

# DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 1. Dezember 1933

Heft 51

Alle Rechte vorbehalten.

## Neues von der Druckluftgründung.

Von Dr.-Ing. Erich Paproth, Berlin-Wilmersdorf.

### 1. Wirtschaftliches.

Trotz allen Wettbewerbs bestehender und neu entwickelter Gründungsweisen hat die Anwendung der Druckluftgründung in den letzten Jahren eher zu- als abgenommen. Das hat sie nicht nur ihren anerkannten technischen Vorzügen, sondern hauptsächlich dem Umstande zu verdanken, daß sie auch wirtschaftliche Vorteile bietet. Der beste Beweis hierfür ist die Tatsache, daß für eine ganze Reihe von Bauwerken, die mit anderen Gründungen ausgeschrieben waren, die Zuschläge auf Nebenentwürfe mit Druckluftgründung erteilt wurden. Es seien als Beispiele folgende Bauten genannt:

1. Pfeiler und Widerlager für die Usedomer Bäderbrücke, ausgeschrieben als Holzpfahlgründung<sup>1)</sup>, 1930/31,
2. Pfeiler der Straßenbrücke über die alte Oder bei Glogau, ausgeschrieben als Spundwandgründung mit Wasserhaltung, 1932,
3. Pfeiler und Widerlager für die Eisenbahnbrücke über die Warthe bei Schwerin, ausgeschrieben als Spundwandgründung mit Wasserhaltung, 1933,
4. Umbau und Verstärkung zweier Pfeiler der Eisenbahnbrücke über die Große Regnitz bei Stettin-Podejuch, ausgeschrieben als Spundwandgründung mit Kontraktorbeton, 1933.

Hier hat sich gezeigt, daß die Druckluftgründung durchaus nicht nur dort angebracht ist, wo andere Gründungsweisen technisch versagen, sondern auch in Fällen, in denen dies noch nicht der Fall ist, wo also nur die Wirtschaftlichkeit den Ausschlag gibt.

So kann z. B. die Druckluftgründung fast immer gegen Massivgründungen zwischen eisernen Spundwänden in Wettbewerb treten. Abb. 1 zeigt die Querschnitte eines Brückenpfeilers in beiden Gründungsarten. Die Betonmengen sind bei der Druckluftgründung etwas geringer als bei der anderen; das gleicht den vielleicht etwas höheren Zementgehalt des Senkkastens aus. Anstelle der eisernen Spundbohlen hat der Senkkasten eine Eisenbewehrung, die erfahrungsgemäß nur  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{6}$  der Spundwandisen wiegt. Dieses wirtschaftliche Plus zugunsten der Druckluftgründung genügt meist zum Ausgleich der höheren Bodenförderkosten aus dem Senkkasten, während Aufbau und Betrieb der Wasserhaltungsanlage etwa das gleiche kostet wie die Druckluftstation.

Dieser Vergleich stimmt natürlich nur, wenn für die Druckluftgründung handliches und leistungsfähiges Gerät sowie ein vorzüglich eingearbeitetes Stammpersonal zur Verfügung steht.

Die Verhältnisse sind dann der Druckluftgründung günstig, wenn bei der anderen Gründung die Kosten für die Spundwände und die Wasserhaltung auf  $1 \text{ m}^3$  Beton umgerechnet verhältnismäßig hoch sind, also bei kleinen oder schmalen Grundflächen und großen Gründungstiefen. Auch Hindernisse im Boden, die zur Verwendung von schweren Spundwandisen zwingen, erhöhen die Wettbewerbsfähigkeit der Druckluftgründung; denn das Beseitigen der Hindernisse vom Arbeitsraum des Senkkastens aus ist eine reine Lohnarbeit und erfordert keinen Mehraufwand an Material.

Die bisher gemachten Angaben gelten für die gewöhnliche Druckluftgründung. Die Wirtschaftlichkeit kann jedoch noch durch Sonderverfahren erhöht werden, die weitere Ersparnisse an Baustoffen und Löhnen erzielen. Das sind vor allem die von der Fa. Beuchelt & Co. entwickelte schräge Druckluftabsenkung, der Ringsenkkasten und die verankerte Massivwand.

### 2. Die schräge Druckluftabsenkung.

Über die Theorie und Praxis dieses Verfahrens ist in der „Bautechnik“ bereits ausführlich berichtet worden<sup>2)</sup>. Hier soll deshalb nur mitgeteilt

<sup>1)</sup> v. Hanifstengel, Die neue Usedomer Bäderbrücke bei Zecherin, Bautechn. 1932, Heft 20 u. 22, S. 251 u. 279.

<sup>2)</sup> Paproth, Die schräge Druckluftabsenkung in Theorie und Praxis, Bautechn. 1929, Heft 37, S. 566.

werden, daß nunmehr bereits 20 Anwendungen des Verfahrens vorliegen und zwei weitere in diesem Jahr ausgeführt werden. Von allen diesen seien der kleinste und der größte Senkkasten in Abb. 2 im gleichen Maßstabe gegenübergestellt, nämlich der

1. für das linke Widerlager der Fußgängerbrücke Bolko-Wilhelmstal bei Oppeln mit einer Grundfläche von  $20,3 \text{ m}^2$ ,
2. für den Ostpfeiler der Kanalbrücke des Schiffshebewerks Niederfinow<sup>3)</sup> mit einer Grundfläche von  $544 \text{ m}^2$ .

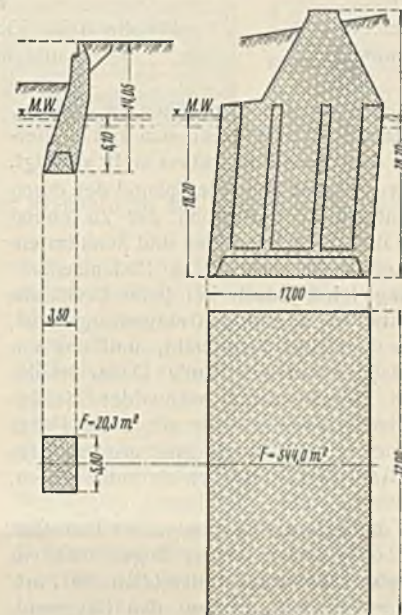


Abb. 2. Kleinster und größter schräg abgesenkter Senkkasten.

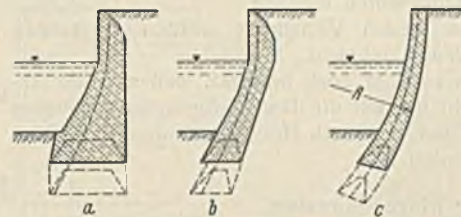
Die Ausführung der schrägen Absenkung hat sich überall als ebenso sicher erwiesen wie die einer lotrechten Absenkung. Der vorgeschriebene Weg wurde von allen schräg abgesenkten Grundkörpern genau eingehalten. Es wurde beobachtet, daß sogar Torfboden die zur Führung des Körpers erforderlichen Gegenkräfte auszuüben vermag.

Es bedeutete einen großen Fortschritt, daß sich das Verfahren der schrägen Druckluftabsenkung von der bisherigen einzig bekannten lotrechten Absenkrichtung freimachte, um zur Absenkung auf der schrägen Geraden überzugehen. Ein weiterer Schritt ist das Verlassen der geraden Absenkrichtung und das vom Verfasser vorgeschlagene Übergehen auf die Kreislinie.

Die Leitwand des absenkenden Grundkörpers wird hierbei nicht als Ebene, sondern als Ausschnitt einer Zylindermantelfläche ausgebildet, so daß sie im lotrechten Schnitt, Querschnitt des Grundkörpers, ein Ausschnitt einer Kreislinie (mit dem Halbmesser  $R$ ) ist (Abb. 3c). Beim Abgraben des Bodens im Arbeitsraum muß der Grundkörper daher auf derselben Kreislinie mit dem Halbmesser  $R$  absinken.

In den Abb. 3a bis c sind Ufermauern dargestellt, die lotrecht, schräg und auf Kreislinie abgesenkt sind. Das neue Verfahren ist in des Wortes wahrster Bedeutung eine „Abrundung“ der schrägen Absenkung. Es besitzt die Vorzüge der letzteren in erhöhtem Maße, wie: Ersparnis an Mauerwerkmassen durch weitgehende Anpassung des Mauerquerschnitts an die Stützlinie, die ja immer eine Kurve ist, Ersparnis an Bodenaushub unter Druckluft im Arbeitsraum und Unempfindlichkeit der Standicherheit bei tieferem Absenken (in die Abb. 3a bis c sind die Stützlinien und der Fall des tieferen Absenkens eingezeichnet). Außerdem stellt sich die Gründungssohle bei größer werdender Absenktiefe immer schräger ein, so daß der Einfallwinkel der Resultierenden zur Normalen auf die Bodenfuge immer ziemlich gleich und klein bleibt. Damit wächst die Sicherheit des Bauwerks gegen Gleiten auf der Bodenfuge.

In Abb. 4 sind verschiedene Absenkzustände der Mauer aus Abb. 3c gezeichnet. Die Stellung der Schneideebene (der späteren Gründungs-



Lotrecht — schräg — auf Kreislinie abgesenkte Ufermauer.

Abb. 3a bis c.

In Abb. 4 sind verschiedene Absenkzustände der Mauer aus Abb. 3c gezeichnet. Die Stellung der Schneideebene (der späteren Gründungs-

<sup>3)</sup> Plarre und Detig, Der Ostpfeiler der Kanalbrücke des Schiffshebewerks Niederfinow und die an ihm durchgeführten Bodendruckversuche, Bautechn. 1930, Heft 45, S. 676 und Fischmann, Die eiserne Senkkastenkonstruktion für die Pfeiler der Kanalbrücke des Hebewerks bei Niederfinow, Bauing. 1930, Heft 39, S. 671.





Abb. 4. Absenkzustände der Ufermauer der Abb. 3c.

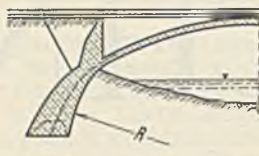


Abb. 5. Auf der hohlen Fläche abgesenktes Brückenwiderlager.

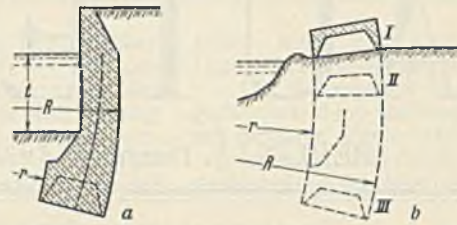


Abb. 6a u. b. Ufermauer mit hoher lotrechter Vorderwand und ihre Absenkzustände.

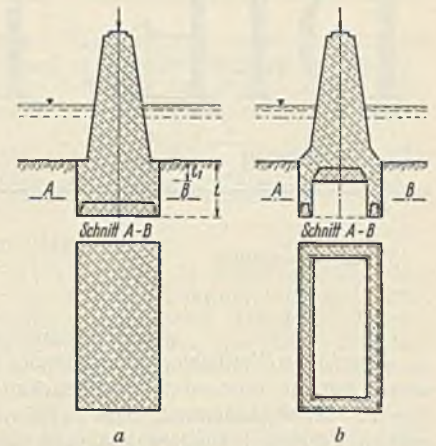


Abb. 7a u. b. Großer Strompfeiler mit gewöhnlichem und mit Ringsenkkasten.

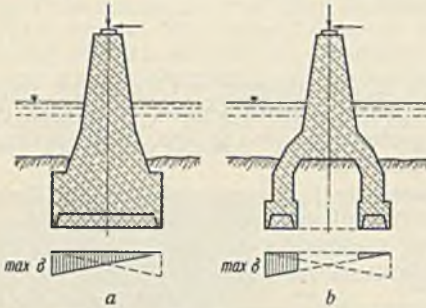


Abb. 9a u. b. Bremspfeiler mit gewöhnlichem und mit Ringsenkkasten.

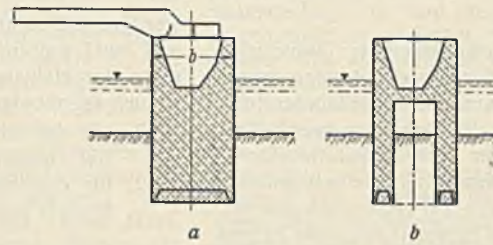


Abb. 8a u. b. Klappenpfeiler mit gewöhnlichem und mit Ringsenkkasten.

sohle) ist hier so gewählt, daß sie zunächst nach dem Lande zu ansteigt, im Zustande II steht die Ebene waagrecht und dreht sich bei weitergehender Absenkung so, daß sie nach dem Wasser zu immer mehr ansteigt.

Hierbei müßte nun der immer waagrecht liegende Spiegel des durch die Druckluft verdrängten Grundwassers in der Höhe der zu oberst liegenden Schneide stehen, alle tiefer liegenden Schneiden und Senkkastenswände unter Wasser setzen und somit die Arbeit des Bodenaushubs erheblich erschweren. Die Erfahrung lehrt jedoch bei jeder Druckluftgründung, daß je tiefer der Senkkasten in den Boden eingedrungen ist, das Wasser auch um so tiefer unter den Schneiden steht, und das um so mehr, je dichter der Boden und je feiner der Sand. Daher ist die Schrägstellung der Schneidenebene unbedenklich, wenn der Höhenunterschied der beiden äußersten Schneiden nicht mehr als 1 bis  $1\frac{1}{2}$  m beträgt, und der umgebende Boden nicht gerade aus ganz grobem Kies oder Gerölle besteht. Es sei hierbei auf den Schildvortrieb hingewiesen, bei dem die Schneidenebene fast lotrecht steht.

Auch die hohle (konkave) Seite des Grundkörpers kann als Leitwand ausgebildet werden. In Abb. 5 ist das Widerlager einer Bogenbrücke in dieser Weise abgesenkt. Hier bildet das Widerlager tatsächlich die Fortsetzung des Gewölbes und folgt der Stützlinie bis auf den Baugrund.

In Abb. 6a ist noch eine Ufermauer dargestellt, die der Bedingung entspricht, daß Schiffe mit lotrechten Wandungen bis zur Tiefe  $t$  keinen Mauervorsprung treffen. Nach Abb. 6b mit den Absenkvorgängen für diese Mauer dient vom Zustand I bis Zustand II die hohle (konkave) Begrenzung als Leitwand, sodann bis zur Schlußsenkung (Zustand III) die andere (konvexe) Wand. Wenn auch dieses Verfahren auf den ersten Blick als „Absenkungsakrobatik“ erscheint, ist die Ausführung jedoch durchaus ohne besondere Schwierigkeiten möglich.

