

# DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 16. Juni 1936

Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Schleppzugschleuse in der Weser bei Hameln.

Von Regierungsbaurat Wilhelm Schmidt, Vorstand des Neubauamtes für die Kanalisierung der Mittelweser, Minden i. W.

Die als Schleppzugschleuse ausgebildete neue Weserschleuse bei Hameln, die am 21. September 1933 durch den Herrn Reichsverkehrsminister dem Verkehr übergeben wurde, dient zur Überwindung einer bei Stromkilometer 135 der Weser befindlichen Stauanlage, die durch feste Überfallwehre in den beiden Armen einer Stromteilung im Stadtgebiet Hameln gebildet wird. Die Stauanlage ist nach alten Chroniken schon im 11. Jahrhundert errichtet worden. Den Kern der Wehrkörper bildet noch heute eine Holzkonstruktion, die im Laufe der Zeit vielfach ausgebessert und erst Ende des verflossenen Jahrhunderts durch Vorbau eines massiven Betonkörpers gesichert worden ist. Seit jeher war die Stauanlage ein Hindernis für die Entwicklung der Schifffahrt in dem sonst freien Laufe der Oberweser. In früheren Jahrhunderten konnten die Schiffe das Wehr nur durch eine Freiarbeite am rechten Weserufer überwinden. Hierbei gingen viele Fahrzeuge verloren; um die Ladung nicht auch aufs Spiel zu setzen, schaffte man diese auf dem Landwege um das Wehr herum. Dieses Verfahren brachte der Bürgerschaft eine langgewohnte Einnahme, auf die sie ungern verzichtete. Erst im Jahre 1734 fand sie sich daher bereit, dem untragbaren Zustande durch einen Schleusenbau abzuhelfen. Die Entwicklung der Dampfschiffahrt führte in den Jahren 1870/71 zu einem Ersatzbau, einer gegenüber der ersten etwas vergrößerten, noch heute bestehenden einfachen Kamerschleuse, die in der Lage der ersten schräg durch die zwischen den Wehren liegende Insel, den sogenannten Werder, geführt wurde (Abb. 1). Auch die anfänglichen Abmessungen dieser Anlage erwiesen sich sehr bald als zu gering. Man verlängerte die Kammer, indem man das Untertor in den unteren Vorhafen verlegte, und vertiefte sie durch Herausstemmen einer 50 cm hohen Lage des Sohlenbetons.

Nicht zuletzt infolge dieser einschneidenden Maßnahme begann die Schleuse schon vor dem Weltkriege baufällig zu werden. Eine Erneuerung wurde unabwendbar. Trotz der schlechten finanziellen Lage des Reiches wurde daher im Jahre 1926 der jetzt fertiggestellte Neubau beschlossen. Gefördert wurde der Entschluß durch die Tatsache, daß die Abmessungen der alten Schleuse den heutigen Verhältnissen erneut nicht mehr entsprachen und mit den ungünstigen Zufahrtverhältnissen jede Weiterentwicklung der Schifffahrt hemmen mußten. Durch die geringen Maße von 61,5 m nutzbarer Länge, 11,10 m Breite und eine sehr hohe Drempel-lage war den breiteren Schleppern und den 600- bis 750-t-Kähnen, die sich in Anpassung an die sonstigen Stromverhältnisse als Normalgrößen herausgebildet haben, der Aufstieg in das Stromgebiet oberhalb Hamelns vollständig verwehrt. Die schlechten Ein- und Ausfahrtverhältnisse beeinträchtigten die Leistungsfähigkeit der Anlage derart, daß sie kaum den bisherigen geringen Verkehr von etwa 400 000 t im Jahre zu bewältigen vermochte. Besonders die Einfahrt vom Oberwasser her war sehr unständig und zeitraubend (s. Abb. 1). Die in der Regel einzeln zu Tal kommenden Kähne mußten schon bei mittlerer Wasserführung oberhalb der Straßenbrücke am rechten Ufer festmachen, um dem oberen Wehre nicht zu nahe zu kommen, sich dann bis unter die Brücke absacken lassen und weiter an Trossen nach dem Werderufer übergieren, um die Schleuseneinfahrt zu gewinnen. Nach dem Übergieren mußten tiefer beladene Kähne oft, wenn das Heck bereits an der Mauer am Werder lag, mit dem starr im Stromstrich nach dem Unterwehr gerichteten Bug durch Winden herangeholt werden; hier lagen sie dann unmittelbar vor dem Turbineneinlauf der Wesermühle, wo sie häufig durch den Sog des Gerinnes so festgehalten wurden, daß sie erst nach Stillsetzen der Mühle wieder freikommen und in die Schleuse getreidelt werden konnten. Nicht viel besser ging es mit der Ausfahrt in das Oberwasser. Die Kähne eines Schleppzuges nahmen einzeln den geschilderten Weg in

umgekehrter Richtung und sammelten sich am rechten Flußufer unterhalb der Brücke, um hier nach dem Durchschleusen des Schleppers von diesem der Reihe nach zur Weiterfahrt wieder aufgenommen zu werden.

### 1. Anordnung der Schleuse.

Mit dem Neubau mußten diese Schwierigkeiten umgangen werden. Das gelang nicht, wenn, wie anfangs beabsichtigt war, die Schleuse neben der alten durch den Werder geführt wurde. Die Fahrverhältnisse hätten sich dabei eher verschlechtert als verbessert. Der Vorteil, daß hier staatliches Gelände kostenlos zur Verfügung stand, mußte unausgenutzt bleiben. Als einzige Stelle für die neu zu erbauende Schleuse kam, da das rechte Ufer ganz bebaut ist, nur das linke Ufer in Frage.

Auch hier war keine in allen Teilen befriedigende Lösung zu finden. Die Achse des neuen Schifffahrtweges ließ sich nur in gewundener S-Form durchführen, bei der die Schleuse selbst in einer Krümmung von 1500 m Halbmesser liegt (s. Abb. 1). Auf Vorhäfen mußte so gut wie ganz verzichtet werden; vollends bei der oberen Einfahrt, die nur durch eine 80 m lange Leitwand gegen den Strom geschützt ist. Die Zufahrt bleibt hier

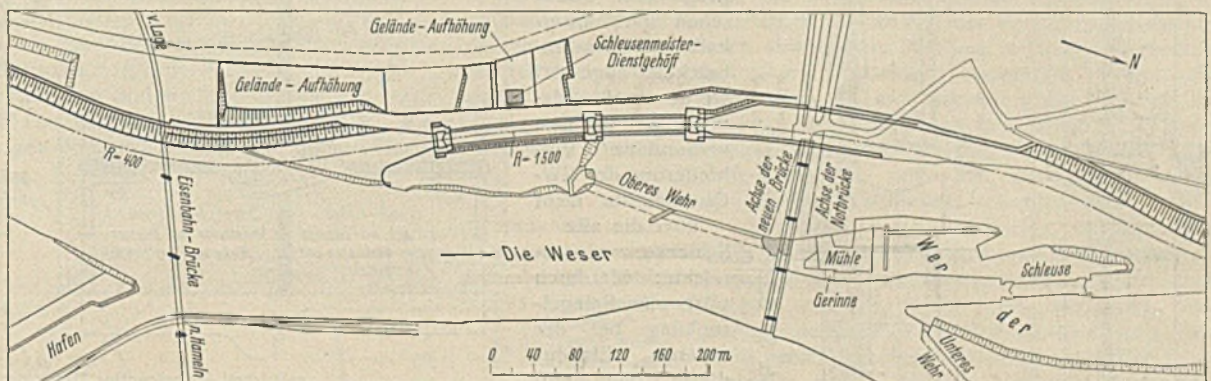


Abb. 1. Lageplan der Schleppzugschleuse Hameln.

besonders ungünstig, weil sie erst unterhalb der Eisenbahnbrücke in einer scharfen Linkskurve von nur 400 m Halbmesser aus dem Strom abzweigt und die Übersicht über die Schleuse erst in der Nähe der Brücke frei wird. Dieser Übelstand konnte nur durch Zuhilfenahme eines Tageslichtsignals an der Eisenbahnbrücke gemildert werden, das bei gesperrter Einfahrt eingeschaltet wird, um zu Tal kommende Fahrzeuge zum Festmachen an dem als Liegestrecke ausgebauten Ufer oberhalb der Eisenbahnbrücke zu veranlassen. Ein Einschwenken in das linke Vorland war nicht zugänglich; es hätte den Umbau der Eisenbahnbrücke und die Besetzung mehrerer Villen erfordert, d. h. erhebliche Mehrkosten verursacht und wäre wegen des nahen Berghanges doch nur begrenzt möglich gewesen, so daß die Übersicht immer unvollkommen geblieben und auch ein Vorhafen von nennenswerter Länge nicht gewonnen wäre. Durch den Wegfall des oberen Vorhafens wird der eine Vorteil gewonnen, daß die Schiffe bei kleinen Wasserständen unmittelbar von der Schleuse nach dem gegenüberliegenden Hafen hinüberfahren können, und umgekehrt; zur Begünstigung dieses Verkehrs ist die Einfahrtleitwand entsprechend schräg gestellt.

Auf den ersten Blick mochte es naheliegend erscheinen, das Schleusenbauwerk weiter talwärts zu verschieben, so daß das Untertor in die Achse der Straßenbrücke fiel und zur Überführung der Brücke benutzt wurde, wobei dann gleichzeitig ein oberer Vorhafen von immerhin etwa 100 m Länge gewonnen worden wäre. Das erlaubten jedoch die Hochwasserverhältnisse nicht. Die Querschnittsminderung durch den HW-freien Einbau der Schleuse mußte einen Aufstau zur Folge haben, der sich bei dieser Anordnung nicht beseitigen ließ. Auch in seiner jetzigen Lage erzeugt das Schleusenbauwerk einen HW-Stau. Er wird jedoch durch Verbesserung der Vorflut an der Engstelle der Straßenbrücke wieder aufgehoben. Die Trennmauer zwischen dem unteren Vorhafen und der Weser ist nur 20 cm über HSchW hochgeführt und wird bei HHW fast 3 m hoch überströmt. Dadurch wird der untere Vorhafen schon oberhalb der Brücke zur HW-Abführung herangezogen und an der Engstelle eine



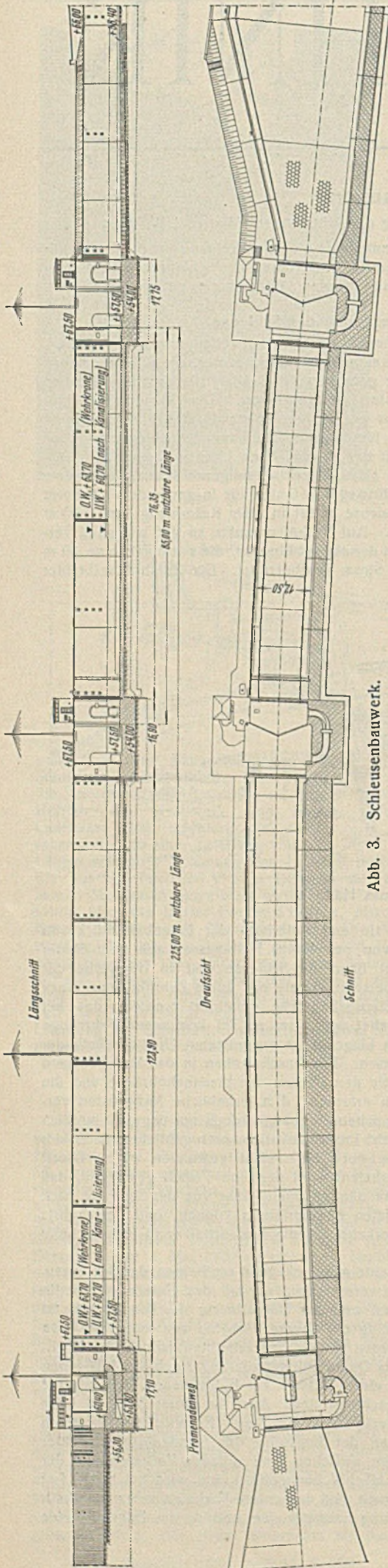


Abb. 3. Schleusenbauwerk.

so fühlbare Spiegelsenkung herbeigeführt, daß nicht nur der stauende Einfluß des Schleusenbauwerks ausgeglichen, sondern darüber hinaus im ganzen Zuge der Neuanlage eine geringe Senkung erzielt wird.

Auch die Entwicklung der unteren Schleusen-zufahrt war nicht in der wünschenswerten Breite und Länge möglich. Wegen der wertvollen Wohngrundstücke ober- und unterhalb der Straßenbrücke verbot sich ein weiteres Hineingehen in das Vorland. Um den verfügbaren Raum möglichst auszunutzen, mußte schon eine kostspielige hohe Ufermauer vor den verbleibenden Grundstücken aufgeführt werden (Abb. 2).

Gleichwohl verbleibt nur eine Zufahrtbreite von 30 m. Ebenso war eine Verlängerung des hafens nicht möglich, weil der Übergang zum Strom schon kurz unterhalb der Straßenbrücke angesetzt werden mußte, damit die mit ihm verbundene Verbleterung des NW-Querschnitts nicht über die alte Schleuse hinausreichte; hierdurch wäre eine Spiegelsenkung bei der unteren Einfahrt dieser Schleuse entstanden, die bei der hohen Lage des Unterdrempels auf keinen Fall zugelassen werden durfte.

Die Schleuse hat 225 m nutzbare Länge und 12 m nutzbare Breite. Diese Maße sind den Richtlinien entlehnt, die kurz vor Beginn des Schleusenbaues für die Aufstellung von Vorentwürfen für eine Kanalisierung der Oberweser festgelegt waren. Zur Zeit wäre wohl eine einschiffige Schleuse ausreichend gewesen. Sie hätte jedoch bei Verwirklichung der Kanalisierungspläne wo möglich schon in Kürze vergrößert werden müssen, weil für eine weitere Anlage außer durch den Werder mit ihren geschil-derten Nachteilen kein Raum vorhanden gewesen wäre. Es war daher ratsam, die Schleuse gleich als Schleppzugschleuse auszubauen und auch ihre Betriebseinrichtungen so leistungsfähig zu machen, daß sie als vollwertiges Glied bei einer späteren Kanali-

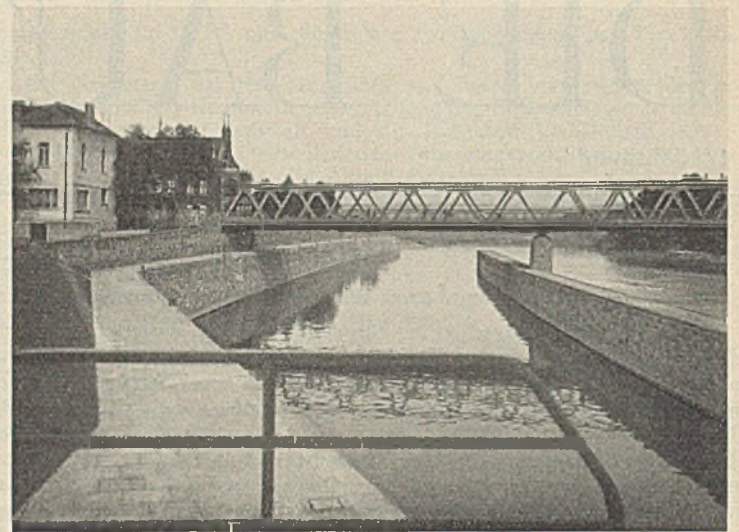
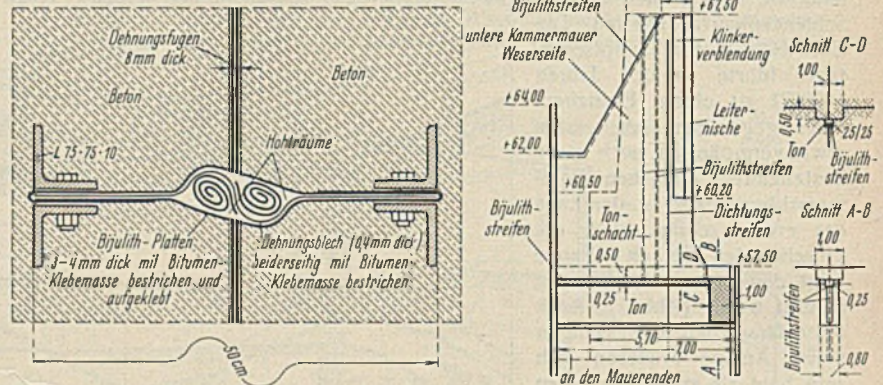


Abb. 2. Unterer Schleusenvorhafen.

sierung bestehen bleiben kann. Die tatsächliche Weite der Schleuse beträgt 12,50 m. Das Mehr von 0,50 m gegenüber dem Nutzmaß ergibt sich als Kurvenerweiterung für das 80 m lange 1000-t-Schiff.

Durch ein Zwischenhaupt ist die Schleuse in eine untere Kammer von 85 m und eine obere von 122 m nutzbarer Länge unterteilt.



gestrichelt = wesenstige Mauer der unteren Kammer.  
Abb. 4. Dichtung der Dehnungsfugen der Kammermauern.

Der Oberdrempel liegt mit NN + 60,40 3,30 m unter NNOW, der Unterdrempel 3 m unter dem nach den bisherigen Kanalisierungsentwürfen angenommenen hydrostatischen Stau der nächsten Staustufe unterhalb Hamelns. Er liegt mit NN + 57,50 2 m unter jetziger Flußsohle.

Das Schließungsgefälle schwankt zwischen 3,50 m bei NNW und 0,25 m bei HSchw.



Abb. 5. Einbau der Dichtung der Dehnungsfugen.

II. Untergrundverhältnisse.

Die Untergrundverhältnisse waren für die Bauausführung günstig. Unter einer bis zu 5 m mächtigen Auelehmedecke, die in ihren unteren Teilen zum Teil stark verschlickt war, lagerte Kies in 4 bis 5 m Höhe auf felsartigem Keupermergel großer Mächtigkeit. Wenn auch die Lehm- und Kiesschicht in ihrer ursprünglichen Lagerung durch Bauten aller Art,





Abb. 6. Schleuseneinfahrt vom Oberwasser.

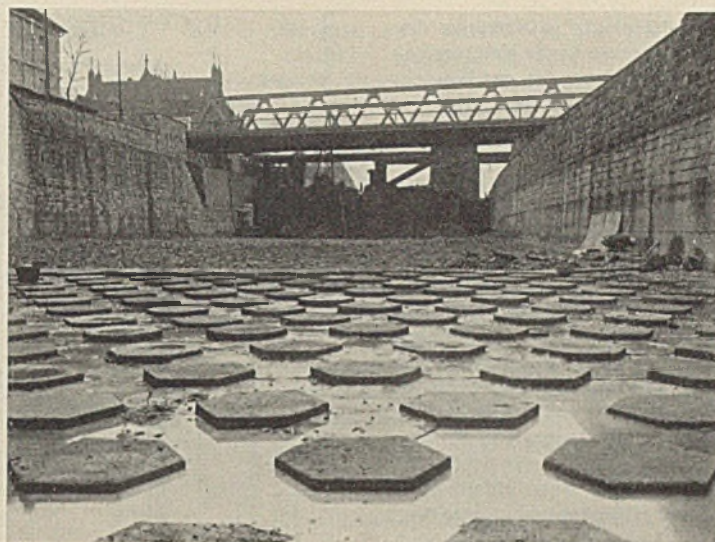


Abb. 7. Sturzbettbefestigung mit Betonprismen und Steinschüttung.

besonders durch alte Befestigungsanlagen des früheren Brückenkopfes und durch Uferbauten erheblich gestört waren, so erschwerte dies nur den Aushub; die Sohle der Bauwerke ruht überall auf ungestörtem Grunde, die Mauer des unteren Vorhafens auf festgelagertem Kies, das Schleusenbauwerk in der Mergelschicht.

### III. Schleusenkörper.

Beim Schleusenbauwerk (Abb. 3) sind die Häupter als starre Halbrahmen mit kräftiger Eisenbewehrung ausgebildet. Zur Bewehrung der Sohlen sind in Anlehnung an Ausführungen bei den Schleusen des Lippeseitenkanals dichtgestellte Eisenfachwerke benutzt, die neben günstigen Querschnittsverhältnissen den Vorzug bequemen Einbaues bieten.

Der Kammerquerschnitt ist in zwei Schwergewichtmauern mit dazwischengelegter 1 m hoher Betonsohle aufgelöst.

Zur Verhütung von Temperaturrissen sind die Schleusenmauern durch Dehnungsfugen in Einzelblöcke von 15 bis 16 m Länge unterteilt. Die Fugen sind durch querestellte gewellte Tekutableche von 0,4 mm Dicke

mit Bitumenummüllung nach Abb. 4 u. 5 gedichtet. Die Ausführung stellt einen neuen Versuch zur Lösung der Frage der Fugendichtung dar und hat sich bisher bewährt. Die Dichtung steht senkrecht in der Mauer und reicht bis Unterkante Bauwerk; sie soll den seitlichen Durchtritt des Wassers verhindern. Die Verbindung des Grundwassers mit der Kammer durch die aufsteigenden Fugen wird durch waagerechte Tonkerne unterbrochen, die beiderseits an die Tekutableche anschließen und bis an die Spundwände reichen. Bei der außen freistehenden rechten Mauer der unteren Kammer ist zur Sicherheit für den Fall des Versagens der Tekutadichtung neben dieser noch eine weitere Dichtung in Gestalt eines senkrechten bis zu der waagerechten Tondichtung reichenden Tonkerns eingebaut. Bei den Kammersohlen ist zum Schutze gegen Auftrieb bei Trockenlegung die Verbindung der Kammer mit dem Grundwasser durch senkrechte Tonrohre offengehalten. Die Tonrohre sind mit Kies filterartig angefüllt und mit durchlöchernten eingeschraubten Tondeckeln verschlossen.

Die inneren Schleusenwände sind mit 1 1/2 Stein dickem Klinkermauerwerk mit rückwärtigen senkrechten schwalbenschwanzförmigen Verzahnungen von 1 1/2 Stein Dicke verkleidet. Die Kammermauern sind im Gegensatz zu den senkrecht gehaltenen Häupterwänden mit Anlauf 1:100 versehen, um zu verhüten, daß die Mauern sich bei etwaigem Setzen des Mauerfußes über die Sollflucht hinüberneigen. Die etwas vorspringenden Ecken der Häupter sind mit 2 cm dicken Stahlgußkanten bewehrt; die oberen Kanten der Schleusen haben einen gußeisernen geriffelten Kantenschutz mit Wulst in Kammerwandflucht erhalten. Die Einfahrtecken sind mit eichenen Reibhölzern gepolstert.

Die obere Schleusenzufahrt ist trichterförmig mit beiderseitigen verankerten Leitwerken aus gekupferten Larsseneisen mit flußeisernem Kantenschutz eingefast (Abb. 6). Die Sohle zwischen den Leitwerkwänden ist auf eine Strecke von 25 m oberhalb des Oberhauptes mit einer 60 cm hohen Betonplatte versehen, das untere Sturzbett in der gleichen Ausdehnung mit 1 m hohen sechseckigen Betonprismen. Einzelne dieser Betonprismen sind 10 cm über die Sturzbettoberfläche hochgezogen, um die Energievernichtung zu fördern (Abb. 7).

### IV. Füllung und Entleerung.

Das Füllen und Entleeren der Schleusenkammern geschieht durch kurze Umläufe in den Häuptern mit Rollkellschützverschlüssen. Beim Mittel- und Unterhaupt sind die Umläufe auf kürzestem Wege im Halbkreise um die Torflügel herumgeführt. Beim Oberhaupt dagegen wird das Füllwasser von der Tornische aus zunächst durch steil abfallende spiralförmig nach oberstrom drehende Umlaufschläuche einem Beruhigungsraum unter dem Torkammerboden zugeführt und von hier aus unter dem Drempel hervor in sanfter

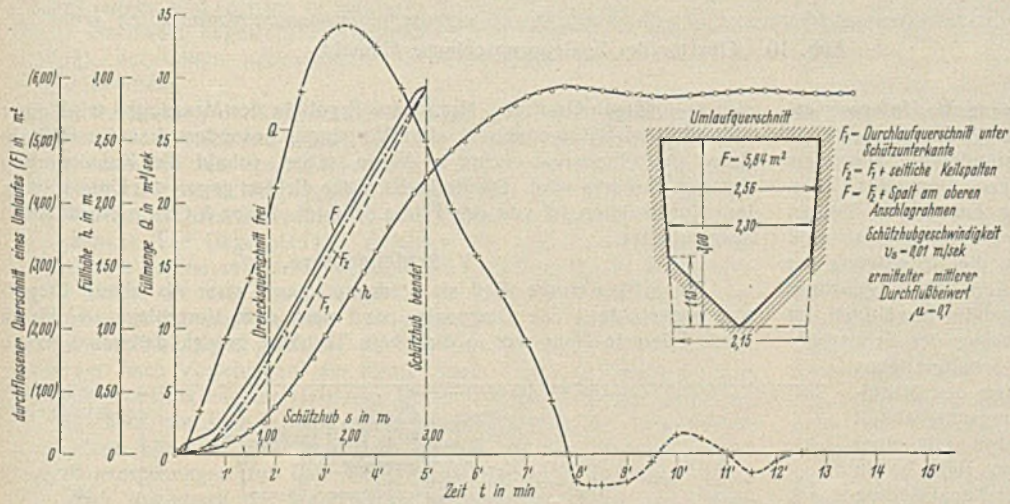


Abb. 8. Gemessener Füllvorgang bei Füllung der ganzen Schleuse durch das Oberhaupt.

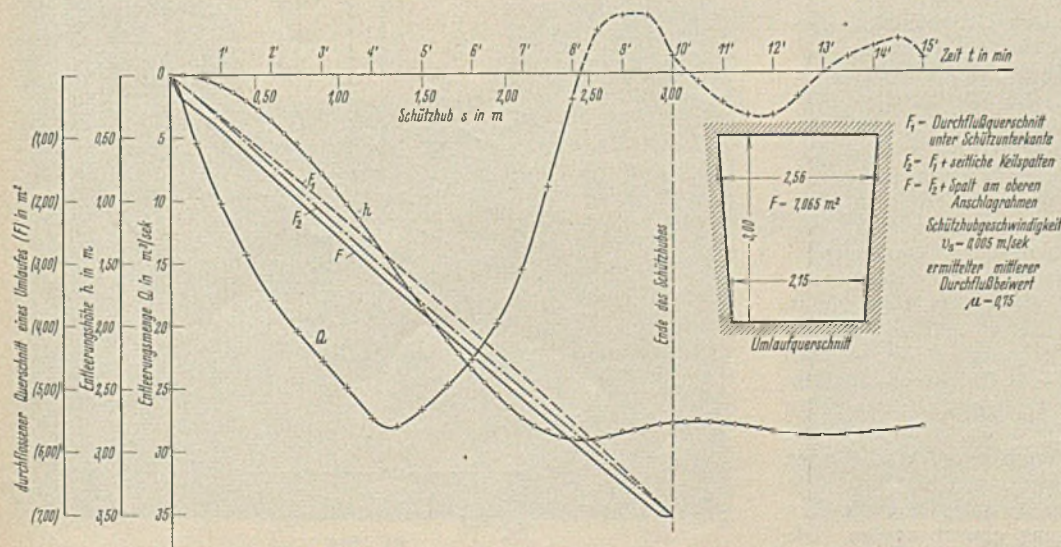


Abb. 9. Gemessener Entleerungsvorgang bei Entleerung der ganzen Schleuse durch das Unterhaupt.



