100 bis 340 m, 80 000 m³ bei Rohrlängen von 400 bis 520 m und 125 000 m³ bei Rohrlängen von 800 bis 1100 m. Die durchschnittliche Stundenleistung betrug also 923 m³. Für das Entleeren eines 250-m³-Prahmes wurden 10 bis 12 min gebraucht. An Betriebskosten entstanden durchschnittlich je m³ 8,5 Rpf gegenüber etwa 14 Rpf bei Verwendung eines Dampfspülers unter ähnlichen Spülverhältnissen, d. h. also etwas weniger als ²/₃ der Kosten beim Dampfspüler. Diese Ersparnisse entstehen in der Hauptsache dadurch, daß während der Betriebspausen für die Dieselmotoren kein Brennstoff verbraucht wird, während beim Dampfspüler die Kesselheizung unterhalten werden muß.

Die bisherigen günstigen Betriebsergebnisse haben mithin die Überlegenheit des Dieselspülers ergeben.

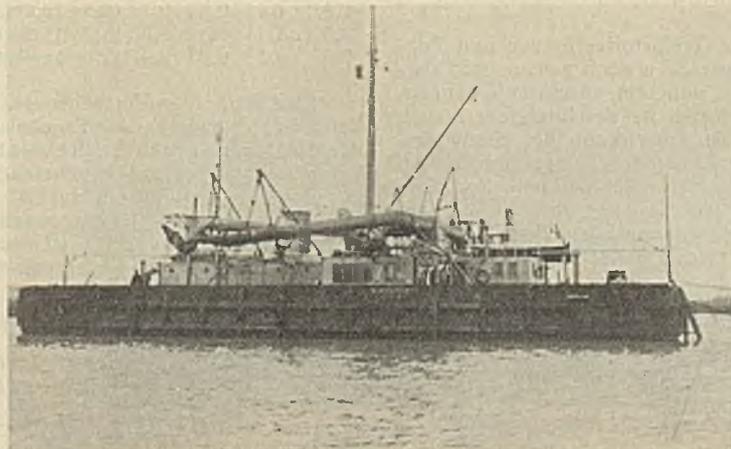


Abb. 6. Spüler „Nimmersatt“.

Alle Rechte vorbehalten.

Einfluß der Fahrbahnbeschaffenheit auf den Treibstoffverbrauch der Fahrzeuge.

Im Sommer 1934 hat die Jowa Engineering Versuchsstation die Ergebnisse neuer Messungen über den Einfluß der Beschaffenheit verschiedener Straßendecken auf den Treibstoffverbrauch der Kraftfahrzeuge veröffentlicht. Durch diese Untersuchungen ist das grundlegende wirtschaftliche Problem, die Einheitsbeförderungskosten auf ein Mindestmaß zu bringen, seiner Lösung nähergebracht worden. Mit den nun verfügbaren Angaben kann der Ingenieur die jeweils geeignetste Straßenbefestigungsart mit größerer Sicherheit auswählen als bisher. Ebenso lassen sich die späteren Unterhaltungskosten leichter ermitteln. Die genannten Versuche wurden innerhalb 3 Jahren auf 30 verschiedenen Straßenstrecken durch mehr als 2000 unmittelbare Messungen des Zugwiderstandes ausgeführt.

Wie wichtig die genaue Kenntnis des Einflusses verschiedener Pflasterarten auf den Fahrzeugbetrieb ist, lehrt die Tatsache, daß die Fahrzeugbetriebskosten mehr als 2/3 der Gesamtbeförderungskosten auf Straßen betragen. Für die Messungen wurde ein Cadillac-Wagen, Modell 314, mit Gas-elektrischem Antrieb verwendet. Der Betrieb des Versuchswagens war im wesentlichen derselbe wie bei den gewöhnlichen Personenkraftwagen. Das Gesamtgewicht des Wagens, einschließlich des Fahrers und zweier Beobachter, betrug etwa 2850 kg. Die Reifen waren Luftreifen von 82,5 x 16,88 cm. Wegen der Einzelheiten der Durchführung dieser Messungen muß auf die in der Fußnote angegebene Urschrift verwiesen werden).

Die Straßendecken sind für die Untersuchungen in folgende fünf Klassen eingeteilt worden:

Klasse I: Starre, standfeste Pflaster für schweren Verkehr. Die Oberfläche dieser Deckenarten wird durch irgendwelche klimatischen Veränderungen nicht beeinflußt. Hierher gehören Portlandzementbeton, Klinker, Asphaltblock, Holz-, Granit- und andere Blockpflaster, sowie Sandasphalt, Asphaltbeton und andere bituminöse Decken, die den erwähnten Anforderungen entsprechen.

Klasse II: Feinkörnige, halbstarre Decken, die weder für schweren Verkehr entworfen, noch ausgeführt sind und deshalb auch den Einwirkungen eines solchen nicht ohne Formveränderungen der Oberfläche Widerstand leisten können. Hierher gehören verschiedene bituminöse Makadame, billige Oberflächenmischverfahren und Teppichbeläge, behandelte Kiesdecken und andere leichte Decken ähnlicher Art. Decken dieser Klasse werden zum Teil auch durch klimatische Verhältnisse beeinflußt.

Klasse III: Dieselben Arten wie Klasse II, abgesehen davon, daß es sich um offene, sehr grobkörnige, sogenannte nicht schlüpfrig werdende Beläge handelt, die einen sehr starken Reifenverschleiß verursachen.

Klasse IV: Unbehandelte Decklagen für leichten Verkehr, wie sandig-tonige Kies- und Makadamdecken, gekennzeichnet durch loses Gefüge, Unebenheit der Oberfläche und Veränderung infolge klimatischer Einflüsse.

Klasse V: Natürliche Böden oder Erdwege, die unter gewissen klimatischen Verhältnissen für Fahrzeuge praktisch unbenutzbar sind.

Die für die verschiedenen Decken und Geschwindigkeiten an der Triebachse benötigte Energie in PS bei einer Lufttemperatur von 21,1° C (70° F) zeigt nebenstehende Zahlentafel.