Weitere Anwendungen des neuen Verfahrens werden im letzten Abschnitt „verankerte Massivwand“ gebracht.

Der Vollständigkeit halber sei hier noch bemerkt, daß sich die Absenkung auf der Kreislinie nicht nur auf die Druckluftgründung, sondern auch auf andere Versenkungsarten, wie z. B. Brunnengründung oder Versenken durch Einspülen, anwenden läßt.

### 3. Der Ringsenkkasten.

Geschichtlich ist zu berichten, daß in der allerersten Entwicklungszeit der Druckluftgründung, im Jahre 1853, ein ringförmiger Arbeitsraum zur Gründung des Mittelpfeilers der Saltash-Brücke angewendet wurde, weil man die Ausbildung des ganzen unteren Pfeilerteils als Senkkasten noch nicht wagte<sup>4)</sup>. Der ringförmige Senkkasten wurde bis auf den Felsen abgesenkt, wasserdicht an diesen angeschlossen und das Wasser aus dem umschlossenen Innenraum ausgepumpt. Der Ring bildete also in der Hauptsache die Baugrubenumschließung. Seitdem scheint das Verfahren nicht wieder angewendet zu sein, bis Obering. C. Ph. Hansen, Leiter der Tiefbauabteilung der Fa. Beuchelt & Co. und Erfinder der schrägen Druckluftabsenkung, den Gedanken faßte, den Arbeitsraum umfangreicher Grundkörper durch eine zur äußeren Schneide konzentrisch verlaufende Innenschneide in zwei Räume, einen inneren und einen äußeren umlaufenden, einzuteilen, wobei die Decken verschieden hoch angeordnet werden<sup>5)</sup>. Folgende Beispiele mögen das Verfahren erläutern.

<sup>4)</sup> Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Bd. I, 3. Aufl., 3. Abteilung, Kap. VII, S. 266.

<sup>5)</sup> Der Ringsenkkasten mit äußerem und innerem Arbeitsraum ist der Fa. Beuchelt & Co. durch D.R.P. geschützt.

der Tiefe  $t$  unter Flußsohle gegründet werden, damit er vor Unterspülungen durch Hochwasser frei ist, obwohl tragfähiger Boden (z. B. Sand und Kies) schon in der geringeren Tiefe  $t_1$  ansteht. Die zwischen  $t$  und  $t_1$  liegenden Mauerwerkmassen sind daher recht wenig ausgenutzt.

Die Anwendung des Ringsenkkastens gestattet, diese schlecht ausgenutzten Betonmengen auszumerzen.

In Abb. 7b ist nur der umlaufende verhältnismäßig schmale Ringsenkkasten bis zur Tiefe  $t$  heruntergeführt. Der mittlere Raum bleibt hohl, trägt jedoch eine Decke und ist gleichfalls als Arbeitskammer ausgebildet. In dieser wird der Boden nur bis zur Tiefe  $t_1$  ausgehoben, und nach beendeter Absenkung wird der Raum zwischen der Bodenoberfläche und der Decke — wie in allen Senkkastenarbeitsräumen — mit Beton ausgefüllt. Der darunter liegende vom Ringsenkkasten umschlossene Boden wird also genau so wie der unter dem Ringe liegende zum Tragen herangezogen.

Das ist auch gerechtfertigt, denn der Bodenkern ist von dem völlig unnachgiebigen und starren Betonring umgeben, so daß ein Ausweichen ganz ausgeschlossen ist.

Der Bodenkern wird auch durch das Vorbeigleiten des Ringes in seiner natürlichen Lagerung und Tragfähigkeit keineswegs beeinträchtigt. Der Verfasser hat durch Modellversuche nachgewiesen, daß der stehende Boden selbst beim Vorhandensein eines Absatzes im Mauerwerk oder einer Verjüngung der Wand vollständig unbeeinflusst bleibt<sup>6)</sup>.

Abb. 8a zeigt den Pfeiler einer beweglichen Brücke (Rollklappbrücke). Zur Aufnahme der Maschinen und des Klappengegengewichtes ist die Breite  $b$  erforderlich, aus der sich zwangsläufig die Breite des Fundamentes ergibt. Die auf den Baugrund zu übertragenden Lasten sind jedoch verhältnismäßig gering, so daß hier eine viel kleinere Fundamentbreite ausreichen würde.

Bei Anwendung des Ringsenkkastens hierfür (Abb. 8b) ist das Mittragen des umschlossenen Bodenkerns nicht erforderlich, wie z. B. bei dem Klappenpfeiler der Usedomer Bäderbrücke<sup>1)</sup>. In Abb. 8b ist nicht nur der untere Senkkasten selbst, sondern auch das ganze aufgehende Mauerwerk bis zur unteren Decke des Klappenkellers ringförmig ausgebildet.

Ein Pfeiler zur Aufnahme von waagerechten Kräften (Bremschub der Eisenbahn oder Bogenschub) wie in Abb. 9a muß derart bemessen sein, daß die größten Kantenpressungen  $\max \sigma$  unter der Grundfläche innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben. Wie aus der Abbildung ersichtlich, sind die Pressungen unter der Mitte des Pfeilers nur etwa halb so groß wie an den Kanten, d. h. auch hier wird die Grundfläche und damit das Fundamentmauerwerk nicht überall voll ausgenutzt.

Mittels Ringsenkkasten gegründet, erhält der Pfeiler die Form nach Abb. 9b. Auch hier trägt nur die ringförmige Grundfläche. Sie ist zur Aufnahme der Momente aus den waagerechten Kräften infolge ihres großen Widerstandsmomentes ganz besonders geeignet. Diese Pfeilerform tritt in Wettbewerb mit dem aus zwei gegeneinander schräg abgesenkten Grundkörpern gebildeten Bock<sup>2)</sup>. Je nach den besonderen Verhältnissen bleibt  $b$  zu prüfen, ob der Ringsenkkasten oder der Bock vorzuziehen ist.

Vollständig durchgerechnete Entwürfe für die beiden Pfeiler einer Klappbrücke auf Ringsenkkasten gegründet zeigen die Abb. 10a u. 10b.

Schließlich ist in Abb. 11 angegeben, wie ein bestehender Pfeiler mittels eines ihn rings umgebenden Ringsenkkastens verstärkt werden

<sup>6)</sup> Paproth, Der Absenkwiderstand bei Ausführung von Brunnen- und Druckluftgründungen, Bautechn. 1933, Heft 6, S. 81, Abb. 4 u. 6.



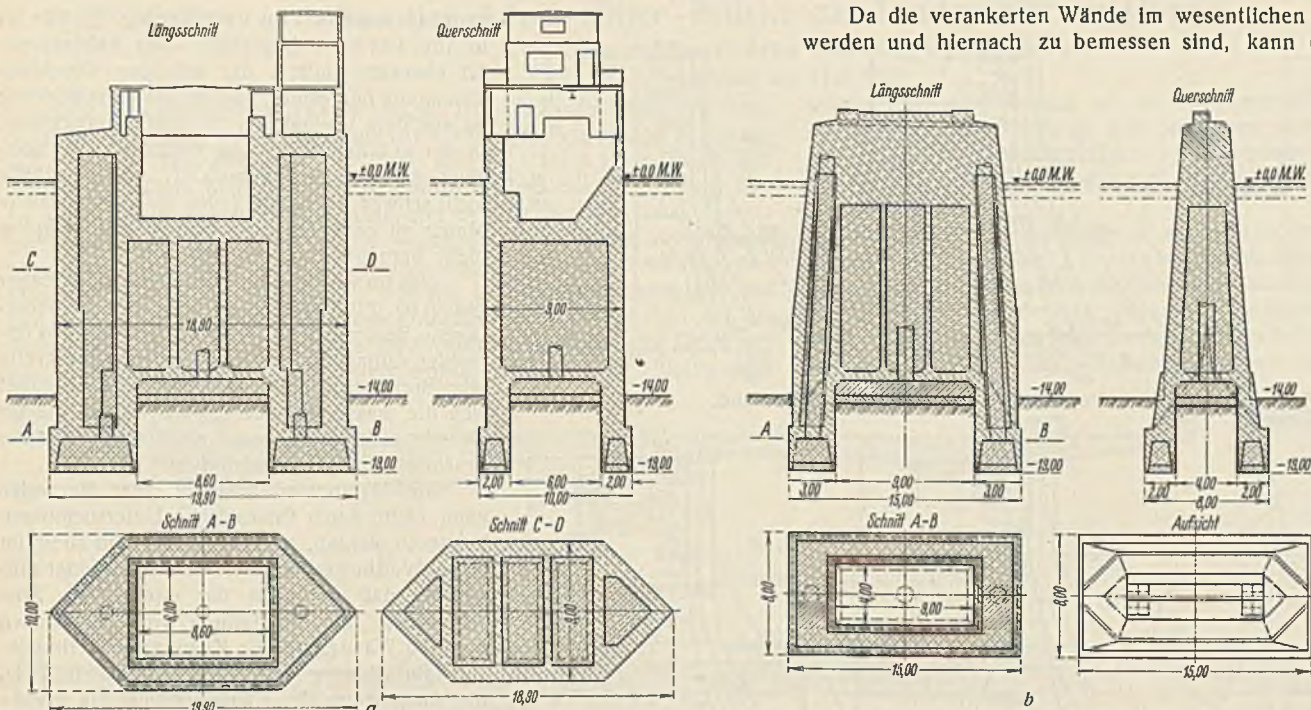


Abb. 10a u. b. Durchgerechneter Entwurf für die beiden Pfeiler einer Klappbrücke auf Ringsenkkästen gegründet.

kann. In geradezu idealer Weise ist die Grundfläche nach allen Seiten hin vergrößert, so daß alle Kantenpressungen auf die neuen Fundamente kommen, und die alten Grundmauern, deren Zuverlässigkeit meist zweifelhaft ist, entlastet werden. Der aufgehende Pfeiler wird ringsum mit neuen Betonwänden umgeben, so daß das ganze Bauwerk eine neue Oberfläche erhält, die je nach der Angriffsmöglichkeit durch Wasser, Eis usw. ausgestattet werden kann. Die ganze Verstärkung ist unter Aufrechterhaltung des Verkehrs auf der Brücke durchzuführen; zuerst wird der Ringsenkkasten abgesenkt und die neue umlaufende Wand bis über Wasser hochgeführt; auf diese kommen die behelfmäßigen Stützen für die Überbauten, der oberste Teil des alten Pfeilers wird abgebrochen und danach die gemeinsame Eisenbetonauflegerbank hergestellt, auf die dann die Überbauten wieder aufgelegt werden. Die behelfmäßige Abstützung der Überbauten auf die neuen Fundamente bewirkt dabei ein Zusammenpressen des Baugrundes unter den Fundamenten; das Verbinden des neuen mit dem alten Fundament im Zustande der Belastung des ersteren und Entlastung des letzteren erzeugt also in dem verstärkenden Pfeilerteil eine sehr erwünschte Vorspannung.

Die Bauausführung des Ringsenkkastens geht im großen und ganzen genau wie jede andere Druckluftgründung vor sich. Das Absenken kann sowohl von einer geschütteten Insel als auch vom Aufhängegerüst aus geschehen. Es sei hier auf den Aufsatz von Hanffstengel<sup>1)</sup> verwiesen, in dem die Gründung des Klappenpfeilers auf einem Ringsenkkasten ausführlich beschrieben ist.

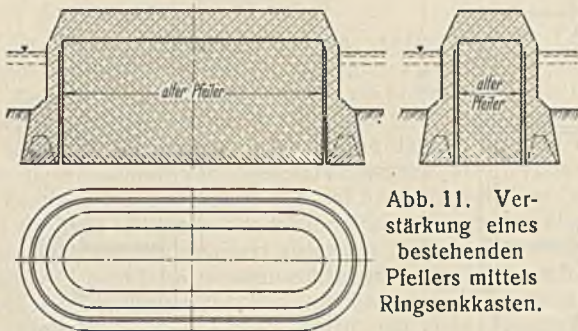


Abb. 11. Verstärkung eines bestehenden Pfeilers mittels Ringsenkkasten.

#### 4. Die verankerte Massivwand.

Die Einführung und Verbreitung der eisernen Spundwand hat die Anwendung der verankerten Wand als Ufer- und Schleusenkaumwand sehr gefördert. Hierbei hat auch die Technik der Verankerung weitere Fortschritte gemacht; und die wissenschaftliche Forschung hat die Berechnungsgrundlagen immerhin schon so weit geklärt, daß es möglich ist, eine Verankerung zu entwerfen, die der durch sie gestützten Mauer einen sicheren Halt gibt.

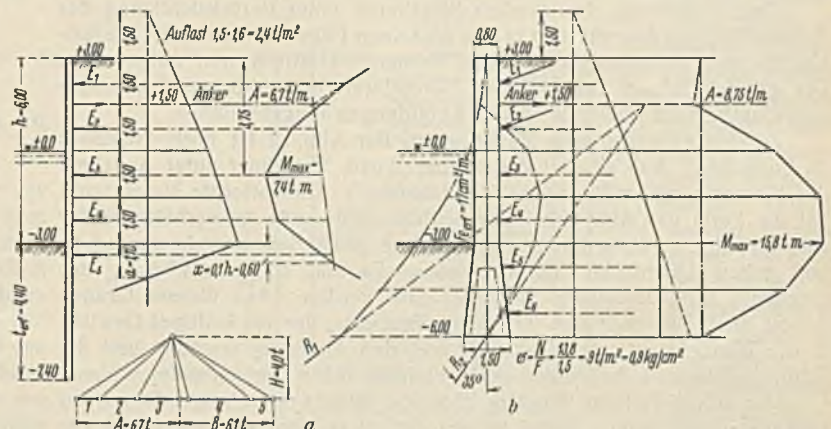
Die Vervollkommnung der Verankerung bringt den Gedanken nahe, die Frage zu untersuchen, ob nicht der Bau von verankerten massiven Wänden technisch und wirtschaftlich möglich ist.

Da die verankerten Wände im wesentlichen auf Biegung beansprucht werden und hiernach zu bemessen sind, kann eine Eisenbetonwand bezüglich des Baustoffverbrauchs nicht teurer sein als eine Eisenwand, die dasselbe Biegemoment aushält. Die Eisenbetonwand dürfte sogar einen Vorsprung haben, wenn die Freiheit besteht, daß die statisch wirksame Höhe des Wandquerschnittes nur nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten bemessen zu werden braucht.