Aufwärtslenkung in Richtung der Schleusenachse in die Kammer geleitet. Bei dieser Art der Wasserführung dürfte nach bekannten Erfahrungen auch bei hohen Füllmengen eine ruhige Lage der Fahrzeuge erwartet werden, vorausgesetzt, daß die Füllung allmählich eingeleitet und in der Zu- und Abnahme der Zuflusssmengen plötzliche Änderungen, die das Auftreten rücklaufender Wellen begünstigen, vermieden wurden. Erreicht wurde das erste durch den bekannten Dreieckverschluss, das zweite durch gleichmäßigen, sehr langsamen Schützhub, bei dem die volle Schützöffnung erst auf dem abfallenden Ast der Füllmengenzeitkurve frei wird. Der langsame Schützhub ist auch beim Mittel- und Unterhaupt angewandt, der Dreieckverschluss jedoch beim Unterhaupt weggelassen, weil er für die hier allein in Frage kommenden Entleerungsvorgänge bedeutungslos ist. Bei der Ausbildung der Fülleinrichtung des Oberhauptes dürfte im Hinblick auf die ruhige Lage der Schiffe in der Schleuse die Höchsthöhe unbedenklich auf  $40 \text{ m}^3/\text{sek}$ , wenn nicht mehr angesetzt werden. Eine so starke Wasserentziehung aus dem Oberwasser erschien jedoch zur Zeit bei kleiner Wasserführung der Weser nicht zulässig, weil die dadurch hervorgerufene Spiegel-senkung zu einer Verringerung oder zeitweiligen Unterbrechung des Wehrüberfalles führen und eine schädliche Senkung des Unterwassers nach sich ziehen mußte. Die bei Kleinwasser zulässige Entnahmemenge wurde auf  $20 \text{ m}^3/\text{sek}$  geschätzt. Bei höheren Wasserständen und besonders für den Fall der Kanalisierung, bei der die Gefahr der Senkung des Unterwassers entfällt, war aber wieder eine Steigerung erwünscht. Beiden Möglichkeiten ist dadurch Rechnung getragen, daß die Umläufe so groß bemessen wurden, daß sie unter Beachtung der an die Beendigung der Schützbewegung gestellten Bedingungen auch bei Annahme ungünstiger Wirkungsgrade mit Sicherheit  $40 \text{ m}^3/\text{sek}$  bei Höchstgefälle bewältigen, im übrigen aber die Durchflusssmengen durch Veränderung der Schützhubgeschwindigkeiten mit Hilfe eines besonderen Schaltgetriebes geregelt werden können. Die Höchstdurchflußmenge des Mittelhauptes ist auf  $20 \text{ m}^3/\text{sek}$  angesetzt. Eine Steigerungsmöglichkeit erschien hier nicht erforderlich, weil das Schleusen mit einer Einzelkammer im allgemeinen nur bei schwachem Betriebe in Frage kommt. Beim Unterhaupt dürfte schon vor der Kanalisierung eine Höchstmenge von  $40 \text{ m}^3/\text{sek}$  zugelassen werden. Da alle diese Durchflußmengenwerte immerhin roh gegriffen waren und auch eine genaue Berechnung der hierzu nötigen Umlaufgrößen und Schützhubgeschwindigkeiten wegen unzureichender Kenntnis der Wirkungsgrade, besonders bei der neuartigen Umlaufführung beim Oberhaupt, nicht möglich war, ist, um alle Möglichkeiten einer späteren Regelung zur Erzielung der praktisch erreichbaren Höchstleistungen offenzuhalten, in allen Schützantrieben ein Vorgelege 1:1 eingebaut, das gegebenenfalls gegen andere Übersetzungsverhältnisse zwischen 3:1 und 1:3 ausgewechselt werden kann. Zur Nachprüfung der Berechnungsannahmen wurden nach Inbetriebnahme der Schleuse Messungen vorgenommen, die für das Ober- und Unterhaupt das in Abb. 8 u. 9 dargestellte Ergebnis hatten. Die Versuche sind bei einem Gefälle von 2,90 m durchgeführt. Bei dem Höchstgefälle von 3,50 m werden die sekundlichen Höchstwassermengen den der Berechnung zugrunde gelegten Werten noch näherkommen. Die Schützhubdauer von 5 min beim Oberhaupt entspricht der Stellung des Schaltgetriebes auf größte Geschwindigkeit. Die Messungen konnten mangels mehrerer selbstschreibender Pegel nur in Kammermitte vorgenommen werden. Das aus den Aufzeichnungen ersichtliche lange Pendeln der Wassermengen nach dem Ausspiegeln tritt praktisch nicht fühlbar in Erscheinung, da im Augenblick der Ausspiegelung die Tore bereits geöffnet und die Fahrzeuge in Bewegung gesetzt werden. Die Schleusungsvorgänge verlaufen sehr ruhig, und die Trossenkräfte halten

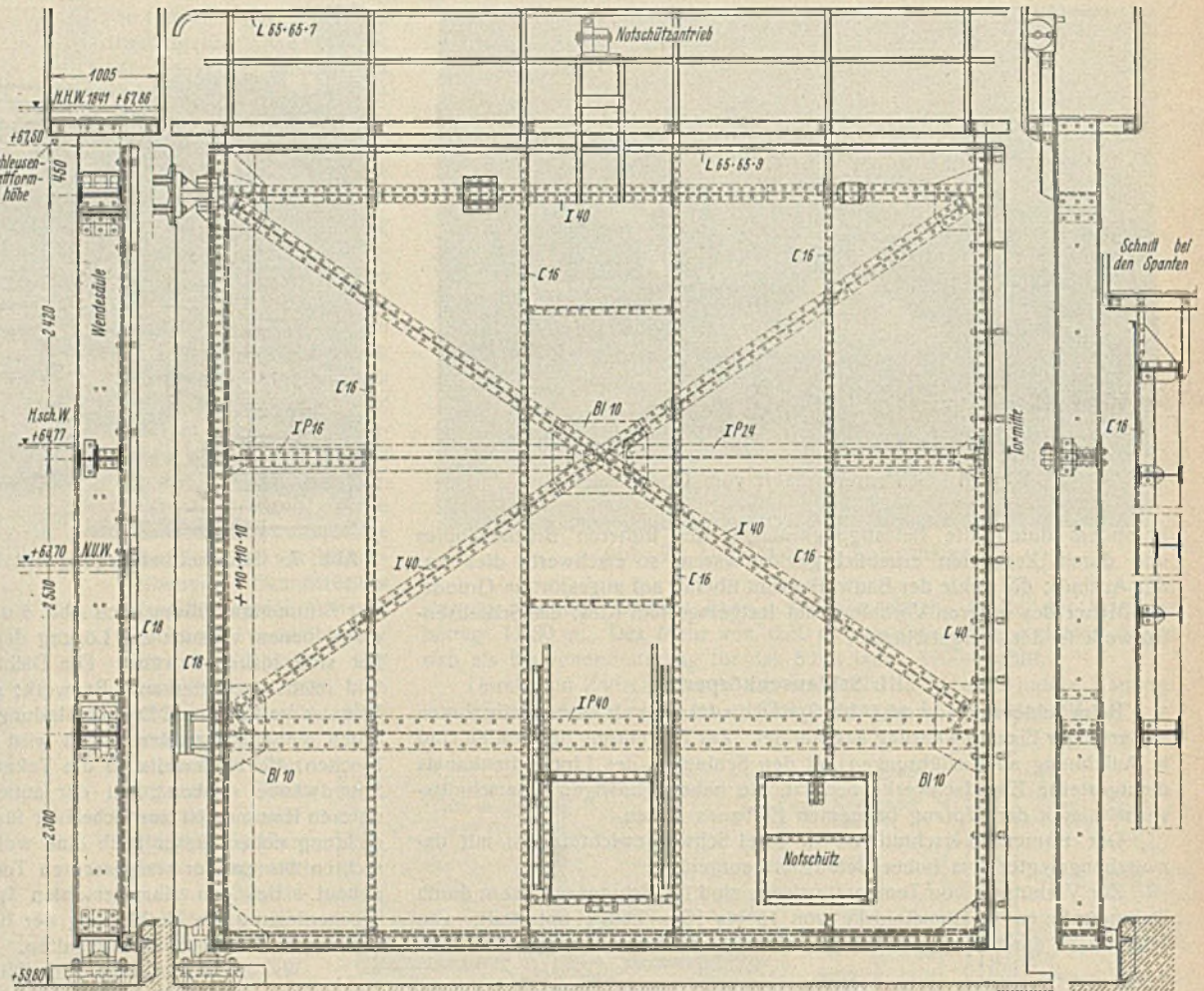


Abb. 10. Obertor der Schlepplugschleuse Hameln.

sich in mäßigen Grenzen. Nach dem Ergebnis der Messungen wird einer wesentlichen Beschleunigung aller Vorgänge, besonders bei der Füllung durch das Oberhaupt nichts im Wege stehen, sobald die Kanalisierung durchgeführt sein wird. Die Rollkellschütze dichten gegen das Unterwasser. Ihre Konstruktion ist von der Firma Schmidt, Kranz & Co. in Nordhausen ausgearbeitet.

#### V. Schleusentore.

Die Schleusentore sind als Stemmtore, und zwar als ebene Riegel-tore ausgebildet. Die Diagonalen sind nach dem Vorschlage der Firma Louis Eilers in Hannover in die obere Torhälfte gelegt, dadurch wird die

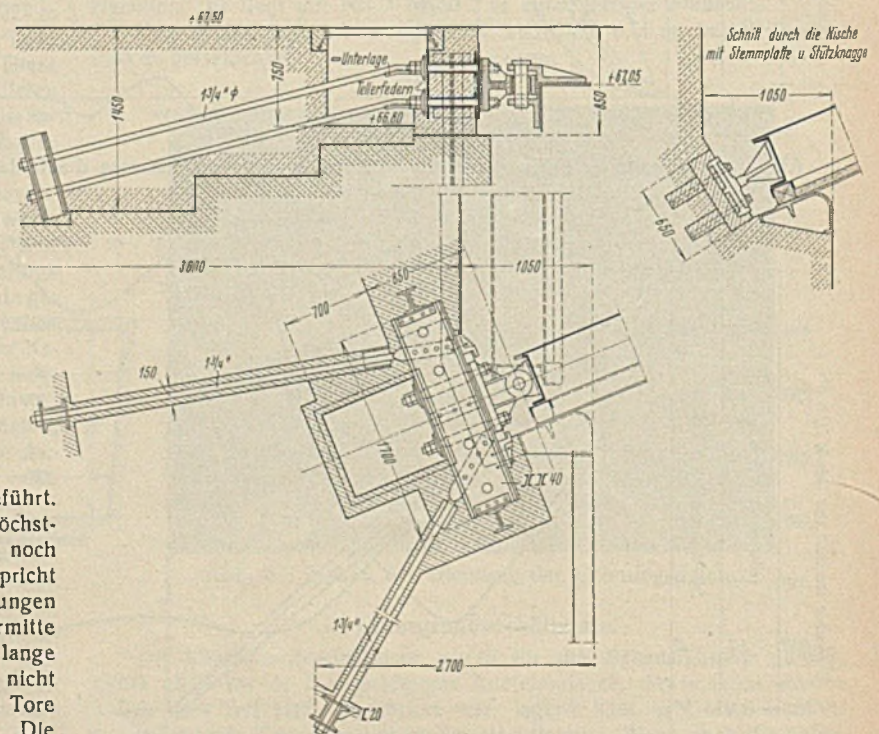


Abb. 11. Halsverankerung der Schleusentore.



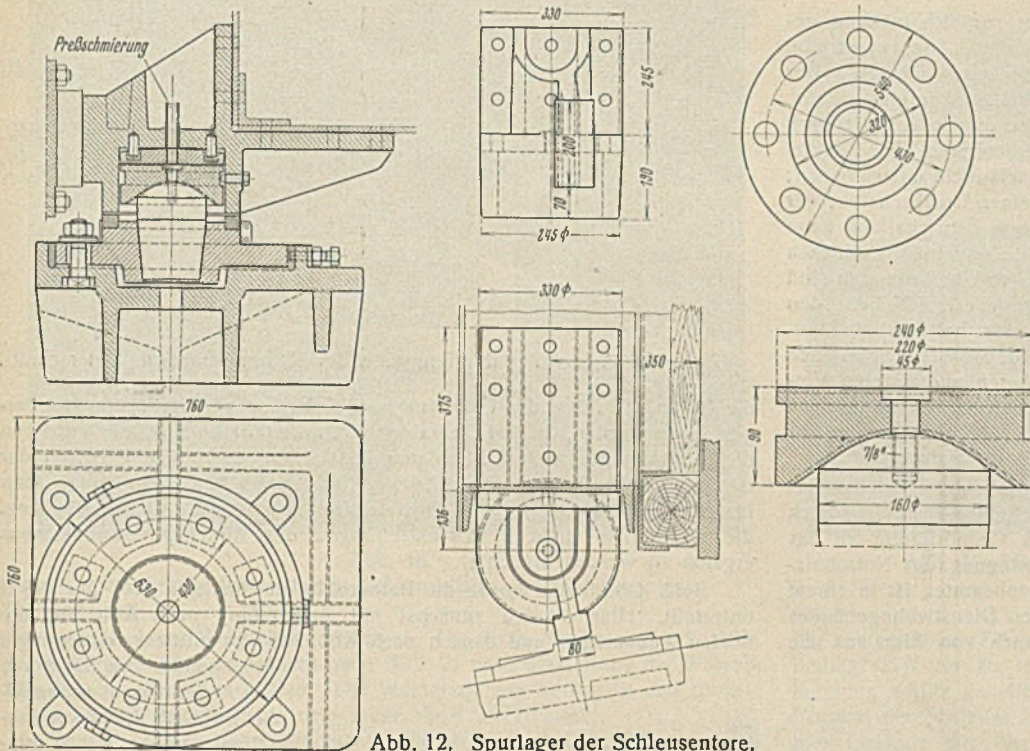


Abb. 12. Spurlager der Schleusentore.

Konstruktion sehr einfach; denn es fällt jede Durchdringung der Diagonalen mit den Riegeln fort, die hier nur in den unteren Teilen der Tore erforderlich sind, weil bei höheren Wasserständen fast kein Gefälle mehr vorhanden ist. Die Bauweise bedingt eine angemessen steife Ausbildung der Wendesäulen, damit keine Durchbiegung infolge der in der Mitte der Wendesäulen angreifenden waagerechten Kräfte der Diagonalen eintritt, die zu verstärkter Reibung und vorzeitigem Verschleiß der Stemmknaggen und -platten in mittlerer Torhöhe führen würde. Die zu diesem Nachweis angestellten Vorberechnungen sind durch Messungen bestätigt, bei denen nachweisbare Durchbiegungen nicht festgestellt werden konnten.

Die Ausbildung der Tore und ihrer Lager zeigen Abb. 10 bis 12. Des Hinweises wert erscheint beim Spurlager die Durchbildung der Spurzapfen. Ihre auf dem Spurzapfen ruhende Kalotte ist seitlich dachförmig verbreitert mit einer Neigung, die so errechnet ist, daß bei stärkeren Seitenkräften, die den Spurzapfen überbeanspruchen würden, z. B. infolge Einklemmens von Gegenständen zwischen Tor und Toranschlägen, das Tor auf dem Zapfen seitwärts aufsteigt und nach Beseitigung des Hindernisses wieder in die richtige Lage rückt, falls nicht überhaupt schon vorher die Rutschkupplung der Antriebsmaschine in Tätigkeit tritt. Im Halszapfen ist ein Spiel gelassen, das die Hebung des Tores zuläßt. Die wiederum nach Vorschlägen der Firma Louis Ellers in Hannover ausgebildete Konstruktion der Halslager weicht von dem Üblichen sehr ab. Ein Lagerbock am Tore ist mit einem Gegenbock an der Wendenscheibe durch einen einfachen Drehzapfen verbunden, der zur Fernhaltung von Biegebeanspruchungen im Lagerbock des Tores eine kugelige Buchse trägt. Der Lagerbock der Wendenscheibe ist an einer kräftig verankerten

Traverse mit Tellerfedern nachgiebig verschraubt. Durch Keile kann er seitlich und durch Bleche unter seiner Auflagerfläche in Richtung der Achse des geschlossenen Torflügels justiert werden. Die Konstruktion hat sich bisher bewährt.

#### VI. Ausrüstung und Betriebseinrichtungen der Schleuse.

Die Ausrüstung der Schleuse mit Leitern, Haltekreuzen und Pollern ist aus den Abbildungen zu ersehen. Auf der Ufermauer des unteren Vorhafens ist bei jeder Leiter ein Randpoller angeordnet; bei der Schleuse nur an den Kammerenden und in der Mitte der großen Kammer, da hier wegen der hohen Lage der Plattform in der Regel die Haltekreuze benutzt werden. An den drei Häuptern der Schleuse ist je ein elektrisch betriebenes Spill angebracht. Ein weiteres befindet sich am linken Ufer bei der Eisenbahnbrücke zum Herüberholen von Fahrzeugen vom Hafan bei höheren Wasserständen. Dem gleichen Zwecke dienen zwei unterhalb der Strompfeiler der Brücke gerammte 4pfählige, mit Halteringen versehene hölzerne Dalben.

Zur Beleuchtung der Schleusenanlage sind neben Einzellampen in den Vorhäfen vier hohe Brennstellen über Schleusenmitte angeordnet.

Als Notverschlüsse zum Trockenlegen der Schleuse oder eines einzelnen Hauptes sind Nadelloverschlüsse an der Ober- und Unterwasserseite eines jeden Hauptes vorgesehen. Die Nadellehnen bestehen aus 14,5 m langen P I 60. Zur Verringerung der Durchbiegung aus Eigengewicht sind die Träger auf zwei an Kopf und Fuß gelenkig gelagerte Pfosten aus Mannesmannrohren abgestützt. Abb. 13 zeigt den Nadellehnenverschluß in eingebautem Zustande. Als Notverschlüsse für die Umläufe dienen geschweißte Blechtafeln, die in Nischen vor die Umläufe gestellt werden. Zum Trockenlegen ist eine größere Kreiselpumpe für die Kammern und eine kleine fahrbare für die Umläufe beschafft, zum Einsetzen der Notverschlüsse, Herausnehmen und Wiedereinbringen der Rollkellschütze und Rechen bei Ausbesserungen und zum Reinigen sowie zum Transport der Pumpen und Motoren zwei Derrickkrane, die aus tragbaren Einzelteilen bestehen und für deren Aufstellung Fußlager und Rückenhalteanker an allen in Frage kommenden Stellen der Plattform eingebaut sind. Die Ausrüstung der Schleuse wird vervollständigt durch ein Tauchergerät, ein Rettungsboot und eine einfache Bootsschleppe zwischen Wehr und Schleuse.

Die Betriebseinrichtungen der Schleuse werden elektrisch betätigt. Der Strom wird dem städtischen Netze entnommen. Von einer Hauptschalttafel im Dienstraum des Schleusenbeamten zweigt neben den erforderlichen Lichtstromkreisen eine Ringkraftleitung ab, von der an Stromschienen in den Maschinenhäusern der Häupter der Strom für die Tor- und Schützmotoren, die Spille, Lichtsignale und Pumpen abgenommen wird. Die Bewegung der Tor- und Schützmotoren wird durch Steckschlüssel an Schaltern, die auf Steuerschildern an der Wasserseite der landseitigen Maschinenhäuser angebracht sind, eingeleitet. Das Ausschalten geschieht durch selbsttätige Endausschalter. Je zwei gleichartige

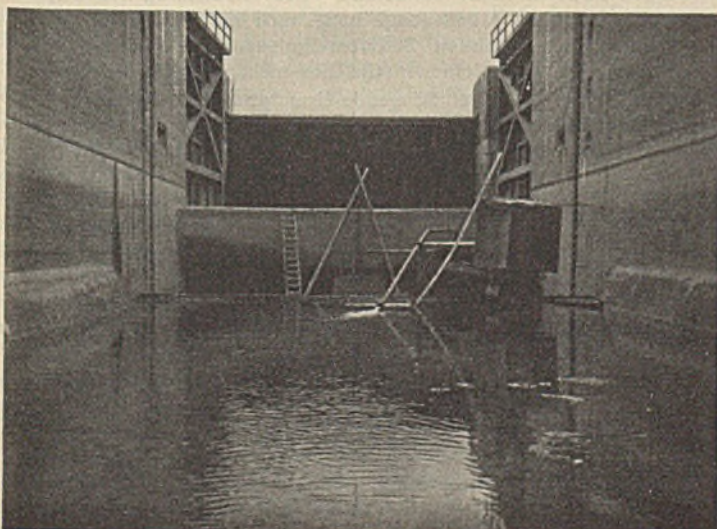


Abb. 13. Oberhaupt mit eingebautem Notverschluß.

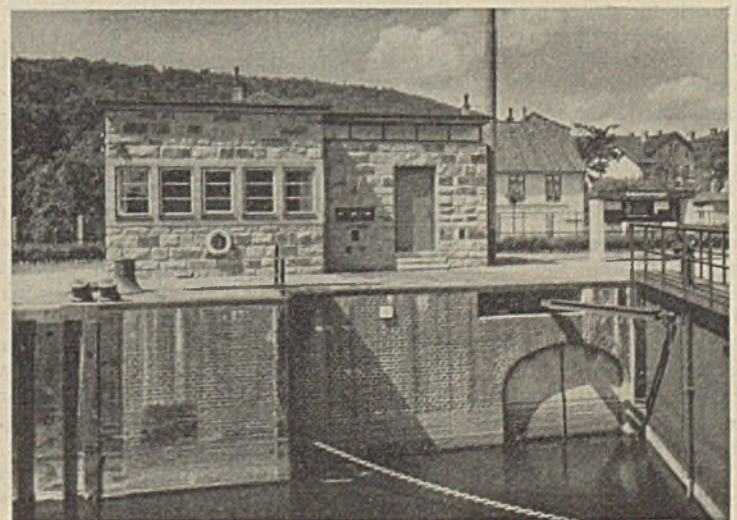


Abb. 14. Landseite des Oberhauptes mit Maschinenhaus und Aufenthaltsraum.



Antriebe der beiden Seiten eines Hauptes werden zugleich in Gang gesetzt, können jedoch auch einzeln geschaltet werden. Die Torantriebe lassen sich nur von dem dazugehörigen Haupte aus bedienen. Der Wärter soll die Torbewegung überwachen. Der Schalter ist so eingerichtet, daß der Schaltsteckschlüssel nicht ohne Unterbrechung oder erst nach Beendigung der Torbewegung herausgenommen werden kann. Die Schützbewegung wird durch das Herausziehen des Schlüssels nicht unterbrochen; sie kann aber notfalls aufgehoben werden durch einen Druckschalter, der durch Andrücken des Schlüssels betätigt wird. Durch Fernschaltung kann von jedem Haupt aus auch die Bewegung der Schütze der beiden anderen Häupter eingeleitet und unterbrochen werden. Gegen Überlastungen sind sämtliche Antriebe durch Rutschkupplungen gesichert. Neben den elektrischen Antrieben sind Handantriebe mit Sicherheitskurbeln vorgesehen. Die Stellung der Schütze wird durch Signalarms an den Maschinenhäusern erkennbar gemacht. Die im oberen und unteren Vorhafen angebrachten Tageslichtsignale werden von den Steuerschildern am Ober- bzw. Unterhaupt aus bedient. Abb. 14 läßt die Anordnungen an dem Maschinenhause der Landseite des Oberhauptes erkennen.

An dieses Maschinenhaus ist ein Aufenthaltsraum für die Bedienungs-mannschaft angebaut. Von hier aus besteht der beste Überblick über Schleuse und Vorhafen. Ein Anbau gleicher Grundrißform an das Maschinenhaus der Wasserseite dient zur Unterbringung der Notschützfafeln, Krane u. dgl. Der Dienstraum des Schleusenbeamten ist in einem Rundbau des als Zweifamiliengebäude ausgebauten Dienstwohngebäudes untergebracht. Der Platz ist so gewählt, daß auch von hier aus die Schleusenanlage möglichst weit übersehen werden kann.

VII. Gründung der Bauwerke.

Die Gründung der Bauwerke zwischen eisernen Spundwänden war bei den angetroffenen Untergrundverhältnissen das Gegebene, wenn der felsartige Keupermergel rammfähig war. Das erwies die Proberammung eines 4 m<sup>2</sup> großen Spundwandkastens, durch dessen Aushub gleichzeitig das Gefüge des Mergels einwandfrei festgestellt werden konnte. Für die Außenumspondung der Baugruben wurde das Larssenprofil III benutzt. Wenn auch an einigen wenigen Stellen beim Eintritt der Bohlen in den Mergel Ausrisse entstanden sind, so war dadurch ein stärkeres Profil doch nicht gerechtfertigt. Die Rißstellen konnten durch Vorgießen einfacher Betonschürzen vollkommen gedichtet werden, nachdem der Wasserzudrang zuvor durch eiserne Rohre abgefangen war, die mit einbetoniert und nach Erhärten der Schürzen durch Holzstopfen verschlossen wurden.

Das zur Umspondung der Kammersohlen verwendete Larssenprofil II hat sich für das Rammen im Mergel als zu schwach erwiesen. Trotz der Länge der Bohlen von nur 7 m waren die Ausrisse sehr zahlreich. Gleichwohl ist durch die Anwendung dieses Profils ein Schaden nicht entstanden; es hat seinen Zweck erfüllt, die Bauausführung zu erleichtern. Durch die Zwischenspundwände wurde der Bauraum des Kammerquerschnitts in drei Teile unterteilt, die nacheinander ausgehoben, ausgesteift und ausgebaut werden konnten, und zwar in der Reihenfolge, daß erst die Außenabschnitte mit den Schwergewichtmauern und danach der mittlere Abschnitt mit der Sohlenplatte fertiggestellt wurde. Hierbei konnte die Aussteifung im Kammerquerschnitt die einfache Form der Abb. 15 erhalten und die kostspielige und störende Ausführung erspart werden, die bei Freilegung der Baugrube in ihrer Gesamtbreite von über 20 m angesichts der auf den Außenspundwänden ruhenden Erd- und Wasserbelastung von 9 bis 11 m Höhe erforderlich geworden wäre. Für die Bauausführung wurde der weitere Vorteil erzielt, daß der mittlere Baugrubenstreifen auf NN + 62,00 für die Dauer der Errichtung der Kammermauern für Krane und Fördergleise benutzt werden konnte (Abb. 16), für die neben der Baugrube kein hinreichender Raum zur Verfügung stand.

Für den Einbau der Häupter, die als einheitliche Blöcke herzustellen waren, bei denen deshalb keine bleibende Unterteilung wie bei den Kammern in Frage kam, wurde nach Abb. 17 u. 20 verfahren. Beim Mittel- und Unterhaupt wurde der Bauraum unterhalb der freitragenden Höhe der Außenspundwände durch Hilfswände aus Spundwandabfällen,

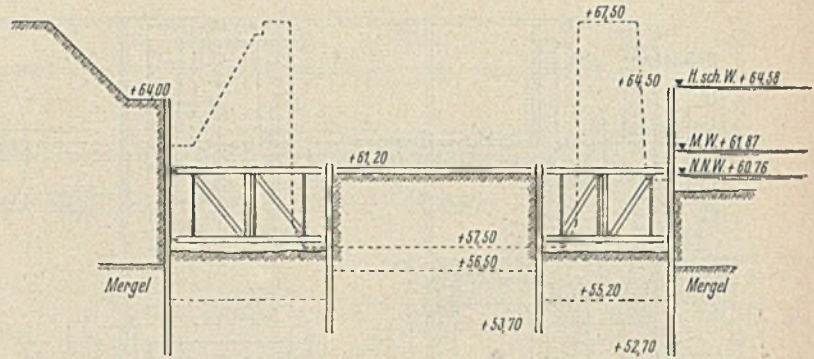


Abb. 15. Aussteifung der Baugrube der Kammermauern. Querschnitt.

die bis in die Nähe der Gründungssohle abgerammt und später wiedergewonnen wurden, in drei Querabschnitte unterteilt und in dem mittleren dieser Abschnitte nach Aushub und Aussteifung das mittlere Drittel der Betonsohle eingebracht (Abb. 17, 18 u. 19). Dieser Betonriegel ergab dann für den Ausbau der äußeren Drittel eine ausreichende Queraussteifung, die nur durch einfache Eckaussteifungen des Außenspundwandkastens ergänzt zu werden brauchte.

Beim Oberhaupt wurde die Betonsohle gleichfalls in drei Querriegel unterteilt. Hier wurden zunächst mit Aussteifung nach Abb. 20a die beiden Außenriegel und danach nach Abb. 20b der mittlere Sohlenriegel eingebracht. Die Bauräume der Außenriegel wurden dabei nicht mit Spundwandabfällen, sondern mit Schutzholzwänden zwischen I-Trägern gegen den Erdkern des mittleren Drittels abgegrenzt. Die Aussteifung zeigt einfachste Formen und läßt dabei doch, insbesondere auch für den weiteren Einbau des Tor-kammerbodens, den erforderlichen Bauraum frei. Nachteilig war allerdings, daß die Aussteifung ausgewechselt werden mußte, weil die Stützen der ersten Aussteifung beim Aushub des mittleren Sohlenabschnitts ihren Halt verloren und durch neue Pfosten ersetzt werden mußten, die in den Beton der äußeren Sohlendrittel eingesetzt wurden. Die beschriebene Bauweise hatte zur Folge,

daß in den Sohlen der Häupter zwei querlaufende Arbeitsfugen entstanden sind. Zu Bedenken geben diese keinen Anlaß. Sie liegen entweder ganz ober- oder ganz unterhalb der Tore und Schütze und stellen daher keine Verbindung zwischen Ober- und Unterwasser her. Im übrigen ließen sich im aufgehenden Mauerwerk wegen des Einbaues der Verblendung Arbeitsfugen sowieso nicht vermeiden. Die Herstellung einer ganzen Häuptersohle in einem Arbeitsgange hätte auch eine Verdoppelung oder Verdreifachung der gesamten Betonbereitungsanlagen bedingt, die für diese wenigen Bauteile allein wirtschaftlich nicht gerechtfertigt war.

Das in die Baugruben eindringende Grundwasser ist offen abgepumpt worden. Der seitliche Durchtritt von Wasser durch die Spundwände wurde durch Verstemmen der Schlösser mit Bleiwolle fast vollständig unterbunden.

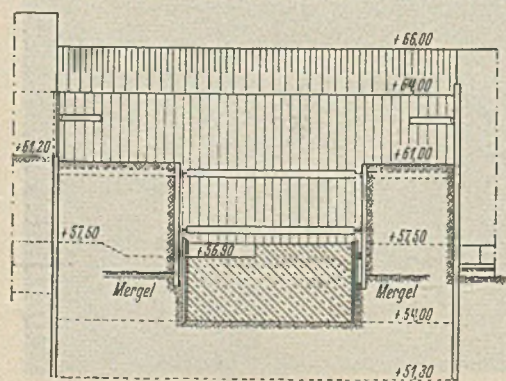


Abb. 17. Aussteifung der Baugrube des Unterhauptes. Längsschnitt.

Der Wasserandrang aus dem Mergel der Gründungssohle war gering und wurde nach Bedarf durch Querdränstränge einem Hauptdränzuge an den Außenspundwänden und durch diesen einzelnen Pumpensumpfen an den Kammermauerenden zugeleitet. Nach Abdecken der Dränstränge und der Gründungssohle mit einer dünnen Kiesel-lage war eine voll-



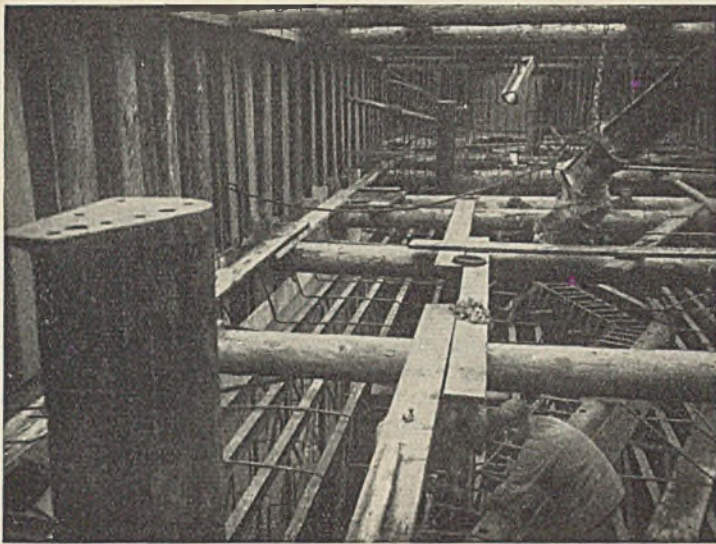


Abb. 18.

Bewehrung des mittleren Sohlendrittels des Unterhauptes.