In der Urschrift sind die Betriebskraft, Treibstoffverbrauch und Zugwiderstand für die verschiedenen Versuchstrecken auch zeichnerisch dargestellt. Diese Darstellungen lassen unter anderem unschwer erkennen, daß die relativen Einflüsse der Straßenoberflächen auf den Energieverbrauch sich innerhalb weiter Grenzen ändern. Die Auswirkung des Stoßwiderstandes auf einer rauhen Portlandzementpflasterdecke zeigt Abb. 1, wo sich erst von etwa 80 km/h Geschwindigkeit ab eine merkbare Zunahme des Stoßwiderstandes bemerkbar macht. Abb. 2 zeigt den Einfluß der Rauigkeit und Nachgiebigkeit einer Kiesdecke auf den Zugwiderstand. Die obere Kurve stellt dabei wieder den Gesamtwiderstand dar.

¹⁾ Roads and Streets, Dezember 1934, S. 437 bis 440; Februar 1935, S. 59 bis 64; März 1935, S. 103 bis 106, sowie Proceedings of the Thirteen Annual Meeting of the Highway Research Board 1934, S. 116 bis 123.

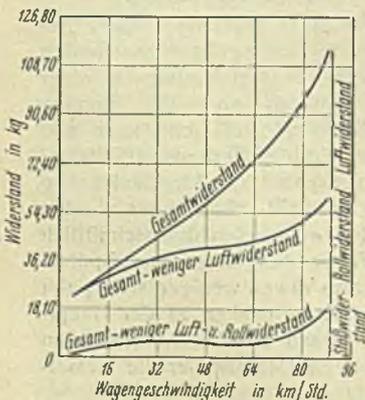


Abb. 1. Zergliederung des Zugwiderstandes auf einem Betonpflaster.

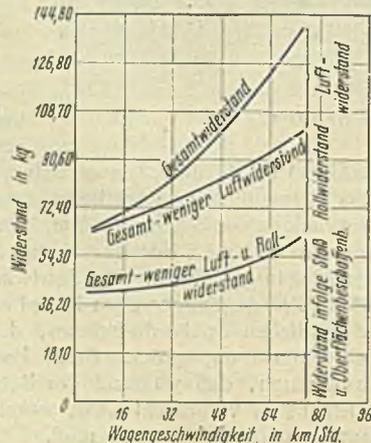


Abb. 2. Einzelheiten des Zugwiderstandes auf einer nassen, weichen und sehr rauhen Kiesdecke.

Energieverbrauch in PS an der Triebachse.										Beschaffenheit der Straßenoberfläche
Geschwindigkeit des Wagens in km/h										
16	24	32	40	48	56	64	72	80		
Betondecken, Klasse I										
1,3	2,8	4,3	6,6	9,6	12,4	16,1	20,7	24,9		gut
1,6	3,2	4,8	7,0	9,5	12,1	15,6	20,4	25,9		"
1,4	2,8	4,6	6,8	9,7	12,6	16,3	20,8	26,4		"
1,3	2,6	4,2	6,4	9,0	12,0	15,3	19,1	23,9		"
1,5	2,8	4,6	6,8	9,5	12,3	16,1	20,5	25,6		"
1,5	3,0	4,6	6,8	9,1	11,8	15,4	20,3	26,0		"
1,6	3,1	4,8	7,0	9,6	12,5	15,8	20,0	26,0		"
1,8	3,5	5,4	7,8	10,6	13,7	17,4	22,1	27,5		Regen, Decke naß
1,8	3,5	5,2	7,3	10,0	12,9	16,4	21,1	26,3		gut
1,7	3,1	4,7	6,8	9,5	12,4	16,1	20,6	25,4		"
1,5	3,1	4,8	7,0	9,6	12,5	18,2	21,1	27,2		Pflaster rau
Bituminöse Decken, Klasse I										
1,7	3,2	5,0	7,4	9,9	12,7	16,1	19,9	24,4		eben, ausgezeichnet
2,0	3,5	5,7	8,0	10,7	14,0	17,9	22,7	28,7		weicher Überzug
Bituminöse Decken, Klasse II										
2,1	3,7	5,6	8,5	10,3	13,2	16,7	21,1	26,8		schlecht gewalzt, offen
2,3	3,9	6,0	8,2	10,8	13,7	17,3	21,8	27,3		gut gewalzt, eben
2,2	4,0	6,1	8,6	11,5	15,0	18,9	23,2	28,3		offen, rauhe Struktur
2,2	4,0	6,0	8,4	11,2	14,6	18,5	22,8	—		eben, grobkörnig
Mit Bitumen behandelte Kiesdecken, Klasse II										
2,3	4,0	6,1	8,5	11,6	14,4	18,2	23,2	29,5		ziemlich gut
2,2	3,8	5,8	8,3	11,3	14,5	18,3	23,3	29,3		gut
1,6	3,1	4,8	7,2	9,9	13,0	17,0	21,5	26,5		"
2,1	3,8	5,6	8,0	10,6	13,6	17,5	22,6	29,8		"
2,4	4,1	6,1	8,7	11,9	15,6	20,0	25,0	30,5		"
3,7	5,9	8,3	11,4	14,8	18,8	23,7	30,1	—		rauh, mangelhaft
4,6	7,5	10,8	14,2	18,5	22,0	26,0	30,2	—		"
2,0	3,7	5,8	8,4	11,5	15,3	19,5	24,9	31,1		gut
2,0	3,6	5,7	8,1	11,0	14,3	19,7	23,1	28,1		"
2,4	4,1	6,2	8,6	11,3	14,4	18,2	23,2	28,9		"
Unbehandelte Kiesdecken, Klasse IV										
2,0	3,8	5,8	8,5	11,8	15,1	19,3	—	—		ziemlich stark gefroren
2,2	4,0	6,2	9,0	12,4	16,0	20,4	—	—		gefroren, uneben
4,4	7,5	10,9	14,7	19,9	22,9	28,5	35,2	—		naß, geschichtet
2,5	4,6	7,0	10,1	13,8	18,0	22,6	—	—		weich, Rillen
5,8	8,9	12,2	16,3	21,3	27,2	34,0	—	—		weich, lose Decklage
4,1	6,6	9,3	12,2	16,7	21,5	26,8	—	—		naß, uneben
4,2	6,7	9,7	13,2	17,6	22,7	28,4	—	—		naß, sehr uneben
6,7	10,6	17,2	26,0	—	—	—	—	—		naß, sehr weich
6,7	13,9	34,9	—	—	—	—	—	—		naß, sehr weich
2,8	4,4	6,5	9,1	12,5	16,7	21,9	28,3	35,6		naß, gut geschichtet
2,5	4,3	6,3	8,8	11,7	15,2	19,5	25,2	32,1		trocken, gut
2,3	4,2	6,3	8,9	12,0	15,6	19,5	24,0	—		trocken, gut