Die große Schwierigkeit, die den Bau von verankerten Eisenbetonwänden bisher verhindert hat, liegt in der Frage des Herunterbringens der Wände in das grundwasserhaltige Erdreich. Das Einrammen kommt bei

den großen Abmessungen (z. B. bei 0,80 m Wanddicke) nicht in Frage, selbst wenn die Wand in viele Einzelteile („Bohlen“) aufgelöst wird. Es bleibt also nur noch übrig, die Mauer nach einer der bekannten Arten regelrecht zu gründen. Da es sich hier um Bauwerke handelt, die sehr schmal sind, eignet sich hierzu, wie unter „Wirtschaftliches“ gesagt, ganz besonders die Druckluftgründung. Um also ganze Abschnitte von Eisenbetonwänden in solchen Längen, wie man sie der Dehnungsfugen halber auch gewöhnlich anordnet, in einem Stück an Ort und Stelle zu bringen, wird der unterste Teil der Wand unter entsprechender Verbreiterung als Senkkasten ausgebildet. Sein Arbeitsraum wird durch eingblasene Druckluft wasserfrei gehalten, und das Versenken geht dann wie bei jeder Druckluftgründung durch Abgraben des Bodens im Arbeitsraum vor sich.

Abb. 12b bis e zeigen verschiedene Ausführungsarten von verankerten Massivwänden mit eingetragenen Erddruckflächen, Stützlinien und Momentenlinien. Die Wanddicke ist bei allen 0,80 m, die untere Breite der Senkkasten 1,50 m. Wenn die dabei entstehenden Arbeitsräume auch verhältnismäßig schmal sind, ist doch ein Arbeiten in ihnen noch durchaus möglich. Nach dem Versenken wird der Arbeitsraum entweder ganz mit Beton ausgefüllt, oder es wird nur eine etwa 0,5 m hohe Sohle aus-



Gegenüberstellung: Verankerte Spundwand — verankerte Massivwand.  
Abb. 12a u. b.

betoniert und der übrige Raum gar nicht oder mit Sand ausgefüllt. In statischer Beziehung besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen der massiven und der eisernen Wand, weil erstere ein beträchtliches Eigengewicht besitzt und durch ihre breite Grundfläche in der Lage ist, ihr Eigengewicht ( $G$ ) sowie etwa noch dazukommende lotrechte Kräfte ( $P$ ) auf den Baugrund zu übertragen. Das Vorhandensein der lotrechten Kräfte ( $N = G + P$ ) gestattet wiederum infolge der Reibung zwischen der Bauwerksohle und dem Untergrund das Übertragen von waagerechten Kräften ( $H = \mu N$ ).

Wie aus Abb. 12b bis e ersichtlich, ist die Richtung der Resultierenden durch die Bodenfuge nur so wenig geneigt, daß die ganze am unteren



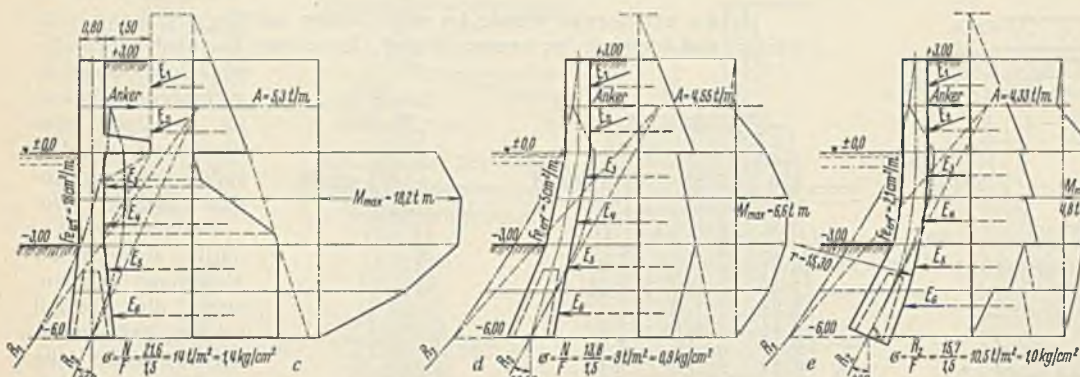


Abb. 12c bis e. Weitere Formen der verankerten Massivwand.

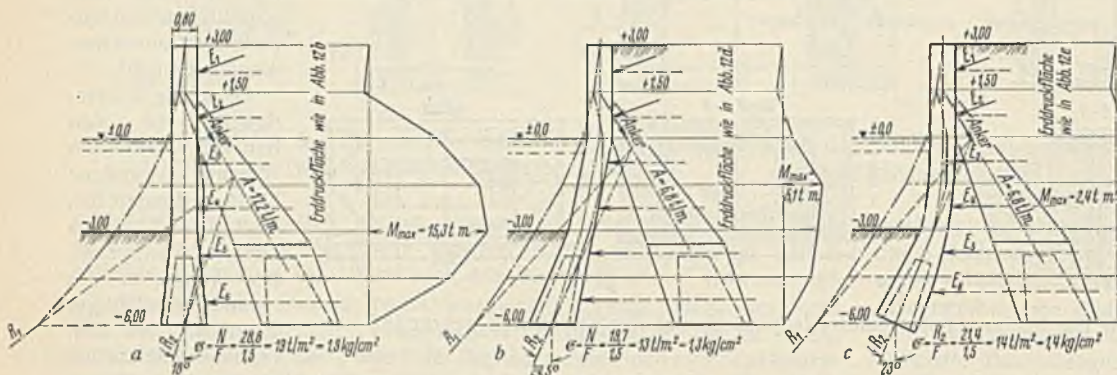


Abb. 13a bis c. Massiv verankerte Massivwand.

Ende der Wand auftretende waagerechte Kraft durch die Reibung in der Bodenfuge aufgenommen werden kann; der (passive) Erdwiderstand auf die wasserseltige Wandfläche kommt also gar nicht mehr zur Wirkung. Das ist einerseits ungünstig, weil die Rechnung ein größeres Biegemoment ergibt als die übliche Berechnungsweise der Eisenwand unter Annahme einer unteren Einspannung. Andererseits braucht der (passive) Erdwiderstand nicht berücksichtigt und die Wand also nur so tief heruntergebracht zu werden, wie es das Vorhandensein eines leidlich tragfähigen Baugrundes und die Unterspülungssicherheit erfordert.

Für die Beispiele der Abb. 12 wurden zunächst aus den Erddrücken und den Gewichten der einzelnen Mauerabschnitte die Stützlinsen für die unverankerten Wände gezeichnet. Die Größe der Ankerkräfte ergibt sich sodann aus der Bedingung, daß die Resultierende der verankerten Wand nur durch die Mitte der Bodenfuge gehen kann; denn eine Außermittigkeit der Resultierenden, d. h. ungleichmäßige Bodenpressungen können nur die Folge einer entsprechenden Neigung der Wand sein, die aber durch den Anker verhindert wird.

Nach Zeichnung der zweiten Stützlinsen unter Berücksichtigung der Ankerkräfte wurden aus den in den einzelnen Fugen vorhandenen Normalkräften und Außermittigkeiten die Momente ermittelt und aufgetragen. Die größten Infolge Biegung und Normalkraft erforderlichen Rundeseisenquerschnitte sind ebenfalls in die Abbildungen eingeschrieben.

Zu den verschiedenen Mauerformen der Abb. 12 ist noch folgendes zu bemerken: Abb. 12a ist die eiserne Wand, berechnet unter Annahme der Einspannung im Boden mit Ersatzbalken<sup>7)</sup>. Die lotrechte Massivwand hat die Form der Abb. 12b. Die Schlußresultierende ist verhältnismäßig stark geneigt, und die Bodenreibung allein gewährleistet nicht die Sicherheit gegen Abschieben des Wandfußes. Es muß hier die Wirkung des (passiven) Erdwiderstandes herangezogen werden. Aus diesem Grunde erhielt die Wand nach Abb. 12c einen Tornister, der ein kräftiges Gewicht in die Wand bringt, den Erddruck und den Ankerzug ermäßigt und die Schlußresultierende bedeutend steiler einfallen läßt als bei der anderen Wand.

Der untere Teil der Wand zu 12d wird mittels der schrägen Druckluftabsenkung gegründet. Dabei kommt der obere Wandteil außermittig zur Grundfläche zu stehen, und das Moment aus dem Gewicht des Oberteils mal der Außermittigkeit wirkt dem Erddruck entgegen und verringert die erforderliche Ankerkraft. Außerdem entfernt sich die Stützlina nicht mehr so weit von der Mittellinie der Wand, und die Biegemomente, und somit die erforderlichen Eisenquerschnitte, werden erheblich kleiner als bei der lotrechten Wand. Diese Wirkung wird noch übertroffen von der auf der Kreislinie abgesenkten Wand der Abb. 12e. Bei dieser schneidet die Schlußresultierende die Bodenfuge fast im rechten Winkel, und die Biegemomente werden noch kleiner.

Die für die Massivwand erwünschte lotrechte Kraft kann auch dadurch erzeugt werden, daß man die Ankerkraft nicht waagrecht, sondern schräg nach unten wirken läßt. Die konstruktive Durchbildung solcher Verankerungen führt zur Anordnung der die massive Wand organisch er-

gänzenden massiven Verankerung. Solche ist in Abb. 13a bis c dargestellt. Der Ankerkörper ist ebenfalls mittels der schrägen Druckluftabsenkung hergestellt, und die statische Wirkung ist aus dem Verlauf der Stützlinsen ersichtlich. In der gekrümmten Wand entstehen nur noch ganz geringe Zugspannungen, und es dürfte nicht schwer fallen, für jeden Fall eine solche Mauer zu entwerfen, die gar keine Bewehrung mehr braucht.

Was im vorhergehenden über die Ufermauer gesagt ist, gilt in vollem Umfange auch für Widerlager. Besonders für solche, die außer den lotrechten Auflagerdrücken auch waagerechte Kräfte wie Bremsschübe aufzunehmen haben, eignet sich die massiv verankerte Massivwand, die im Grunde nichts anderes ist als die schon früher beschriebene Bockkonstruktion<sup>2)</sup>.

Die Wettbewerbfähigkeit einer Bauweise kann nicht durch theoretische Untersuchungen bewiesen werden, sondern einzig und allein im freien Wettbewerb selbst. Deshalb sei hier mitgeteilt, daß anlässlich der öffentlichen Ausschreibung der Herstellung von verankerten eisernen Wänden für die Kammer einer Binnenschiffahrtsschleuse von der Fa. Beuchelt & Co. die Ausführung der Kammerwände als massiv verankerte Massivwand verbindlich angeboten wurde. Die Wände hatten die in Abb. 14 gezeigte Form, und die Gesamtneubaukosten nach diesem Entwurf lagen unter Berücksichtigung aller Umstände niedriger als die der eisernen

Wand. Außerdem handelt es sich bei der massiv verankerten Massivwand aus Eisenbeton um ein ganz robustes Bauwerk, das alle Vorzüge der massiven Bauweise besitzt, d. h. nicht nur allen Beanspruchungen mit großer Sicherheit standhält, sondern auch bei geringsten Unterhaltungskosten die allergrößte Lebensdauer verspricht. Ein Vergleich der jähr-

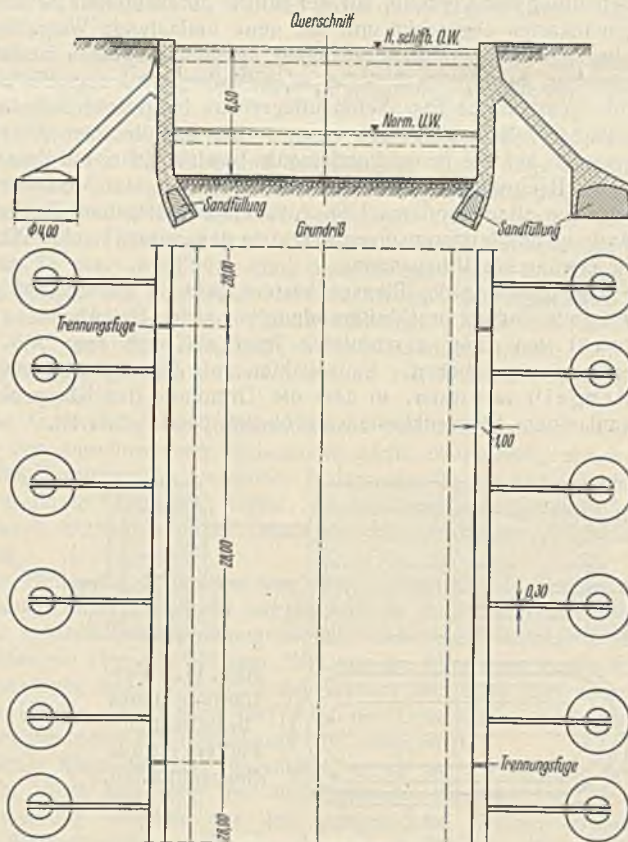


Abb. 14. Kammerwände einer Schiffschleuse als massiv verankerte Massivwände.

lichen Unkosten für Abschreibung und Unterhaltung fällt daher für die Massivwand noch günstiger aus. Leider konnte für das fragliche Bauwerk nicht der Auftrag auf die Eisenbetonwand erteilt werden, weil schon ein früherer Abschluß auf die Spundwandisen vorlag.

Zum Schluß sei noch auf die wichtige Tatsache hingewiesen, daß beim Bau einer Massivwand (im Gegensatz zur eisernen Wand) nur ein geringer Anteil an Baustoffkosten entsteht, dafür aber unter geringstem Einsatz von Maschinen ein Mehrfaches an Tagewerken zu leisten ist.

<sup>7)</sup> Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. II, S. 86.







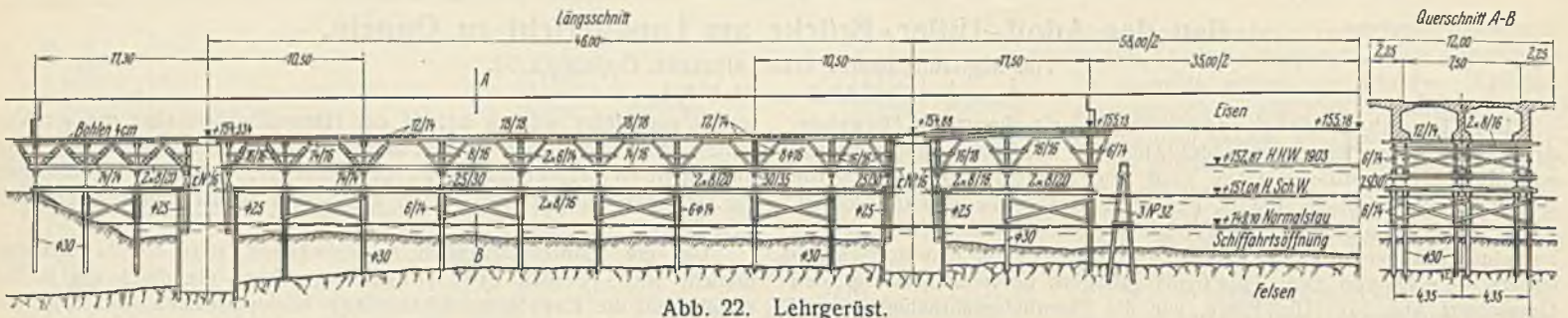


Abb. 22. Lehrgerüst.