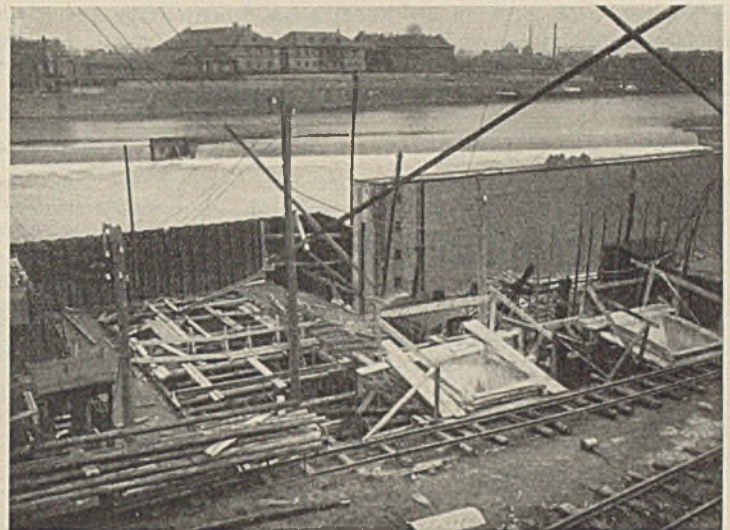


Abb. 19. Betonieren des mittleren Sohlendrittels des Unterhauptes.

kommen trockene Baugrube vorhanden. Die Dränstränge sind mit Hilfe von einbetonierten Standrohren nach Abb. 21 nach Einstellung der Wasserhaltung mit Mörtel vergossen. Der Wasserandrang betrug in den Einzelbaugruben im allgemeinen nicht mehr als 8 bis 10 l/sek.

Zum Rammen der Spundwände dienten zwei Dampftrahmen mit 3-t-Bären sowie zwei Demag-Schnellschlagtrahmen mit 300 kg Schlagbolzen-

gewicht. Letztere wurden für alle Spundwandstrecken im Umkreis von 50 m der angrenzenden Gebäude vorgeschrieben. Sie haben die Erwartungen erfüllt und die Erschütterungsschäden an den benachbarten Gebäuden auf ein Mindestmaß herabgesetzt. Das Vorleiten der Bohlen wurde durch Keilbohlen ausgeglichen, die aus normalen Bohlen hergestellt wurden, indem die Flanschen, von einem zum anderen Ende zunehmend, mit einer kleinen Preßwasserpumpe etwas auseinandergebogen wurden.

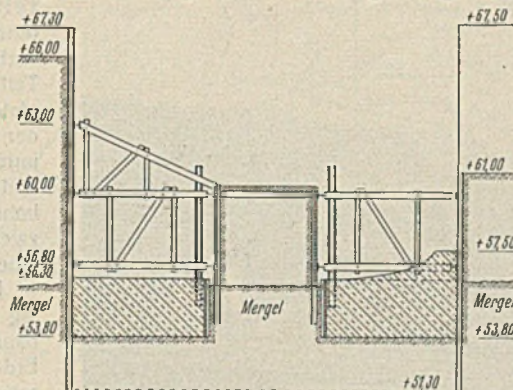


Abb. 20 a. Aussteifung der Baugrube des Oberhauptes. Erster Bauzustand. Längsschnitt.

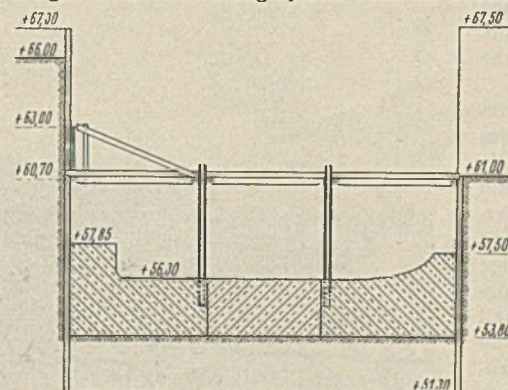


Abb. 20 b. Aussteifung der Baugrube des Oberhauptes. Zweiter Bauzustand. Längsschnitt.

Die aufgehöhten Flächen konnten daher nur zur Unterbringung der unbedingt HW-frei zu legenden Anlagen benutzt werden. Zur Baustofflagerung mußte daneben während der HW-freien Zeiten das wasserseitige Vorland der Schleuse und das während der Hauptbauausführung verfügbare Gelände der oberen Schleuseneinfahrt herangezogen werden. Im übrigen war, um die Lagerplätze nicht zu überlasten, notwendig, die Zufuhr der Baustoffe dem Verbrauch weitgehend anzupassen.

Von den Baustoffen wurden Spundbohlen, Klinker, Traß und Eisenteile auf dem Landwege herangeschafft. Die Lager der verschiedenen Baustoffe sind aus dem Lageplan Abb. 22 zu ersehen. Auf der südlichen Aufhöhtungsfläche neben der oberen Schleusenzufahrt wurde der ausgebagerte Kiessand gelagert. Hier war auch die Kies-Sieb- und -Waschanlage untergebracht. Die Fläche neben der oberen Schleusenkammer diente zur Unterbringung des Zement- und Traßschuppens, der Betonbereitungsanlagen, der Werkstätten, Baubuden und Büros und zur Lagerung der auf dem Landwege ankommenden Baustoffe.

### VIII. Erdarbeiten.

Der Aushubboden wurde, soweit als möglich, maschinell mit zwei Löffelbaggern bzw. Elmerkettenaßbaggern verfügbarer Größen gefördert. In den ausgesteiften Bauräumen kam nur Ausschachtung von Hand in Frage. Die anfallenden Bodenmassen, rd. 200 000 m<sup>3</sup>, konnten restlos nutzbringend verwendet werden. Etwa ein Drittel bestand aus Kies, der, in einer Wäsche behandelt, fast den ganzen Bedarf an Betonkiessand deckte und daneben reichlich Steinmaterial für die Abdeckung der Ufer der Vorhäfen hergab. Ein weiterer Teil der Aushubmassen diente zur Hinterfüllung der Bauwerke, zur Anschüttung des Ufers oberhalb der Eisenbahnbrücke und zur Aufhöhung niedriger Geländeflächen neben der oberen Schleusenkammer und der oberen Schleuseneinfahrt, die dadurch bebauungsfähig geworden sind und für die Zeit der Herstellung der Schleuse die dringend erforderlichen hochwasserfreien Arbeits- und Lagerplätze boten. 25 000 m<sup>3</sup> konnten ferner zur Herstellung eines Hochwasserschutzdeiches der Stadt Hameln verwertet werden, und mit dem Rest von etwa 100 000 m<sup>3</sup> wurde eine 3 km entfernte liegende, 5 ha große alte Tongrube aufgefüllt, an deren Stelle wertvolles Acker- und Baugelände entstanden ist. So günstig diese Verhältnisse der Bodenverteilung aussehen, so hohe Anforderungen stellten sie auf der anderen Seite an eine planvolle Regelung des ganzen Baubetriebes.

### IX. Baustelleneinrichtung.

Abb. 22 gibt einen Überblick über die Einrichtung der Baustelle während der Hauptbauausführung. Die gleiche Einrichtung in kleinerer Form wurde für die ersten Betonarbeiten im unteren Vorhafen zunächst auf einer Wiese am unteren Ende der Baustelle angelegt, bevor die Fläche neben der Schleuse durch Aufhöhung entsprechend vorgerichtet war. Der Raum für die Hauptbaustelleneinrichtung war sehr beschränkt.

Die Betonbereitungsanlagen bestanden aus einer Vormischanlage für die Bindemittel Zement und Traß und der Betonmischanlage. Die Vormischanlage war in die Ostseite des Traßschuppens eingebaut. Das Mischgut wurde von hier aus durch ein Becherwerk einem hochliegenden Vorratsbunker zugeführt, an den sich weitere Bunker für Sand und Kies anschlossen, die von der Kies-Sieb- und -Waschanlage her durch eine Lorenbahn beschickt wurden. Unter den Bunkern lief eine Ringschwebbahn, in deren Loren zunächst das Bindemittelgemisch nach Durchgang durch eine selbsttätige Waage, und danach Sand und Kies, nach Marken in den Loren abgemessen, abgezapft wurde. Die Loren

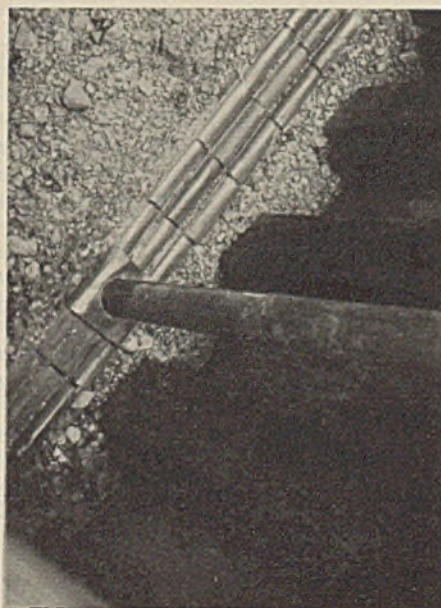


Abb. 21. Randdränstrang mit Verfüllungsstandrohr.



der Ringbahn entleerten in die Kübel eines Schrägaufzugs der Mischmaschinen, die das Mischgut den Mischtrommeln zuführten. Aus den Mischmaschinen wurde der fertige Beton in die darunter stehenden Förderloren abgelassen und den jeweiligen Verbrauchsstellen zugeführt.

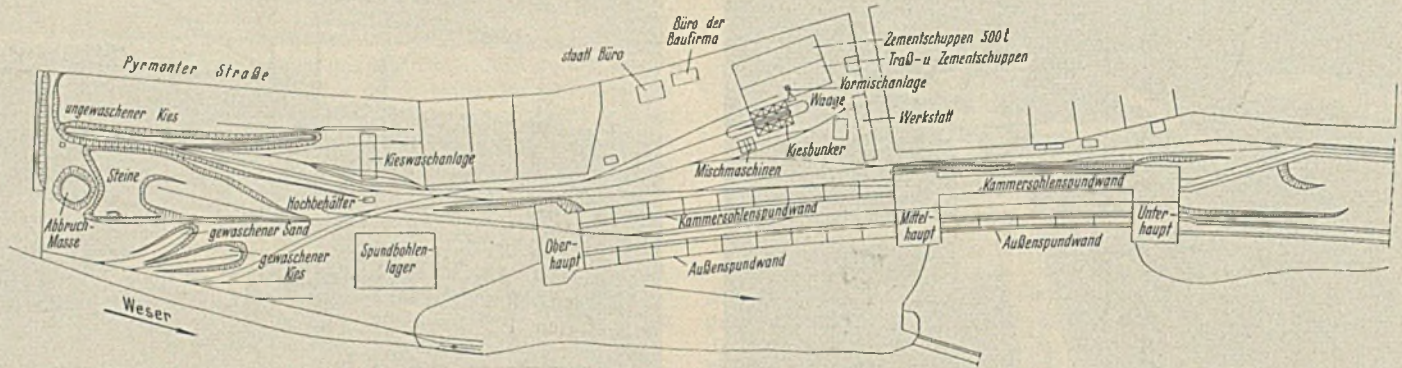


Abb. 22. Baustelleneinrichtung der Schleppzugschleuse Hameln.

Die Maschinen wurden sämtlich von der Bayr. Berg-, Hütten- und Salzwerke AG, Zweigniederlassung Hüttenwerk Sonthofen (bayr. Allgäu) geliefert. Die Vormischanlage bestand aus zwei aneinandergelagerten Fülltrichtern für Zement und Traß, unter deren Spitzen ein Gummiband durch verstellbare Schlitze in der Wandung der Trichter einen gleichmäßigen Strom von Zement und Traß entnahm und einer waagrecht liegenden Schnecke zum Mischen zuführte. Die Anlage hat eine gute und gleichmäßige Mischung ergeben. Die zwischen Bunker und Zapfstelle eingeschaltete selbsttätige Waage hat nach anfänglichen Ungenauigkeiten ihre Aufgabe erfüllt.

Die Betonmischmaschinen haben einwandfreies Mischgut geliefert. Die Mischdauer war auf 3/4 min festgesetzt. Die Wasserzuführung wurde von Hand geregelt. Eine selbsttätige Regelung war nicht möglich, da die Feuchtigkeit des Kleses und Sandes zu sehr schwankte, je nachdem, ob diese schon länger in den Vorratsbunkern gelagert hatten oder frisch von der Wäsche kamen.

Die Wasch- und Siebanlage erreichte gute Leistung erst nach verschiedenen Umänderungen, die zum Teil deshalb erforderlich wurden, weil das zu waschende Material in der Kornzusammensetzung und Verschmutzung sehr schwankte.

Der Beton wurde als Weichbeton hergestellt, so daß er in steil gestellten Schüttrinnen noch fließen konnte. Die Mischungsverhältnisse wurden auf Grund umfangreicher Versuche in einer der Baustelle angegliederten Prüfzelle auf 1,25 kg Zement : 0,3 kg Traß : 7 Liter Kiessand für die Kammermauern und die Mauern des unteren Vorhafens, und zu 1,25 kg Zement : 0,3 kg Traß : 5 Liter Kiessand für die mit Eiseneinlagen versehenen Häupter festgelegt, wobei für das Verhältnis Sand zu Kies ein Spielraum von 1 : 1,5 bis 1 : 2 zugelassen wurde.

Die mit diesen Mischungen erzielten Festigkeiten und Dichtigkeiten sind aus der nebenstehenden Zusammenstellung zu ersehen. In der Tabelle ist auch der Verbrauch an Zement und Traß je m<sup>3</sup> fertigen Betons angegeben.

Die Druckfestigkeit des in erster Linie verwendeten Portlandzementes der Paderborner Portlandzementwerke in Paderborn „Marke Atlas“ betrug durchschnittlich nach 3, 7 und 28 Tagen 269, 353 und 500 kg/cm<sup>2</sup>, die Zugfestigkeit 27, 30 und 46 kg/cm<sup>2</sup>. Bei dem Portlandzement des Beckumer Portlandzementwerkes Bomke & Bleckmann in Beckum i. W. „Marke Hannibal“, der nach Stilllegung der Paderborner Werke für die Restbetonarbeiten verwendet wurde, waren die entsprechenden Werte 199, 286 und 444 bzw. 25, 30 und 44 kg/cm<sup>2</sup>.

X. Baukosten, Bauzeit und Ausführende.

Die Kosten des Schleusenbaues waren zu 5 040 000 RM veranschlagt. Steigerungen der Preise in den ersten Baujahren wurden durch Senkungen in den letzten Jahren aufgewogen, so daß mit den

zur Verfügung gestellten Mitteln der Bau in allen Teilen fertiggestellt werden konnte.

Nach Erledigung der Vorarbeiten, Durchführung des Grunderwerbs und Freilegung des Baugeländes in den Jahren 1927 und 1928 wurde Anfang 1929 mit den eigentlichen Bauarbeiten begonnen. Der Massivbau wurde in den Jahren 1930 und 1931 hergestellt, 1932 wurden sodann Tore, Schütze und Maschinenanlagen eingebaut und das Schleusenmeisterdienstgebäude errichtet und 1933 die Restarbeiten ausgeführt. Die verhältnismäßig lange Bauzeit war in erster Linie durch die beengten Raumverhältnisse bedingt, zum Teil aber auch durch die gleichzeitige Erneuerung der Straßenbrücke, die den unteren Vorhafen kreuzt, und durch Störungen durch höhere Wasserstände, die zweimal die Baugrube zur Überflutung brachten.

Die Leitung des Baues lag in Händen des Wasserbauamtes Hameln. Die Erd-, Ramm- und Betonarbeiten wurden von der Firma Habermann & Guckes-Liebold in Berlin ausgeführt, die Tore von der Firma Louis Eilers in Hannover, die Schütze und Maschinenanlagen von der Firma Schmidt-Kranz & Co. in Nordhausen und die elektrischen Anlagen von der Firma Siemens-Schuckertwerke in Berlin geliefert. Zahlreiche kleinere Arbeiten waren an ortsansässige Firmen vergeben.

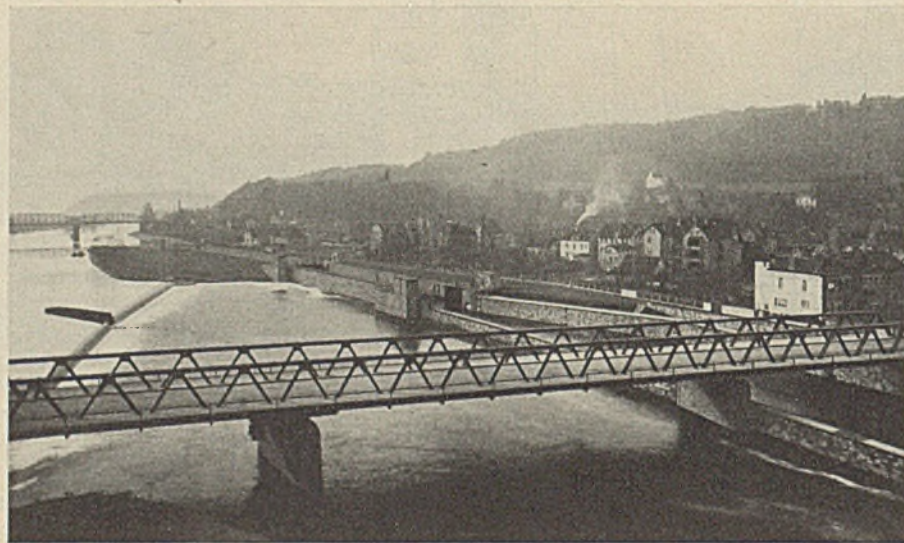


Abb. 23. Gesamtbild der Schleppzugschleuse Hameln.

Abb. 23 zeigt die Gesamtschleusenanlage.

	Häupter	Kammermauern
Zement je m <sup>3</sup> fertigen Betons . . .	239 kg	195 kg
Zusatz an rheinischem Traß . . .	58 „	47 „
Druckfestigkeit des Betons . . .	$W_{b28} = 198 \text{ kg/cm}^2$	132 kg/cm <sup>2</sup>
	$W_{b56} = 247 \text{ „}$	175 „
	$W_{b180} = 316 \text{ „}$	218 „
	$W_{b365} = 330 \text{ „}$	255 „

Dichtigkeitsgrad, ausgedrückt durch den Ansatz

$$D = \frac{\text{Körperquerschnitt}}{\text{Körperdicke}} \times$$

$$\frac{\text{Summe Stunden} \times \text{Druckhöhe}}{\text{Gesamtwasseraufnahme}} \quad D = 242 \quad D = 107$$



Alle Rechte vorbehalten.

## Die neue Elbebrücke bei Dömitz.

Von Landesbaurat Dr.-Ing. Wreden, Hannover, und Regierungsbaurat Klingberg, Grabow/Mecklenburg.

### I. Allgemeines.

Die einheitliche Zielsetzung in dem umfassenden Ausbauplan des gesamten deutschen Straßennetzes durch den Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen nach dem Gesetz vom 26. März 1934 über die Neuordnung des Straßenwesens (nebst Durchführungsbestimmungen) führte zwangsläufig dazu, die zwischen den beiderseits der Elbe liegenden — von Dannenberg—Uelzen und Ludwigslust—Schwerin ausstrahlenden — Straßennetzen infolge Fehlens eines festen Elbüberganges bislang vorhandene Lücke durch den Bau der Elbebrücke bei Dömitz zu schließen. Die Notwendigkeit und Bedeutung des neuen Elbüberganges bei Dömitz erhellt aus Abb. 1<sup>1)</sup>, wenn man sich — von der nur in Zuggpausen für den Wagenverkehr behelfsmäßig freigegebenen Eisenbahnbrücke bei Wittenberge abgesehen — den bisherigen, auf 230 km Länge zwischen Harburg und Tangermünde brückenlosen Zustand gegenüber dem neu geschaffenen Zustande vergegenwärtigt, durch den das Industriegebiet mit der Ostsee und Westdeutschland mit den skandinavischen Ländern unmittelbar verbunden und der Weg nach Dänemark über Warnemünde — Gjedser gegenüber der Linie Rhein — Hamburg — Kleine-Belt-Brücke um mehr als 100 km verkürzt wird.

Als Ausgangsjahr des Fragenkomplexes einer Elbüberbrückung im Raume Harburg—Magdeburg kann — von der 1933 dem Verkehr übergebenen, Hannover mit Berlin verbindenden Elbebrücke bei Tangermünde

<sup>1)</sup> Abb. 1 u. 1a, erstere in veränderter Form, sind der „Niederschrift über die Sitzung der an dem Bau einer Elbstraßenbrücke Interessierten Behörden und behördenähnlichen Organisationen auf der Regierung in Lüneburg am 1. Juni 1931“ mit Zustimmung der letzteren entnommen.

abgesehen — das Jahr 1928 angesehen worden. Damals brachte die Studiengesellschaft für den Automobilstraßenbau ihren Vorschlag zum Kraftwagen-Straßennetz für Deutschland heraus, worin bereits der Straßenzug Doberan—Ludwigslust—Dömitz—Dannenberg erscheint, allerdings mit Weiterführung über Salzwedel nach Magdeburg, während der jetzige Reichsstraßenausbau auf der Strecke Dannenberg—Uelzen über Hannover bzw. Bremen nach dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet bzw. nach Holland weist und somit den vom Generalinspektor „bewußt“ in den östlichen Teil des brückenlosen Raumes gelegten Elb-

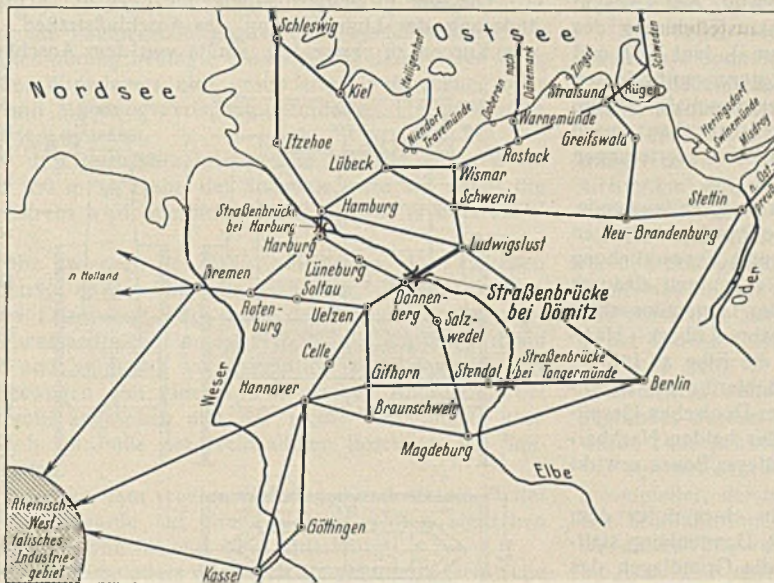


Abb. 1. Skizze des Verkehrsnetzes.

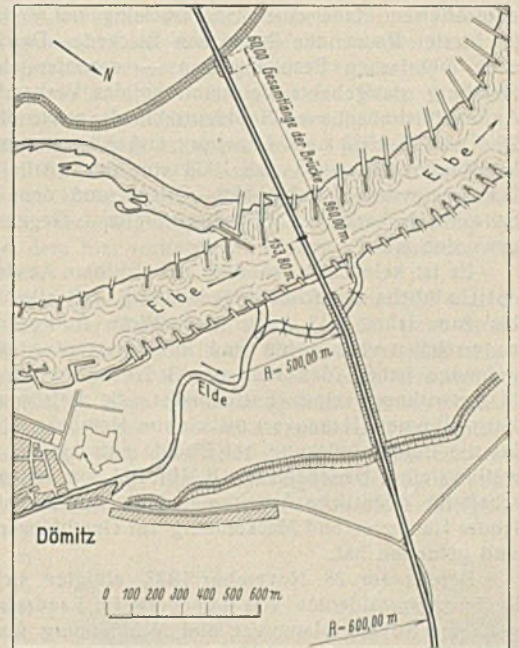


Abb. 2. Lageplan.

übergang bei Dömitz in den Schnittpunkt beider Verkehrsrichtungen (West—Ost und Nord—Süd) legt.

In den vorausgegangenen Jahren hat, wie aus Abb. 1a<sup>1)</sup> zu ersehen, eine Fülle von Plänen die verschiedenen Interessengruppen beschäftigt, die sich in folgende drei größere Gruppen zusammenfassen lassen, wobei sich das Interesse Hamburgs auf die unter 1. und 2. genannten Brückenräume beschränkt hat:

1. im Raume Hoopte—Zollenspieker,
2. „ „ Niedermarschacht—Geesthacht,
3. „ „ Artlenburg—Lauenburg—Hohnstorf.

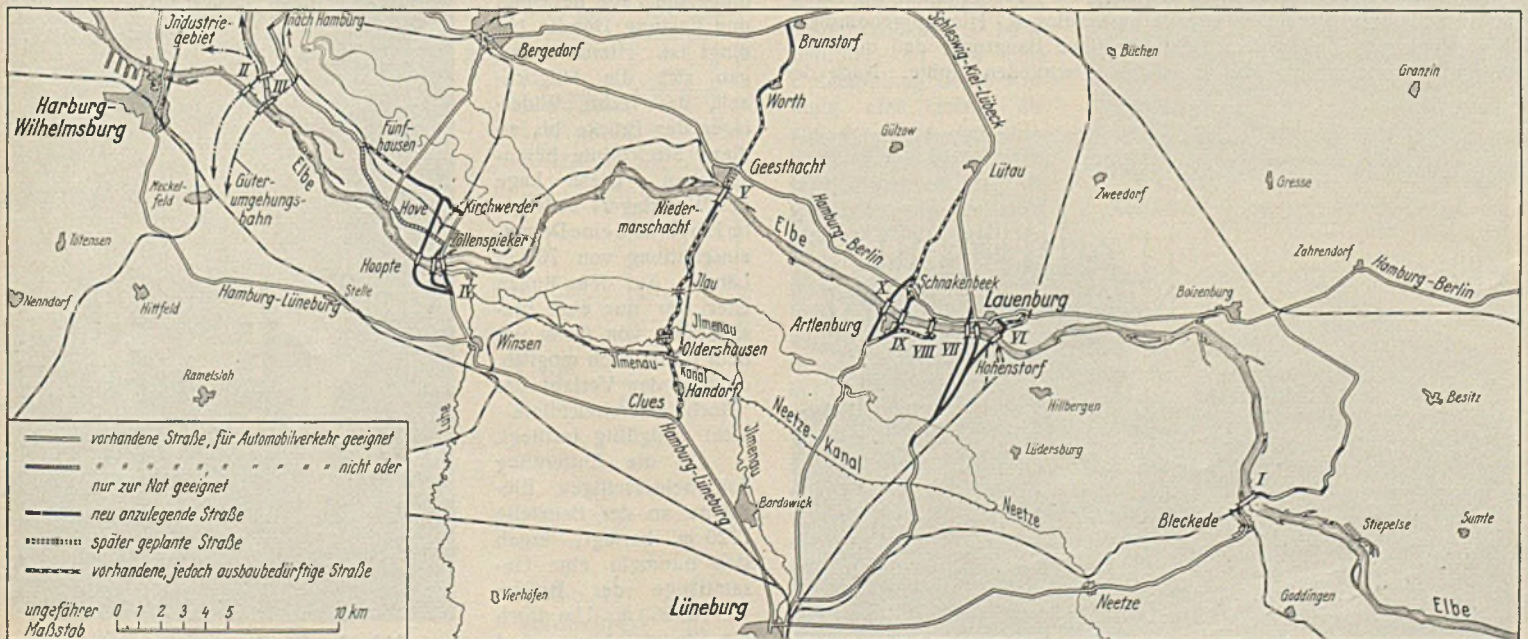
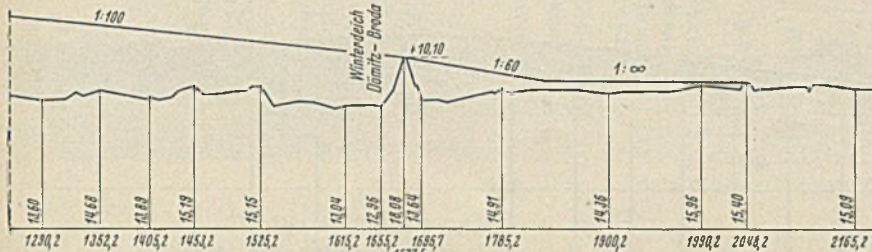


Abb. 1a. Elbübergangspläne.









Noch Abb. 3.

unzulässigen Stau zu erhalten, wurden beiderseits Abgrabungen im Elbvorlande dem Hochwasserregulierungsplane entsprechend vorgeschrieben, die auf dem linken Ufer eine Verlegung des Sommerdeiches zur Folge hatten. Eine Erhöhung der Baukosten trat durch diese Abgrabungen nicht ein, da der Boden für die Rampenschüttung verbaut werden konnte.

Die gewählte Linienführung bedingte die Kreuzung der unteren Elde, die durch die Lage des Widerlagers eine gesonderte Überbrückung oder eine Durchschüttung mit Mündungsverlegung erforderte. Um an Kosten zu sparen, wurde letztere gewählt.

Durch den Erlaß des Reichsverkehrsministers war die lichte Weite der Stromöffnung zu 150 m in Höhe der Sollsohle, wie sie durch die NW-Regulierung angestrebt wird, die lichte Höhe zu 5,50 m über HSW vorgeschrieben.

Die Breite der Elbe zwischen den MW-Streichlinien, d. h. zwischen den Bühnenköpfen, beträgt an der Baustelle nach dem NW-Regulierungsentwurf 207 m. Das Fahrwasser liegt nach den obenerwähnten Abänderungen der Mittelwasserstreichlinien im NW-Regulierungsentwurf auf der rechten Elbseite und wird sich voraussichtlich auch dauernd hier halten. Es mußte deswegen von einer symmetrischen Anordnung der Strompfeiler im Sollprofil abgesehen und der rechte Strompfeiler nach rechts verschoben, d. h. im Fuße der rechtseitigen Böschung des Sollprofils angeordnet werden.

Die Stützweite zwischen dem rechten Widerlager und diesem Pfeiler ergab sich zu 93 m; sie wurde auf Grund des gewählten statischen Systems in zwei Öffnungen von 50 und 43 m unterteilt.