Eine Reihe von Versuchen mit Geschwindigkeiten von 16 bis 80 km/h lieferte unter anderem das Ergebnis, daß der Energieverbrauch durch die Lufttemperatur erheblich beeinflußt wird. Der Einfluß der Temperatur steigt mit zunehmender Geschwindigkeit. Abb. 3 zeigt die erforderliche Betriebskraft auf Betonstraßen mit Steigungen zwischen 1% und 6%, wobei die Messungswerte mit den errechneten Werten fast genau übereinstimmen. In Abb. 4 ist der zur Erzeugung dieser Energie erforderliche Treibstoffverbrauch dargestellt. Hier scheint eine gewisse Beziehung zwischen dem Steigungsverhältnis und der Geschwindigkeit, bei der für

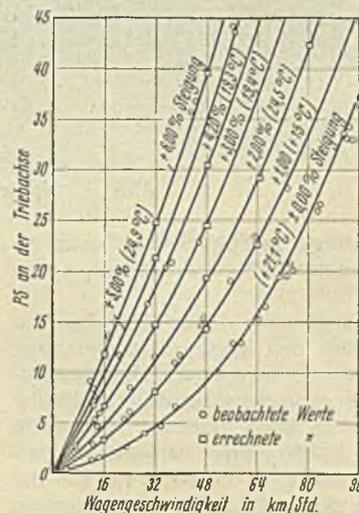


Abb. 3. Energieverbrauch auf Betondecken.

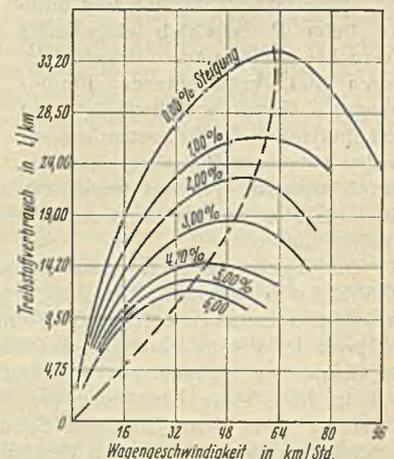


Abb. 4. Treibstoffverbrauch des Versuchswagens auf Betonstraßen in Steigungen.

1 gal. (3,79 l) Treibstoff eine größte Wegelänge erreicht wird, zu bestehen, die durch die punktierte Linie bezeichnet ist. Abb. 4 zeigt die an der Triebachse gemessene elektrische Energie in PS für die verschiedenen Steigungen. Die sehr genaue Übereinstimmung der gemessenen mit den errechneten Werten des Gesamtwiderstandes ist nicht nur ein Beweis für die bei den Versuchen erreichte Genauigkeit, sondern auch für die wahrscheinliche Richtigkeit der Werte des Roll- und Luftwiderstandes auf einer waagerechten Straßenoberfläche.

Die erwähnten Versuche sind bei gleichbleibender Geschwindigkeit auf bestimmten Steigungen ausgeführt worden. Auf solchen sind drei Betriebsmöglichkeiten gegeben: 1. unveränderte Gasventilöffnung, die dem Wagen talwärts eine größere, bergwärts eine kleinere Geschwindigkeit gibt; 2. gleichbleibende Geschwindigkeit mit Bremsen, falls diese Geschwindigkeit überschritten, und Gaszufuhr, falls sie vermindert wird; 3. eine bestimmte Mindestgeschwindigkeit. Diese Versuche sind überwiegend mit gleichbleibender Gaszufuhr durchgeführt worden. In solchem Falle ist auch die Kraftabgabe, ohne Rücksicht auf das Straßenprofil, eine unveränderliche. Das wahrscheinlich wichtigste Ergebnis dieser Versuche zeigt Abb. 5, in der die Ergebnisse aller übrigen Versuchsreihen mit jenen einer waagerechten Straße verglichen sind. Ein Vergleich der durch die Energiekurve gegebenen Werte für eine Straße mit 0,0% Gefälle und den durch Versuche auf Steigungen ermittelten Punkten zeigt deutlich, daß

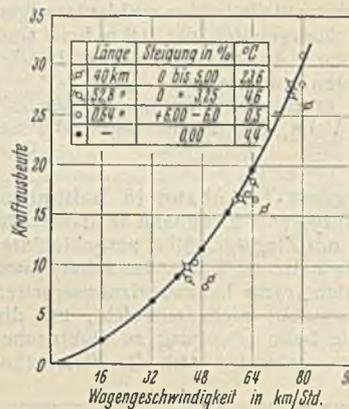


Abb. 5. Vergleich der notwendigen Triebkraft auf ebenen und wellenförmigen Längenprofilstrecken.

mit gleichbleibender Energiezufuhr die durchschnittliche Energieausbeute auf einem wellenförmigen Längenprofil bei einer gewissen durchschnittlichen Geschwindigkeit kleiner ist, als die zur Fortbewegung des Wagens auf einer waagerechten Straßenoberfläche bei derselben Geschwindigkeit notwendige Energie. Hinsichtlich des Energieverbrauches lieferten die Versuche den Beweis, daß die wirtschaftlichste Betriebsweise des Fahrzeuges die bei unveränderter Treibstoffzufuhr ist. Auch zeigten die Versuche einwandfrei, daß eine gewisse Beziehung zwischen den Straßensteigungen und Betriebskosten der Fahrzeuge besteht, deren Einzelheiten durch weitere Untersuchungen festgestellt werden müssen. Haller.

Vermischtes.

Hafenbaudirektor W. Krüger tritt in den Ruhestand. Der Hafenbaudirektor Dr. phil. h. c. Wilhelm Krüger von der Marinewerft Wilhelmshaven ist am 15. Februar d. J. 65 Jahre alt geworden und tritt demgemäß in den Ruhestand. Er stand seit 35 Jahren im Dienste der Marine und hatte seit 30 Jahren die schwierigen strombaulichen Aufgaben im Jadegebiet zu bearbeiten. Als Anerkennung für seine veröffentlichten Arbeiten auf dem Gebiete der Meeresforschung erhielt er von der Universität Frankfurt a. M. die Würde eines Dr. phil. h. c.