Betracht, hier sind die Dehnungsfugen daher in der einfacheren und billigeren Weise mittels eiserner Schleppbleche ausgebildet worden, die auch über die Granitbordsteine herübergezogen wurden.

Das Brückengeländer wurde entsprechend der gewählten Architektur der Brücke, als schlichtes glatt durchlaufendes Geländer ausgeführt. Als oberer Holm ist ein  $\square 10$  verwendet worden, dessen obere Kanten mit einem Halbmesser von 10 mm sauber abgerundet wurden, und das so den Eindruck eines regelrechten Handlaufs macht, aber erheblich billiger ist als ein Handleistenprofil. Um den architektonischen Gedanken des durchlaufenden Bandes streng durchzuführen, wurde der Geländerholm nicht, wie sonst üblich, durch stärkere Pfosten in gewissen Abständen

Splitz usw., das Eisenlager und der Eisenbiegeplatz eingerichtet und hier auch die Baubuden aufgestellt. Die Arbeiten wurden daher auch vom linken zum rechten Ufer vorgetrieben. Nachdem die Pfeiler und Widerlager hergestellt worden sind, wurde für die Ausführung der Eisenbetonüberbauten ein Lehrgerüst auf Rampfpfählen benutzt (Abb. 22 u. 23). Einen Querschnitt durch das Lehrgerüst zeigt Abb. 24. Die später zu erwartenden Durchbiegungen der Überbauten infolge Eigengewichts wurden wie üblich durch entsprechende Überhöhungen des Lehrgerüsts ausgeglichen. Für das Einpressen der Rampfpfähle in den Untergrund und das Zusammendrücken des Lehrgerüsts wurde ein vorher geschätztes Sackmaß von 2 cm gewählt; die Durchbiegungen der Eisenbetonüberbauten infolge

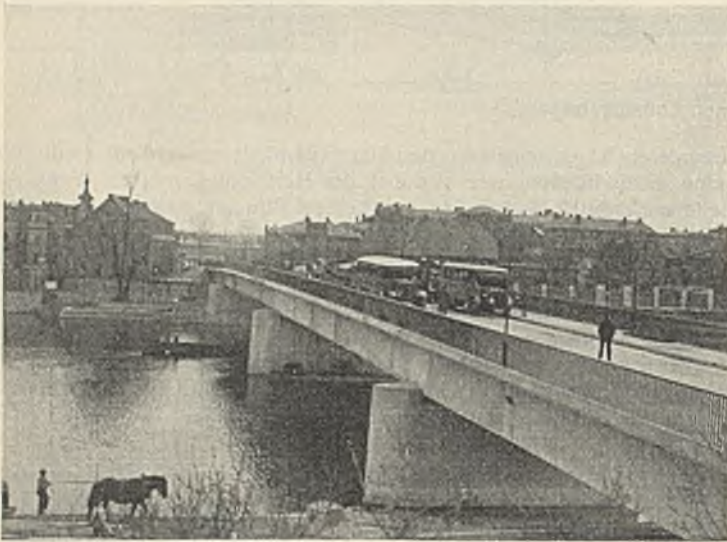


Abb. 21.

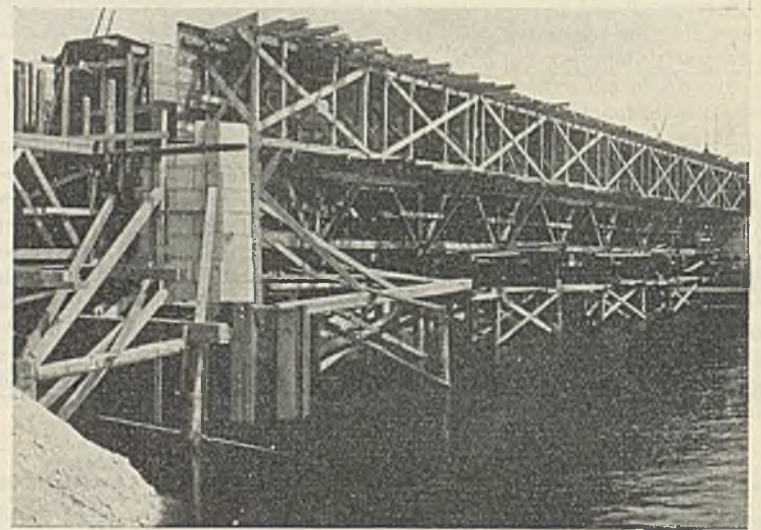


Abb. 23. Lehrgerüst.

gestützt, sondern es wurden sämtliche Geländerstäbe unten eingespannt, sie erhielten alle den gleichen Querschnitt 39 · 16 mm (Abb. 21).

Die Brückenbeleuchtung besteht aus 12 elektrischen Lampen von je 100 Watt, welche mit etwa 4,5 m Lichtpunkthöhe über der Brückenfahrbahn in Abständen von etwa 14 bis 15 m abwechselnd auf der einen oder anderen Brückenseite in der Geländerlinie angeordnet sind. Tiefstrahler sorgen für eine möglichst gute lichttechnische Ausnutzung der Lampen.

5. Bauvorgang.

Baustelleneinrichtung. Da die Arbeitsplätze am rechten Ufer sehr knapp waren und nur am linken Ufer größere Werkplätze auf dem Vorland zwischen dem Deich und dem Oderufer zur Verfügung standen, so wurden hier der Zimmerplatz, die Baustofflagerplätze für Sand, Kies,

der Eigenlast wurden rechnerisch in der Feldmitte des mittleren Überbaues von 46 m Stw. zu 0,73 cm und an den Kragarmenden links zu 1,38 und rechts zu 0,85 cm ermittelt.

Der Bauvorgang beim Betonieren war der folgende: Der in einer Mischmaschine von 0,75 m<sup>3</sup> Inhalt der Mischtrommel bereitete Beton wurde in einem Aufzug auf das Lehrgerüst, und zwar auf die spätere Brückenfahrbahn befördert und hier auf zwei Feldbahngleisen von 0,60 m Spur in Muldenkippern von 0,75 m<sup>3</sup> Inhalt auf dem Lehrgerüst selbst bis zur Einbaustelle befördert. Von dem Aufstellen eines besonderen Transportsteiges neben dem Lehrgerüst wurde abgesehen (Abb. 25). Dieses Verfahren bedingte, daß beim Einbringen des Betons in den einzelnen Betonierungsabschnitten stets an dem von dem Aufzug am weitesten entfernten Punkte begonnen

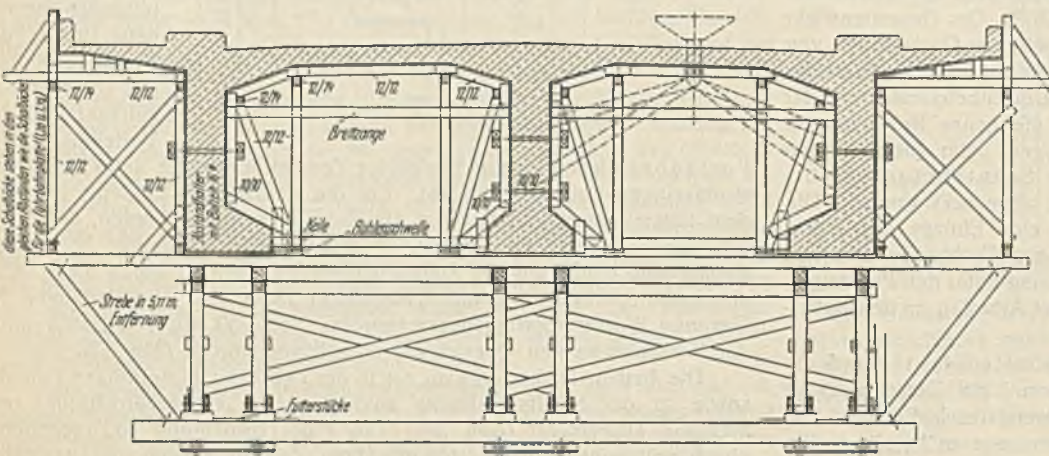


Abb. 24. Querschnitt durch das Lehrgerüst.

der Beton bestand darin, daß die über den Stützen liegenden zahlreichen oberen Eiseneinlagen der Hauptträger (Abb. 26) der Betonmasse den Weg in die unteren Teile der Schalung versperrten. Es wäre unmöglich gewesen, den Beton einfach durch die obere Eiseneinlage hindurchzuschütten, da der Beton die engen Zwischenräume zwischen den vielen Eiseneinlagen bald verklebt hätte. Die Schwierigkeit wurde dadurch überwunden, daß der Beton der unteren Trägereile mittels eines Trichter- und Rinnensystems eingebracht wurde (Abb. 27). Die Öffnungen, durch die die Rinnen durch die



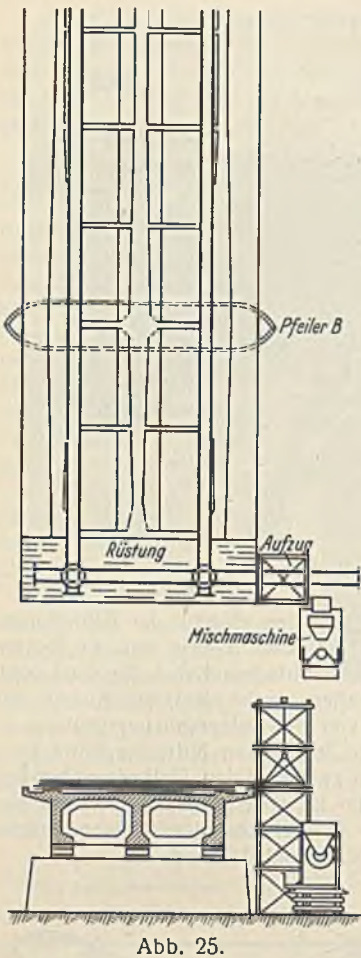


Abb. 25.

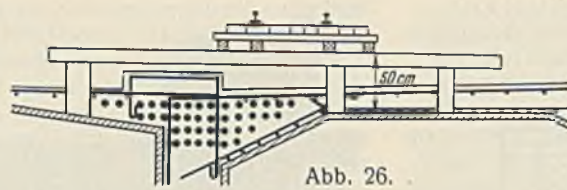


Abb. 26.

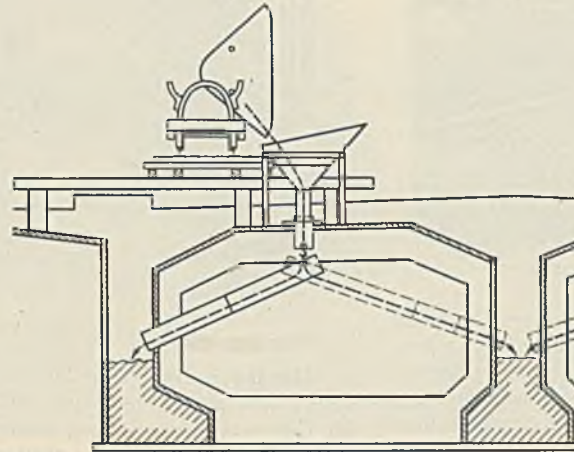


Abb. 27.

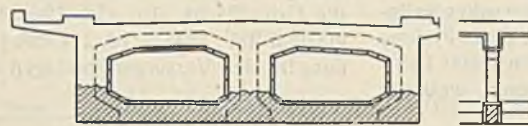


Abb. 28.

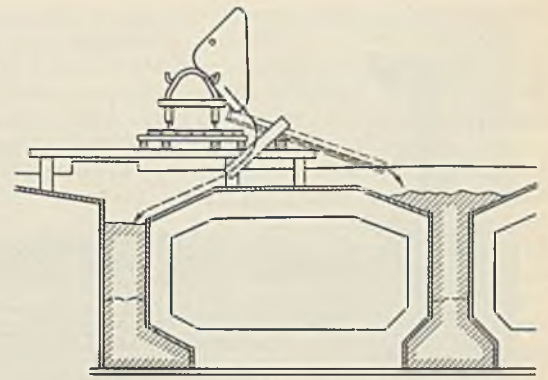


Abb. 29.

Schalung hindurchgeführt wurden, dienen gleichzeitig dazu, den Beton der Untergurte sorgsam durchzuführen. Um die unteren Riegel der Querrahmen gut mit Beton anzufüllen, wurde die obere Schalung des unteren Riegels erst aufgenagelt, nachdem der Beton gut durchgestochert und übergequollen war (Abb. 28). In die oberen Teile der Hauptträger sowie in die damit verbundene Fahrbahnplatte wurde der Beton mittels Rutschen und Schaufeln eingebracht (Abb. 29). Auf die Eisenbetonfahrbahnplatte wurde im gleichen Arbeitsgange eine Feinschicht im Mischungsverhältnis 1:2 von 1 bis 2 cm Dicke aufgebracht und gleich entsprechend dem vorgeschriebenen Profil glatt abgezogen; dieser Glattstrich wurde so monolithisch mit dem Fahrbahnbeton verbunden. Die entwurfgemäße Dicke der Fahrbahnplatte wurde durch drei in der Höhenlage genau festgelegte Latten gesichert, die beim Abziehen als Führung dienten.

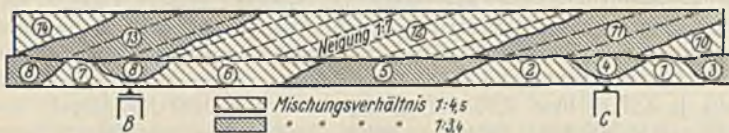


Abb. 30.