Die Lage des linken Strompfeilers war durch die geforderte Lichtweite festgelegt, an die sich aus statischen und Symmetriegründen zwei Öffnungen mit derselben Lichtweite wie rechts anschließen mußten. Der restliche Teil der Gesamtlänge wurde in 15 Öffnungen zu der sich ergebenden günstigsten Stützweite von 41,35 m zerlegt. Die Gesamtlänge der Brücke ist mithin in 20 Öffnungen aufgeteilt.

Die Gesamtdurchflußweite in Höhe HW beträgt 913,57 m. Der bei einem HW von 3300 m<sup>3</sup>/sek errechnete höchste Stau, der durch die Rampen und Pfeiler hervorgerufen wird, beträgt gemäß hydraulischer Berechnung 3,5 cm. Der Untergrund an der Baustelle ist für die Gründung der 19 Pfeiler denkbar günstig.

Durch die nach den Bohrergebnissen vorgenommene Verschiebung der Achse ist es gelungen, wie der Bohrplan (s. Abb. 3) zeigt, sämtliche

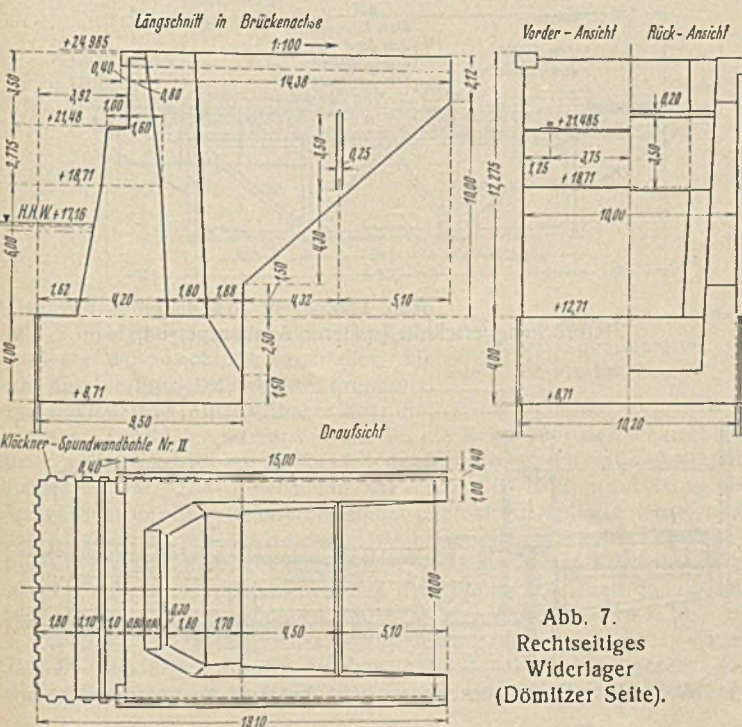


Abb. 7.  
Rechtseitiges  
Widerlager  
(Dömitzer Seite).

Pfeiler auf Sand oder Kies zu gründen. Die tiefer liegenden sehr festen Tonschichten wirkten sich für die Wasserhaltung günstig aus. Nur an den Widerlagern wurde ein Glimmerton angetroffen, der ausgeschachtet werden mußte, weil er nicht tragfähig war, und der dadurch eine Tiefergründung um rd. 1 m erforderlich machte. Beim rechten Widerlager erforderte weiter die Nähe der alten Elde durch den starken Wasserandrang mit Triebssand, daß an Stelle der im Entwurf vorgesehenen dreiseitigen Spundwand auch auf der Rückseite eine solche zur Ausführung kam.

In Anbetracht des sehr günstigen Baugrundes ist für sämtliche Pfeiler eine Flachgründung zwischen Spundwänden vorgesehen und auch zur Ausführung gelangt. Die Oberkante der Spundwände ist, weil Wasserstände über MW nicht ausgeschlossen erschienen, zu 1 m über MW gewählt. Diese Wände wurden dann später in Höhe der Oberkante des Betonsockels, d. h. in Gelände- bzw. Sollsohlenhöhe, abgebrannt. Bei den Strompfeilern mußte dies durch Taucher mit Unterwasserschneidbrennern ausgeführt werden.

Die Sohle der Strompfeiler liegt mit Unterkante Beton 4 m, mit Unterkante Spundwand 10 m unter Sollsohle (Abb. 4 u. 5).

Die Bodenbeanspruchung beträgt im allgemeinen 3 kg/cm<sup>2</sup>. Nur beim linken Strompfeiler, auf dem das feste Auflager des Stromüberbaues angeordnet ist, tritt unter Berücksichtigung sämtlicher senkrechten und waagerechten Kräfte eine rechnermäßige größte Kantenpressung von 4,18 kg/cm<sup>2</sup> auf, die bei dem hier vorhandenen groben Kies unbedenklich zugelassen werden konnte.

Der sehr niedrige Wasserstand in der Elbe im Baujahr 1934 und die für den Bau günstige Lage der Sände bewirkten, daß der linke Strompfeiler und die drei anschließenden Pfeiler links, die im Bühnenfeld stehen, von einer dort zur Zeit des Baues vorhandenen Sandbank errichtet und selbst sämtliche Rammarbeiten ohne Gerüst ausgeführt werden konnten.

Dies hatte in Verbindung mit den obenerwähnten tiefliegenden Tonschichten weiter zur Folge, daß die Pfeiler mit offener Wasserhaltung gegründet werden konnten. Die geringe Undichtigkeit der Spundwände wurde ohne Schwierigkeit durch Verstemmen mit Bleiwolle beseitigt.

Nur bei dem rechten Strompfeiler, der hart an der Schiffahrtrinne steht, war dieses Verfahren nicht möglich. Hier mußte die Sohle im Contractorverfahren, das ursprünglich für sämtliche Pfeiler im Elbett vorgesehen war, hergestellt werden.

Die Oberkante der Pfeilersockel der beiden Strompfeiler, die die Abmessungen 7,12 × 19,12 × 4 m haben, liegt in Höhe der Sollsohle, die durch die Niedrigwasserregulierung angestrebt wird, die Unterkante des Spundwandkastens 10 m darunter, so daß eine Unterspülung durch Kolkung, eine Gefahr, die auf der Elbe bei Eisversetzungen nicht unterschätzt werden darf, für ausgeschlossen gehalten werden muß. Zur weiteren Sicherung gegen diese Gefahr sind die beiden Strompfeiler ringsherum durch Steinschüttungen von 10 m Breite bei 1 bis 1,5 m Dicke geschützt. Die auf die Sockel aufgesetzten 12,80 m hohen, unten 3,76 m, oben 2,53 m breiten Pfeilerschäfte haben allseitig eine Neigung von 1:20. Es soll damit erreicht werden, einerseits dem statischen Empfinden des Beschauers gerecht zu werden, andererseits aber

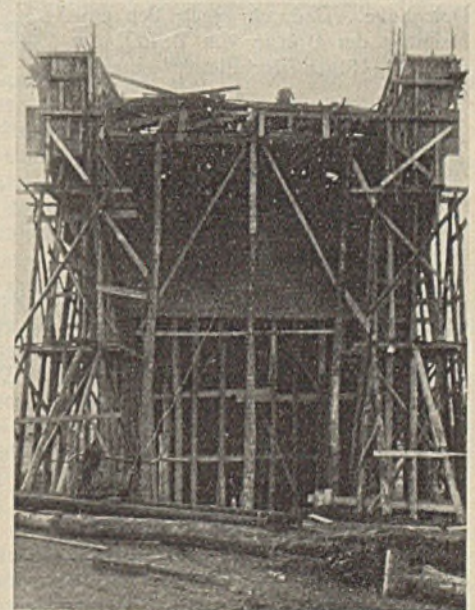


Abb. 8a. Widerlagerrückwand im Bau.

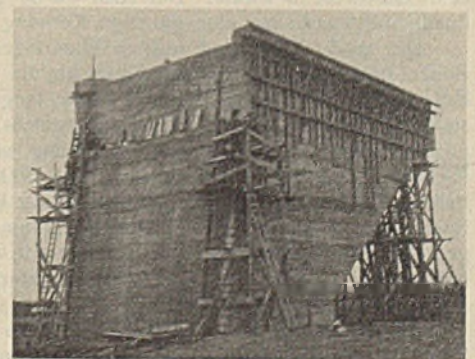


Abb. 8b. Rechtseitiges Widerlager vor Fertigstellung.







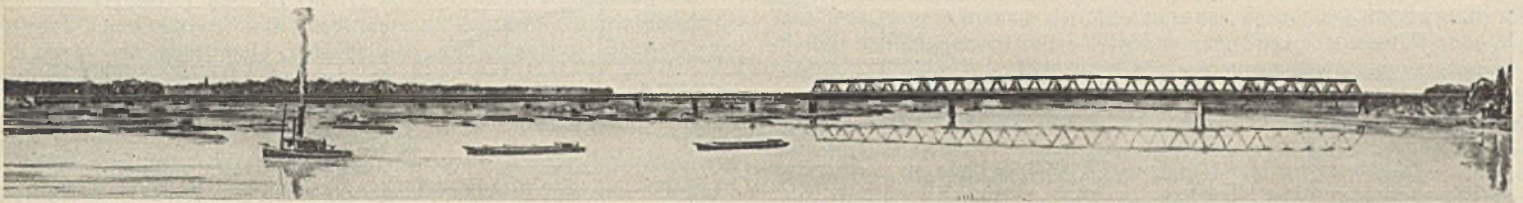


Abb. 15a. Schaubild eines Fachwerkbrückenentwurfs.

### III. Die Stahlüberbauten.

#### a) Ausschreibungsgrundlagen.

Da die Aufteilung des Gesamtbrückenzugs — wie bereits ausgeführt — durch die strom- und schiffahrtspolizeilichen Forderungen in eindeutiger Weise festgelegt war, wurde der Ausschreibung die aus Abb. 9 ersichtliche Aufteilung und für die eigentliche Strombrücke der Stabbogen und das Fachwerk (wahlweise) gemäß Abb. 10 zugrunde gelegt, wobei jedoch den Firmen die Wahl der Querschnittgestaltung, insbesondere bei den Flutbrücken, und die Ausbildung von oben oder versenkt liegender Fahrbahn sowie die Einreichung eines eigenen Entwurfs an Stelle eines der beiden ausgeschriebenen Entwürfe freigestellt worden war.

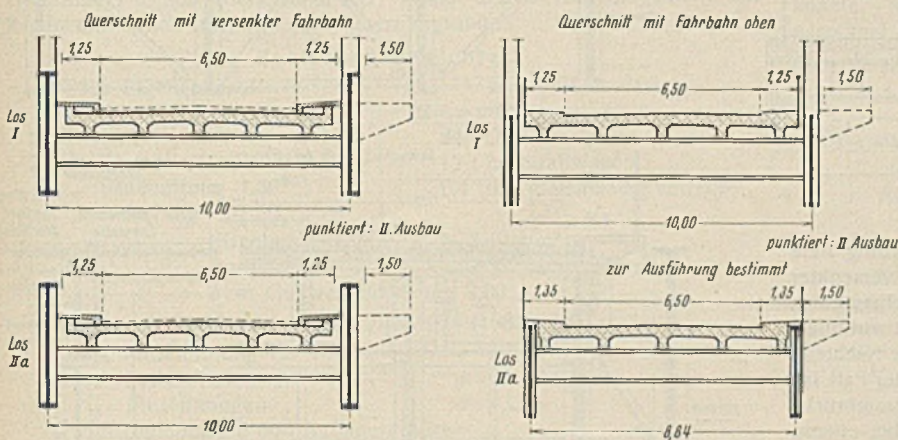


Abb. 12. Angebotquerschnitte für Strombrücke.

Um darüber hinaus die Entwurfsarbeit der Firmen weiter einzuschränken, war der Kreis der zu beteiligenden Firmen durch öffentliche Bekanntmachung auf solche beschränkt worden, die nachweislich gleich große Stützweiten, wie sie für die verschiedenen Lose (vgl. Abb. 9) vorlagen, ausgeführt hatten. Diese Firmen wurden zu elf Angebotgemeinschaften von je vier Firmen zusammengefaßt, aus denen dann auf Grund der Ausschreibungsergebnisse die Arbeitsgemeinschaft, wie in Abb. 9 eingetragen, zusammengesetzt wurde.

Neben der Aufteilung der Stützweiten war in den Ausschreibungsbestimmungen festgelegt worden, daß sämtliche Lose in genieteter Bau-

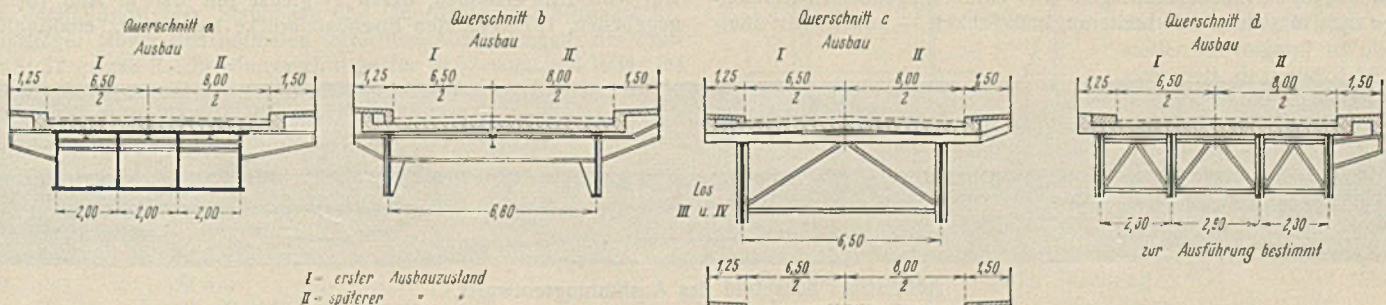


Abb. 13. Angebotquerschnitte für Flutbrücken.

welse und lediglich Los III (später durch Los V/2 ersetzt) in geschweißter Konstruktion, ferner daß sowohl die Strombrücke wie auch die Flutbrückenabschnitte grundsätzlich als gelenklose Durchlaufträger über drei Öffnungen anzubieten waren und daß für die Bemessung der senkrechten Aussteifungswinkel (gegen Ausbeulen der Stehbleche) die volle Querkraft einzusetzen war. Die Berechnung war nach DIN 1073 mit 1000 kg/m<sup>2</sup> Eigengewicht der Eisenbetonbrückentafel (einschl. Kleinpflasterdecke) und für die Verkehrslasten der Brückenklasse I der DIN 1072 unter Zugrundelegung des späteren Ausbaustandes, das heißt für 8 m Fahrbahnbreite (plus 2 × 0,50 m Schrammkanten auf der Strombrücke) mit je 1,50 m Fußweg auf Konsolaustragungen, durchzuführen (vgl. Abb. 11 a u. b).

Durch die Einschaltung eines geschweißten Bauabschnitts sollte — von seiner Zweckmäßigkeit für den Abschnitt A bis D (vgl. Abb. 9) abgesehen — späteren Generationen der Vergleich der dem Verkehr und der Witterung

unter vollständig gleichen Bedingungen ausgesetzten genieteten und geschweißten Überbauten und die Auswertung der darüber gemachten Erfahrungen ermöglicht werden. Durch die Ausbildung als gelenklose Durchlaufträger sollte — neben der Dämpfung von Verkehrserschütterungen — die spätere Nutzbarmachung der Ilnen nach heutiger Anschauung möglichen späteren Reserven<sup>2)</sup> zwecks einer in bestimmten Grenzen eigenen plastischen Steigerung der Verkehrslasten erhalten werden, in welchem Sinne sich auch die durch Einsetzen der vollen Querkraft für die senkrechten Aussteifungen erhöhte Sicherheit der Stehbleche gegen Ausbeulen auszuwirken vermag.

#### b) Ausschreibungsergebnis.

Da die Ausschreibung bereits die Stabbogen- und die Fachwerkbrücke als Grundlage vorgesehen hatte, waren alle Angebote mit alleiniger Ausnahme einer Blechträgerbrücke mit Zugband hierfür abgegeben, so daß eine Einzelwiedergabe sich erübrigt und nur je ein Schaubild gebracht wird, und zwar in Abb. 15a eine Fachwerkbrücke mit gewölbtem Obergurt) und in Abb. 15b die zur Ausführung gebrachte Stabbogenbrücke.

Die Angebotpreise der eigentlichen Strombrücke (Los I und II) lagen mit 1789 bis 2001 t zwischen 867 000 und 970 000 RM für die Fachwerkbrücke, mit 1596 bis 1987 t zwischen 802 000 und 1 003 000 RM für die Stabbogenbrücke und mit 2591 t bei 1 300 000 RM für die Blechträgerbrücke mit Zugband.

Die für die Flutbrücken abgegebenen Angebote, die — mit einer Ausnahme in Fachwerkkonstruktion — sämtlich für den vollwandigen Blechträger abgegeben waren, bewegten sich zwischen 723 000 und 949 000 RM bei einem Stahlgewicht von 1470 bis 2047 t.

Bei der Auswertung der Ausschreibungsergebnisse sind die beteiligten beiden Verwaltungen zur Ausführung mit oberliegender Fahrbahn, und zwar bei der Strombrücke als Blechträger mit Stabbogen, und bei der Flutbrücke mit vier unter der Fahrbahn liegenden Einzelhauptträgern gekommen. Bei dieser Beschlußfassung wurde davon ausgegangen, daß die Größe dieses Brückenbauwerks entsprechend seiner Bedeutung eine solche Lösung verlange, die sowohl verkehrs- wie auch brückentechnisch hinsichtlich Formgebung und Querschnittgestaltung diesen Forderungen am besten gerecht wird, und daß hierbei jede engherzige Begrenzung in der Gesamtaufindung einer solchen Lösung als fehlam anzusprechen ist.

Aus diesen Erwägungen heraus waren die Beteiligten auf Grund der eingereichten Entwürfe und Angebote zu folgenden Ergebnissen gekommen:

a) Die Fachwerkbrücke scheidet, da sie keinerlei einschneidende wirtschaftliche Vorteile zu behaupten vermochte, aus, zumal sie auch in architektonischer Hinsicht als weniger befriedigend angesprochen wurde als die sich formschön in das Landschaftsbild einpassende Stabbogenbrücke.

b) Unter den Stabbogenbrücken ist der Lösung mit oberliegender Fahrbahn (vgl. Abb. 12) der Vorzug zu geben, weil die oberliegende Fahr-

<sup>2)</sup> Vgl. aus Stahlbau 1936, Heft 1, den Aufsatz „Tragfähigkeit von geschweißten Trägern, welche bei wiederholter Belastung plastische Verformungen erfahren“.



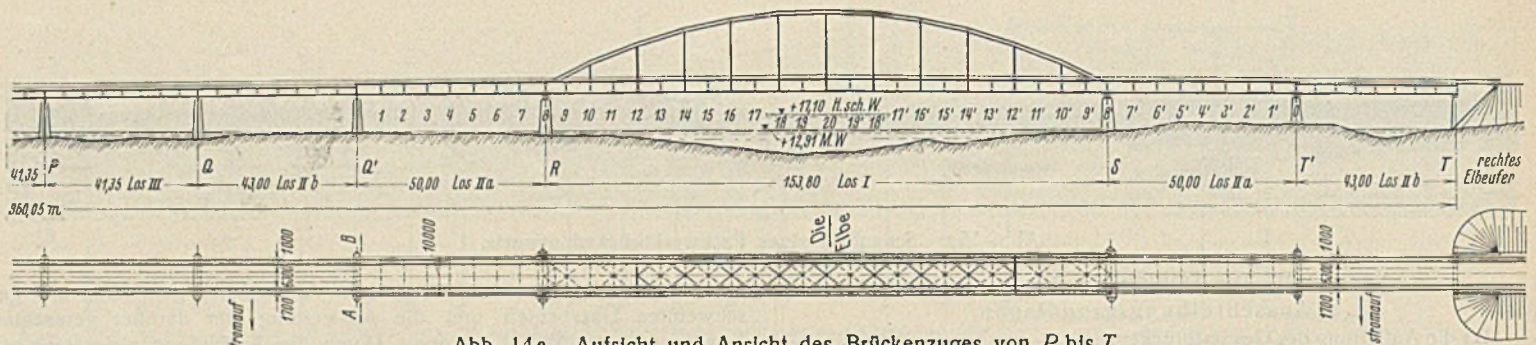


Abb. 14a. Aufsicht und Ansicht des Brückenzuges von P bis T.

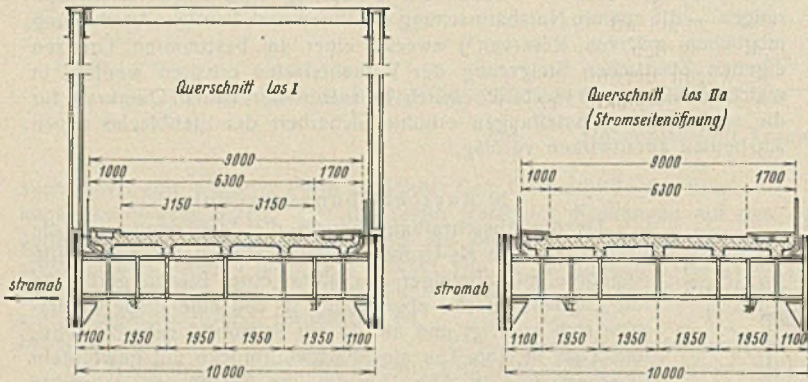


Abb. 14b. Strombrückenquerschnitte.

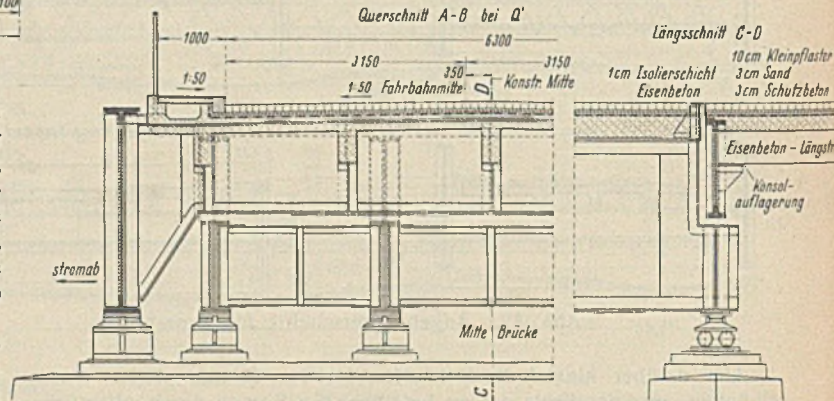
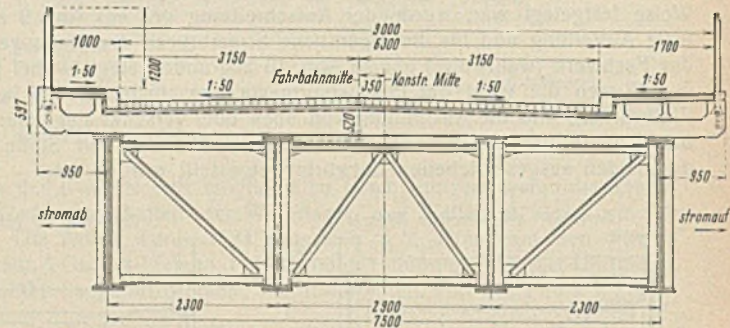


Abb. 14c. Flutbrückenquerschnitte.

bahn dem Verkehr — dem die Brücke zu dienen hat — die völlig freie Sicht gewährt und ihm die Nachteile erspart, die die Brücken mit versenkter Fahrbahn (Trogbrücken) mit sich bringen, indem erstere die Verschmutzung, die Nässe, die Vereisung, die Schneeverwehungen u. dgl. in weit wirkungsvollerem Maße vermeiden, als dies bei den Trogbrücken zum Nachteil und in Gefährdung des Verkehrs praktisch und um so mehr der Fall ist, je schmaler Trogbrücken sind. Eine Vereinigung zwischen Strombrücke mit oben- und Flutbrücke mit unten (versenkt) liegender Fahrbahn, ebenso wie die Umkehrung dieser Lösung, wurde als unorganisch abgelehnt.

c) Aus den vorgenannten Gründen wurden unter den Flutbrückenentwürfen und -angeboten diejenigen mit versenkter Fahrbahn ausgeschieden. Unter den vier billigsten Angeboten der Flutbrücken mit obenliegender Fahrbahn (vgl. Abb. 13) war der Kastenquerschnitt (a) als billigster angeboten worden. Trotz des ihm eigenen Vorzuges größter Steifigkeit konnten sich die beiden Verwaltungen mit Rücksicht auf die große Länge dieses Brückenzuges nicht zu seiner Ausführung entschließen, weil er hinsichtlich des Auftretens von Schwitzwasser u. dgl. bislang noch wenig erprobt ist. Aus konstruktiven Gründen wurde unter den Querschnitten b, c und d (vgl. Abb. 13) dem Querschnitt b vor c und dem Querschnitt d vor c der Vorzug gegeben, dessen Ausbildung mit vier unter der Fahrbahn liegenden Einzelhauptträgern und darüberliegender Eisenbetonplatte — auch hinsichtlich Verbreiterungsmöglichkeit — konstruktiv über-

inspektors für das Deutsche Straßenwesen gefunden, nicht zuletzt auch wegen der klaren Trennung zwischen der Stahl- und Eisenbetonkonstruktion, wie die Querschnitte der die Gesamtanordnung wiedergebenden Abb. 14a bis c erkennen lassen. Daß mit der Wahl des Stabbogens und der obenliegenden Fahrbahn ein Brückenzug von schönheitlicher Gesamtwirkung und Einpassung in das Landschaftsbild verwirklicht worden ist, läßt Abb. 15b erkennen, deren Vergleich mit der in Abb. 15c wiedergegebenen, 1872 erbauten Eisenbahnbrücke bei Dömitz eindringlich den

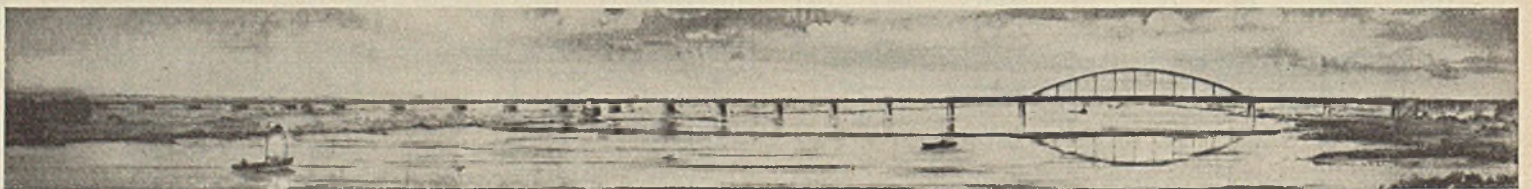


Abb. 15b. Schaubild des Ausführungsentwurfs.

zeugend einwandfrei und zudem — ein nicht brückentechnischer Grund — geeignet ist, den Verkehr auch dann noch behelfsweise aufrechtzuerhalten, wenn der eine oder andere der Hauptträger aus irgendeinem Grunde vorübergehend ausfallen sollte.

Diese Entschlüsse: Fahrbahn oben, Strombrücke mit Stabbogen, Flutbrücke mit vier Einzelhauptträgern haben die uneingeschränkte Zustimmung und Genehmigung des General-



Abb. 15c. Die 1872 bei Dömitz erbaute Eisenbahnbrücke.

Gegensatz und Werdegang brückentechnischer Auffassung und Gestaltung zum Ausdruck bringt. Der künstlerischen Mitwirkung von Prof. Dr. Bonatz, Stuttgart, an der baureifen Formgebung dieses Brückenbauwerks ist es zu danken, daß der Ausführungsentwurf in mehrfachen Punkten, insbesondere u. a. durch Verlegung der Stabbogeneinmündung von Pfeilermitte um etwa 4 m seitwärts (vgl. Abb. 18) und des Portals von der ersten zur zweiten Hängestange ent-







mit  $3,06 \text{ t/cm}^2 (< \sigma_p)$  ermittelten Ausbeulspannung ergibt als Sicherheitsgrad

$$\nu = \frac{3,06}{1,40} = 2,19 > 2,0.$$

Die Anordnung der Aussteifungen des Hauptträgers über dem Strompfeiler und die seitliche Verlegung des Stabbogenanschlusses sind aus der Systemskizze Abb. 17 und in ihrer konstruktiven Ausbildung aus Abb. 18 ersichtlich.

Für das Feld 8—9 (Abb. 17) sind wegen der Verlegung des Stabbogenanschlusses folgende drei Spannungszustände untersucht worden:

- Fall 1. größtes Moment  $M_8$ , zugehörige Querkraft  $R$  rechts, zugehörige Stabbogenkraft  $S_9$ ;
- Fall 2. größte Querkraft  $R$  rechts, zugehöriges Stützmoment  $M_8$ , zugehörige Stabbogenkraft  $S_9$ ;
- Fall 3. größte Stabbogenkraft  $S_9$ , zugehöriges Stützmoment  $M_8$ , zugehörige Querkraft  $R$  rechts.

Das zahlenmäßige Ergebnis dieser drei Untersuchungen ist in nachstehender Tabelle zusammengestellt und erweist somit für die Bemessung

Punkt	Fall 1		Fall 2		Fall 3	
	$\min M_8$ tm	$M_x$ tm	$M_8$ tm	$M_x$ tm	$M_8$ tm	$M_x$ tm
I	-3768	-2863	-2760	-1804	-3073	-2128
II	-3768	-1958	-2760	-845	-3073	-1183
8 1/2	-3768	-1514	-2760	-422	-3073	-243
III	-3768	-1347	-2760	-37	-3073	-720
IV	-3768	-1442	-2760	+320	-3073	-963

des Trägertells 8—9 (vgl. Abb. 17 u. 18) den Belastungszustand Fall 1 als maßgebend, außer für Punkt IV, wo das aus Fall 1 und 2 sich ergebende Wechselmoment  $M_{IV} = -1442 - \frac{320}{3} = -1551 \text{ tm}$  sich als maßgebend erweist.

Für  $\max Q = 933,7 \text{ t}$  ergibt sich mit  $16,7 \text{ t/cm}^2$  als kritische und  $0,86 \text{ t/cm}^2$  als tatsächliche Schubspannung eine  $\frac{16,7}{0,86} \approx 19$ fache Sicherheit gegen Ausknicken des Stehbleches.