Bodenproben. Der Preußische Finanzminister hat unter V 13. Ta 1—7 Nr. 182 vom 31. Januar 1936 ein Rundschreiben erlassen, das als Anlagen A u. B sehr ausführliche „Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben“ sowie die „Einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellung der Schichtenverzeichnisse (Bohrergebnisse)“ enthält¹⁾. Die neuen Bestimmungen, die im allgemeinen den vom Deutschen Normenausschuß ausgearbeiteten, gleichbezeichneten DIN Vornormen 4021 und 4022 entsprechen, sind als Sonderdruck im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn erschienen und von dort einzeln zum Preise von 0,60 RM (Partiepreise: 10 Stück 5,50 RM, 25 Stück 13 RM, 50 Stück 24 RM, 100 Stück 45 RM) + Postgeld zu beziehen.

Brückenneubau in Quedlinburg. Die Bodebrücke vor dem Bahnhof in Quedlinburg, die sich seit ihrer Fertigstellung fortgesetzt gesenkt hatte, muß, um einer zu befürchtenden Gefährdung der Anlage zu begegnen, abgerissen und neu errichtet werden.

Bekanntlich hatte das letzte große Bodehochwasser vom 30. Dezember 1925 fast alle Bode- und Mühlengrabenbrücken schwer beschädigt und u. a. die Bahnhofbrücke vollständig zerstört. Sie wurde 1926 neu erbaut. Um einem späteren Hochwasser einen möglichst geringen Widerstand zu bieten, war die neue Brücke in einem flachen Bogen konstruiert worden. Bei der Beobachtung der fertigen Brücke zeigte sich jedoch, daß sich der Brückenscheitel über das normale Maß hinaus fortgesetzt senkte, im Jahre 1932 innerhalb weniger Monate allein um 3 cm.

Die fachmännischen Untersuchungen ließen die Ursache dieser ständigen Bewegungen nicht erkennen. Ein Baufehler liegt nicht vor. Es ist daher anzunehmen, daß unbekannte Einflüsse auf die Widerlager wirken, die ihrerseits wieder den Brückenscheitel beeinflussen. Wahrscheinlich werden die Senkungen nicht zum Stillstande kommen. Das Eintreten einer bedenklichen Verkehrsfährdung wäre daher wohl zu erwarten. Da eine Verstärkung des Brückenbogens in diesem Falle nicht den gewünschten Erfolg haben wird, wurde der Neubau der Brücke beschlossen.

Die neue Brücke wird nach einer Mitteilung im Magdeburger Gen.-Anz. vom 17. Dezember 1935 neben den Widerlagern auf zwei Pfeilern im Flußbett ruhen, im äußeren Aufbau aber der jetzigen ähneln. Mit dem Abbau der alten Brücke wird nach Weihnachten begonnen werden. Während der Bauzeit wird ein Notsteg wenige Meter stromabwärts den Verkehr übernehmen, den die Technische Nothilfe ausführt. Die Vorarbeiten dazu haben schon begonnen. Der Notsteg wird in einer Breite von 3 m in drei Brückenjochen auf zwölf Holzpfählen ruhen.

Der Plattenbandförderer für den Deichbau am Adolf-Hitler-Koog. Zum Anschütten des Deiches am Adolf-Hitler-Koog in der Dieksander Bucht wurde ein Fördermittel eingesetzt, das man zum Ausführen von Bauarbeiten bisher noch nicht gekannt hatte.

Dieser Plattenbandförderer des Eisenwerks Weserhütte AG (Abb. 1) besteht aus einer endlosen Reihe durch federnde Gelenkkupplungen verbundener Wagen, die auf den von einem Gerüst getragenen Schienen mit 400 mm Spur teils stehend (der beladene, obere Strang), teils hängend (der rücklaufende, leere, untere Strang) fahren. An den Enden des Förderers sind die Wagen in einem großen Halbkreisbogen herumgeführt. Als Lastträger der Wagen dienen leicht gewölbte, einzelne Platten, die an ihren Enden um einige Zentimeter übereinandergreifen und einen geschlossenen Strang nach Art eines Förderbandes bilden. Die Gesamtlänge des Förderers beträgt 200 m und die Breite des Stranges 1 m. Jede einzelne Platte ist 1,2 m lang.

Auf die ganze Förderstrecke sind fünf Antriebe mit Elektromotoren von je 4,5 PS Leistung verteilt. An einer Antriebsstelle wird durch den Motor eine unter dem Strang über zwei Kettenräder laufende, endlose Kette bewegt, die in Abständen vorstehende Mitnehmer besitzt und den Wagenstrang mit einer Geschwindigkeit von 0,6 m/sek vorwärts schiebt. Die theoretische Leistung des Förderers beträgt 150 m³/h. Zeitweilig wurden jedoch auch Leistungen von 200 m³/h erzielt.

Das Beladen des Stranges geschieht durch Arbeiterkolonnen von Hand. An der Entladestelle, an der der Deich geschüttet wird, befindet sich ein auf Schienen fahrender Abwurfwagen (Abb. 2), der aus einem torähnlichen Gerüst und zwei Anschütförderbändern besteht. Von dem beladenen Strang des Plattenbandförderers wird das Fördergut durch einen

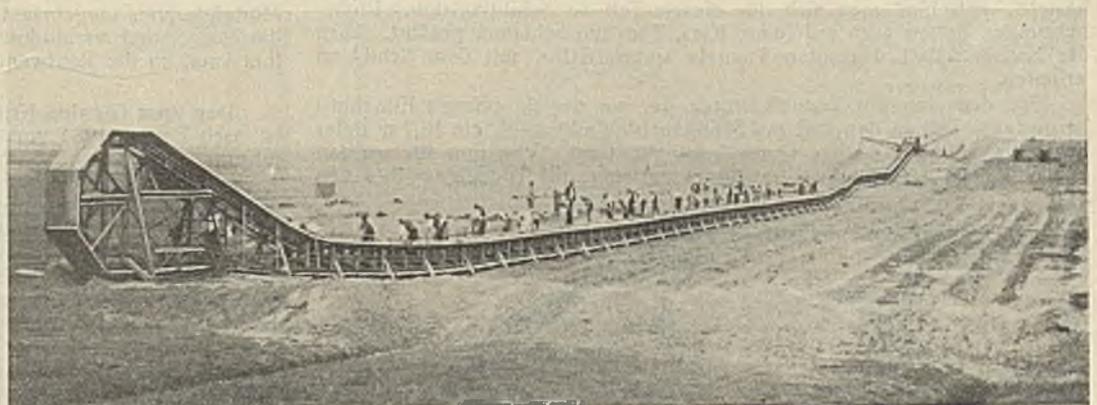


Abb. 1. Gesamtansicht des Plattenbandförderers.