Für das Einbringen des Betons wurde das folgende Verfahren gewählt: Im ersten Arbeitsgang wurde der untere Teil der drei Hauptträger in rd. 1 m Höhe eingebracht, und zwar in der in Abb. 30 angegebenen Reihenfolge. Der Beton der untersten Schicht wurde zunächst auf dem Lehrgerüst und erst später über den Pfeilern hergestellt; dieses Verfahren hatte den Zweck, zunächst das Lehrgerüst selbst zu belasten und sacken zu lassen, um zu verhindern, daß in den Hauptträgern an den Pfeilern infolge Sackung des Lehrgerüsts Risse entstehen. Die obere Eisenbetonschicht der drei Hauptträger nebst der Fahrbahnplatte wurde dann in einem zweiten weiteren Arbeitsgange monolithisch eingebracht; da es etwa 20 Std. dauerte, bis der Beton der oberen Schicht auf die untere folgte, so war die untere rd. 1 m hohe Lage bereits abgedunnt und etwas erhärtet, wenn die obere Schicht aufgebracht wurde. Nachteile haben sich hierdurch nicht bemerkbar gemacht; eine „Arbeitsfuge“ hat sich nicht gezeigt. Das Betonieren der einzelnen Eisenbetonüberbauten wurde selbstverständlich in fortlaufender Tag- und Nachtarbeit ausgeführt. So dauerte das Betonieren des Überbaues der Mittelöffnung einschl. der beiden Kragarme (insgesamt 715 m<sup>3</sup> Eisenbeton) einschl. der Arbeitspausen 56 Std.; die Leistung betrug also bei 0,75 m<sup>3</sup> Inhalt der Betonmischmaschine 12,8 m<sup>3</sup> fertiger Beton stündlich. Infolge der zahlreichen Eiseninlagen mußte der Beton ziemlich weich verarbeitet werden; es zeigte

sich, daß er infolgedessen mit einem Längsgefälle von etwa 1:7 ausfloß, so daß also beim Betonieren der oberen rd. 1,7 m hohen Schicht der Beton stets um etwa 12 m vorausfloß. Bei so weichem Beton, der sich bereits dem Gußbeton nähert, ist die Gefahr der Entmischung besonders groß, zumal er, wie beschrieben, in die unteren Trägereile mittels Rinnen geleitet werden mußte. Um ein Auslaufen von Zementschlemme zu vermeiden, mußte dem Beton Feinsand mit Korngröße unter 0,5 mm  $\phi$  zugesetzt werden, da der benutzte Oderkies zu wenig Körner unter 0,5 mm  $\phi$  aufweist. Durch diesen besonderen Zusatz von Feinsand wurde der Zement gut gebunden.

Als Mischungsverhältnis für die Eisenbetonteile der Überbauten wurde bei  $\sigma_d = 60 \text{ kg/cm}^2$  1:4,5 mit folgender Zusammensetzung gewählt:

1 RT hochwertiger Zement „Zenith 2“,  
0,25 RT Feinsand unter 0,5 mm Korngröße (0,5 % der Zuschläge),

2,025 RT Odersand von 0 bis 7 mm Korngröße (45 % der Zuschläge),  
1,80 RT Oderkies von 7 bis 30 mm Korngröße (40 % der Zuschläge),  
0,45 RT Basaltsplitt von 5 bis 15 mm Korngröße (10 % der Zuschläge).

Der Oderkies wurde aus dem Strom unweit der Baustelle gewonnen, und zwar aus einem Nebenarm der Oder, da der aus der Stromoder gewonnene Kies infolge der Schifffahrt stark mit Kohlenstückchen vermischt ist. Da der Baggerkies bezüglich der Korngröße nicht den zu stellenden Anforderungen genügte, wurde er gleich beim Baggern in zwei Sorten von 0 bis 7 mm und von 7 bis 30 mm Korngröße gesiebt und nunmehr gemischt, um eine günstige Siebkurve und so eine möglichst hohe Betondruckfestigkeit zu erreichen. An den besonders hoch beanspruchten Stellen der negativen Momente ( $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$ ) ist ein Mischungsverhältnis 1:3,4 verwandt worden (1 RT Zement: 0,17 RT Feinsand: 1,53 RT Odersand: 1,35 RT Oderkies: 0,35 RT Basaltsplitt). Dieses fettere Mischungsverhältnis wurde auch an den auf Zug hoch beanspruchten Stellen zur Erhöhung der Zugfestigkeit des Betons angewendet, um so die Bildung von Zugrissen im Beton möglichst hintanzuhalten.

Die Betondruckproben, die während des Betonierens hergestellt wurden, ergaben für das Mischungsverhältnis 1:4,5 (hochwertiger Zement „Zenith 2“) nach 7 Tagen eine Druckfestigkeit im Mittel von 168 kg/cm<sup>2</sup>, nach 28 Tagen eine solche von 240 kg/cm<sup>2</sup>, für das Mischungsverhältnis von 1:3,4 nach 7 Tagen von 220 kg/cm<sup>2</sup>, nach 28 Tagen von 307 kg/cm<sup>2</sup>. Für die gewählte zulässige Druckbeanspruchung an den Stellen der negativen Momente von 70 kg/cm<sup>2</sup> ist laut DIN 1075 der Nachweis einer Druckfestigkeit nach 28 Tagen von 3,50 · 70 = 245 kg/cm<sup>2</sup> vorgeschrieben und bei einer zulässigen Spannung von 60 kg/cm<sup>2</sup> eine Druckfestigkeit von mindestens 210 kg/cm<sup>2</sup> verlangt. Die tatsächliche, bei den Probewürfeln vorgefundene Festigkeit genügte also.

Die angefertigten Zementprobewürfel ergaben mit normenmäßigen Portlandzement der Schlesischen Zementindustrie Oppeln sog. „Zenith 1“ eine Druckfestigkeit nach 28 Tagen bei gemischter Wasser- und Luftlagerung von 510 kg/cm<sup>2</sup> und mehr, mit hochwertigem Zement „Zenith 2“ von 540 kg/cm<sup>2</sup> und mehr. Der gewöhnliche Portlandzement, für welchen ja nur eine Druckfestigkeit bei gemischter Lagerung von 350 kg/cm<sup>2</sup> nach 28 Tagen vorgeschrieben ist, überschritt also die nach den Bestimmungen für hochwertigen Zement geforderte Würfelfestigkeit von 500 kg/cm<sup>2</sup> (gemischte Lagerung 28 Tage).

Die Beton- und Zementprüfungen wurden in einem von der Verwaltung der märkischen Wasserstraßen leihweise zur Verfügung gestellten Betonprüfschiff ausgeführt, das mit sämtlichen hierzu erforderlichen Einrichtungen in vollkommener Weise ausgerüstet ist.



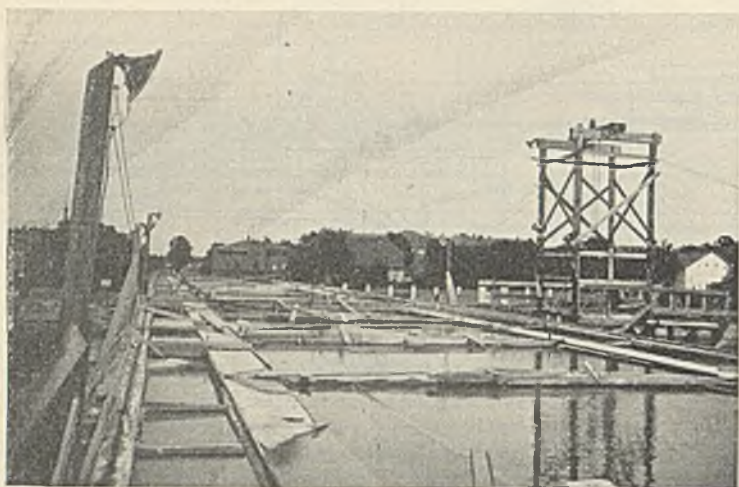


Abb. 31.

Unmittelbar nach Vollendung der Betonierungsarbeiten eines Abschnitts wurde die Fahrbahnfläche unter Wasser gesetzt und eine Woche lang durch Pumpen dauernd unter Wasser gehalten, um eine sichere Gewähr für eine gute Erhärtung zu haben (Abb. 31). Da die Fahrbahn größtenteils ein Längsgefälle bis 1:50 aufweist, mußte sie hierbei in einzelnen Abteilungen durch kleine Querdämme geteilt werden, durch welche das Wasser angestaut wurde.

Der Arbeitsvorgang beim Einbau des eisernen Einhängeträgers ist aus Abb. 32 bis 34 ersichtlich. Der 35,08 m lange, aus drei Hauptträgern bestehende eiserne Brückenteil wurde auf dem vorher fertiggestellten Eisenbetonträger am rechten Ufer montiert, mittels eines Prahms übergeschoben und dann auf seine Lager abgesenkt. Ein festes Lehrgerüst wäre wegen der Eisgefahr nicht zweckmäßig gewesen, weil der eiserne Überbau im Winter aufgestellt werden mußte.

Trotz der geringen Bauhöhe halten sich die Durchbiegungen innerhalb der zulässigen Grenzen (für Verkehrslast 1/600). Abb. 35 zeigt, daß die Durchbiegungen des eisernen Teiles verhältnismäßig größer sind, als die der Eisenbetonüberbauten; letztere erweisen sich also bei annähernd gleicher Bauhöhe als erheblich steifer. Die dargestellten Durchbiegungen sind rechnerisch ermittelt worden; die Durchbiegungen infolge der Eigenlast, die durch entsprechende Überhöhung ausgeglichen wurden, sind auch durch Messungen an der Brücke festgestellt worden; hierbei ergab sich eine genügende Übereinstimmung mit den rechnerischen Werten.

Infolge der geringen Bauhöhe erweist sich die Brücke, wie die Beobachtung zeigt, unter der Einwirkung der Verkehrslasten „weicher“ als eine Fachwerkbrücke; immerhin scheint das gewählte Verhältnis zwischen Bauhöhe und Stützweite in Rücksicht auf die unter der Einwirkung der Verkehrslasten sich zeigenden Erschütterungen und Schwingungen noch zulässig zu sein; dabei wirkt die Verbindung der drei Hauptträger durch steife Querträger zu einer einheitlichen Tragplatte dämpfend auf die Erschütterungen und Schwingungen.

6. Kosten.

An Hauptmassen sind beim Bau der Brücke verwendet worden:  
rd. 100 t eiserne Spundwände Larssen II,  
1375 m<sup>3</sup> Beton der Pfeiler und Widerlager,  
1413 m<sup>3</sup> Eisenbeton der Überbauten einschl. der Fahrbahn des eisernen Trägers,  
361 t Moniereisen,  
1880 m<sup>2</sup> Hartgußasphalt der Fahrbahn und der Fußwege usw.

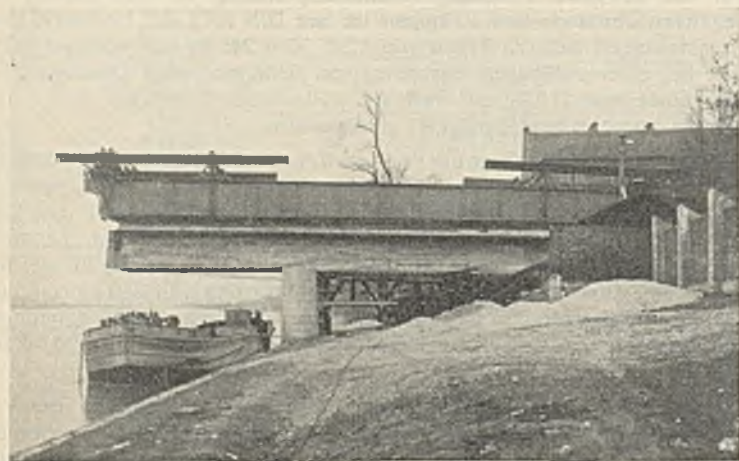


Abb. 32. Einbau des Einhängeträgers.

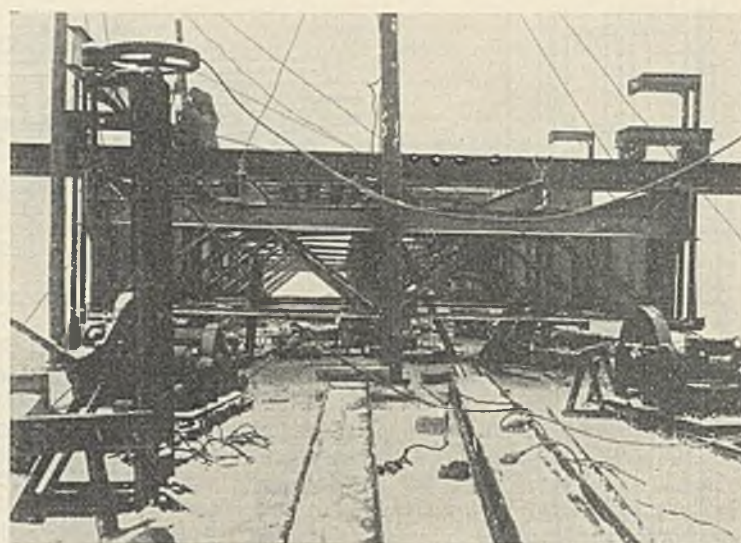


Abb. 33. Einbau des Einhängeträgers.

Die Gesamtkosten der Brücke betragen einschl. der Bauleitungskosten, des Grunderwerbs usw. rd. 400 000 RM. (Hierin sind die Kosten der Gas- und Wasserleitung sowie der elektrischen Kabel, die zu Lasten der Stadt Oppeln gingen, nicht enthalten, auch nicht die Kosten der Überführung der Postkabel, da diese von der Telegraphenverwaltung zu tragen sind.) Da die Gesamtlänge der Brücke von Mitte bis Mitte Endauflager 158 m, ihre Breite 12 m i. L. zwischen den Geländern beträgt, die Grundfläche also  $158 \cdot 12 = 1896 \text{ m}^2$  ist, so ergibt sich ein Preis von  $400\,000 \text{ RM} : 1896 = \text{rd. } 211 \text{ RM je m}^2$  Grundfläche der fertigen Brücke ausschl. der Versorgungsanlagen der Stadt und der Post.

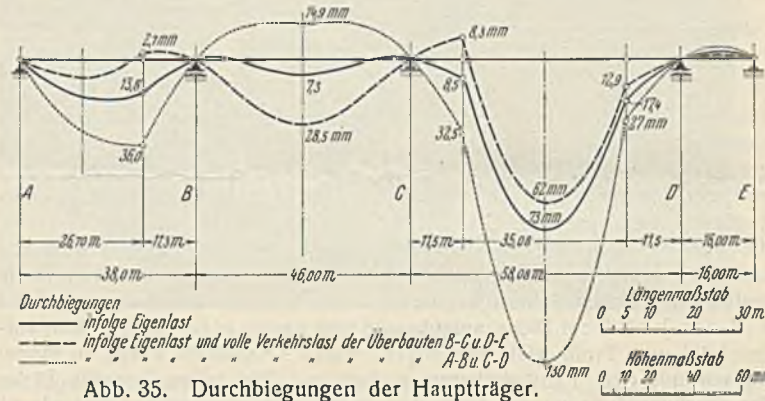


Abb. 35. Durchbiegungen der Hauptträger.