Das — durch Prof. Dr. Bonatz von Punkt II nach 12 verlegte — Portal (vgl. Abb. 19a bis d) ist als geschlossener Rahmen mit statisch bestimmter Lagerung<sup>5)</sup> berechnet und gemäß Abb. 20 konstruktiv ausgebildet worden.

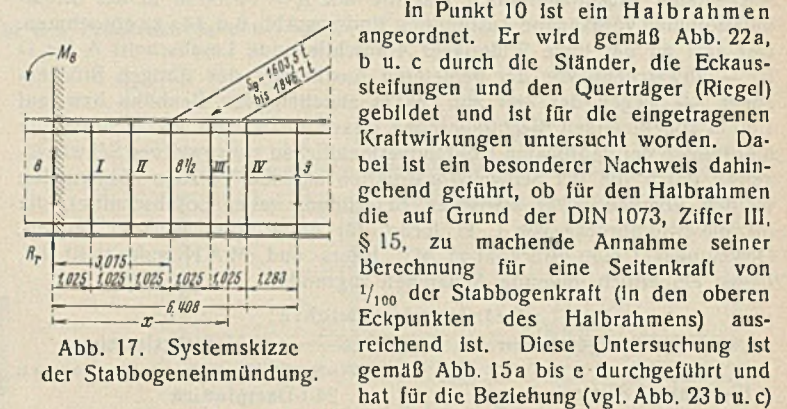
<sup>5)</sup> Unter Benutzung der von Förster (Taschenbuch für Bauingenieure, 5. Aufl., S. 385) angegebenen Formeln.

Außer den aus Abb. 19c ersichtlichen Momenten treten folgende Normalkräfte auf:

- im oberen Riegel:  $\max N = -18,3 \text{ t}$   
 $\min N = \pm 35,4 \text{ t}$
- im Stiel: "  $= \pm 35,4 \text{ t}$
- im unteren Riegel: "  $= -14,3 \text{ t}$   
"  $= +18,3 \text{ t}$

wozu noch für die Rahmenstiele als Hängestangen der Hauptträger eine Zugkraft von  $112,3$  bzw.  $154 \text{ t}$  bei unbelasteter bzw. belasteter Brücke kommen. Die im Rahmenstiel nachgewiesene größte Randspannung  $\max \sigma$  beträgt  $1,848 \text{ t/cm}^2 (< 2,4 \text{ t/cm}^2)$  für die belastete und  $2,10 \text{ t/cm}^2 (< 2,4 \text{ t/cm}^2)$  für die unbelastete Brücke.

Abb. 21 zeigt die konstruktive Ausbildung des Stabbogenquerschnitts.



In Punkt 10 ist ein Halbrahmen angeordnet. Er wird gemäß Abb. 22a, b u. c durch die Ständer, die Eckaussteifungen und den Querträger (Riegel) gebildet und ist für die eingetragenen Kraftwirkungen untersucht worden. Dabei ist ein besonderer Nachweis dahingehend geführt, ob für den Halbrahmen die auf Grund der DIN 1073, Ziffer III, § 15, zu machende Annahme seiner Berechnung für eine Seitenkraft von  $\frac{1}{100}$  der Stabbogenkraft (in den oberen Eckpunkten des Halbrahmens) ausreichend ist. Diese Untersuchung ist gemäß Abb. 15a bis e durchgeführt und hat für die Beziehung (vgl. Abb. 23b u. c)

$$\frac{H}{2} : S = \frac{\delta}{l} \text{ bzw. } \gamma = \frac{Hl}{2\delta} \text{ mit } H = \frac{1}{100} \cdot S = 19 \text{ t}$$

$$\text{und } \delta_R = \frac{1}{E J_c} \int M_1 M_0 d\theta' = 0,0367 \text{ m und } \delta_{St} \text{ (Stabbogen)}$$

$$= \frac{H(2l)^3}{48 E J_y} \text{ (mit } l = 13,8 \text{ m und } J_y = 1\,039\,820 \text{ cm}^4 = 0,0287 \text{ m eine tatsächliche Ausweichung des Stabbogens im Punkte 10 von}$$

$$\delta = \frac{\delta_R}{\delta_R + \delta_{St}} \cdot H \cdot \frac{\delta_{St}}{H} = \frac{\delta_R \delta_{St}}{\delta_R + \delta_{St}} = 0,0161 \text{ m}$$

und damit für  $H = 19 \text{ t}$  eine Stabbogenkraft  $S = \frac{19 \cdot 13,8}{2 \cdot 0,0161} = 8150 \text{ t}$  gegenüber  $S$  vorhanden  $\approx 1900 \text{ t}$  ergeben, womit nachgewiesen ist, daß

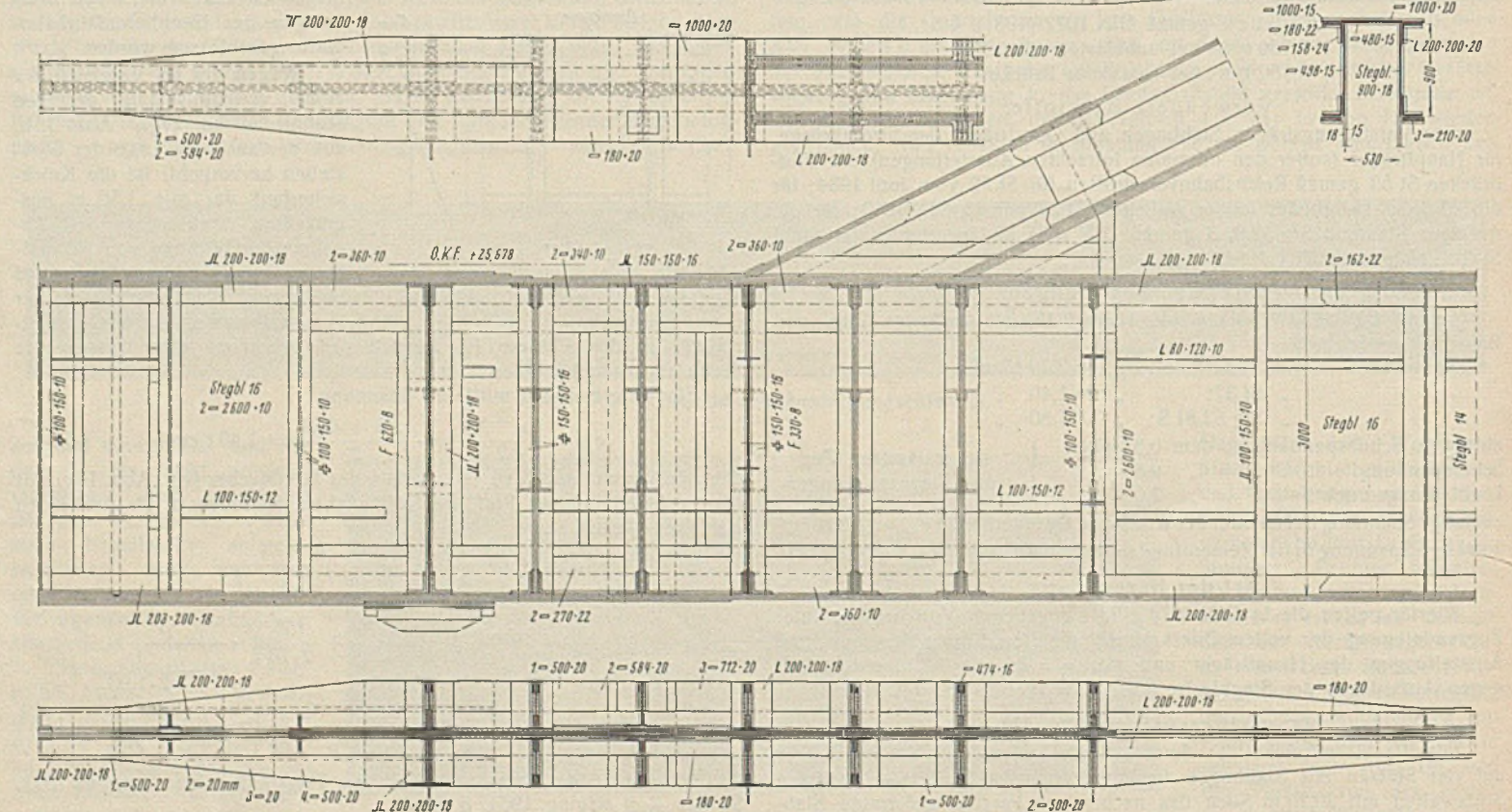


Abb. 18. Konstruktive Ausbildung des Versteifungsträgers der Stromöffnung über Strompfeilerauflager.



der gemäß DIN 1073, III, § 15, zu machenden Annahme  $H = \frac{1}{100} S = 19 t$  eine  $\nu = \frac{S}{S_{\text{vorh}}} = \frac{8150}{1900} = 4,3$ -fache Sicherheit (gegenüber einer zulässigen von  $\nu \cong 2$  bis 2,5) zugrunde liegt.

Die Querträger 8 über den Strompfeilern R und S sind gemäß Abb. 24 a u. b als Zweigelenrahmen<sup>9)</sup> unter Berücksichtigung des Wärmewechsels nach der hierfür von Kleinlogel<sup>7)</sup> gegebenen Formel

$$H_b^a = \frac{3 \cdot E \cdot J_c \cdot t}{h^2 (3 + 2K)} = 97 t$$

mit  $\max M_t = \pm 97 \cdot 1,95 = \pm 189 tm$  berechnet worden. Außerdem sind die Gurtträger 8 noch für den Fall des Anhebens der Brücke mit der hierfür nach DIN 1073, Ziff. IV, § 15, zugelassenen Spannung

$\sigma_{\text{zul}} = \frac{\sigma_B}{2} = 2,60 t/cm^2$  gemäß Abb. 25 berechnet worden. Ihre konstruktive Durchbildung zeigt Abb. 26.

Der obere Windverband ist gemäß Abb. 27 angeordnet und für eine Windbelastung von  $250 kg/m^2$  bei 2 m Höhe des Verkehrsbandes, 0,96 m mittlerer Höhe des Stabbogens und 0,25 m Breite der Zugstangen und unter Berücksichtigung der aus den Unterschieden der Neigungen des Stabbogens sich ergebenden Zusatzspannungen in den

<sup>9)</sup> Vgl. Förster, Taschenbuch für Bauingenieure, 5. Auflage, S. 361.

<sup>7)</sup> Rahmenformeln, 4. Auflage, S. 78.

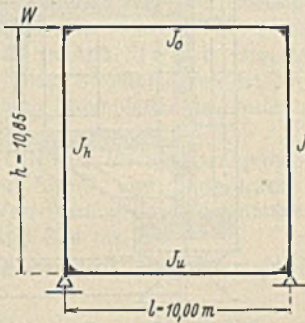


Abb. 19a. Systemskizze des Portalrahmens (12 u. 12').

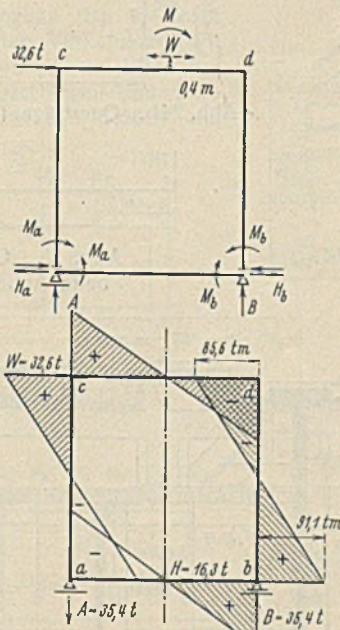


Abb. 19b u. c. Portalrahmenkraftangriffe.

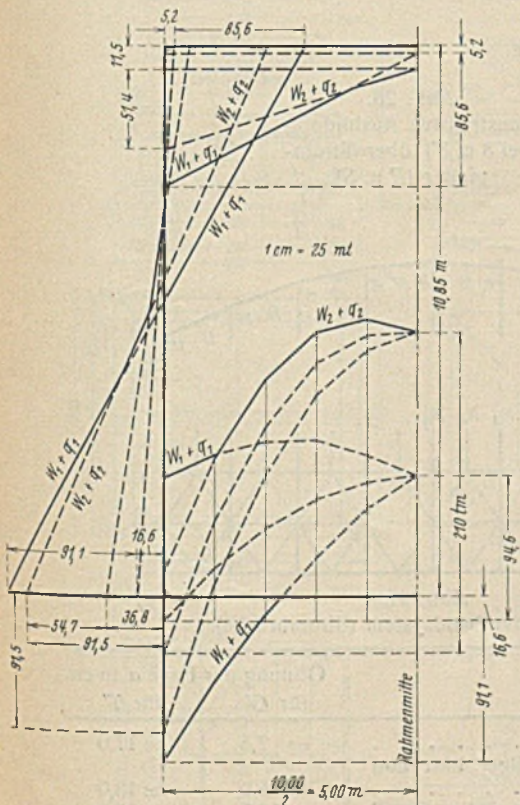


Abb. 19d. Momenten-Umhüllungslinie.

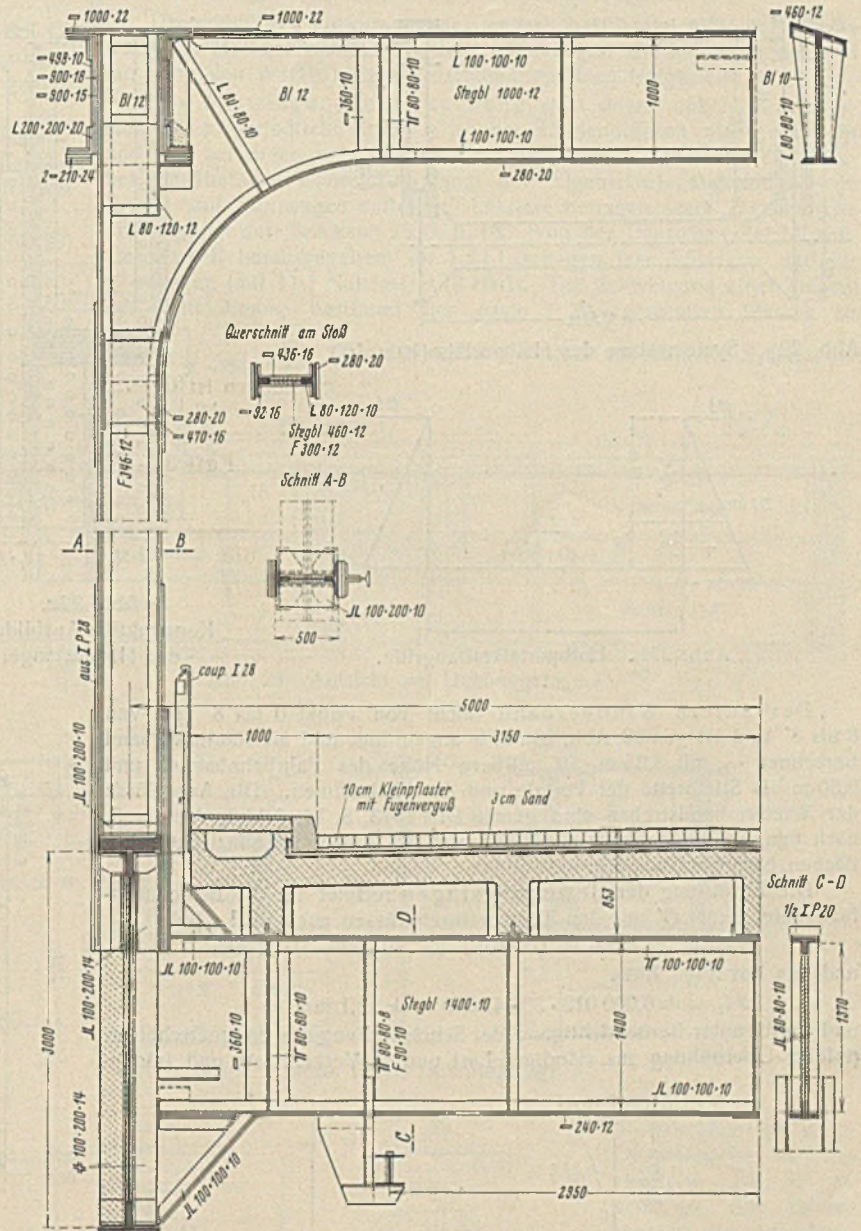


Abb. 20. Konstruktive Ausbildung des Portalrahmens (12 u. 12').

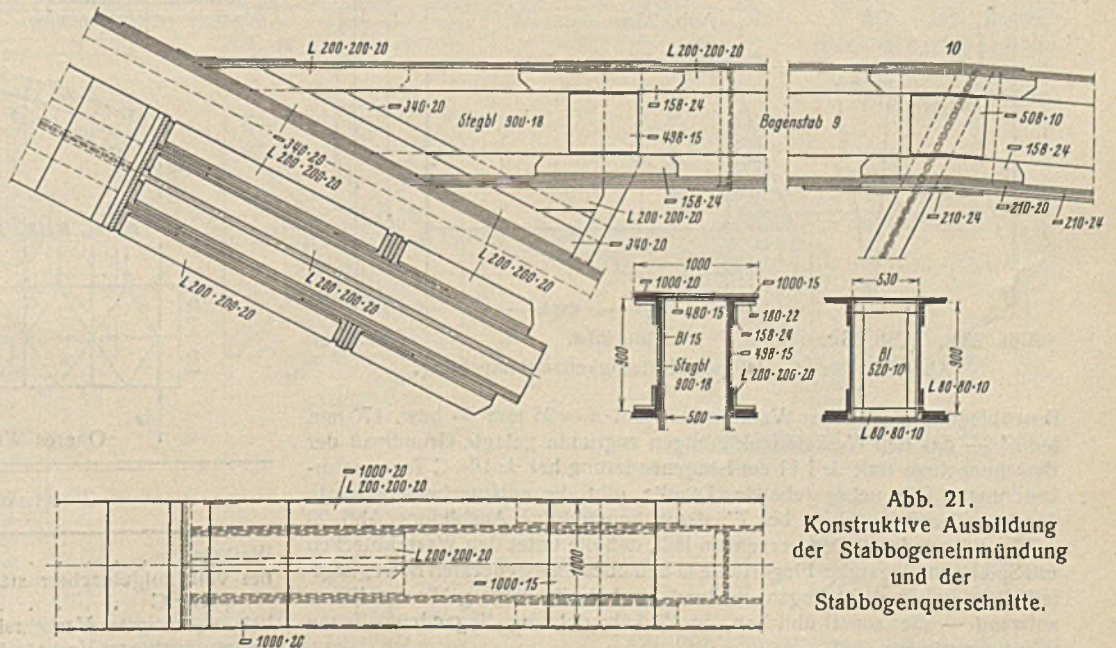


Abb. 21. Konstruktive Ausbildung der Stabbogeneinmündung und der Stabbogenquerschnitte.







Die Lager sind nach den üblichen Annahmen berechnet, jedoch unter Berücksichtigung der aus der Wirkung der Endquerträger als Zweigelenrahmen sich aus Querträgerbelastung, Wärmewechsel und Wind ergebenden zusätzlichen Kräfte, wodurch sich die zulässige Spannung von 1800 auf 2000 kg/cm<sup>2</sup> erhöhte.

Die Ausbildung der Lager ist in Abb. 31 a u. b dargestellt. Bei Q' und T' sind Rollenlager, beim linken Strompfeiler R ist ein Rollenlager gemäß Abb. 31a und beim rechten Strompfeiler das feste Lager gemäß Abb. 31b vorgesehen.

Das Gelände ist gemäß DIN 1072 für eine waagerechte Belastung von 80 kg/m berechnet und für Strom- und Flutbrücken gleichmäßig durchgebildet, für letztere mit Verankerung des Pfostenfußes durch zwei Steinschrauben im Beton (vgl. Abb. 32a bis c).

Als Gesamtdurchbiegung des Versteifungsträgers sind (für Punkt 20) folgende Werte ermittelt worden:

- aus Stahlgewicht . . . . . 113,70 mm
- aus Betonlast . . . . . 176,80 mm
- aus ständiger Last . . . . . 290,50 mm.

Dieser ständigen Durchbiegung ist diejenige aus 1/4 der gleichmäßig verteilten Verkehrslast mit  $\delta = 1/4 \cdot 70,8 = 17,7$  mm (als Parabel  $\delta = \alpha \cdot 17,7$  mit  $\alpha$  nach BE 1934, § 13, S. 23) zugeschlagen und dementsprechend die Überhöhung an den Stößen und

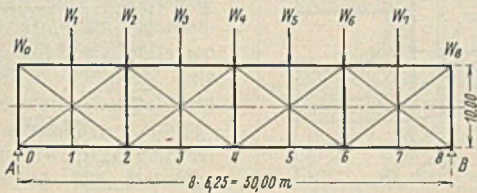


Abb. 28a. Unteres Windverbandsystem (Stromseitenöffnung).

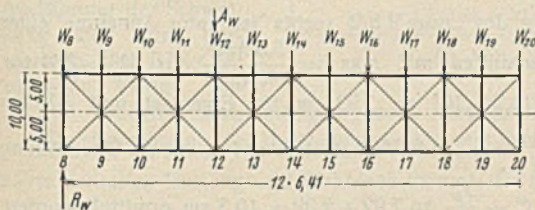


Abb. 28b. Unteres Windverbandsystem (Strommitteöffnung).

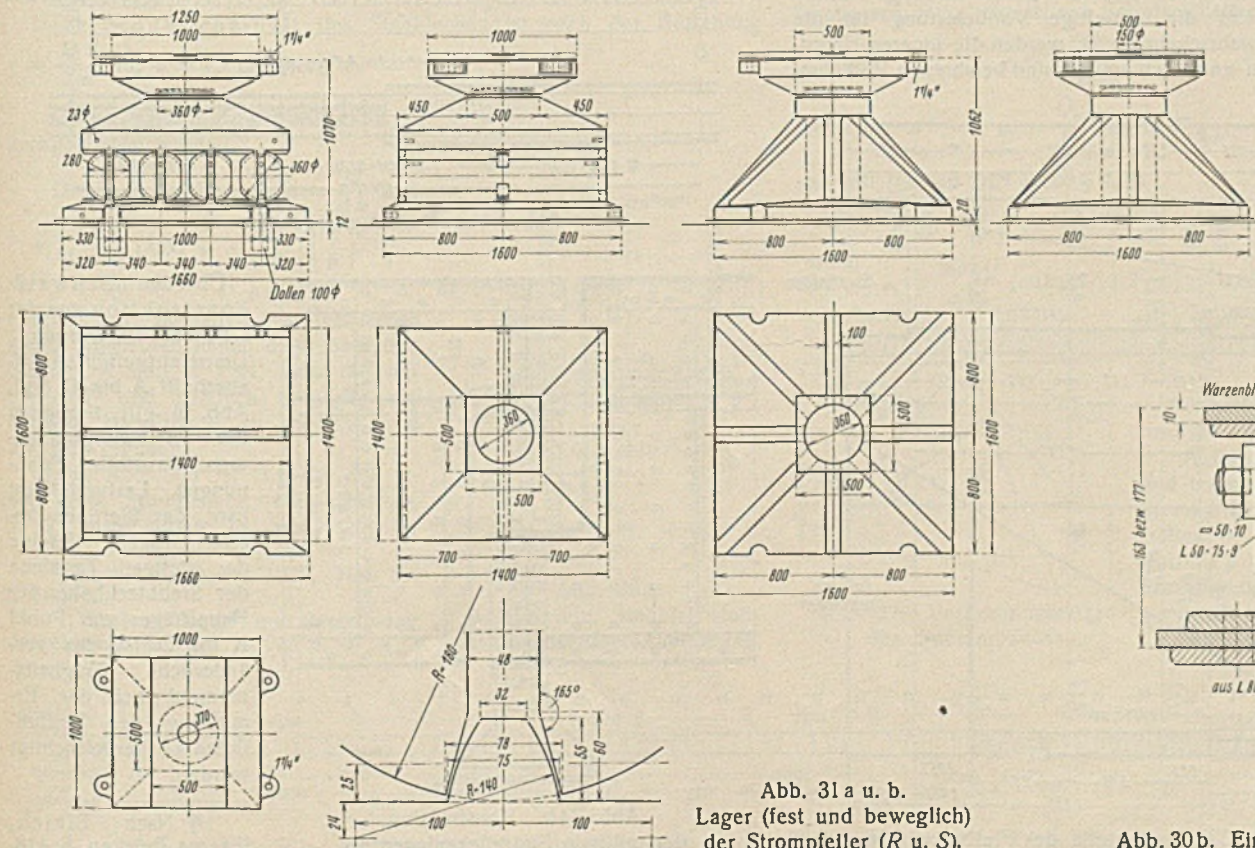


Abb. 31 a u. b. Lager (fest und beweglich) der Strompfeiler (R u. S).

daraus an den Anschlußpunkten der Hängestangen gewählt worden, und zwar mit

$$\delta_{8, 10, 12, 14, 16, 18, 20} = 0, 59, 123, 183, 237, 280, 304 \text{ mm,}$$

worin die Zeiger 8, 10 usw. die Systempunkte bezeichnen.

Die endgültige Verformung des statisch bestimmten Montagesystems wurde für die im einzelnen ermittelten Senkungen und Längenänderungen mit Hilfe von Williot'schen Verschiebungsplänen festgestellt.

Die Schwingungsuntersuchung geht davon aus, daß Erregerstöße (d. h. periodische Stöße u. a.) bei Straßenbrücken nicht auftreten und daß bei ihnen nur Aufschwankungen (Schwebungen) und diese nur bei annähernder Übereinstimmung der Eigenschwingungszahlen von Brücke und Fahrzeugen auftreten. Letztere betragen nach „Mechanische Schwingung der Brücken“ 1933, S. 195 (von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft herausgegeben) für 1,5-t-Lastwagen leer 3,5 Hertz und für 17-t-Wagen (mit 11 t Nutzlast) 4,13 Hertz. Die Schwingung eines Trägers der Mittelöffnung bestimmt sich nach S. 203 genannten Werkes zu

$$n = \frac{\pi}{e} \sqrt{\frac{5}{384} \cdot \frac{g}{\delta}} \cdot \text{Für das dreifach statisch unbestimmte System der}$$

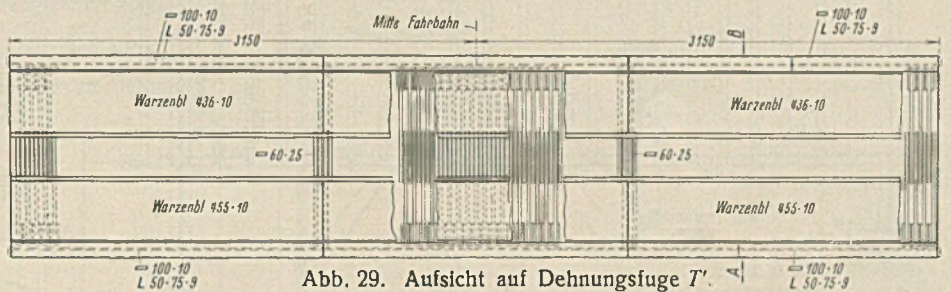


Abb. 29. Aufsicht auf Dehnungsfuge T'.

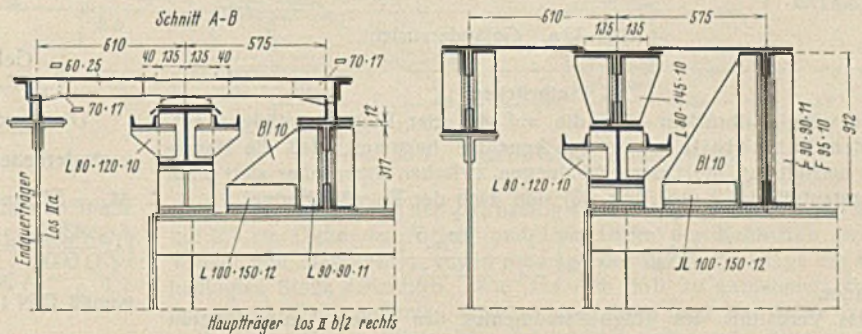


Abb. 30a. Schnitte durch Dehnungsfuge T'.

Strombrücke ist diese Durchbiegung so anzusetzen, als ob es sich um eine Durchbiegung dieses Systems unter der vollen ständigen Last handelt.

Mit den Durchbiegungswerten 70,8 mm aus gleichmäßig verteilter Last ( $p = 2,86$  t/m)

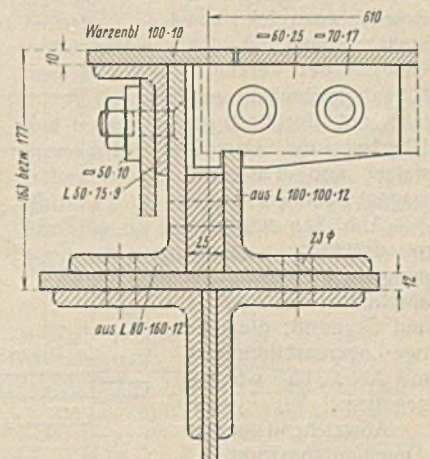


Abb. 30b. Einzelheit zur Dehnungsfuge T'.



und  $\delta = 228 \text{ mm}$  (aus  $\delta = \frac{9,22}{2,86} \cdot 70,8$  mit  $9,22 \text{ t/m}$ ) aus der gesamten ständigen Last ergibt sich somit

$$n = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{5}{384} \cdot \frac{981}{22,8}} = 1,18 \text{ Hertz für die Mittelöffnung.}$$

Mit  $\delta_v = p F_1 = 2,20 \cdot 13,56 = 298 \text{ mm}$  für  $p = 2,20 \text{ t/m}$ ,  
und mit  $q = 7,23 \text{ t/m}$  aus ständiger Last ist

$$\delta = \frac{7,23}{2,20} \cdot 29,8 = 98 \text{ mm}$$

und  $n = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{5}{384} \cdot \frac{981}{9,8}} \approx 1,8 \text{ Hertz für die Seitenöffnung.}$

Diese errechneten Schwingungen in der Mittelöffnung und den Seitenöffnungen werden durch die über drei Öffnungen der Hauptträger vorhandene Kontinuität gestört und dadurch gedämpft werden.