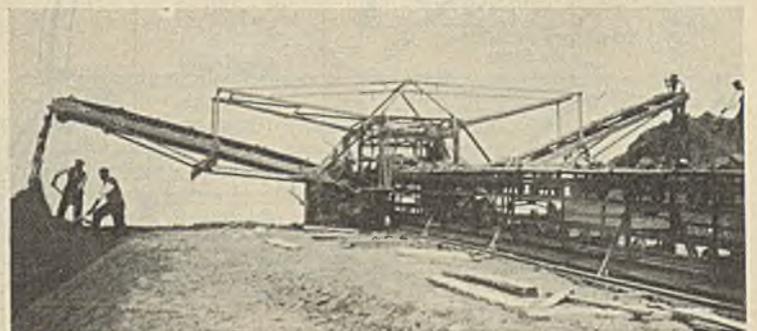


Abb. 2. Abwurfwagen mit seitlichen Förderbändern zum Anschütten des Damms am Ende der Förderstrecke.

¹⁾ Vgl. Ztrbl. d. Bauv. 1936, Heft 7, S. 159 ff.

schneepflugartigen, doppelseitigen Abstreifer auf die beiden muldenförmigen Verteilbänder mit je 4 PS Energiebedarf übergeleitet, die 0,8 m breit sind und eine Förderlänge von je 7 m haben. Anfangs wurden die Bänder durch Diesel-, später durch Elektromotoren angetrieben.

Den Strom für sämtliche Motoren erzeugt eine Dieselmachine mit Generator. Die Spannung beträgt 440 V im Ankerstrom- und 220 V im Erregerstromkreise.

Der zweite Tunnel der Pennsylvania-Eisenbahn in Baltimore. Seit 1873 dient zur Einführung der Pennsylvania-Eisenbahn in das Stadtgebiet von Baltimore ein zweigleisiger, mit Ziegelgewölbe ausgekleideter Tunnel. Die Auskleidung dieses Tunnels hatte im Laufe der Jahre durch den Erddruck stark gelitten, so daß umfangreiche Instandsetzungsarbeiten nötig waren. Da aber der Tunnelquerschnitt nicht ausreicht, um die elektrische Fahrleitung aufzunehmen, die beim Übergang zu elektrischer Zugförderung einzubauen gewesen wäre, entschloß sich die Eisenbahngesellschaft, im Zusammenhang mit dem Ausbau der Strecke New York—Washington für elektrischen Betrieb einen neuen Tunnel anzulegen, den alten Tunnel stillzulegen, so daß er dann für die später viergleisig auszubauende Strecke ohne Störung durch den Betrieb in Stand gesetzt werden könnte. Der neue Tunnel liegt, wie die Railw. Gaz. 1935 vom 18. Oktober mittelt, unmittelbar neben dem alten, was beim Bau einige Schwierigkeiten bereitete (Abb. 1). Das 636 m lange Mittelstück des Tunnels wurde mit Schildvortrieb gebaut, während die beiden 288,5 m und 90 m langen Endteile im offenen Einschnitt hergestellt wurden. Die Endteile sind mit Betonbogen überwölbt, das Mittelstück ist mit Gußeisen ausgekleidet. Der Tunnelquerschnitt wird gebildet von einem oberen halbkreisförmigen Teil mit 5,03 m Halbmesser, der sich auf 1,75 m hohe seitliche Widerlager aufsetzt. Die Lichthöhe des Tunnels im Scheitel beträgt also 6,78 m über S.-O. Die Sohle des Tunnels besteht aus einer 75 cm hohen, oben und unten bewehrten Eisenbetonplatte, deren Oberkante 86 cm unter S.-O. liegt. Die Achsen des alten und des neuen Tunnels haben einen Abstand von 15,5 m.

Die Endteile des Tunnels konnten wegen ihrer geringen Tiefenlage und wegen der Beschaffenheit des Bodens, der zum Teil aus Fels besteht, im offenen Einschnitt hergestellt werden. Im Mittelteil, wo die Überlagerung des Tunnels 6 bis 9 m beträgt, war Wasserandrang zu erwarten; deshalb und wegen der Beschaffenheit des Bodens, der aus eiszeitlichen Ablagerungen über losem Gneis, teilweise auf festem Gneis aufgelagert, besteht, entschloß man sich für diesen Teil zu Schildvortrieb. Probebohrungen hatten auch auf Sand, Kies, Ton und Schlamm geführt. Auch die Nachbarschaft des alten Tunnels sprach dafür, mit dem Schild zu arbeiten.

Für den Bau des Tunnels wurde da, wo der im offenen Einschnitt hergestellte Teil in den Teil mit Schildvortrieb übergeht, ein 16,7 m tiefer Schacht mit $14,6 \times 14,6$ m Querschnitt abgeteuft. Von ihm aus wurden zunächst zwei Seitenstollen für die Widerlager des Tunnelgewölbes von



Abb. 1. Lageplan.
Der alte und der neue Tunnel.

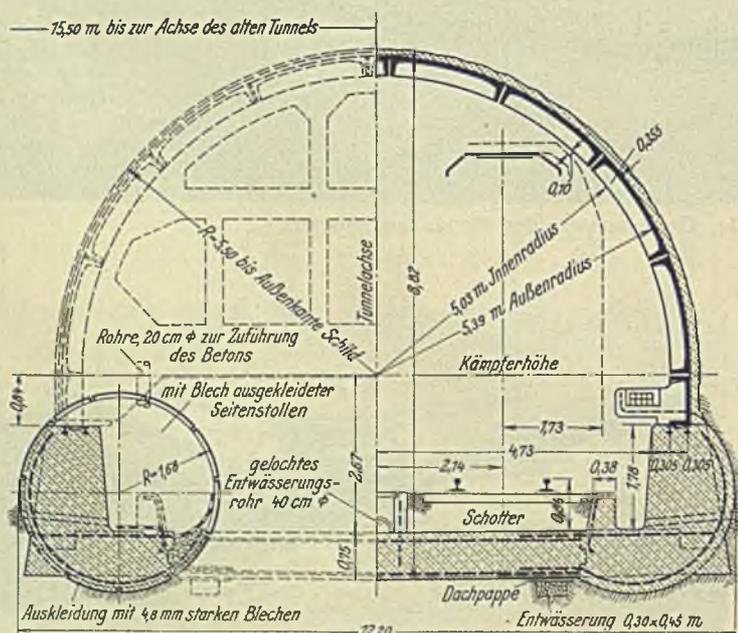


Abb. 2. Querschnitt
(links durch den Seitenstollen, rechts durch den vollen Tunnel).