Die rd. 500 m langen Rampen und Zufahrtstraßen, die die Stadt Oppeln als Rampenbaupflichtige hergestellt hat, kosteten einschl. Grunderwerb, Häuserabbruch, der Bleichstraßenunterführung, der Rampengeländer sowie einschl. der Straßenentwässerung, der Straßen- und Brückenbeleuchtung bei 8,5 m Fahrbahnbreite (Kleinpflaster auf Chausseierung) sowie beiderseits je 4,25 m bzw. 2,25 m Fußsteigbreite rd. 450 000 RM, für 1 lfd. m Straße also 900 RM. Hierzu kommen für die Gas- und Wasserleitungsrohre (25 cm i. W.) auf der Brücke und den Anschlußstraßen (Insgesamt 670 m Länge) rd. 40 000 RM. Die Gesamtkosten des neuen Brücken- und Straßenzuges zwischen der Nikolai- und der Falkenberger Straße sind also 890 000 RM.

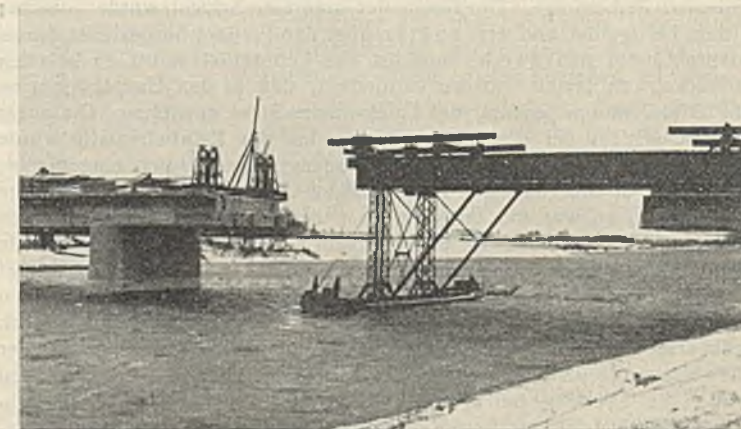


Abb. 34. Einbau des Einhängeträgers.



Die Kosten des Brückenbaues, der als Notstandsarbeit ausgeführt worden ist, wurden zum Teil vom Preußischen Staat (Ministerium für Wirtschaft und Arbeit) als dem Brückenbaupflichtigen (rd. 300 000 RM) getragen, zum Teil aus der sog. „werteschaffenden Erwerbslosenfürsorge“ gezahlt.

**Ausführende Firmen.** Die Beton-, Eisenbeton- und Tiefbauarbeiten wurden von der Beton- und Monierbau AG, Berlin, ausgeführt. Der stählerne Einhängeträger ist von den Vereinigten Oberschlesischen Hüttenwerken Gleiwitz, Werk Donnersmarckhütte, Hindenburg (O.S.), angefertigt und aufgestellt worden. Für die übrigen Arbeiten (Fahrbahnisolierung, Asphalt, Geländer, Anstrich usw.) wurden ober-schlesische Fachgeschäfte herangezogen.

Sachbearbeiter in hochbaulicher Hinsicht war Reg- und Baurat Lehmann, Oppeln.

Mit der örtlichen Bauleitung war eine für den Neubau dieser Brücke sowie der Jahrhundertbrücke errichtete Bauabteilung betraut, die der Verfasser leitete, während die Oderstrombauverwaltung in Breslau die Aufsicht als Mittelbehörde im Auftrage des Preußischen Ministeriums für Wirtschaft und Arbeit ausübte.

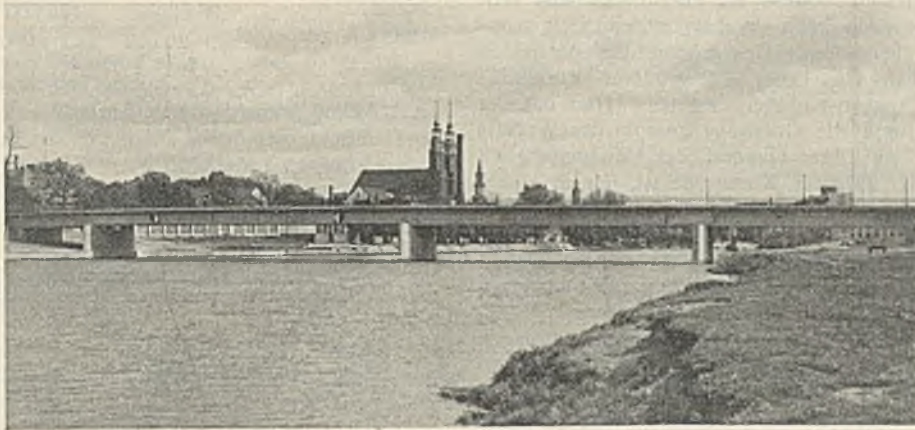


Abb. 36. Die fertige neue Brücke.

Das fertige Bauwerk ist in der Gesamtansicht in Abb. 36, vom linken Ufer aus betrachtet, dargestellt.

Schwierigkeiten bei der Bauausführung. Beim Gründen des rechten Uferpfeilers spalteten einige eiserne Spundbohlen (Profil Larssen II) infolge der hier vorhandenen Reste einer Ufermauer auf. Es gelang jedoch, die undichte Stelle der Spundwand zu dichten.

Als mit dem Betonieren des Eisenbetonüberbaues der mittleren Öffnung begonnen werden sollte, wurde ein größeres Hochwasser gemeldet, so daß

das Betonieren verschoben werden mußte. Kies, Sand usw. lagen nämlich im Überschwemmungsgebiet. Glücklicherweise uferete das Hochwasser nicht aus, sonst hätte ein großer Schaden verursacht werden können.

**Bauzeit.** Größere Schäden oder Schwierigkeiten traten bei der Bauausführung nicht auf, vielmehr verliefen die Arbeiten vollkommen planmäßig. Der Bauauftrag wurde am 11. April 1932 erteilt. Mit den Arbeiten auf der Baustelle wurde am 30. April 1932 begonnen. Nach einer Bauzeit von einem Jahr

wurde die Brücke am 30. April 1933 von Herrn Oberpräsidenten Brückner als dem Chef der Oderstrombauverwaltung Breslau dem Verkehr übergeben; sie erhielt den Namen „Adolf Hitler-Brücke“.

Alle Rechte vorbehalten.

## Studie zu einem Hydro-Erdbau.

Von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Zill, Wilhelmshaven.  
(Schluß aus Heft 50.)

### b) Transport (Spülen).

Der Transport des erzeugten Spülgemisches ist dann recht einfach, wenn genügend natürliches Gefälle zur Verfügung steht. Dieses ist häufig der Fall beim Bau von Talsperrendämmen, sonst dürfte dieser Fall kaum vorkommen. Ludln teilt in seinem oben angeführten Werk mit, daß ein Gefälle von 3 bis 4% ausreicht, um die erzeugten Spülgemische in offenen Gerinnen fortzuleiten. In diesem Falle treten nur Einrichtungskosten auf, nämlich das Vorhalten und Montieren des offenen Gerinnes auf Holz oder Eisen.

Falls kein natürliches Gefälle vorhanden ist, der Transport vielmehr in einer Waagerechten vorzunehmen ist, treten hauptsächlich die Pumpkosten in die Erscheinung. Diese hängen ab, einmal von der zu befördernden Menge, d. h. dem erforderlichen Verdünnungsverhältnis, zweitens von der Geschwindigkeit, die erforderlich ist, um das Gemisch in der geschlossenen Rohrleitung so zu befördern, daß sich keine festen Teilchen absetzen und die Leitung verstopfen.

Bezüglich des Wasserzusatzes herrscht keine Einigkeit. Bei den Spülverfahren der Spülbagger, auf die hierbei zurückgegriffen werden muß, wird angegeben, daß das Verdünnungsverhältnis 1:4 bis 1:6 ja 1:10 und noch darüber beträgt. Nach Heise u. Herbst rechnet aber der Bergbau mit weit weniger Wasserzusatz, häufig wird das Verhältnis 1:2 bis 1:1 erreicht. Diese Angaben sind natürlich sehr roh und überschlägig und widersprechen sich. Letzteres beruht darauf, daß von einem geregelten Wasserhaushalt beim Zusetzen des Spülwassers zur Bodenmasse beim Spülbagger nicht gesprochen werden kann. Außerdem hat der Bedarf an Spülwasser verschiedene Wurzeln. Einmal ist er schon grundverschieden bei ein und derselben Bodenart für das Ansaugen einerseits und für das Fortdrücken andererseits. Die Pumpen können so konstruiert werden, daß sie sehr dicke Gemische, d. h. mit wesentlich größerem spezifischen Gewicht als 1 fortdrücken können (vgl. Betonpumpen). Diese Möglichkeit besteht aber beim Ansaugen nicht. Auf das Ansaugen selbst hat die Pumpe nur insofern Einfluß, als sie den technisch möglichen Unterdruck erzeugen kann. In diesem Falle kann der äußere Luftdruck, der das Heben des Gemisches in der Saugleitung veranlaßt, bis zu seiner natürlich festliegenden Grenze ausgenutzt werden, darüber hinaus ist ein Einfluß auf das Heben nicht möglich. Die Einstromungsgeschwindigkeit des Wassers in das Saugrohr ist allein durch die vorhandene Druckhöhe gegeben und nicht durch die Pumpe beeinflussbar, und es ist ersichtlich, daß der Bedarf des Wassers zum Mitreißen der Bodenteilchen sehr groß wird, erstens, wenn die Ansaugeschwindigkeit verhältnismäßig gering ist, d. h. wenn kleine Saugrohrdurchmesser gewählt werden, und wenn zweitens das spezifische Gewicht sowie die Größe der einzelnen Körnchen verhältnismäßig groß ist. Man ist erfahrungsgemäß gezwungen, das

spezifische Gewicht des Fördergemisches im Saugrohr verhältnismäßig nahe an 1,0 zu halten. Man sieht, daß in diesen Fällen der durch das Saugen bedingte große Wasserzusatz für das Fortdrücken an und für sich gar nicht erforderlich wäre. Der größte Teil der Pumparbeit besteht aber in dem Fortdrücken der Masse, da es sich hier in der Regel um Rohrleitungen von mehreren 100, ja bis zu mehreren 1000 m Länge handelt. Ist man also in der Lage, das Ansaugen vollständig fortfallen zu lassen, wie es die besonderen Spülvorrichtungen, in die die Bagger laden, gestatten, so ist ersichtlich, daß der Wasserzusatz bedeutend geringer als beim Spülerbetrieb gehalten werden kann. Dieses wird, wie wir schon sagten, durch den Bergbau bestätigt und hat seinen Grund eben darin, daß hier die Gemische nicht angesaugt werden.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß man beim Spülen von Boden in der Regel nicht kleinere Geschwindigkeiten als 2,5 m/sek anwendet. Die größten bekannten Geschwindigkeiten betragen rd. 5,0 m/sek. Eine Ausnahme macht allerdings das Spülen von Moor. Hier genügt eine Geschwindigkeit von 1 m/sek oder noch weniger, weil das Gemisch als statisch quasi homogen bezeichnet werden kann, d. h. die einzelnen festen Teilchen der Spülmasse würden sich bei einem Stehen des Gemisches erst nach verhältnismäßig langer Zeit absetzen. Dieses kann beim Moor bekanntermaßen Tage und Wochen dauern.

Bei den gewöhnlichen losen und gemischtbindigen Bodenarten aber haben wir es nur mit dynamisch quasi homogenen Gemischen zu tun, was besagt, daß die Bodenteilchen sich bei einem Ruhezustande des Gemisches bzw. bei geringerer Geschwindigkeit als rd. 2,00 bis 2,50 m/sek absetzen. Genauere Untersuchungen darüber, welche Mindestgeschwindigkeit für die einzelnen Bodenarten und Gemische erforderlich sind, damit diese in Rohrleitungen transportiert werden, stehen noch nicht zur Verfügung, doch sind diese in den heutigen Hochschullaboratorien verhältnismäßig leicht durchzuführen. Man sieht, daß für den Hydro-Erdbau die Klärung der Frage des Verdünnungsgrades und der erforderlichen Geschwindigkeit aber eine derartig wichtige Rolle spielt, daß es unbedingt erforderlich ist, hier genaue Untersuchungen im Laboratorium, am besten Hand in Hand mit der Baupraxis anzustellen.

Für die Bestimmung der erforderlichen Spülgeschwindigkeit sowie des Verdünnungsverhältnisses ist es erforderlich, den Boden in seiner Zusammensetzung genauer zu untersuchen, denn nur die Bodenteilchen, die größer als 0,01 mm sind, erfordern eine Inanspruchnahme der kinetischen Energie durch das Wasser bei der Spülarbeit. Es ist bekannt, daß der Teil des Bodens, bei dem die Korngrößen unter der eben erwähnten Grenze liegen, eine Adhäsion mit dem Wasser besitzt, die der Kohäsion des Wassers ziemlich gleich sein dürfte. Für diese Teile des Bodens haben mithin nur die Gesetze der Hydraulik des Wassers An-



wendung zu finden, ebenso für Bodenarten, die fast gleiches spezifisches Gewicht wie das Wasser haben (Moorboden). Beide Bodenarten bilden mit dem Wasser statisch quasi homogene flüssige Körper. Der Anteil des Bodens, der diesem Gesetze untersteht, läßt sich leicht durch eine Schüttelprobe im Glas feststellen. Wenn man z. B. feinen Sand in einer Flasche 1:4 verdünnt und schüttelt, so wird man nach dem Absetzen der Flasche in den Ruhezustand feststellen, daß das grobe Korn über 0,01 mm sich sehr schnell (in Sekunden) absetzt, während ein gewisser Rest bis zu mehreren Stunden gebraucht, bis er sich abgesetzt hat. Der verhältnismäßige Anteil solch feinen Bodens ist allerdings meist sehr gering. Bei den feinen Dünensanden kann er aber immerhin einen erheblichen Anteil (bis zu 40%) ausmachen. Der größere Teil der festen Bestandteile der Gemische, eben die Teile von größerer Korngröße als 0,01 mm unterliegen aber einem anderen Gesetze. Hier hat der Transport in der Rohrleitung durch die kinetische Energie des Wassers zu geschehen, die bekanntlich mit dem Quadrat der Geschwindigkeit wächst. Je größer der Anteil der größeren Korngröße ist, um so größer muß auch die Geschwindigkeit des Spülwasserstromes sein. Es ist weiter bekannt, daß nicht allein die Korngrößen und das spezifische Gewicht das Absetzen im Wasser beschleunigen, sondern die Absetzgeschwindigkeit hängt auch von der Form der Körner ab. Die plattigen Körner setzen sich langsamer ab als die runden.