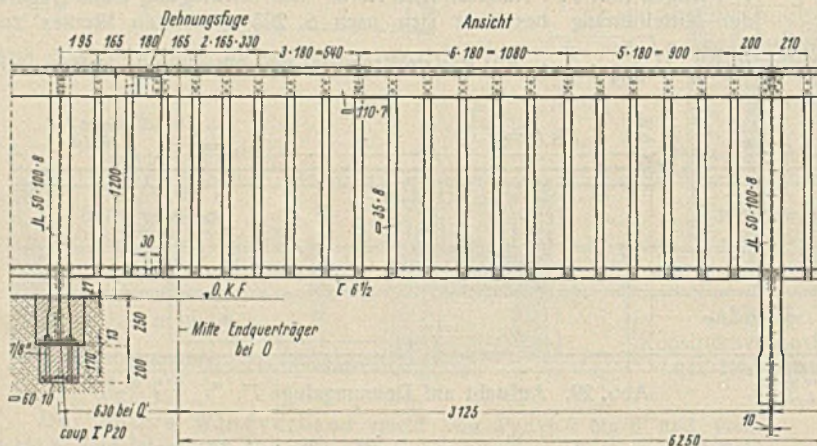


Abb. 32a. Geländeransicht.

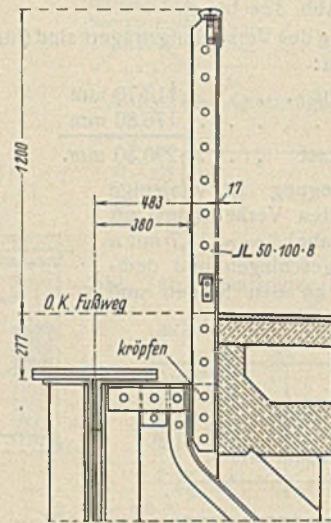


Abb. 32b. Geländerpfosten bei Strombrücke.

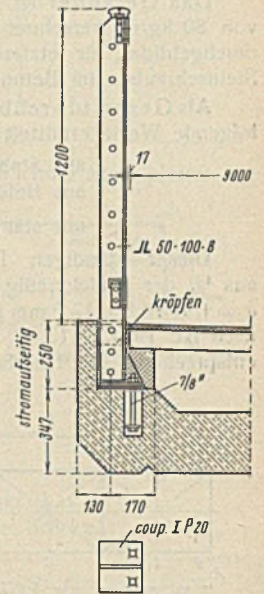


Abb. 32c. Geländerpfosten bei Flutbrücke.

3. Flutbrücken.

Für die Flutbrücken sind die auf die vier Einzelhauptträger entfallenden Lastanteile unter der Annahme bestimmt, daß die Hauptträger nachgiebig, die Querverbindungen zwischen ihnen aber starr sind. Die Lastanteile ( $R_m$ ) (vgl. Abb. 33) sind nach der Engeßer-Formel

$$R_m = P J_m \left[ \frac{1}{\Sigma J} + \frac{x_m p}{\Sigma J x^2} \right]$$

berechnet.

Das Verhältnis des Trägheitsmomentes des äußeren zum inneren Hauptträger ist mit 1,2:1 angenommen, obwohl bei voller Ausnutzung der äußeren Hauptträger die inneren nicht bis an die zulässige Grenze beansprucht werden. Während die einseitige Vollbelastung für die äußeren Hauptträger sehr unwahrscheinlich ist, werden die inneren Hauptträger, da sie ziemlich genau unter den am meisten befahrenen Verkehrstreifen liegen, auch tatsächlich am häufigsten hoch beansprucht, weshalb für sie deren verhältnismäßig stärkere Ausbildung vorgesehen ist. Mit  $1 \text{ t/m}^2$  als Gewicht der Fahrbahn (mit Kleinpflasterung) ergibt sich für die Fahrbahn ein Gewicht von  $10,50 \text{ t/lfdm}$  Brücke, wozu  $2,4 \text{ t}$  aus Stahlgewicht und das Gewicht der Verkehrslasten (gleichmäßig verteilt und Einzellast als Überlast aus Dampfwalze und Lastkraftwagen) kommen.

Abb. 34a zeigt die grundsätzliche Anordnung eines Flutbrückenabschnittes in Ansicht und Grundriß; die mittige Lagerausbildung ist in Abb. 34b wiedergegeben.

Abweichend von der Durchlaufkonstruktion der übrigen Lose (vgl. Abb. 33. Lastanteile der Flutbrückenhauptträger.

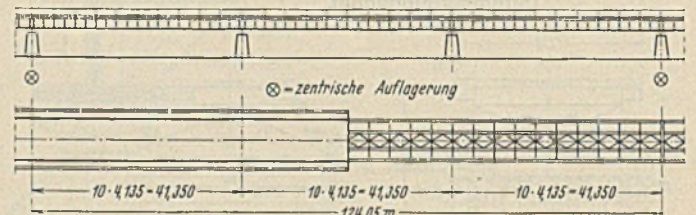
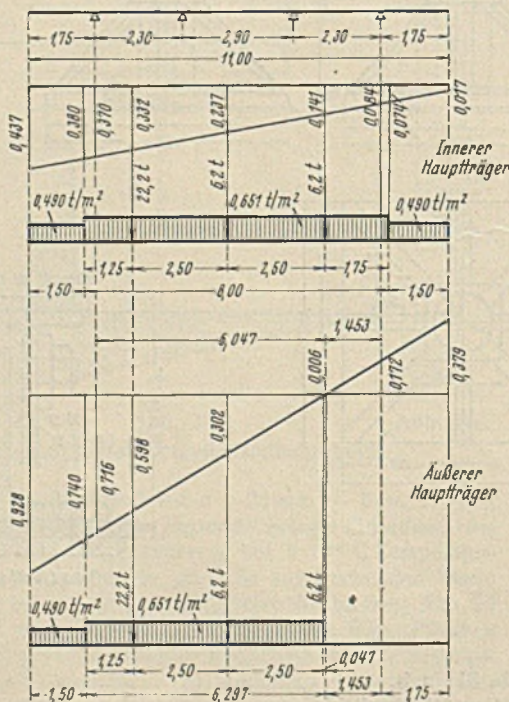


Abb. 34a. Durchlaufträgerschema.

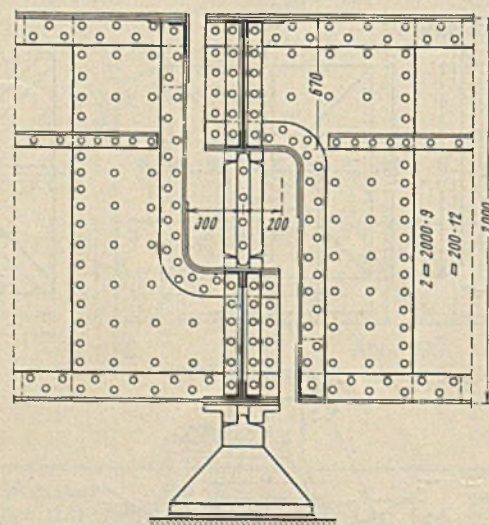


Abb. 34b. Konstruktion der mittigen Flutbrückenlagerung.

Die Durchbiegung des Loses II b/2 rechts ist unter Annahme eines veränderlichen Querschnittes mit  $\max f = \frac{5,5 M l^2}{48 E J}$  für  $M_g = 884 \text{ tm}$ ,  $M_p = 532 \text{ tm}$ ,  $J_x = 11,24 \cdot 10^6$  zu  $7,92 \text{ cm}$  für Eigenlast und  $4,78 \text{ cm}$  ( $< \frac{4300}{600} = 7,18 \text{ cm}$ ) für ruhende Verkehrslast und daraus die Überhöhung gemäß DIN 1073 für  $f_g + \frac{f_p}{2}$  zu  $7,92 + 2,39 = 10,3 \text{ cm}$  ermittelt worden.

Über den in Schweißkonstruktion von der Firma Joh. Dörnen, Derne, ausgeführten Losabschnitt A bis D (vgl. Abb. 9) gilt bezüglich der Belastungsannahmen, Baustoffe, Spannungen, Lastverteilung usw. das hierüber bereits Gesagte. Infolge der stetigen Zunahme der Stehblechhöhe der Hauptträger von Punkt A bis D ist das veränderliche Trägheitsmoment bei der Ermittlung der Einflußlinien<sup>8)</sup> berücksichtigt worden.

<sup>8)</sup> Nach Bleich, Eiserne Brücken, S. 418.



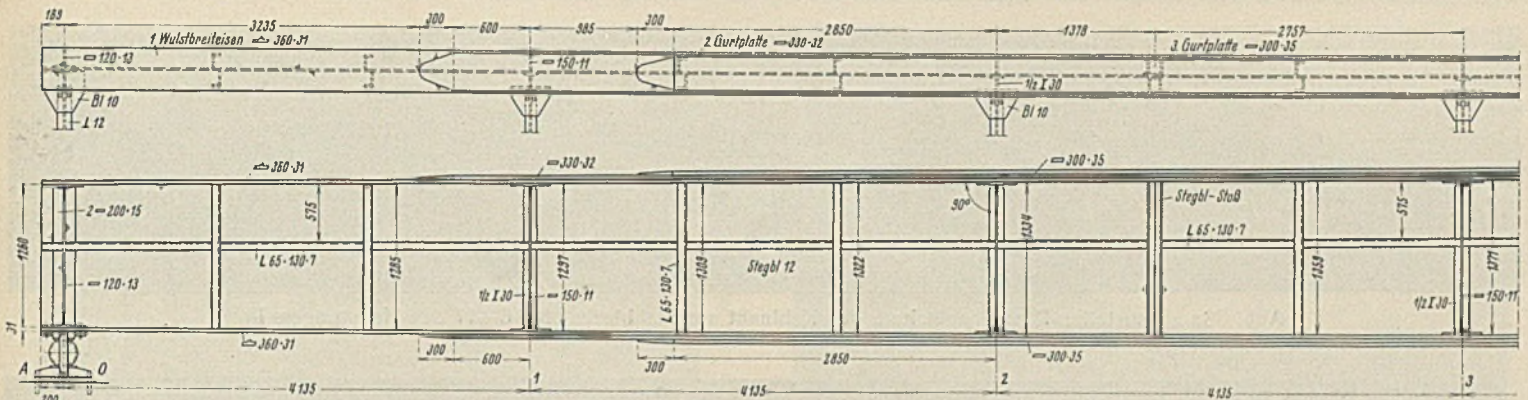


Abb. 35a. Geschweißter Hauptträger (0-3 in Abschn. A-D) mit Querschnitt der Schweißkonstruktion.

Mit den beiden Stützmomenten ( $M_I = x_a$  und  $M_{II} = x_b$ ) des zweifach statisch unbestimmten Systems (Durchlaufträger über vier Stützen) als statisch unbestimmte Größen sind mittels der Dreimomentengleichung aus den  $M \cdot \frac{J_c}{J}$ -Flächen (mit vorberechneten mittleren Trägheitsmomenten) die  $\omega$ -Gewichte ermittelt und mit Hilfe der Querkräfte die zu ihnen gehörigen Momentenlinien und Einflußordinaten berechnet worden.

Die mit Wulstbreitisen (DRPa Dörnen) als Gurtplatten ausgeführte Querschnittsbildung der Hauptträger ist aus Abb. 35a, diejenige der Querverbände aus Abb. 35b zu ersehen. Der Berechnung und Ausführung der Schweißung sind die Vorschriften der DIN 4100 zugrunde gelegt, wobei die neuesten Bestimmungen<sup>9)</sup> noch berücksichtigt werden konnten.

Die Berechnung der durchgehend in 6 mm Dicke ausgeführten Kehlnähte zwischen Gurtung und Stehblech ist nach der Beziehung  $e = \frac{QS}{J \cdot 2a}$  mit  $a = 0,6$  cm für

$$e_{zul} = 0,65 \cdot 2100 = 1365 \text{ kg/cm}^2$$

durchgeführt.

Die Schub sicherheit des Stehbleches ist nach der Beziehung  $\tau = \frac{QS}{Jd}$  für  $d = 1,2$  cm mit

$$\tau_{zul} = 0,8 \cdot 2100 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

nachgewiesen worden.

Die nach den Formeln  $\tau = \frac{Q}{dh}$  und

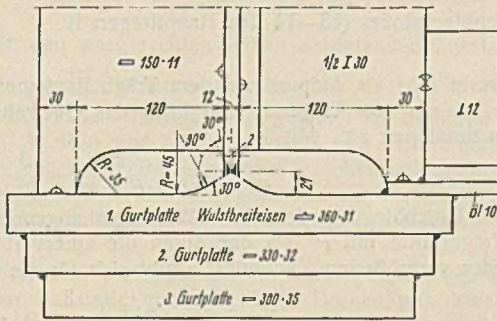
$$\tau_{krit} = \left[ 11000 + \frac{7500}{\left(\frac{a}{b}\right)^2} \right] \left(\frac{d}{b}\right)^{10}$$

ermittelten Sicherheiten des Stehbleches gegen Ausbeulen haben diese über den Stützen A und B (vgl. Abb. 36) mit  $\nu = 3,57$ - und  $3,15$  fach bzw. für die äußeren Hauptträger zu  $\nu = 2,9$ - und  $2,75$  fach ergeben.

Aus Abb. 36a ist die für alle — als reine Stumpfstoße mit Elektrode St 52 ausgeführten — Stehblechstoße

<sup>9)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1935, Heft 50, S. 1008 ff.

<sup>10)</sup> Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 285 ff.



Zu Abb. 35a.

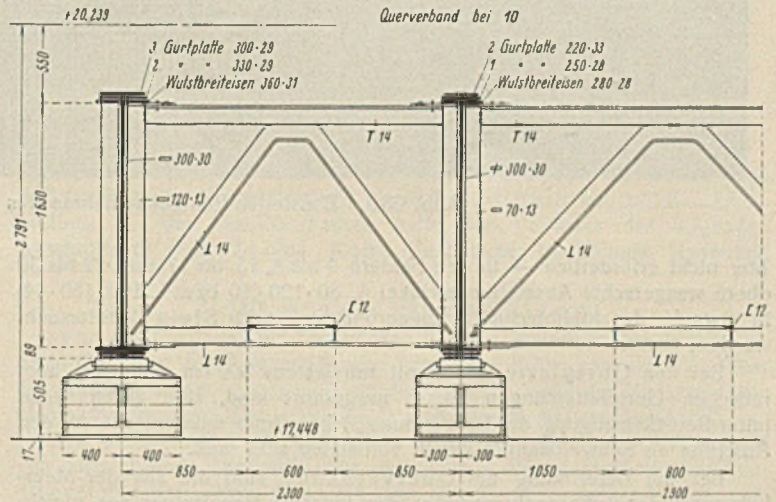


Abb. 35b. Geschweißter Querverband.

einheitliche Ausbildung der gleichzeitig als Aussteifung dienenden Stöße — mit 2,6 cm Dicke der X-Naht und 1 cm Dicke der Kehlnähte zwischen Winkel und Stehblech — sowie die Lage der durch die Länge der Bleche bedingten Stöße ersichtlich. Wie aus Abb. 36b zu entnehmen, ist statt der ursprünglich geplanten (sogenannten alten) Lage der Stöße (an den statisch günstigsten Stellen der Träger) die sogenannte neue Lage der Stehblechstoße getreten, da die rechtzeitige Beschaffung der langen Stehbleche auf unvorhergesehene Schwierigkeiten gestoßen war.

Aus 
$$e_1 = \frac{M}{W_{schw}} \left( \text{mit } W_{schw} = \frac{2,6 l^2}{6} \right)$$

und 
$$e_2 = \frac{Q_{schw}}{F_{schw}} \left( \text{mit } F_{schw} = 2,6 l \right)$$

und mit (gemäß DIN 4100, § 4, 3)

$$e_1 = \frac{\max M h_s / 2}{J}$$

und 
$$e_2 = \frac{\max Q}{a h_s} \left( \text{mit } a = 1,2 \text{ cm} \right) \leq 0,65 \sigma_{zul} \leq 1365 \text{ kg/cm}^2$$

Ist  $e$  nach der Beziehung

$$e = \frac{e_1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{e_1^2 + 4 e_2^2} \leq 0,75 \sigma_{zul} \leq 1575 \text{ kg/cm}^2$$

ermittelt.

Außer den senkrechten Aussteifungen sind wegen des Auftretens der größten Normalkräfte neben den größten Schubkräften in den Feldern (an den Mittelstützen) 8 bis 13 und 17 bis 22 (vgl. die Bezeichnung der Felder in Abb. 36) noch waagerechte untere und — obwohl für die Ausbeul sicherheit der Stehbleche

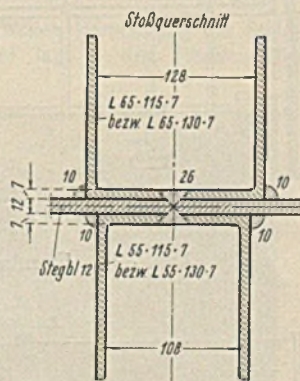


Abb. 36a. Geschweißter Stehblechstoß mit beiderseitiger Aussteifung.

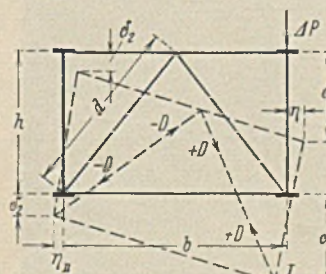


Abb. 37. Verformungsskizze des Querverbandes.

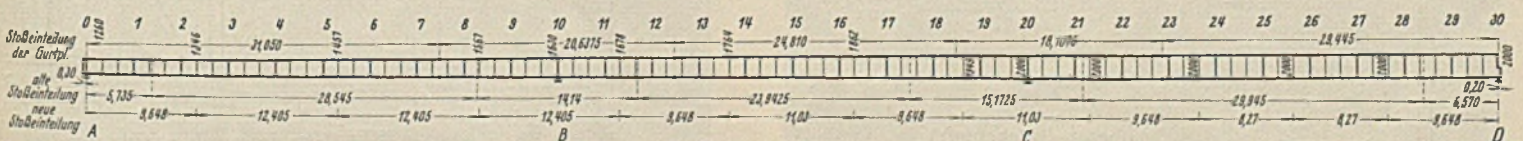


Abb. 36b. Geschweißter Flutbrückenabschnitt A-D mit Stoßeinteilung der Gurtplatten und der Stehbleche.



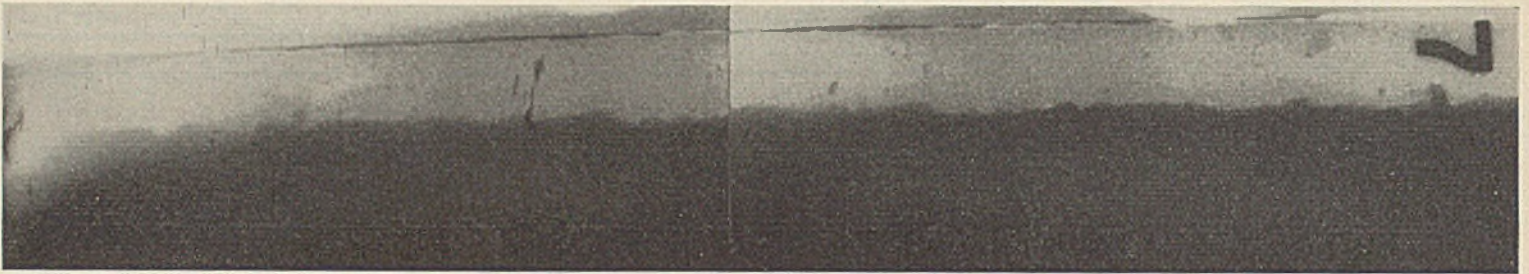


Abb. 38a. Baustellen-Röntgenaufnahme der Kehlnaht am Stehblechstoß (16—17 des Hauptträgers II).

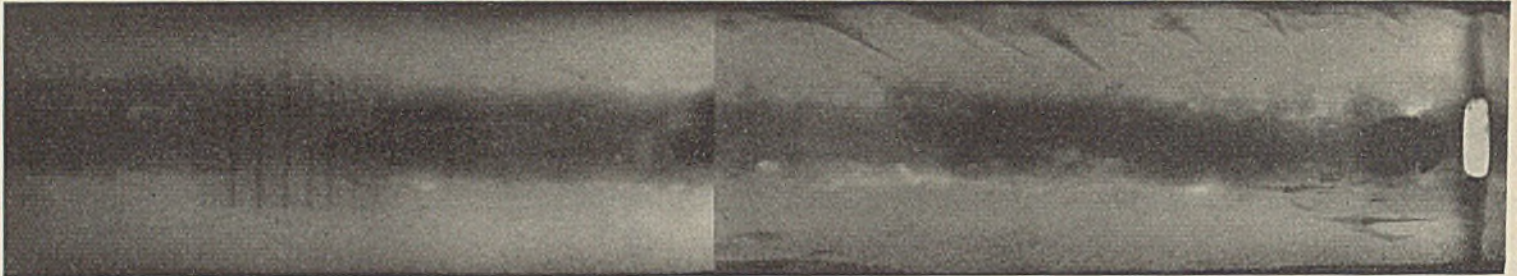


Abb. 38b. Baustellen-Röntgenaufnahme des Stehblechstoßes (13—14 des Hauptträgers I).

hier nicht erforderlich — in den Feldern 0 bis 8, 13 bis 17 und 22 bis 30 obere waagerechte Ausstufungswinkel (L 80 · 120 · 10 bzw. L 100 · 150 · 14) in etwa 1/3 der Stehblechhöhe angeordnet und nach Stein<sup>11)</sup> untersucht worden.

Bei den Gurtplatten, die mit mindestens 300 cm über die theoretischen Gurtplattenlängen hinaus ausgeführt sind, sind deren Stöße unter Berücksichtigung der Bestimmung<sup>12)</sup> berechnet worden, daß für den Anschluß an Schweißnähten 1,54 F vorhanden sein muß.

Bei der Berechnung der Querverbände sind die aus der Mehrbelastung der äußeren (gegenüber den inneren) Hauptträger aus gleichmäßig verteilter und aus Einzellast sich ergebenden größeren Senkungen und daraus resultierenden Zusatzkräfte<sup>13)</sup> gemäß Verformungsskizze Abb. 37 mit

$$\delta_1 = \frac{\gamma \Delta P - D \cdot \frac{h}{2}}{E F h^2} \quad \text{und} \quad \delta_2 = \frac{\gamma D \cdot \frac{h}{d}}{E F h^2} \quad \text{berücksichtigt,}$$

<sup>11)</sup> Stein, Die Stabilität der Blechträgerstehbleche in zweiachsigem Spannungszustand. Stahlbau 1934, Heft 8.

<sup>12)</sup> Nach den Kommerellschen Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten, 3. Aufl., S. 84. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>13)</sup> Nach Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 549 ff.

worin  $F h^2$  als proportional dem Trägheitsmoment des Hauptträgers und  $\gamma$  als ein von Trägerart und Lage des Querrahmens abhängiger Faktor anzunehmen ist. Mit

$$\delta_m = \frac{5}{384} \cdot \frac{P' l^4}{E J} \left( 1 + \frac{3}{25} \cdot \alpha \right)$$

als Durchbiegung des als Balkenträger angenommenen Hauptträgers in Trägermitte mit  $P'$  als der durch die Querverbandwirkung verringerten oder vergrößerten Knotenlast ergibt sich für die Brückenmitte

$$\gamma_m = \frac{5}{384} \cdot l^4 \left( 1 + \frac{3}{25} \cdot \alpha \right),$$

worin  $\alpha = \frac{J_m - J_0}{J_0}$  und  $J_m = \frac{2 J_0 J_0'}{J_0 + J_0'}$ .

Die Biegelinie, als Parabel angenommen, ergibt im Abstände  $x$  vom Auflager

$$\delta_x = \frac{\delta_m}{l^2} \cdot x (l - x)$$

und das zugehörige

$$\gamma_x = \frac{\gamma_m}{l^2} \cdot x (l - x)$$

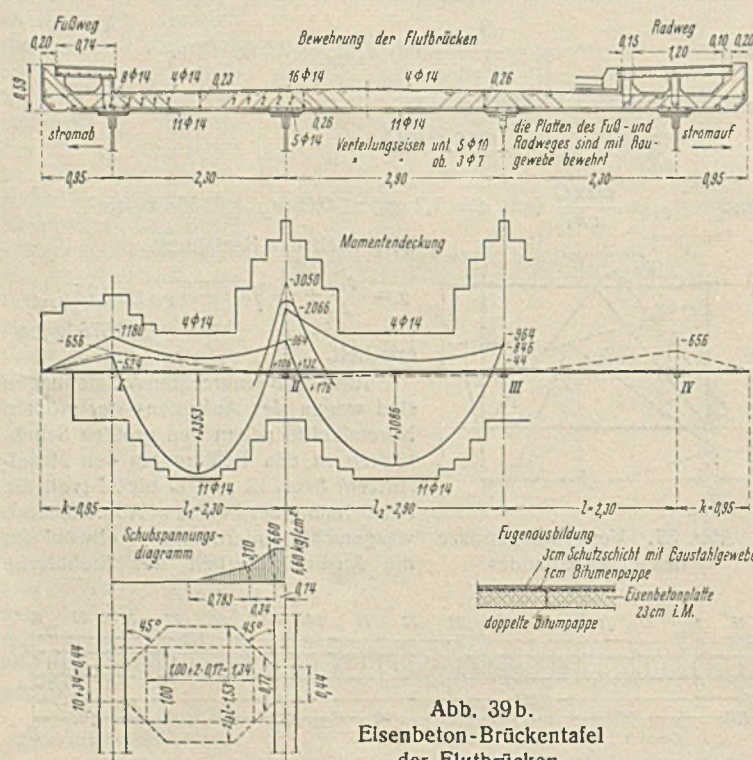


Abb. 39b. Eisenbeton-Brückentafel der Flutbrücken.

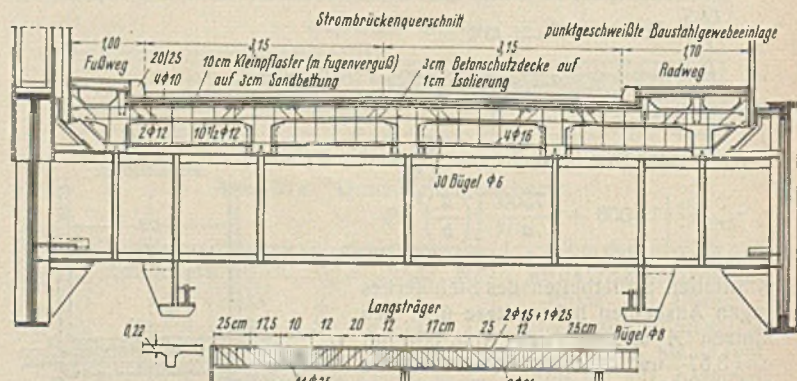


Abb. 39a. Eisenbeton-Brückentafel der Strombrücke.

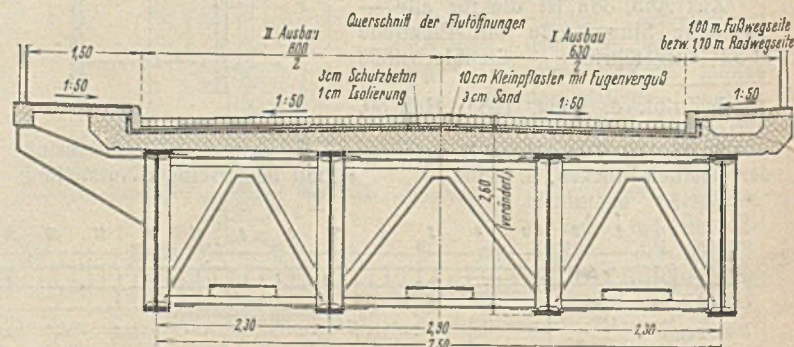


Abb. 40. Flutbrückenquerschnitt für I. und II. Ausbauzustand.



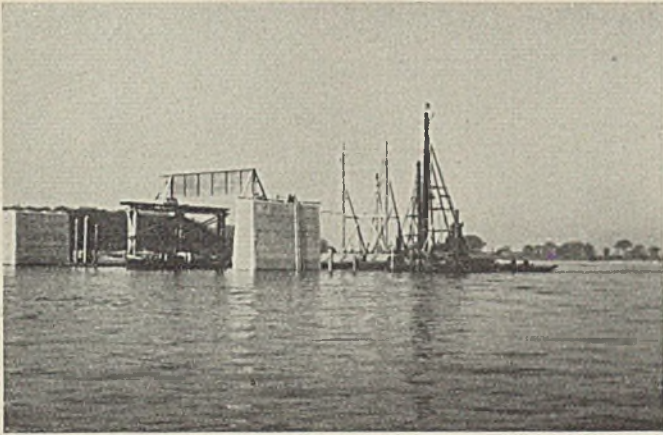


Abb. 41. Bauzustand am 3. Mai 1935.

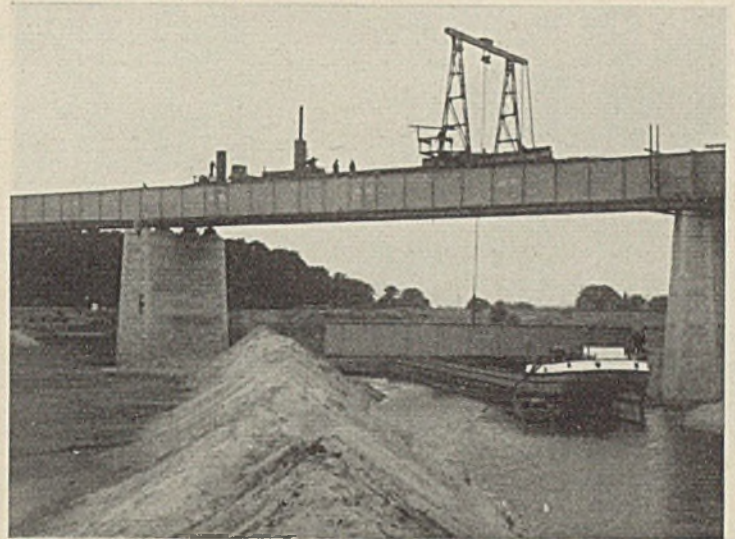


Abb. 42. Bauzustand am 14. August 1935.

und damit mit  $\mathcal{L}P$  als zusätzliche Knotenlast

$$D = \pm \frac{\mathcal{L}P \cdot \frac{d}{h}}{2 + 2 \cdot \frac{\gamma'}{\gamma} + \frac{d^3}{\gamma} \cdot \frac{F}{F_d}}$$

und mit  $\pm D \cdot \frac{b}{d}$  die in den waagerechten Stäben auftretenden Zusatzkräfte, die für  $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$  bemessen worden sind.