3,55 m Durchm. vorgetrieben, in denen die aus Beton bestehenden 1,78 m hohen Widerlager und ein Teil der Sohlplatte hergestellt wurde. Diese seitlichen Wände dienten dann als Auflager für den Schild bei seinem Vortrieb.

Die beiden Seitenstollen (Abb. 2) wurden mit Hilfe von Schilden von 3,45 m Durchm. vorgetrieben. Zum Vorschleichen dienten acht Druckwinden. Im Anfang mußte brüchiger Gneis durchörtert werden, später führten die Stollen durch angeschwemmte Massen. Sie wurden mit Blechringen mit Flanschen ausgekleidet. Es wurde immer ein Ring von 40 cm Länge auf einmal eingebaut. Um die seitlichen Wände gegen den Gebirgsdruck zu versteifen, wurde aus jedem zweiten Ring ein Bodenblech herausgenommen und durch Beton ersetzt.

Dem Ausbruch der Seitenstollen folgte die Freilegung des ganzen Tunnelquerschnitts in etwa 150 m Abstand. Der Beton der Seitenwände hatte 30 bis 40 Tage Zeit zum Erhärten, ehe er die Last des Schildes für den Vollausschub aufzunehmen brauchte. Damit die Sohlplatte in möglichst kurzem Abstände hinter dem Schild hergestellt werden konnte — er betrug etwa 31,5 m —, wurde der Abraum so schnell wie möglich entfernt. Dieser wurde entweder von Hand hereingewonnen oder mit Dynamit gelöst, wobei aber wegen der Nachbarschaft des alten Tunnels nur kleine Sprengladungen angewendet werden durften. Mit Hilfe eines Förderbandes wurden die Massen in Kasten von 1,5 m³ Inhalt verladen, die von einem Kran auf Feldbahnwagen gehoben wurden. Der Kran hatte seine Laufbahn auf den seitlichen Wänden. Die Gleise für die Abförderung des Aushubes lagen rechts und links neben diesen Wänden. Solange der im offenen Einschnitt hergestellte Teil des Tunnels noch nicht fertig war, wurden die Kasten in dem Schacht hochgehoben; später wurden sie von einem zweiten Kran erfaßt, und ihr Inhalt wurde in Regelspurwagen entleert, die von elektrischen Lokomotiven in dem fertigen Tunnel abgefahren wurden.

Der tägliche Fortschritt beim Tunnelbau betrug ungefähr 4,6 m; es wurden dabei in einem Zeitraum von 24 Stunden ungefähr 320 m³ Massen, in gewachsenem Zustande gemessen, gelöst, die ungefähr 460 m³ in losem Zustande ergaben.

Sobald der Schild vorgerückt war, wurde der vorderste Ring der Auskleidung mit einem Feinbeton ausgegossen. Hierzu wurde der Spalt zwischen Schild und Ring mit Sackleinwand gedichtet, die durch runde Bretter festgelegt wurde. Zum Einbringen des Betons hatten die Ringe Löcher von 8 cm Durchm. Die Arbeit begann im unteren Teil des Ringes und wurde nach oben fortschreitend weiter ausgeführt. Zum Einbringen des Betons diente ein Pumpensatz auf der Erdoberfläche, von dem der Beton durch 15 cm weite Rohre in den Tunnel gepreßt wurde. Für diese Rohre waren in etwa 60 m Abstand Bohrörter von der Erdoberfläche bis zum Scheitel der Seitentunnel niedergelassen.

Damit die Rohre sich nicht durch den Beton verstopfen, wurden sie mit Wasser gefüllt, und dann wurde eine Bürste unter Druck von unten nach oben durch die Rohre geschoben. Auf diese Art wurde auch verhütet, daß der Betonrest im Rohr und das Wasser in den Tunnel eindrang. Vor Beginn der Arbeit des Ausgießens wurde die Bürste in das obere Ende der Rohre eingesetzt, und hinter ihr wurde ein 60 cm langer Mörtelstopfen eingebracht. Dieser Mörtel diente als Schmiermittel für die Rohre und verhinderte das Anhaften des ersten Betons, der hinter ihm kam, an die Rohrwandung. Wkk.

Der zum Glenlee-Kraftwerk in Schottland führende Druckstollen ist nach Engng. 1934 vom 14. Dezember¹⁾ 5,8 km lang. Lage und Ausföhrung sind aus Abb. 1 bis 9 ersichtlich. Der Stollen ist zunächst auf 4,7 km Länge mit einem Gefälle von 1:350, dann 1,1 km lang mit einem Gefälle von 1:100 ausgeführt. Er ist 3,58 m breit und 3,075 m hoch, im Querschnitt hufelförmig, die Sohle gewölbt, mit einem Halbmesser von 1,8 m ausgeführt. Der Stollen wurde gleichzeitig von vier Stellen aus vorgetrieben, und zwar von Einlauf und Auslauf aus und von einem bei Craigshinnie niedergebrachten Schacht aus nach den beiden Enden. Wöchentlich wurden durchschnittlich 30,5 m fertiggestellt. Der Stollen wurde mit einer durchschnittlich 20 cm dicken Betonschicht ausgekleidet; keinesfalls lag der Felsen näher als 7,5 cm an einzelnen Stellen von der Innenfläche der Betonschicht ab. Die Sohle wurde von Hand hergestellt, der bogenförmige Teil von einer Arbeitsbühne aus, die erst 36,5 m, später 45,75 m lang war. Der verwendete Beton hatte ein Mischungsverhältnis von 1:2:4, und es wurde zu seiner Herstellung schnell erhärtender Zement verwendet. Der bei Craigshinnie niedergebrachte Schacht dient gleichzeitig zur Zuleitung des durch ein Wehr gestauten Craigshinnie Burn (Abb. 4 bis 6). Neben dem Wehr ist ein Entnahmesteich vorgesehen, von dem aus das Wasser durch einen Rechen einem Saugheber zuläuft, der es in den Stollen führt. An den gußeisernen Kopf des Saughebers ist der senkrecht verlaufende Teil eines Rohres von 305 mm ϕ angeschlossen. Dieser mündet in ein Kniestück, an das ein weiterer senkrechter Teil des Heberrohrs anschließt, der 9,15 m über dem Boden des Schachtes in einem Mundstück endet. Das Heberrohr besteht aus 3,66 m langen Einzelstücken, die durch Flanschen miteinander verbunden sind. Das Rohr ist in Schellen aufgehängt, die in der Schachtmauer befestigt sind. Das Ende des Bauschachtes ist bis 3,65 m über dem Stollenscheitel mit Beton aufgefüllt, der Rest mit Erdreich ausgefüllt. Der Heber ist in einem aus Eisenbeton errichteten Zugangschacht untergebracht, der eine Erweiterung hat und eine Einsteigleiter aufweist. Der