Um nun für die Praxis des Hydro-Erdbaues zuverlässige Unterlagen zu erhalten, ist es erforderlich, daß die Baupraxis wie auch die Wasserbaulaboratorien Untersuchungen über die erforderliche Transportgeschwindigkeit und das Verdünnungsverhältnis für die einzelnen Bodenarten bzw. Gemische anstellen. Für jedes Versuchsergebnis müßte dann ein Charakteristikum in einer kleinen Probe gefunden werden. Bisher wendete man dafür wohl die Schwemmanalyse an. Diese dürfte aber zu umständlich und zu wenig genau sein. Wir schlagen vor, folgendes einfache Verfahren dafür zu wählen:

Die zu untersuchende Bodenprobe wird in einem aufrecht stehenden Glaszylinder von bestimmter Länge, etwa 50 cm, gestürzt, der mit Wasser angefüllt ist. In dem Augenblick, in dem die Bodenprobe von immer gleicher Größe in das Glas gestürzt wird, wird eine Zeitlupenaufnahme gemacht, die ein genaues Bild der Absetzgeschwindigkeit der einzelnen Korngrößengruppen bringen wird. Es ist nicht erforderlich, daß mehr als 10 bis 20 Aufnahmen/sek gemacht werden. Auch braucht diese Aufnahme nicht länger als höchstens 5 bis 10 sek in Anspruch zu nehmen. Nach dieser Zeit können die Aufnahmen mit bedeutend größeren Abständen gemacht werden, beispielsweise von 1 min und darüber. Durch die Filmstreifen erhält man ein genaues Charakteristikum der Bodenart in bezug auf ihre Absetzgeschwindigkeit im Wasser und damit durch die gleichzeitig vorgenommenen Spülversuche im großen eine Aussage darüber, mit welcher Geschwindigkeit und mit welchem Verdünnungsverhältnis dieses Gemisch fortgeleitet werden kann.

Bei dem Fortdrücken in den Rohrleitungen spielt dann noch die Reibung an der Rohrwandung eine erhebliche Rolle. Diese ist aber für unseren Zweck genau genug geklärt; Paulmann u. Blaum geben in ihrem Werk „Die Naßbagger“ genauere Angaben darüber. Ist der prozentuale Anteil des groben Kornes zu groß, so wird eine Grenze gefunden werden, bei der das Spülen keinen wirtschaftlichen Vorteil mehr bietet und man bei dem mechanischen Transport des Bodens verbleiben muß. Je größer allerdings der Rohrleitungsquerschnitt ist, um so größere Stücke können mittransportiert werden. Bei Spülrohrleitungen von 500 bis 1000 mm  $\phi$  können faustgroße Stücke und darüber mitbewegt werden. Selbstverständlich dürfen diese aber nicht einen zu großen Anteil ausmachen.

Daß das Fördern mittels Wasserzusatzes erheblich wirtschaftlicher als das mechanische Fördern ist, erhellt aus einem Rechenbeispiel. Da noch keine genaueren Untersuchungsergebnisse für die notwendige Fördergeschwindigkeit und Verdünnungsverhältnisse vorliegen, so muß mit den bisherigen Verdünnungsverhältnissen und Fördergeschwindigkeiten vorsichtigerweise gerechnet werden. Es soll daher für losen Boden ein erforderliches Verdünnungsverhältnis von 1:6, wie es bei Spülbaggerungen das übliche ist, angenommen werden. Es seien 1600 m<sup>3</sup> in 8stündiger Schicht auf 2000 m Entfernung zu fördern, und die Bauzeit betrage zwei Jahre.

Für den Trockentransport sind daher drei Züge von je 20 Wagen von je 4 m<sup>3</sup> Inhalt vorzuhalten.

#### 1. Gerätekosten:

t	Mieten	
48	3 Loks 900/160 PS je 320 RM/Monat	960 RM
245	70 Kipper 900/4 m <sup>3</sup> je 32 RM/Monat	2 240 „
120	2000 m Gleis 130 mm hoch je 0,20 RM/Monat	400 „
120	2700 Stck. Schwellen je 0,23 RM/Monat	620 „
	Reparaturteile je Monat	250 „
533		4 470 RM

$$\frac{4470}{1600 \cdot 20} = 0,140 \text{ RM}$$

#### 2. Einrichtungs- und Abrüstungskosten:

533	Geräte Hin- u. Rückfracht je 10 RM	20 RM
	Auf- und Abladen 2 $\times$ je 3 RM	12 „
		32 RM
		zus. 17 000 RM
	2000 m Gleis vorstrecken und wieder aufnehmen je 4 RM	8 000 RM
	3 Loks in Betrieb setzen je 200 RM	600 „
		rd. 25 600 RM

$$\frac{25\,600}{1600 \cdot 20 \cdot 12} = \frac{25\,600}{384\,000} = 0,078 \text{ RM}$$

#### 3. Betriebskosten:

a)	Löhne (einschl. soziale Lasten):	
	3 Lokführer 3 $\times$ 9 $\times$ 1	27,00 RM
	3 Heizer 3 $\times$ 9 $\times$ 0,70	18,90 „
	3 Zugbegleiter 3 $\times$ 8 $\times$ 0,60	14,40 „
	8 Gleisunterhalter 8 $\times$ 8 $\times$ 0,60	38,40 „
	1 Vorarbeiter 1 $\times$ 8 $\times$ 1	8,00 „
	2 Wasser und Kohle 2 $\times$ 8 $\times$ 0,60	9,60 „
	2 Facharbeiter und 2 1/2 Arbeiter für Reparaturlöhne	11,63 „
	Kohle 27 000 kg $\times$ 30 RM	81,00 „
	Öl usw.	5,00 „
		213,93 RM

$$\frac{213,93}{1600} = 0,134 \text{ RM}$$

Mithin betragen die Transportkosten beim Fördern mittels Rollbahngerätes . . . . . zus. rd. 0,350 RM

In gleicher Weise wollen wir jetzt für dieselbe Förderleistung die Kosten des Spülens errechnen unter Zugrundelegung des sehr vorsichtig angenommenen Verdünnungsverhältnisses von 1:6 und einer Transportgeschwindigkeit in der Rohrleitung von  $V = 2,5$  m/sek. Es sind mithin

$$7 \cdot 200 = 1400 \text{ m}^3/\text{h Fördergemisch}$$

zu transportieren, oder 0,39 m<sup>3</sup>/sek. Bei einer Transportgeschwindigkeit von 2,5 m/sek beträgt der erforderliche Rohrquerschnitt  $f = 0,155$  m<sup>2</sup>. Als gängiges Rohr ist ein solches von 450 mm mit  $f = 0,165$  m<sup>2</sup> zu wählen.

Das spezifische Gewicht des Gemisches beträgt bei Annahme eines solchen des festen Bodens von 1,8

$$\gamma = \frac{1 \cdot 1,8 + 6}{7} = 1,11.$$

Die erforderliche Druckhöhe, die zur Errechnung der Pumpenantriebsenergie erforderlich ist, errechnet sich nach der Formel

$$H = 0,02 \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \text{ s)}$$

mithin für den vorliegenden Fall

$$H = 0,02 \cdot \frac{2000}{0,45} \cdot \frac{2,5^2}{2g} \approx 42,5 \text{ m.}$$

Für Verluste in Krümmern u. dgl. soll noch ein Zuschlag von 10% gewählt werden, somit ist  $H \approx 50$  m.

Damit errechnet sich die Antriebsenergie wie folgt:

$$N = \frac{\gamma Q H \cdot 1000}{0,80 \cdot 75} = \frac{1,11 \cdot 0,155 \cdot 50 \cdot 1000}{0,80 \cdot 75} = 460 \text{ PS} = 340 \text{ kW.}$$

Aus diesen Angaben können wir die Transportkosten nunmehr ermitteln.

#### 1. Gerätekosten:

Mieten		
2	Kreispumpen je 50 RM Miete/Monat	100 RM
2	Elektromotoren von je 200 kW	100 „
1	Transformator	200 „
2000	m Rohrleitung je 0,78 RM/Monat	1 550 „
	Reparaturteile	50 „
		2 000 RM

$$\frac{2000}{3200} = 0,065 \text{ RM}$$

#### 2. Einrichtungskosten:

120 t	Geräte hin und zurück je 32 RM	3 850 RM
2000 m	Rohr verlegen und wieder aufnehmen je 0,75 RM	1 500 „
	Montage der zwei Pumpenaggregate je 600 RM	1 200 „
	Montage des Transformators	2 500 „
	Elektrische Leitungen	1 000 „
		10 000 RM

$$\frac{10\,000}{384\,000} = 0,024 \text{ RM}$$

s) Vgl. Paulmann u. Blaum.



3. Betriebskosten:

1 Maschinist . . . . .	8,00 RM
1 Arbeiter an den Rohrleitungen . . . . .	4,80 "
	<u>12,80 "</u>
einschl. soziale Lasten . . . . .	14,10 "
Elektrische Kraft für Pumpen $340 \cdot 0,06 \cdot 8$ . . . . .	380,00 "
Öl $750 \cdot 8 \cdot 0,06$ . . . . .	4,00 "
	zus. rd. 400,00 RM

$$\frac{400}{1600} = 0,250 \text{ RM}$$

zus. 0,320 RM

Mithin betragen die Ersparnisse bei den Transportkosten 10%. Dieses bildet aber noch nicht den ausschließlichen Vorteil. Wie wir schon vorher nachwiesen, kann man beim Spülverfahren dreischichtig arbeiten, während dieses beim mechanischen Verfahren nicht möglich ist. Hier kann nur in den vier Sommermonaten zweischichtig gearbeitet werden. Mithin braucht das Löse- und Ladegerät nur die halbe Größe zu haben wie beim mechanischen Verfahren, oder zweckmäßiger, man wird in der Lage sein, die Bauzeit um die Hälfte zu verkürzen bei gleich großem Ladegerät. In diesem Falle verringern sich die allgemeinen Kosten für Bauleitung, heim. Verwaltung u. dgl., die meistens 10% betragen, mithin um 5%.

Außerdem ist nicht berücksichtigt worden, daß das Verlegen des Gleises bei Transportbahnen häufig noch Sonderkosten erforderlich macht, und zwar dann, wenn erhebliche Höhenunterschiede zu überwinden sind. Wenn Täler zu überwinden sind, so ist es bei Förderbahnen erforderlich, Hilfsdämme zu kippen, während bei den Rohrleitungen einfache hölzerne Böcke genügen. Bis zu einer Höhe von 1 m des zu überwindenden Höhenunterschiedes sind die Kosten für die Erdanschüttung bzw. die hölzernen Böcke ungefähr gleich. Bei größeren Höhen wird das Verhältnis aber für Rohrleitungen bedeutend günstiger und werden hier bei den Rohrleitungen noch besondere Kosten eingespart. Da die Rohrleitungsverlegungsarbeiten an sich erheblich billiger sind als das Verlegen von Gleis, macht sich der Vorteil des Spülens noch besonders bemerkbar, wenn die Förderstrecke, wie es häufig genug vorkommt, des öfteren verlegt werden muß.

Aus dem Beispiel sieht man also, daß bei dem ungünstigen Verdünnungsverhältnis von 1:6 schon eine Ersparnis von rd. 15% und mehr eintritt. Wie wir aber oben schon angedeutet haben, glauben wir bestimmt, mit einem erheblich geringeren Verdünnungsverhältnis auskommen zu können, und es würden dann die Antriebskosten, die den Hauptanteil bei den Kosten ausmachen, 0,25 RM von 0,32 RM, ganz erheblich gesenkt werden können. Die Bedeutung der oben angeregten Untersuchungen erhellt eindringlich aus diesem Rechnungsbeispiel.

c) Der Einbau.

Nicht jede Auftragsform eignet sich für den Einbau gespülter Bodenmassen. Es muß sich schon um verhältnismäßig große Querschnitte handeln. Am besten eignen sich hierfür größere Seitenablagerungen, Talsperrendämme und hohe Kanaldämme. Es mag aber darauf hingewiesen werden, daß auch verhältnismäßig kleine Deiche bzw. Seitenwege eines Kanals beim Bau des Hunte-Ems-Kanals gespült worden sind. Hier handelte es sich um Querschnitte von nur rd. 10 m<sup>2</sup>/lfd. m und betrug das Verdünnungsverhältnis sogar 1:8 bis 1:10, weil nur Niederdruckwasser zugesetzt wurde.

Eine Hauptbedingung für den Einbau des Bodens mittels Spülens ist das Vorhandensein einer genügenden Vorflut, um das Spülwasser wieder fortleiten zu können. Natürliche Vorflut ist vorhanden, wenn die Ablagerungsflächen in der Nähe zureichender Vorfluter liegt. Größere geschlossene Wasserflächen, die leicht erreicht werden können, würden ebenfalls eine natürliche Vorflut ergeben, wenn die Oberfläche so groß ist, daß die natürliche Verdunstung ein weiteres Ansteigen des Wasserspiegels verhindert oder von diesem Wasserbecken aus eine Vorflut innerhalb des anschließenden Grundwasserstromes vorhanden ist, d. h. wenn das Grundwasser Gefälle nach einem größeren Vorfluter zu hat. Besondere Kosten würden entstehen, wenn es erforderlich ist, bei größeren Längen das Wasser fortzupumpen bzw. es zur Entnahmestelle wieder zurückzupumpen. In diesem Falle dürften aber keine Steigungen zu überwinden sein, da diese besondere Kosten verursachen.

Das Entwässern der losen Bodenarten macht keine besonderen Schwierigkeiten, und es genügt, wenn außerhalb der Spüldämme kleine Gräben angelegt werden, die das Wasser fassen und zum Vorfluter abführen. Haben wir es dagegen mit bindigen Bodenarten zu tun, bei denen die Versickerungsziffer sehr groß ist, so kann es erforderlich sein, das Wasser sogar von oben abzuleiten und gar Filterkörper einzubauen. Man kann sich auch dadurch helfen, verschiedene, abwechselnd zu beschickende Absetzbecken zu schaffen.