Die Schweißung des Brückenabschnittes A—D geschah mit umhüllten Kjellberg-Elektroden St 37 A, 48 A und 52 A neu von 4 und letztere auch 5 mm Durchm., die von der schweißtechnischen Versuchsabteilung des Reichsbahn-Ausbesserungswerks Wittenberge geprüft und zur Verwendung als E 37, E 37 h und E 52 h (Reichsbahn-Sortenbezeichnung) zugelassen worden sind.

Abb. 38a u. b (Stehblechstoß und Kehlnaht am Stehblechstoß) geben zwei Proben der auf der Baustelle von der Firma Dörnen mit ihrem eigenen Röntgenapparat aufgenommenen Röntgenbilder wieder, durch die die Güte der — für die gesamte Konstruktion dieses Losabschnittes erstmalig auf der Baustelle selbst durchgeführten — Baustellenschweißung (stichprobenweise) belegt werden konnte.

Die Ausbildung und Bewehrung der Eisenbetonbrückentafel ist für die Strombrücke, deren Längsträger zwecks Abminderung der Membranwirkung der Tafel und zur Erhöhung ihrer Steifigkeit in Eisenbeton hergestellt sind, gemäß Abb. 39a und für die Flutbrücken gemäß Abb. 39b ausgeführt. Aus Abb. 39b ist auch die Momentendeckung und das Schubspannungsdiagramm, aus Abb. 39a die Aufteilung des Verkehrsbandes ersichtlich.

Abb. 40 — mit den vier Hauptträgern des geschweißten Flutbrückenabschnittes A—D — gibt den jetzigen I. und den späteren II. Ausbauzustand (für 8 m Fahrbahnbreite) mit Anbringung der hierfür erforderlichen Konsolaustragungen und Abdeckung des späteren, 1,50 m breiten Fußweges mit einer Eisenbetonplatte wieder, wobei die vorhandene Eisenbetonbrückentafel unverändert bleibt.

Die Prüfung des Entwurfs und der statischen Berechnung der Stahlüberbauten und der Eisenbetonbrückentafel lag in den Händen des

Ingenieurbüros für Bauwesen, Dr.-Ing. E. Hunscher, VDI-Berlin. Die örtliche Bauleitung der Montage — und die statisch-konstruktive Überprüfung — der Stahlüberbauten hatte der Verfasser des folgenden Abschnitts d) Prof. Dr.-Ing. Kohl, Technische Hochschule Hannover.

#### d) Die Montage der Stahlbauten.

Für die Montage der Flutbrücken wurden zwischen den Pfeilern je nach der Lage der Trägerstöße ein bzw. zwei Stützjoche errichtet, über die die Hauptträger vorgestreckt werden konnten. Mit der Montage sollte planmäßig in den Öffnungen Q—Q und Q—R Anfang April 1935 begonnen werden. Der für diese Zeit außergewöhnlich hohe Wasserstand von etwa 1,50 m über MW, der den ganzen Monat April hindurch andauerte und erst gegen Ende Mai auf den Stand zurückging, den man für den Baubeginn vorausgesetzt hatte, zwangen zu einem von dem ursprünglichen Plane abweichenden Bauvorgang.

In der Öffnung Q—Q wurden, nachdem die Pfähle gerammt und die Rüstungen hergestellt waren, die ersten Trägerstücke mittels zweier auf der Schwimmramme errichteter Hebebäume aus der Schute hochgezogen, die das Material vom Hafen Dömitz an die Baustelle brachte. Das Absetzen des ersten Hauptträgerstückes (Abb. 41) geschah am 3. Mai. Am 10. Mai war die erste Öffnung in dieser Weise überbrückt und waren Wind- und Querverbände eingezogen. Sogleich wurde mit der Aufstellung je eines Montagekranes für die Flutbrücken und für die Strombrücke begonnen (Abb. 47). Solange der Wasserstand es ermöglichte, wurden die Konstruktionsteile unmittelbar in die zu überbrückende Öffnung geschleppt und durch den Vorbaukran gefaßt. Als mit fallendem Wasser diese Möglichkeit ausschied, wurden sämtliche Bauteile zwischen den Pfeilern Q und P mittels eines auf den äußeren Hauptträgern aufgestellten Bockkranes hochgezogen, auf Transportwagen gesetzt, vorgefahren und eingebaut. Die Hauptträgerstöße in dem Überbau Q—P waren vorher abgenietet und die Windverbandstäbe zwischen den mittleren Hauptträgern entfernt worden. Später mußte eine Fahrinne zu dieser Entladestelle

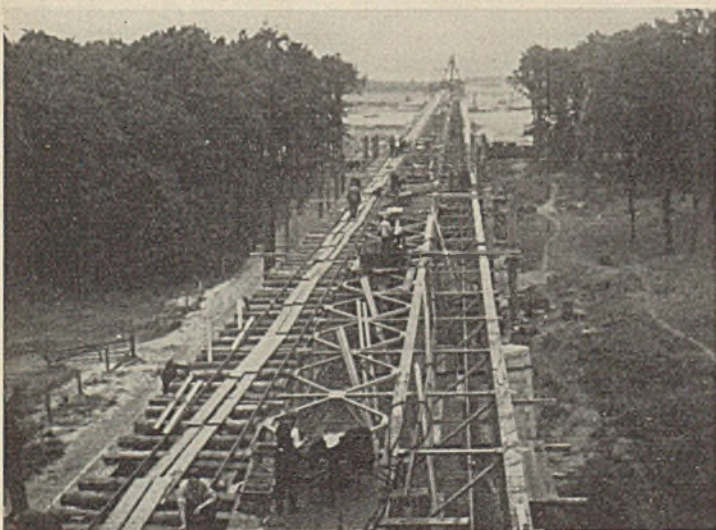


Abb. 43. Bauzustand am 16. August 1935.

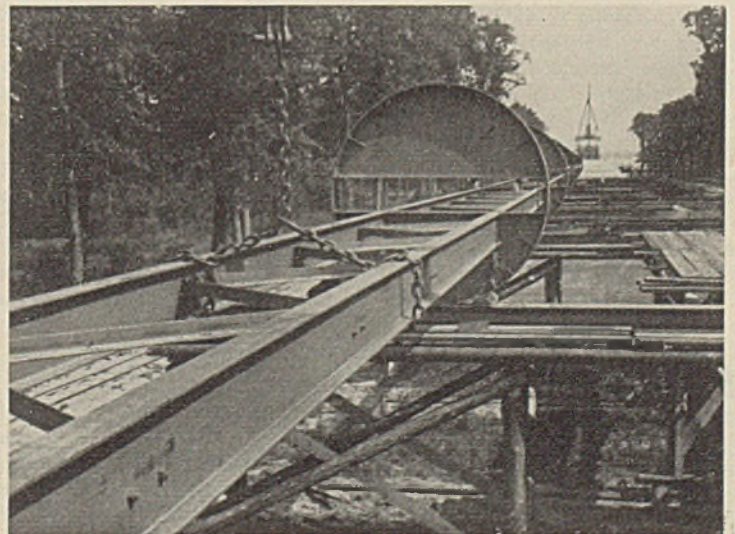


Abb. 44. Bauzustand am 3. Juli 1935.



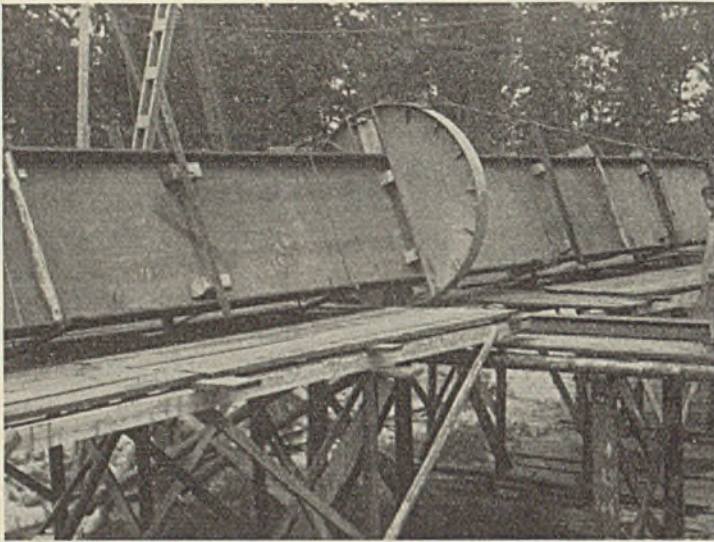


Abb. 45. Bauzustand am 30. Juli 1935.

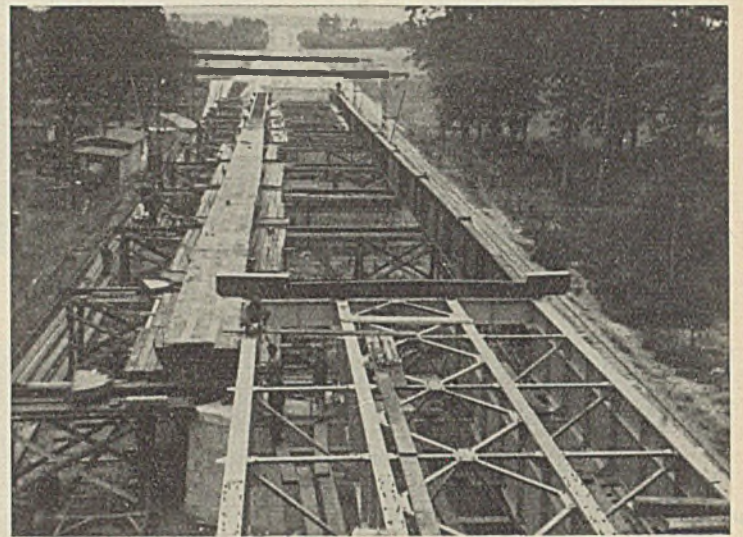


Abb. 46. Bauzustand am 16. August 1935.

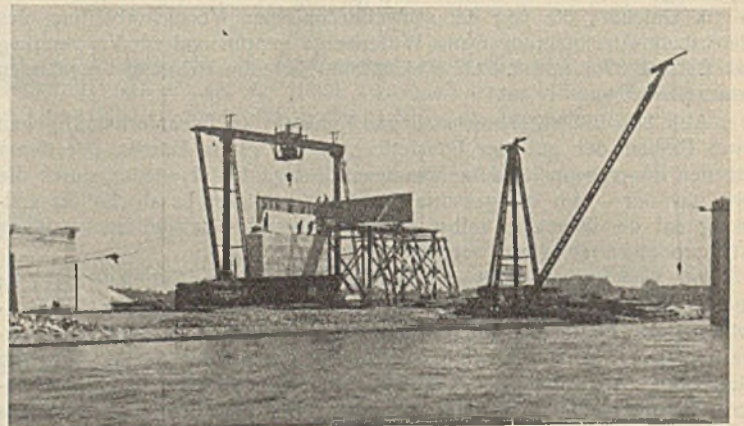
gebaggert werden, die auch bei niedrigstem Wasserstand das Entladen in der angegebenen Weise gestattete, so daß sich der Bau einer besonderen Entladebühne, die ursprünglich vorgesehen war, erübrigte (Abb. 42).

Mit fortschreitender Montage wurde die ganze Konstruktion abgenietet, die Rüstungen wurden entfernt und umgesetzt. Das letzte Hauptträgerstück konnte am 15. August in der Öffnung *E—D* eingebaut werden; die Nietarbeiten waren Mitte September beendet. Die wöchentliche Leistung betrug (ab Pfeiler *K*) im letzten Monat der Montage rd. 150 t. Einen Überblick über die Flutbrücken gibt Abb. 43. Die Montage der Flutbrücken lag in den Händen der Firmen Louis Eilers und MAN.

Besonderes Interesse beansprucht die Herstellung der von der Firma Joh. Dörren in geschweißter Konstruktion ausgebildeten Flutbrücken im Abschnitt *A* bis *D* insofern, als sämtliche Schweißarbeiten auf der Baustelle ausgeführt wurden. Jeder Hauptträger wurde in der gesamten Länge von rd. 124 m in einer Rollvorrichtung ausgelegt und fertig zusammengeschweißt in seine endgültige Lage abgesetzt. Abb. 44 zeigt die Rollen, die aus zwei zusammenschraubenden Hälften bestehen, zwischen denen die zu verschweißenden Stehbleche und Gurtungen eingespannt werden. Die zehn Rollen sind in rd. 14 m Abstand — je eine neben den Lagern und je zwei in jeder Öffnung — angeordnet, durch vergitterte I-Träger miteinander verbunden und ermöglichen, den Träger während der Schweißarbeiten in jede gewünschte schweißgerechte Lage zu drehen (Abb. 45). Die Laufbahnen der Rollen sind durch Gerüste quer zur Brückenachse unterstützt und an den Brückenlagern in solchem Abstände vorbeigeführt, daß in der Endstellung die Träger unmittelbar auf die Lager abgesetzt werden können. Abb. 46 zeigt das Auslegen der Stehblechtafeln für den zweiten Hauptträger in waagerechter Lage. Nach dem Heften der Stumpfnahte wurden die Wulstflacheisen, die in Längen von über 30 m angeliefert wurden, verlegt und die Rollen geschlossen; dann wurden die Stehblechstöße sowie die Nahte zwischen Steg und Gurtung geschweißt. Nachdem diese wichtigsten Nahte fertiggestellt waren, wurden die Gurt-

platten aufgeschweißt und im wesentlichen auch die senkrechten Aussteifungen vor dem Freisetzen eingebaut.

Der erste Hauptträger war — vom Auslegen der Bleche an gerechnet — nach etwa vier Wochen so weit fertig, daß er auf die Lager abgesetzt werden konnte, die nächsten Träger nach je etwa 2½ bis 3 Wochen, nachdem

Abb. 48.  
Bauzustand am 14. Juni 1935.

in zwei Schichten von je fünf Mann geschweißt wurde. Einschließlich des Einbaues sämtlicher Aussteifungen, Quer- und Windverbandsstäbe dauerte die eigentliche Montage rd. 3½ Monate. Sämtliche Konstruktionsteile wurden von Dannenberg aus auf dem Landwege an die Baustelle gebracht, auf Loren geladen, längsseits der Montagerüstungen verfahren

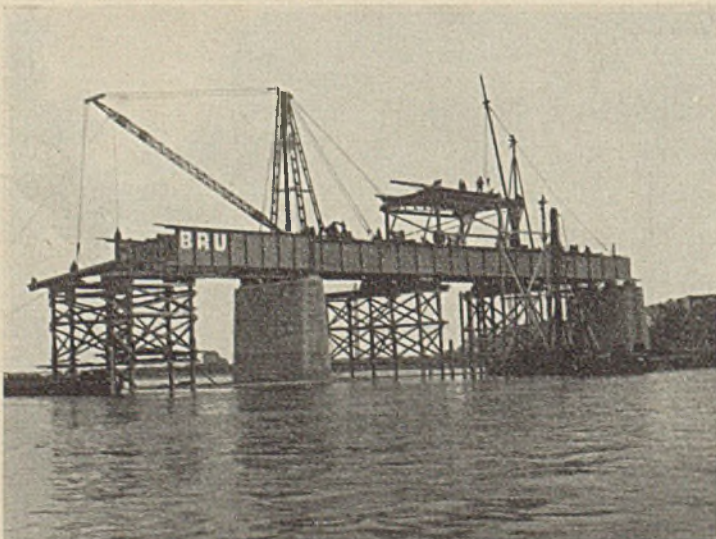


Abb. 47. Bauzustand am 20. Mai 1935.

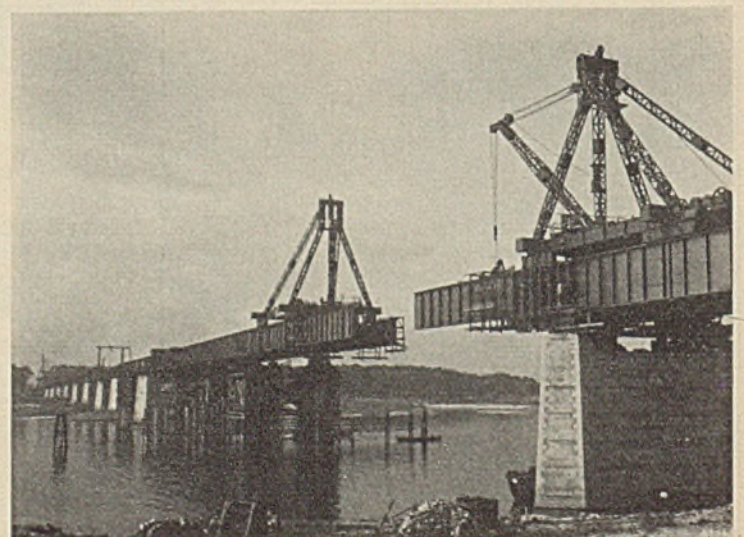


Abb. 49.



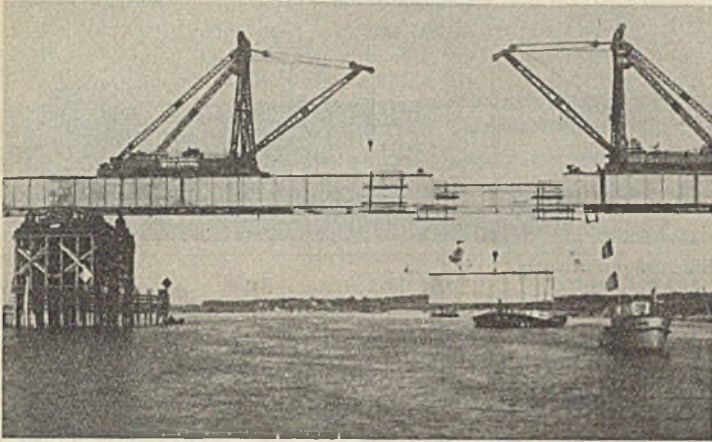


Abb. 50. Bauzustand am 20. August 1935.

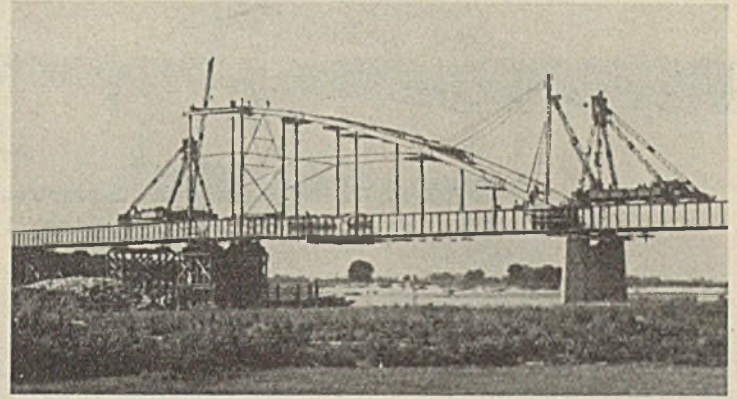


Abb. 51.

und durch zwei die ganze Baustelle überstreichende Portalkrane (Abb. 46) weiter verteilt.

Die Anlieferung der einzelnen Bauteile in verhältnismäßig leichten Stücken und die dadurch gegebene Möglichkeit, mit leichtem Montagegerät auszukommen, mag für die hier gewählte ausschließliche Baustellen-schweißung sprechen. Ein wesentlicher Vorteil ist die Verminderung jeglichen Gesamtstoßes und infolge der Landanfuhr die Unabhängigkeit von den übrigen Montagen. Man muß in Kauf nehmen, daß die Baustellen-einrichtung sehr umfangreiche Vorbereitungen verlangt, daß schlechte Witterung bei Schweißarbeiten sich störender als bei Nietarbeiten auswirken kann, daß die Konstruktion längere Zeit ohne Mennigeanstrich jedem Wetter ausgesetzt ist und daß schließlich auf den besonderen Vorteil der dem Stahlbau anderen Bauweisen gegenüber eigenen kurzen Montagezeit verzichtet werden muß.

Die Montage der Strombrücke wurde von beiden Seiten aus in Angriff genommen. In den von den Firmen Norddeutscher Eisenbau und Dortmunder Union montierten Seitendöffnungen wurden je zwei Hilfsgerüste zur vorübergehenden Unterstützung der Hauptträger errichtet, die von den Pfeilern  $Q'$  bzw.  $T'$  ausgehend vorgestreckt wurden. Auf der linken Seite stand hierfür ein auf den Hauptträgern verfahrbarer Schwenkmast zur Verfügung (Abb. 47), während auf dem rechten Ufer Stromseiten- und Flutöffnung zwischen Pfeiler  $S$  und Widerlager  $T$  durch einen Portalkran (Abb. 48) montiert wurden. Zum Entladen der Schuten war hier ein besonderer Mast aufgestellt. In der Öffnung  $Q-R$  dagegen war genügend Wasser vorhanden, um die Konstruktionsteile unmittelbar mit dem Vorbaukran zu fassen.

Für die von der Firma C. H. Jucho-Dortmund ausgeführte Montage der Mittelöffnung von rd. 154 m wurden zwei Krane von je 20 bzw. 12 t Tragfähigkeit bei 15 bzw. 27 m langem Ausleger auf den Hauptträgern verfahrbar aufgestellt.

Da für die Schifffahrt auf Dömitzer Seite eine Breite von 65 m von jeglichen Einbauten frei bleiben mußte, konnten nur in der linken Hälfte der Hauptöffnung Rüstungen vorgesehen werden, und zwar war zur Auflagerung des Versteifungsträgers in den Punkten 13, 17 und  $19\frac{1}{2}$  je ein Stützjoch angeordnet (Abb. 51). Die dadurch sich ergebende Asymmetrie und Unbestimmtheit des Kräftefeldes war der wesentliche Anlaß, die Strombrücke unter Stahlgewicht als statisch bestimmtes System zu montieren. Zu diesem Zweck wurden in den Punkten  $7\frac{1}{2}$  in beiden Seitendöffnungen sowie in Punkt  $19\frac{1}{2}$  der Mittelöffnung Gelenke angeordnet, die zunächst durch Verschrauben und Verdornen der Stöße unwirksam gemacht wurden, solange das freie Vorbau erforderte.

Mit der Montage des Versteifungsträgers konnte nach Abnieten des Überbaues  $Q-R$  und nach Aufstellung des Derricks Anfang Juli bei Pfeiler  $R$  begonnen werden; bis Anfang August war der Vorbau bis zum mittleren Gelenk fortgeschritten. Inzwischen waren auch auf dem rechten Ufer die Arbeiten so weit gediehen, daß nun gleichzeitig von beiden Seiten aus die Überbrückung der freizuhaltenden Schifffahrtöffnung in Angriff genommen werden konnte (Abb. 49). Der Schluß des Versteifungsträgers fand statt in Punkt  $13\frac{1}{2}$  nach einer Längsverschiebung des rechten Überbaues um rd. 80 mm ohne Schwierigkeiten am 20. und 21. August (Abb. 50).

Durch den Freivorbau von Joch zu Joch und über der Schifffahrtöffnung bedingt, mußten die Hauptträgerstöße mit Ausnahme derjenigen an den Gelenken sofort gelenket werden. Die Hauptträgerstücke waren deshalb im Werk zusammengelegt und die Nietlöcher auf das endgültige Maß von 26 mm aufgerieben. Lediglich soweit in der Gurtung konische Bolzen verwendet wurden, wurden die Löcher auf der Baustelle aufgerieben.

Um die Höhenlage der Hauptträger, die mit Rücksicht auf den Freivorbau an den Pfeilern und am Mitteljoch überhöht montiert werden

mußten, noch in gewissen Grenzen ändern zu können, waren die Querträger über Pfeiler  $S$  und die Hauptträger in den Punkten 20 und  $19'$  neben dem mittleren Gelenk durch Wasserdruckpressen unterstützt.

Nach Schluß des Versteifungsträgers wurde die Brücke beim mittleren Stützjoch so weit gesenkt, daß, nachdem die Gelenke in den Seiten bereits in Wirksamkeit gesetzt waren, auch bei Punkt  $19\frac{1}{2}$  die feste Verschraubung gelöst werden konnte. Durch feine Messungen der Längen zwischen den dem Gelenk benachbarten lotrechten Aussteifungen an den beiden Gurtungen im spannungslosen Zustande (beim ersten Verschrauben) und während des Freivorbau ließ sich beim Absenken der biegungsfreie Zustand am Gelenk feststellen, so daß die Schrauben ohne Schwierigkeiten entfernt werden konnten. Statt das Mittelgelenk (Abb. 52) — dessen Notwendigkeit umstritten sein kann — in diesem Bauzustande in Wirkung treten zu lassen, würde vielleicht zweckmäßiger der Zeitpunkt des Bogen-schlusses insofern zu wählen sein, als für die Bogenmontage die kleineren Durchbiegungen des durchlaufenden Trägers nur von Vorteil sein können.

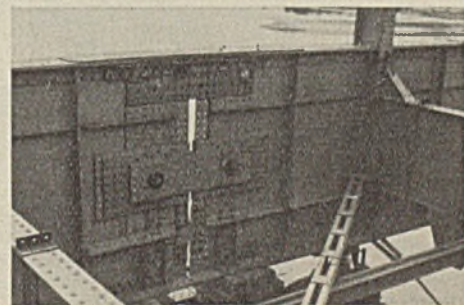


Abb. 52.

Nach Öffnen des Gelenkes wurde der Überbau in der Mitte wieder angehoben und nun die Montage des Bogens beim rechten Portal begonnen. Rückwärts verfahren wurden die Bogenstäbe, Hängestangen, Wind- und Montageverbände durch den einen Kran bis zum Lager  $S$ , durch den anderen Kran, dessen Auslager auf 27 m verlängert war, bis zum linken Stropfpfeiler eingebaut. Die Stöße im Stabbogen waren zunächst, obwohl bereits auf das richtige Maß aufgerieben, zu verdornen und zu verschrauben. Der mittlere Bogenstab über dem Mittelgelenk wurde lose zwischen die Stoßlaschen der benachbarten Stäbe geschoben, denn hier waren beiderseits des Bogenstabes Hilfsstäbe aus je  $2 I 47\frac{1}{2}$  mit Wasserdruckpressen eingebaut. Durch diese wurde nach vollständiger Montage des Bogens am 9. Oktober 1935 ein der Bogenkraft aus Stahlgewicht entsprechender Druck von rd. 480 t bei gleichzeitigem Absenken und Entfernen der Stützung am Mittelgelenk in den Bogen eingeleitet, wodurch sich die endgültige Lage einstellte, so daß nunmehr die Nietlöcher am mittleren Bogenstabe, an den Gelenken und Verbänden aufgerieben und sämtliche Stöße und Anschlüsse abgelenket werden konnten.

#### e) Ausführende Firmen.

Die Federführung des Gesamtentwurfs der Stahlüberbauten lag in den Händen der Dortmunder Brückenbauirma C. H. Jucho, die auch Entwurf und Berechnung der Strombrücke lieferte und die Stabbogenbrücke über die Hauptschifffahrtöffnung montierte. Die beiden Stromseitenöffnungen wurden von ihr in Arbeitsgemeinschaft mit Norddeutscher Eisenbau, Wilhelmshaven, und Dortmunder Union Brückenbau AG montiert, die auch den von ihr berechneten rechtseitigen Flutbrückenüberbau lieferte und montierte.



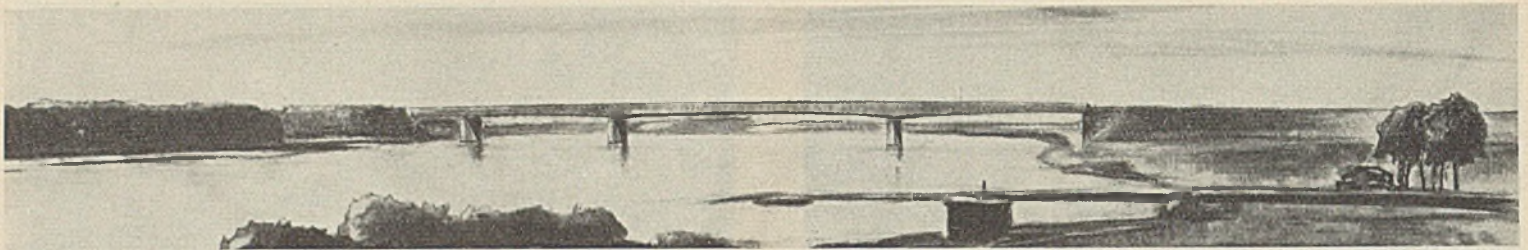


Abb. 53a. Schaubild eines Blechträgerentwurfs.



Abb. 53b. Schaubild der ausgeführten Stabbogenbrücke.

Die Stahlüberbauten des von den drei nachbenannten Firmen bearbeiteten Entwurfs des linkseitigen Flutbrückenzuges wurden — bis auf die drei letzten, von der Firma Joh. Dörnen, Derne, als Schweißkonstruktion entworfenen und ausgeführten — als Nietkonstruktion von den Firmen Louis Eilers, Hannover, und MAN, Mainz (Gustavsburg), in Arbeitsgemeinschaft montiert. An der Lieferung hierfür waren ferner die Firmen Hermann Rüter, Hannover, und Lübecker Flenderwerke AG beteiligt, die auch die Lieferung und Aufstellung des gesamten Brückengeländers hatte.

Durch die Aufteilung in verschiedene Losabschnitte war es möglich gewesen, außer der Montage des 960 m langen Brückenzuges auch die Eisenbetonbrückentafel — bis auf einige Restarbeiten — noch mit Ablauf 1935 fertigzustellen.

Die mit größtem Arbeitseinsatz durchgeführte Herstellung der Eisenbetonbrückentafel einschließlich Isolierung und Betonschutzdecke (mit Baustahlgewebeeinlage) geschah für die Strombrücke (mit rechtseitiger Flutöffnung) durch die Firma Aug. Prien, Harburg, und für den linkseitigen Flutbrückenzug durch die Firmen Fritz Schuppert, Hoch- und Tiefbau-Gesellschaft m. b. H., Hannover, Hochtief-AG für Hoch- und Tiefbauten, vorm. Gebr. Helfmann, Hamburg, und Rob. Grastorf G. m. b. H., Unternehmung für Hoch- und Tiefbau, Hannover.