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1935, Heft 24, S. 317.

höher rückte. Es wurde eine Gleitschalung nach Bauweise Macdonald²⁾ angewendet, die an besonderen senkrechten Eisen aus Rundstahl von 28 mm ϕ , die in den Beton gebettet werden, mit Hilfe von Hubrahmen aufgehängt ist (Abb. 2). Die Schalung selbst besteht aus Holzbohlen 10/3 cm von 1,25 m Länge, die durch Nut und Feder miteinander verbunden werden. Die Außenseiten der Schalung sind durch Stahlbänder, die an den oberen und unteren Längskanten befestigt und in geringen Abständen voneinander vorgesehen sind, verstärkt. Die Hubzargen, die aus einem durch Bolzen verbundenen Rahmenwerk bestehen, sind mittels Winkel-eisen an den Eisenbändern der Schalungsverstärkung befestigt, um gleichzeitig den erforderlichen Abstand der Schalungsteile zu sichern. Die Hubzargen besitzen steig-eisenartige Klammern, die mit Hilfe eines Druckhebels gegen die Hubeisen gepreßt werden. In den Lücken zwischen den einzelnen Kammerwänden sind bewegliche Arbeitsbühnen vorgesehen, die der Schalung in ihrer aufsteigenden Bewegung folgen, und ebensolche sind innen und außen an die Schalungen unten angehängt. Die Höhe der einzelnen Betonschichten beträgt 10 bis 15 cm und wird je nach der Arbeitsgeschwindigkeit so gewählt, daß die eingebrachte Schicht noch nicht abgeunden hat, wenn eine neue Betonschicht aufgebracht wird. Beim Hochziehen der Schalung wird die neu aufgebraachte Betonschicht belastet; die dabei auftretenden Erschütterungen begünstigen das Austreiben von überschüssigem Wasser und etwaigen Luftblasen. Bei je 10 mm Schalungshub wird so eine Verdichtung der Betonschicht auf etwa die Hälfte der Hubhöhe erzielt. Man erreicht eine völlig glatte Außenfläche des Bauwerks, so daß keinerlei Nacharbeiten nötig sind. Etwaige Ungleichheiten werden unmittelbar von den Arbeitsbühnen aus sofort beseitigt. Die mittlere Arbeitsbühne dient gleichzeitig der Herstellung der Bewehrungen und kann in sehr vielen Fällen auch als Schalung zur Errichtung der Decke des Bauwerks verwendet werden. Ein wesentlicher Vorteil der Gleitschalungen ist die Geschwindigkeit des Baufortschritts. Bei einzelnen Bauten wurden innerhalb 24 Std. 2, ja sogar bis zu 4 m Arbeitsleistung ohne Anwendung von Sonderzement erreicht.

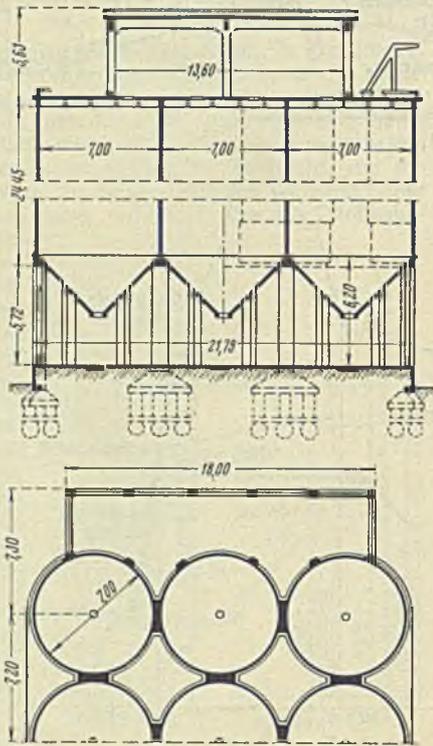


Abb. 1.

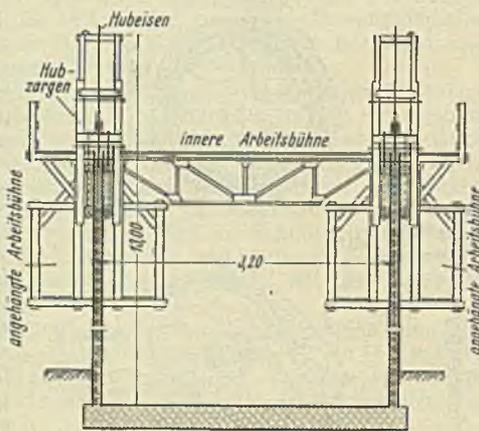


Abb. 2.

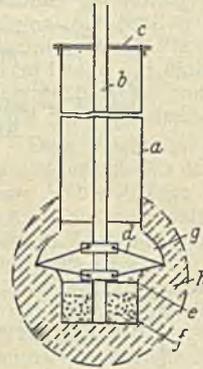
Bodenkundliche Schulungskurse veranstaltete die Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) bisher vor acht Gruppen von Bauingenieuren, zuletzt im Januar d. Js. in Essen vor der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie (Bezirkliche Gruppe Rheinland und Westfalen). Bei den Kursen wechselten Vorträge über die Wechselbeziehungen von Bauwerk und Baugrund, über Straßenbau, Probelastungen usw. ab mit Übungen zur richtigen Bezeichnung und Beurteilung von Böden und mit der Vorföhrung sämtlicher geläufigen bodenphysikalischen Versuche. Auch das von der Degebo entwickelte aussichtsreiche dynamische Bodenuntersuchungsverfahren, das großen Anklang in der Praxis gefunden hat, war Gegenstand einiger Vorträge.

Der nächste Lehrgang findet für die Wirtschaftsgruppe Bauindustrie (Bezirkliche Gruppe Niederschlesien) etwa Ende März in Breslau statt. Die Teilnehmerzahl wird jeweils auf 30 bis 35 beschränkt bleiben.