Der Einbau wird aber immer besonders große Kostenersparnisse gegenüber dem mechanischen Einbau bringen. Wir wollen im folgenden dafür eine vergleichende Gegenüberstellung bringen.

Beim Einbau der 17 m hohen Dammstrecke des Mittellandkanals nördlich von Magdeburg sind genauere Erfahrungen gesammelt worden. Wir bringen im folgenden unter Zugrundelegung der von Reg.-Baurat Tode gemachten Angaben eine Gegenüberstellung.

Die mittlere Höhe der Spülkippe betrug 6 m und die mittlere Förderweite des Spülwassers 1,2 km. Der Wasserzusatz war 1:1 und die Leistung der Pumpe 20 m<sup>3</sup>/min, d. h. 0,335 m<sup>3</sup>/sek. Der Rohrleitungsquerschnitt betrug 0,12 m<sup>2</sup>, so daß

$$V = \frac{0,335}{0,12} = 2,8 \text{ m/sek}$$

betrug. Es wurden zwei Rohrleitungen von 250 und 300 mm  $\phi$  verwendet, so daß die erforderlichen Druckhöhen folgende waren:

$$H_1 = \frac{1200}{0,25} \cdot \frac{7,8}{19,62} = \text{rd. } 20 \text{ m}$$

$$H_2 = \frac{1200}{0,300} \cdot \frac{7,8}{19,62} = \text{rd. } 16 \text{ m}$$

$$0,5 \cdot 20 = 10,0$$

$$0,7 \cdot 16 = 11,2$$

$$\underline{\quad\quad\quad} 21,2$$

$$\frac{21,2}{1,2} = H = 17,60 \text{ m}$$

$$N = \frac{\gamma Q H \cdot 1000}{0,64 \cdot 75} = \frac{1 \cdot 20 \cdot 0,335 \cdot 1000}{0,64 \cdot 75} = 140 \text{ PS.}$$

Auf der Spülkippe waren tätig 4 Vorarbeiter und 20 Arbeiter, mithin Lohnausgaben

4 $\times$ 8 . . . . .	=	32,00 RM	
20 $\times$ 5 . . . . .	=	100,00 RM	
		<u>132,00 RM</u>	
10% soziale Lasten . . . . .	=	13,20 RM	
		zus. 145,00 RM	145 RM
16 $\times$ 140 PS = 2240 PS/h			
1 PS/h je 0,06 . . . . .	=	135,00 RM	280 RM
			<u>zus. 425 RM</u>

$$\frac{425}{16000} = 0,02 \text{ RM.}$$

Es waren 4 Hebekippen in Betrieb, die 500 m<sup>3</sup> in einer Schicht verarbeiteten. Hier arbeiteten:

4 Vorarbeiter je 8 RM . . . . .	=	32,00 RM
80 Arbeiter je 5 RM . . . . .	=	400,00 "
Soziale Lasten (10%) . . . . .	=	43,20 "
		<u>zus. 475,00 RM</u>

$$\frac{475}{5000} = 0,09 \text{ RM/m}^3.$$

Man sieht also, daß die Anwendung des Spülverfahrens beim Einbau erhebliche wirtschaftliche Vorteile bringt. Diese treten aber noch mehr in die Erscheinung, wenn der Boden ebenfalls schon naß antransportiert wurde, denn in diesem Falle sind keine besonderen Aufwendungen für neue Anlagen zu treffen. In diesem Falle ermäßigen sich die Kosten daher noch weiter um die Hälfte. Allerdings ist hierbei zu berücksichtigen, daß entsprechend mehr Wasser abgeleitet werden muß, da das Verdünnungsverhältnis größer als 1:1 ist, was aber keine großen Kosten verursacht.

IV. Schlußfolgerung.

Aus unserer Untersuchung ergeben sich nun folgende Anwendungsbedingungen für die verschiedenen Hydro-Erdbauverfahren.

1. Bodenarten. Für die Anwendung von Hydro-Erdbauverfahren kommen nur die Bodenarten der Bodenklasse 1 bis 2 und bei Mischboden teilweise der Bodenklasse 3 in Frage. Um wirtschaftlich der Trockenförderung überlegen zu sein, ist es erforderlich, daß der Spülwasserzusatz nicht zu groß und ebenfalls die erforderliche Transportgeschwindigkeit in Grenzen gehalten wird. Steht genügendes Gefälle zur Verfügung, so daß das Spülen nur mit geringem künstlichen Druck oder sogar ohne einen solchen betrieben werden kann, so können auch verhältnismäßig schwere Bodenarten mit dem Hydro-Erdbau in wirtschaftlicher Weise bewältigt werden. Hier noch entsprechende Versuche anzustellen, um genügende Erfahrungszahlen zu haben, ist dringendes Erfordernis.

2. Abtragsformen. Als Entnahmestellen eignen sich in erster Linie große zusammenhängende Flächen. Kleine Abtragsquerschnitte scheiden fast immer für die Anwendung des Verfahrens aus, da die während des Betriebes infolge großer Drucke steifen Anlagen zu oft umgebaut werden müßten. Eine Ausnahme bilden die Flußregulierungen selbst kleinerer Querschnitte bis etwa 20 m<sup>2</sup>/lfd. m. Hier werden die Nachteile des häufigen Umbaues der Spülvorrichtung durch die einfachen Quertransporte mittels der Spüleleitungen aufgehoben.

3. Spülwasser. Es ist eigentlich selbstverständlich, daß an der Entnahmestelle genügend Spülwasser vorhanden sein muß.

4. Transport. Schwierige Transportverhältnisse bei Förderbahnen, wie einmal häufiger Umbau, andererseits die Überwindung



großer Gefällunterschiede begünstigen die Wahl von Hydro-Erdbauverfahren, zumal, wenn auch die Abtrag- und Auftragformen dafür geeignet sind.

5. Einbauformen. Für den Einbau zu spülender Bodenmassen eignen sich in erster Linie Anfüllungen, die tiefer gelegen sind als das Gelände. So wird das Verfahren mit Vorteil angewendet werden können bei dem Zufüllen alter Wasserläufe, von Teichen, Seen usw. Ferner kommt ein Einspülen von Dämmen für Talsperren und Kanäle sowie große Deichquerschnitte in Frage. Hier wird sogar häufig neuerdings ein Einschlämmen an und für sich verlangt, so daß bei Anwendung von

Spülverfahren der Wasserzusatz nicht zusätzlich angewendet zu werden braucht.

6. Vorflut. An der Einbaustelle muß genügende Vorflut vorhanden sein, um die erheblichen Spülwasser fortleiten zu können.

Wir sehen, daß dem Hydro-Erdbauverfahren größere Anwendungsgebiete offenstehen, und es wäre wünschenswert, daß die noch zu lösenden Probleme möglichst bald in Angriff genommen würden, damit die häufig dem bisherigen Trockenerdbau wirtschaftlich überlegenen Hydro-Erdbauverfahren ohne zu großes Kalkulationsrisiko zur Anwendung gelangen können.

### Vermischtes.

**Die neue Grey Street-Brücke in Brisbane, Australien.** Eng. News-Rec. 1933, Bd. 110, Nr. 26 vom 29. Juli, S. 836, berichtet über den Bau der neuen Grey Street-Brücke über den Brisbane-Fluß in Australien, die mit einer Gesamtlänge von 495 m nächst der Sydney-Hafenbrücke die längste dieses Kontinentes ist. In technischer Hinsicht ist sie in bezug auf die Gründung und die Aufstellung der Bogenträger ohne besondere Rüstung bemerkenswert.

Die Brücke überquert den Fluß, wie Abb. 1 zeigt, in drei großen Öffnungen von 72,4 m Weite, die von teils unter-, teils oberhalb der Fahrbahn liegenden Eisenbetonbogen mit steifer Dreigelenkbogenbewehrung überspannt werden. Das Nordende der Brücke wird von zwei etwa 10 m frei gespannten Trägern gebildet, während sich am südlichen Ufer eine Bogenöffnung von 28 m und 16 Balkenträger aus Eisenbeton mit steifer Bewehrung in Längen von 10,5 bis 15,8 m anschließen. Der Fluß hat eine Breite von 210 m und eine größte Tiefe von rd. 15 m. Das Nordufer besteht aus gutem felsigem Baugrund, hingegen das etwas tiefer gelegene südliche Ufer aus aluvialen Bodenschichten. Im Flußbett liegt der felsige Untergrund etwa 30 m unter dem Flutwasserspiegel.

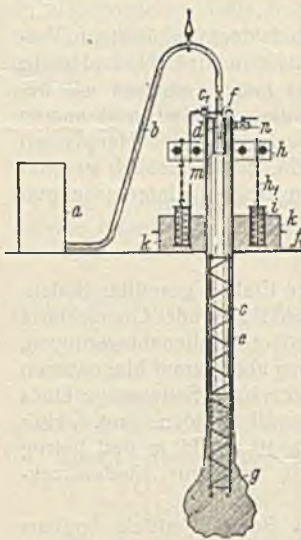
Die beiden Flußpfeiler (3 und 4) stehen je auf zwei zylindrischen Eisenbetonbrunnen von 8,5 m Durchmesser. Der Pfeiler am Südufer (5. Pfeiler) ruht auf zwei Eisenbeton-Senkkasten von 6 × 10,5 m Grundfläche. Diese drei Pfeiler sind auf dem unterliegenden Fels bis zu einer Tiefe von 33 m unterhalb des Flutwasserspiegels gegründet. Die Pfeiler der Endöffnungen haben gewöhnliche Pfahlgründungen.



Abb. 1.

### Patentschau.

**Verfahren zur Herstellung von Preßbetonpfählen.** (Kl. 84 c, Nr. 568 333 vom 21. 11. 1926 von Joseph Hoffmann & Söhne AG in Mannheim.) Zur Ersparnis von Druckluft und um eine ständige Prüfung des Arbeitsvorganges zu erreichen, wird der Baustoff absatzweise nach jeweils vorhergehender Aufhebung des im Vortreibrohr wirksamen Überdruckes mit hoher Geschwindigkeit eingeschleudert.



Von der Vorrichtung *a* zur Mischung und Förderung des Betons durch Druckluft führt der Förderschlauch *b* nach dem freien Ende des Vortreibrohres *c*. Der Schlauch *b* endet in eine Beschickungsdüse *d*, die luftdicht mit der Abschlußkappe *c* des Rohres *c* verbunden ist; im Rohr *c* befindet sich eine Eisenbewehrung *e*; die Düse *d* ist mit einer Mischwasserbrause *f* verbunden; das Wasser wird durch eine Leitung *f'* zugeführt; ein Hahn *n* dient zur Entlüftung des Vortreibrohres. Durch den Förderschlauch *b* wird zunächst bei geschlossenem Hahn *n* von *a* aus Druckluft in das Vortreibrohr eingedrückt, wodurch das Grundwasser aus dem Pfahlloch und seiner Umgebung verdrängt wird. Sodann öffnet man den Hahn *n*, setzt eine gewisse Betonmenge in *a* ein, die durch Druckluft durch den Schlauch *b* in das Pfahlloch eingeschleudert wird, wobei in der Düse *f* das erforderliche Anmischwasser aus der Leitung *f'* zugesetzt wird. Sodann wird der Hahn erneut geschlossen

und wieder Druckluft in das Pfahlloch eingeführt. Dieses Verfahren wiederholt sich bis zur vollständigen Herstellung des Pfahles. Durch den Überdruck der Preßluft wird gleichzeitig das Vortreibrohr hochgetrieben. Mit dem Vortreibrohr durch Federn *i* und Ketten *h*, verbundene Gewichte *K* verhindern das plötzliche Aufsteigen des Vortreibrohres.

### Personalmeldungen.

**Preußen.** Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Bode vom Wasserbauamt Wesel nach Bernburg (Anhalt) als Vorstand des Kanalbauamts dortselbst, der Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Schiller (bisher beurlaubt zum Reichsverkehrsministerium) nach Münster i. W. als Vorstand des Neubauamts daselbst.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind zur dienstlichen Verwendung überwiesen worden: die Regierungsbaumeister (W.) Friedrich Poppe dem Wasserbauamt in Tönning, Adalbert Rollmann dem Neubauamt in Meppen, Walter Krämer dem Kanalbauamt in Halle a. S.

Das Ende Januar 1931 aufgelöste Kanalbauamt in Bernburg (Anhalt) ist für die Kanalisierung der unteren Saale wieder eingerichtet worden.

**INHALT:** Neues von der Druckluftgründung. — Bau der Adolf-Hitler-Brücke am Landgericht zu Oppeln. (Schluß.) — Studie zu einem Hydro-Erdbau. — Vermischtes: Neue Grey Street-Brücke in Brisbane, Australien. — Neues Dock in Saint-Nazaire. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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



Abb. 2.

Die Grundbauten der Pfeiler 3, 4 und 5 wurden auf künstlichen, innerhalb von Spundwandumgrenzungen aufgefüllten Inseln ausgeführt, in die die Senkkasten unter Luftdruck abgesenkt wurden. Die Einschleusung der Arbeiter geschah unter erheblicher Steigerung des Druckes in den aufeinanderfolgenden Zeitabschnitten.

Die Hauptöffnungen werden je von zwei dicht über dem Wasserspiegel ansetzenden Bogen überspannt. Ihre steife Bewehrung ist aus Fachwerkbogen mit Scheitelpunkten gebildet, wie aus Abb. 2 ersichtlich. Die Stahlbögen wurden bei der Montage aus Stücken von 11 t Gewicht auf Holzunterstützungen zusammengesetzt und zum Schluß mit Hilfe von Rückhalteseilen im Scheitel geschlossen. Die Schalung der Bogen für das Ausbetonieren wurde an der steifen Bogenbewehrung angehängt. Zs.

Das neue Dock in Saint-Nazaire, an dem Jahre gebaut wurde, ist, wie Tekn. Ukeblad vom 2. November 1933 mitteilt, jetzt fertiggestellt. Es wurde angelegt, um Dampfer von den Abmessungen der im Bau befindlichen „Normandie“ docken zu können, und ist 350 m lang und 53 m breit. Die Baukosten beziffern sich auf etwa 80 Mill. Franken.

Die größten Docks der Welt sind:

	Länge	Breite
IJmuden . . . . .	400 m	50 m
Saint-Nazaire . . . . .	350 "	53 "
Wellandkanal (USA.) . . . . .	406 "	25 "
Panamakanal . . . . .	305 "	33,5 "

N. B.