²⁾ Vgl. Beton-Kalender 1936, Teil II, S. 97. Berlin 1935, Wilh. Ernst & Sohn.

Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Bohrpfählen mit verbreitertem Pfahlfuß. (Kl. 84c, Nr. 599 787 vom 21. I. 1933 von Otto Kamm in Berlin-Lankwitz.) Um auch bei grundwasserführenden Bodenschichten die Ausbildung einer Höhlung unterhalb des Bohrröhrendes mittels eines Erweiterungsbohrers durchführen zu können, werden nach dem Abteufen der Bohrröhre und nach Entfernen des Grundwassers aus dem Bohrröhr auch die am Bohrröhrende anstehenden Bodenschichten dem Überdruck der Preßluft eine bestimmte Zeit ausgesetzt. Nach Abteufen des Rohres *a* bis in die tragfähigen Untergrundschichten wird ein Hohlgestänge *b* mit einem an ihm befestigten Gefäß *e* bis zum Bohrröhrende hinabgelassen. Nach Abschluß des Bohrröhres wird dann mit einem Deckel *c* das Grundwasser im Bohrröhrrinnern mittels Druckluft weggedrückt, bis die Sohle des Bohrloches trockengelegt ist. Durch weitere Einwirkung der Druckluft wird das Grundwasser auch in den am Bohrröhrende anstehenden Bodenschichten zurückgedrängt, wodurch diese wasserfrei und durch den Luftüberdruck innerhalb der Überdruckzone *h* standfest gemacht werden. Hierauf hebt man das Bohrröhr, bis es etwas über Oberkante des Gefäßes *c* liegt. Mittels einer verstellbaren Erweiterungsrichtung *d* wird unmittelbar unterhalb des Bohrröhrendes durch den noch bestehenden Überdruck eine Aushöhlung *g* geschaffen, wobei die gewonnenen Erdmassen in das Gefäß *e* fallen, das mit den Massen *f* gefüllt wird. Hierauf wird unter gleichzeitigem Hochziehen des Hohlgestänges *b* und der Vorrichtung *d* durch das Hohlgestänge *b* hindurch Beton oder Baustoff gepreßt und schließlich der aufgehende Pfahl fertiggestellt.



Vorrichtung zum Ausbohren einer Erweiterung für Ortpfähle mit verbreitertem Fuß. (Kl. 84c, Nr. 601 488 vom 26. 2. 1933 von Otto Kamm in Berlin-Lankwitz, Zusatz zum Patent 599 787.) Die Vorrichtung besteht aus einer Druckluftschleuse, in die ein Erweiterungsbohrer mit Aufangevorrichtung für das Bohrgut mittels des Bohrgestänges hochziehbar ist. Am Oberteil *k* der Schleuse sitzt eine Stopfbuchse *m* zur Einföhrung und Abdichtung der Bohrgestänge oder des Preßrohres *b*, die durch eine Klappe *n* ein- und ausgebaut werden können. Die Ventilklappe *o* dient als Absperrorgan zwischen Schleusenoberteil *k* und Unterteil *l* und wird durch die Welle *q* mit Handrad *r* von außen bedient. Zwecks Verriegelung sind Riegel *s*, zur Bedienung der Schleuse je ein Manometer *t*, je eine Preßluftzuföhrung *u* und je eine Preßluftableitung *v* eingebaut. An zwei durch Handrad und Welle bewegbaren Dornen *w* wird vor Einbau der Schleuse der Bewehrungskorb *x* aufgehängt. Nach Abteufen des Bohrröhres *a* setzt man den Bewehrungskorb *x* ein und hängt ihn an den Dornen *w* auf. Durch die Stopfbuchse *m* wird ein Hohlgestänge *b* mit Erweiterungsbohrwerkzeug *d* eingesetzt und, nachdem alle Öfnungen der Schleuse geschlossen sind, das Grundwasser entfernt und in den Bodenschichten weiter zurückgedrängt. Das Bohrröhr *a* wird nun gehoben und mittels des Werkzeuges *d* die Aushöhlung ausgeschnitten. Ist der Bohrer *d* gefüllt, so wird er bis in den Schleusenoberteil *k* hochgezogen. Die Ventilklappe *o* wird geschlossen, verriegelt und der Überdruck im Schleusenoberteil abgelassen. Das Bohrgut wird durch die Klappe *n* entfernt. Zum Ablassen des Gerätes wird durch die Preßluftzuföhrung *u* im Oberteil wieder der Überdruck hergestellt, die Klappe *o* geöffnet und das Bohrwerkzeug bis zur Aushöhlung hinabgelassen. Durch Zurücknahme der Dorne *w* wird anschließend der Bewehrungskorb *x* herabgelassen und der Pfahl mit verbreitertem Fuß betoniert.

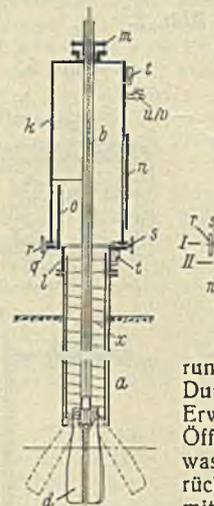


Abb. 1.

Abb. 2.

Berichtigung. In Bautechn. 1936, Heft 1, S. 10, rechte Spalte, Zeilen 7 bis 9, muß es heißen: „worin α die Neigung der Bogenleibung und ($\alpha - \delta$) die Neigung der Verbindungslinie der Druckmittelpunkte zu den Zugseilen bedeutet“.

INHALT: Entwicklungsrichtungen im Eisenbetonbau. — Bau der Straßenbrücke über die Oder bei Poppelau-Nikoline. — Dieselspüler „Nimmersatt“ für 300 m³ Stundenleistung. — Einfluß der Fahrbahnbeschaffenheit auf den Treibstoffverbrauch der Fahrzeuge. — Vermischtes: Hafenaubdirektor W. Krüger tritt in den Ruhestand. — Brückenneubau in Quedlinburg. — Der Plattenbandförderer für den Delchbau am Adolf-Hitler-Koog. — Der zweite Tunnel der Pennsylvania-Eisenbahn in Baltimore. — Der zum Glenlee-Kraftwerk in Schottland föhrende Druckstollen. — Die Siloanlage für Erdnüsse im Hafen von Asnières. — Bodenkundliche Schulungskurse. — Patentschau. — Berichtigung.