Die Isolierung stellten die Firmen A. F. Malchow, Staßfurt, Ruberoldwerke AG, Hamburg, Westdeutsche Asphaltgesellschaft, Essen, und Chemische Fabrik Laatzen, Hannover, her. Der in Patinagrün vorgesehene Anstrich ist den Firmen W. Godt, Bremen, Fr. Rudolph u. Sohn, Hannover, und der Dömitzer Malergemeinschaft (Carl Beust), Dömitz, übertragen worden.

Während die bis etwa Oktober 1935 ausgeführten Arbeiten als Notstandsarbeit unter Hinzuziehung (gemäß dem Göring-Plan) auch von Berliner Arbeitslosen geleistet werden konnten, mußten die restlichen Arbeiten überwiegend als freie Arbeit durchgeführt werden, wodurch auch hier die allgemeine Gesundung unserer wirtschaftlichen und Gesamtlage erhärtet wurde.

Es wurden in den Überbauten verbaut rd. 3400 t Stahlkonstruktion, 3000 m<sup>3</sup> Eisenbeton mit 300 t Bewehrung der Brückentafel.

Die Gesamt-Ausführungskosten der Brücken- und Rampenbauten, die im Finanzierungsplan mit

3 1/2 Mill. RM zugrunde gelegt waren, stellen sich auf rd. 3 1/4 Mill. RM; hiervon entfallen

auf die Unterbauten	rd. 0,7	Mill. RM
„ „ Stahlüberbauten	1,62	„
„ „ Brückentafel	0,45	„
„ „ Rampenbauten	0,38	„

und die restlichen 0,1 Mill. RM auf Grunderwerb, Bauaufsicht, Brückenwärterhaus und Sonstiges.



Abb. 54. Bildaufnahme (von hannoverscher Seite aus).

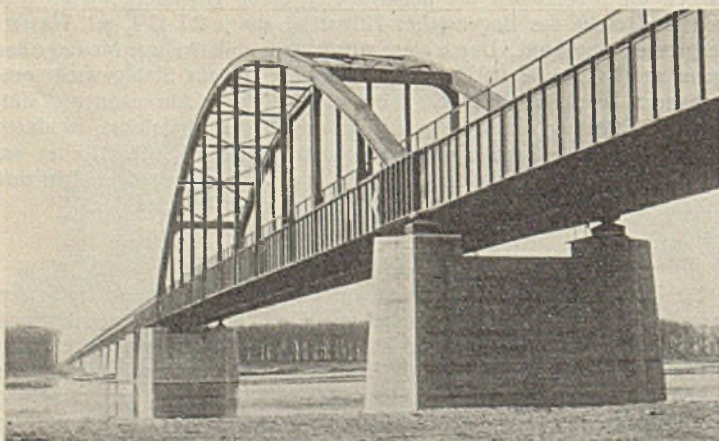


Abb. 55. Bildaufnahme (von Dömitzer Seite aus).

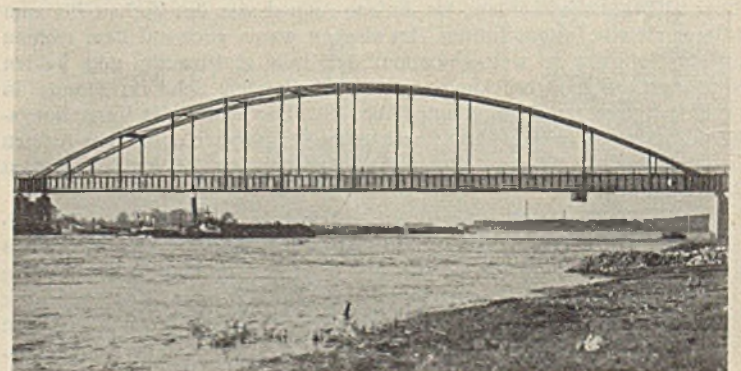


Abb. 56. Bildaufnahme der Schifffahrtöffnung.



IV. Schlußwort.

Am 19. April 1936 wurde von der federführenden Firma C. H. Jucho die Probelastung durchgeführt, wozu die Reichsbahndirektion Hannover ihren Meßwagen mit Meßgeräten und die beiden Verwaltungen die Belastungsfahrzeuge — 6 Dampfwalzen von zus. 96 t und 15 Lastkraftwagen von zus. 280 t Gewicht — bereitgestellt haben. Die gemessenen Durchbiegungswerte sind in der nachstehenden Tabelle zusammen- und den rechnerischen Werten gegenübergestellt worden.

Tabelle der Durchbiegungen.

Belastete Öffnung	Außenträger		Innenträger	
	rechnerisch	gemessen	rechnerisch	gemessen
	mm	mm	mm	mm
Strombrücke R—S . . .	39,55 <sup>1)</sup>	20,2 <sup>1)</sup>	39,76 <sup>2)</sup>	20,0 <sup>2)</sup>
Flutbrücke T'—T . . .	26,32	5,04	26,05	6,75
N—O . . .	27,96	6,5	30,76	7,0
G—H . . .	29,30	11,0	28,52	11,0
F—G . . .	29,30	11,0	28,52	11,0
A—B . . .	39,28	19,4	43,47	19,4
(geschweißt)				

1) Hauptträger stromab. — 2) Hauptträger stromauf.

Diese in Ihren Ergebnissen überaus befriedigenden Durchbiegungsmessungen sind noch durch Schwingungsmessungen mittels Schwingungsmaschine der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik ergänzt worden. Die mit 9,6 Hertz/sek für die Flutbrücke und mit 7,5 und 6,8 Hertz/sek für die belastete und unbelastete Stabbogenbrücke (mittlere Stromöffnung) festgestellten Schwingungszahlen, deren letztere beiden Werte, da der Schwinger zum Aufschaukeln der gesamten Überbaulast der Strombrücke nicht ausreichte, nur für den Querträger (in Brückenmitte) Gültigkeit haben dürften, weisen eine gute Steifigkeit der Brücke aus und bestätigen die Ausschreibungsannahme, daß die Durchlaufsysteme und Eisenbetonbrückentafeln die Steifigkeit des Bauwerks günstig beeinflussen.

Wie die vom fertigen Bauwerk wiedergegebenen Bildaufnahmen (Abb. 54 bis 58) — ebenso wie das im Gegensatz zur reinen Blechträgerkonstruktion der Abb. 53a wiedergegebene Schaubild der Abb. 53b — erkennen lassen, paßt sich das aus der Ebene mittels Rampen und dem einseitig liegenden langen Flutbrückenzug sanft ansteigende und über der Stromöffnung flach ausgerundete Brückenbauwerk in seiner — für diese Lösung spezifischen — schlank gestreckten Form und ausschließlichen Betonung der Hauptöffnung durch den flach

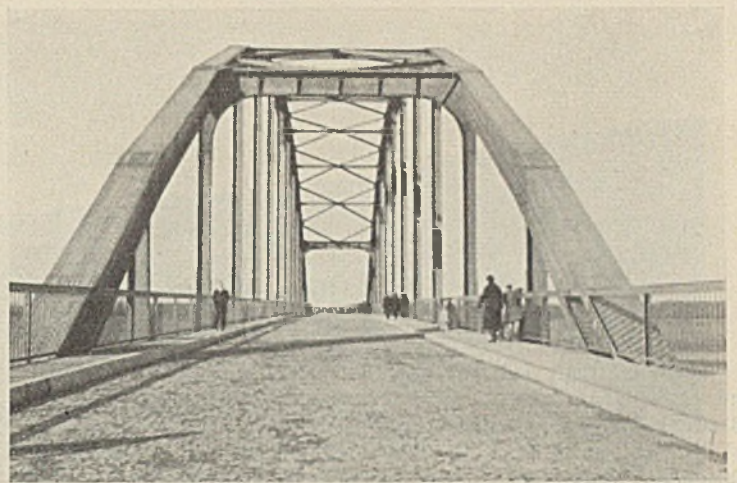


Abb. 58.

darüber gespannten Stabbogen im Zusammenwirken mit den kantig geschnittenen, granitgesäumten Betonpfeilern, harmonisch in den Flachlandcharakter des durch seine breiten Vorländer weitgedehnten Elb-

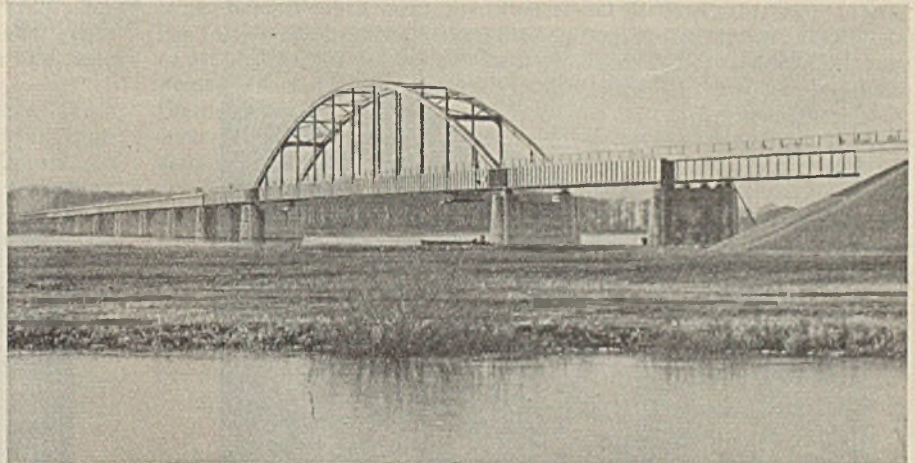


Abb. 57. Bildaufnahme der fertigen Brücke (von Dömitzer Seite aus gesehen).

stromtales ein und wird auch seinerseits als formgewordener Gestaltungswille des gegenwärtigen brückentechnischen Schaffens diesen den späteren Generationen überliefern.



Alle Rechte vorbehalten.

## Über Anlage, Betrieb und Leistung von Kippen.

Von Direktor Dr.-Ing. Th. Krauth, Karlsruhe.

Im Mittelpunkt jeder Erdarbeit steht die Kippe. Ihre Anordnung und Einrichtung, insbesondere bei großen und größten Erdbewegungen, ist ausschlaggebend für die Wirtschaftlichkeit des Betriebes.

Unter „Kippe“ ist dabei jede vorübergehende oder dauernde Ablagerung von irgendwie (von Hand oder maschinell) gelösten und irgendwie zur Ablagerungsstelle geförderten Bodenmassen zu verstehen.

Eine vorübergehende Ablagerung entsteht beim Baugrubenaushub, bei der Anlage von Mutterbodenhalten, von Kies-, Sand- oder Tonhalten, indem die abgelagerten Massen zum Zufüllen der Baugrube, zum Hinterfüllen der Bauwerke, zum Andecken des Mutterbodens, zur Wieder-

In allen Fällen spielt der Arbeitsvorgang des Verkippens, des Verstürens, des Einbauens der Bodenmassen eine ausschlaggebende Rolle bei der betreffenden Erdarbeit.

Nach der Überlegung, ob ganz oder teilweise von Hand zu lösen und zu laden ist, ob Löffel-, Greif-, Elmerseil- oder Elmerkettensbagger einzusetzen sind und in welcher Größe, in welcher Zahl, in wievielschichtigem Betrieb — Entscheidungen, die von der geforderten Leistung, von der Bodenart, von der Witterung, von den örtlichen Verhältnissen, oft auch von finanziellen Erwägungen abhängen —, und nachdem die Wahl des Fördermittels getroffen ist, das nach Größe und Art der Art der Gewinnung, den Gewinnungsgeräten und ihrer Leistungsfähigkeit angepaßt sein muß, kommt fast immer die Hauptfrage: Können die Massen auch in dem Umfange der Anlieferung untergebracht, eingebaut werden?

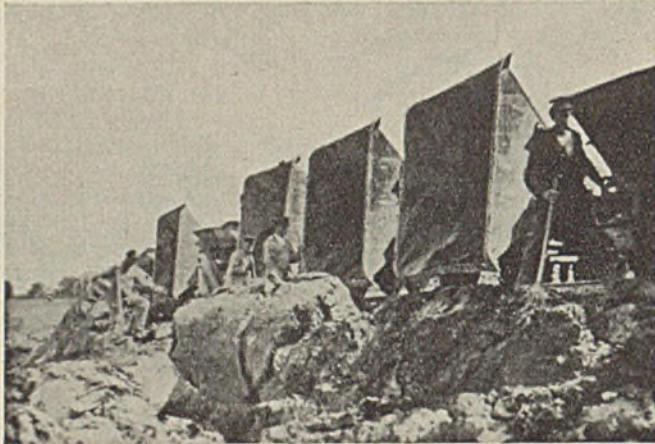


Abb. 1.

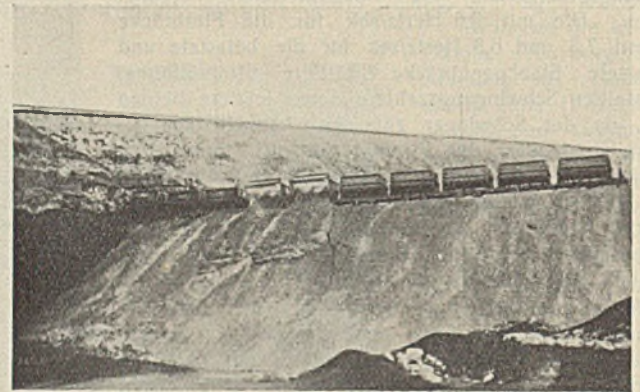


Abb. 2.

verwendung in Kies- und Sandwerken, zur Verwendung bei der Betonzubereitung, zur Aufarbeitung in Ziegeleien, in Beton- oder Tonwarenfabriken wieder aufgenommen werden. Vorübergehende Ablagerungen sind ferner die Abraumhalden bei Neuaufschlüssen von Braunkohlentagebauen, wenn für die Ablagerung der ersten, oft Millionen  $m^3$  tragenden Abraummassen kohlenfreie Geländeflächen nicht zur Verfügung stehen, wenn also zur Ausbeutung dieser Flächen die Halden in einem späteren Zeitpunkte wieder abgetragen werden müssen.

Eine dauernde Ablagerung von Bodenmassen findet in größten Ausmaßen statt bei dem Unterbringen des Abraums in Braunkohlentagebauen mit jährlich rd. 200 Mill.  $m^3$  Erdbewegung. Auf diesem Gebiete der Abraumablagung sind daher in der Hauptsache auch alle die bekannten neuzeitlichen Verstärkungsmethoden teils erst entstanden, teils in vollkommener Weise ausgebaut worden. Zahlenmäßig treten die Bodenablagungen bei Tiefbauten hinter diesen Abraumbewegungen zurück, aber andersseits sind die bei Tiefbauten auftretenden Ablagerungsmöglichkeiten außerordentlich vielgestaltiger als im Abraum und häufiger wechselnd und stellen an den entwerfenden und bauleitenden Ingenieur gerade infolge des ständigen häufigen Ortwechsels der Kippe und des Wechsels in der Kippart erheblich größere Anforderungen als im Abraumbetrieb, wo oft viele Millionen  $m^3$  in fortlaufendem Arbeitsgang verstürzt werden können, wo die für die vorliegenden Verhältnisse geeignetste Verkippungsart auf lange Zeit festgelegt ist.

Dauernde Ablagerungen im Baubetriebe sehen wir bei der Herstellung der Dammkörper für Eisenbahnen und Straßen, bei der Herstellung von Kanal- und Hochwasserschutzdämmen, von hochwasserfreien Bahnhofs- und Hafenterrassen, bei dem Bau großer Erdstaudämme. Mit den abgelagerten, irgendwo gewonnenen Massen wird hier das Bauwerk selbst hergestellt.

Eine dauernde Ablagerung kann aber auch aus überschüssigem Boden bestehen, z. B. dem Aushub bei der Herstellung vollständig im Einschnitt liegender Kanäle, der als Seltenablagung auf Halden unterzubringen ist.

Wie grundverschieden die Verhältnisse auf einer Kippe, wie mannigfaltig die zu lösenden Probleme sein können, davon sollen die folgenden Beispiele, zum Teil aus eigenen Ausführungen des Verfassers, einen Begriff geben:

Abb. 1 zeigt das Verkippen von schwerem Geschlebbemergel auf moorigem Untergrund (Betrieb mit  $2\text{-}m^3$ -Löffelbaggern,  $3,5\text{-}m^3$ -Holzwagen



Abb. 3. Handkippen-Terrasse auf „Borna“ 1927.

und eisernen  $2\text{-}m^3$ -Muldenkippern). Im Gegensatz zu dieser nur etwa 2 m hohen Kippe zeigt Abb. 2 eine 8 bis 10 m hohe Sandkippe mit scharfem, reinem, trockenem Sand (Elmerkettensbaggerbetrieb mit eisernen  $5,3\text{-}m^3$ -Selbstentladern).

In Abb. 3 sehen wir zehn Handkippen von je durchschnittlich 4,5 m Höhe in einem Abraumbetrieb übereinander arbeitend und als Gegenstück dazu



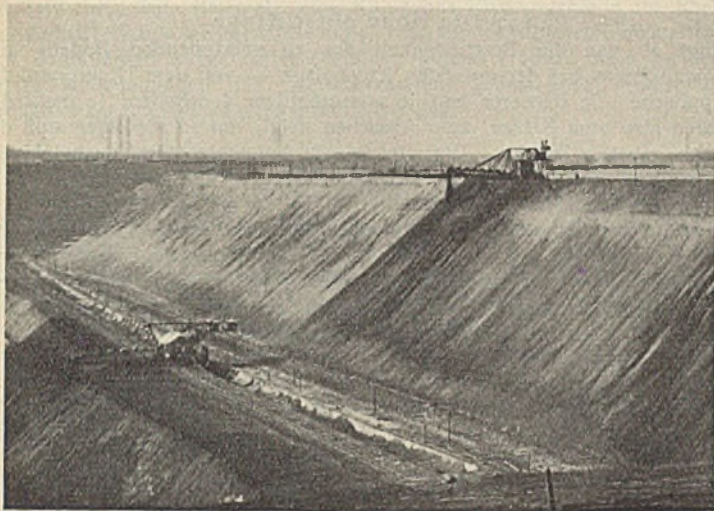


Abb. 4.

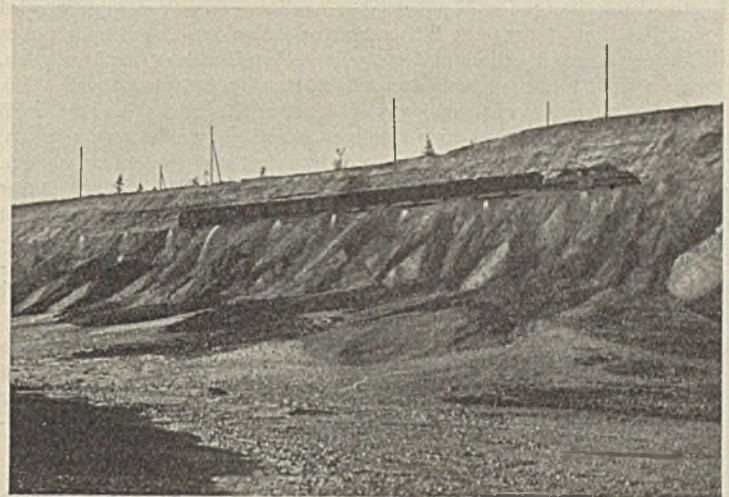


Abb. 5.

in Abb. 4 eine Kippe von insgesamt 85 m Höhe in nur zwei Kippstufen von zwei Absetzapparaten von je 40 bis 45 m Sturzhöhe bedient.

Abb. 5 zeigt eine ortsfeste Spülkippe in einem Abraumbetrieb, im Gegensatz etwa zu einer beweglichen Spülkippe wie bei der Herstellung der im Auftrag liegenden Kanalstrecke am Mittellandkanal<sup>1)</sup> oder gegenüber einer Handtrockenkippe beim Hochtreiben eines Gleises bzw. eines Damms<sup>2)</sup>.

Man kann vier Gruppen der Kippe unterscheiden: die reine Handkippe, die Pflugkippe, die Spülkippe und die Absetzerkippe. Die in Verbindung mit einem Gewinnungsgerät arbeitenden Kippanlagen, wie die fahrbaren Förderbrücken<sup>3)</sup>, die Kabelbagger- und Schrappenanlagen, scheiden, weil für den Baubetrieb zunächst von geringerer Bedeutung bei unserer Betrachtung aus, ebenso alle „Kippanlagen“ bei Schwimm- baggerarbeiten.

### I. Die Handkippe.

Die Arbeit auf der Handkippe besteht im Kippen (Entleeren) der Wagen, Einplanieren des gekippten Bodens, Rücken der Kippgleise, nach dem Rücken Ausheben und Unterstopfen der vorderen Schiene, Ausrichten der Kippgleise, Ersatz gebrochener Schienen und Schwellen, Versetzen

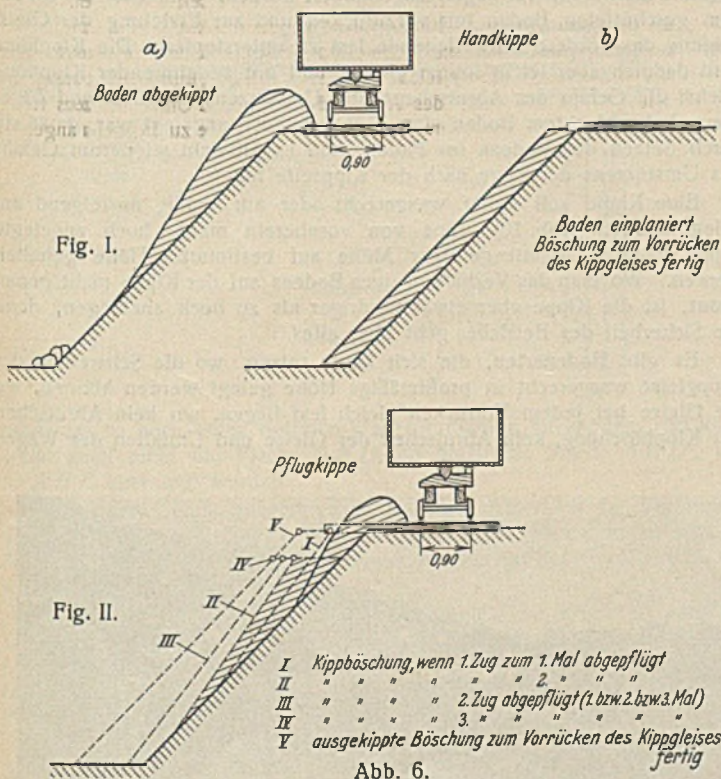


Abb. 6.

der Lichtmasten und Lichtleitungen bei der Nacharbeit, Nachsetzen der Mannschaftsbuden (in größeren Zeltabständen), Säubern der Wagen bei klebrigem Boden und bei Frost.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1932, Heft 44, S. 585, Abb. 10.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1932, Heft 44, S. 584, Abb. 6.

<sup>3)</sup> Bautechn. 1932, Heft 2, S. 20 ff.; 1933, Heft 47, S. 643 ff.

Nach dem Entleeren des Wagens ist ein Teil des Bodens die Böschung hinabgerutscht, größere und schwerere Bodenteile und Steine rollen bis an den Fuß der Böschung, aber im übrigen bleibt der Boden je nach seiner Beschaffenheit mehr oder weniger auf der Böschung liegen (Abb 6, Fig. Ia). Der über Gelände, über Planum liegende Boden wird einplaniert, so daß dann die Böschung sich nach Fig. Ib ausbildet und das Gleis zum Kippen weiterer Züge vorgerückt werden kann. Es kann also von einer Gleislage aus auf eine Zuglänge meist nur ein Zug abgekippt werden, selten, daß zwischendurch einmal — bei höherer Böschung, bei gut abrollendem Boden — Platz für die Entleerung eines zweiten Zuges ist.

Die neuzeitliche Kippe — schon bei kleineren Betrieben — rechnet nur noch mit Selbstentladerwagen (hölzernen oder eisernen Kastenkippern oder eisernen Muldenkippern), so daß die eigentliche Arbeit des Kippens der Züge, des Entleerens der Wagen, den kleinsten Teil der Arbeit der Kippmannschaft ausmacht.

Für die Leistungsfähigkeit jeder Kippe sind ausschlaggebend ihre Standfestigkeit sowie die folgenden Umstände, die ihrerseits wiederum — besonders die Punkte a), b) und c) — die Standfestigkeit beeinflussen:

- a) die Beschaffenheit des zu kippenden und auf der Kippe zu verarbeitenden Bodens,
- b) die Beschaffenheit des Untergrundes der Kippe,
- c) die Höhe der Kippe,
- d) die Gestalt der Kippe (Halden- oder Dammkippe, Grundriß, Steigungsverhältnisse, Länge der Kippgleise, Anzahl der Kippanlagen).

#### a) Einfluß der Bodenart.

Der geringste Arbeitsaufwand für jede Art von Arbeit auf der Kippe ist erforderlich bei trockenem, sandigem („leichtem“) oder kiesigem Boden. Dieser rutscht rasch und restlos aus den Wagen heraus, läßt sich leicht einplanieren, gibt den Kippgleisen die notwendige, ständige feste Unterlage, ermöglicht ein leichtes Nachrücken der Gleise, macht wenig Nachstopfen notwendig und läßt etwa notwendiges Stopfmateriale ständig zur Stelle sein. Wassergehalt des Bodens und Regen beeinträchtigen die Leistung solcher Kippen verhältnismäßig wenig. Stark wasserhaltiger feinsten Sand allerdings rüttelt sich auf dem Transport zusammen und kommt unter Umständen als „gebackene“ Masse aus den Wagen, wodurch beim Kippen starke Schläge auf Wagen und Gleise und deren starke Beanspruchung vor allem durch die Kippzangen entstehen.

„Schwerer“ Boden (Lehm, Letten, Mergel, Ton), besonders wenn er feucht ist, rutscht langsam aus dem Wagen heraus, bleibt zum Teil am Boden, in den Ecken der Wagenkasten kleben und muß nach dem Kippen des Wagens von Hand ausgehackt werden. Die Entleerungszeit der Züge kann oft ein Vielfaches der bei leichtem Boden betragen. Leichter Boden mit geringer Kohäsion fällt durch die lebendige Kraft beim Umkippen des Wagens weiter weg vom Gleis und weit die Kippböschung hinunter, schwerer Boden türmt sich am oberen Rande der Kippböschung vor den Wagen und in sie hinein hoch auf und muß mühsam von Hand die Böschung hinabgeschoben und einplaniert werden.

Je sandarmer der Boden ist, um so schwieriger wird die Erhaltung der Gleislage in der Fahrriechung wie in der Höhenlage. Die Gleise drücken sich bei schwerem Boden tief ein, müssen öfters, besonders beim Vorrücken, erst aus der festklebenden Unterlage herausgehoben werden, das Vorrücken, das Unterstopfen wird außerordentlich mühsam. Schienenbrüche infolge ungleichmäßiger Auflagerung des Gleises, Losreißen der Schienen von den im Untergrund festhaftenden Schwellen sind häufig. Die Schwierigkeiten können sich bei längerem Regenwetter so steigern,



daß eine Einstellung des Kippbetriebes vorübergehend notwendig wird und daß bei Eintritt besserer Witterung vor Aufnahme des Kippbetriebes die Kippgleise erst überholt und ausgerichtet und, wenn irgend möglich, mit gutem Boden nachgestopft werden müssen (s. Beispiel Abschn. Va).

Wo der Aushub vorwiegend aus schlechtem Kippboden besteht, muß man den etwa darin gefundenen sandigen oder kiesigen Boden aussetzen, um im Bedarfsfalle die Kippgleise von Zeit zu Zeit nachstopfen zu können. Die Vorratlagerung ist nicht nötig, wenn sich während der ganzen Dauer des Baggerbetriebes immer wieder für diesen Zweck geeigneter Boden vorfindet, der dann vom Bagger weg auf die Kippe zu deren Instand-

haltung und Verbesserung gebracht werden kann.

In einem Los des Verfassers am Mittellandkanal war in 1 Mill. m<sup>3</sup> Kanal-

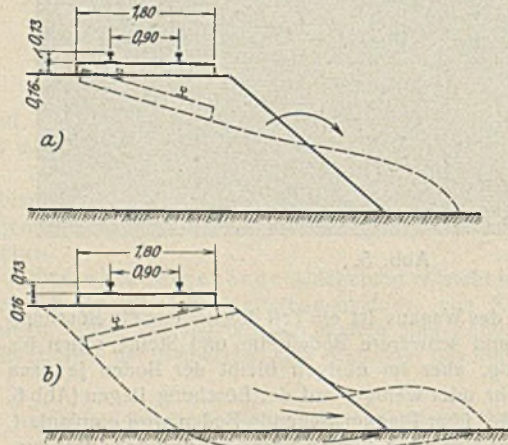


Abb. 7.

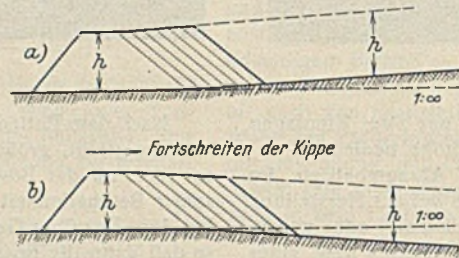


Abb. 8.

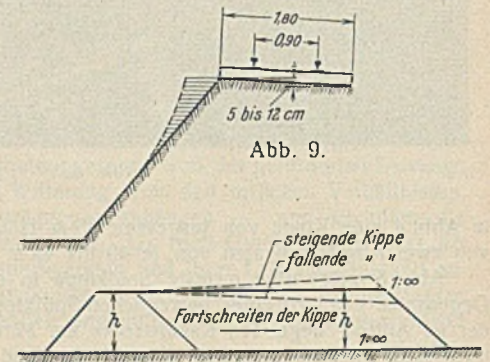


Abb. 9.

Abb. 10.

aushub — Geschlebmertel — nicht 1 m<sup>3</sup> Sand vorhanden, so daß man sich entschließen mußte, eine Seitenentnahme aufzumachen, um den für die Herstellung und Instandhaltung der Gleislage benötigten Kies und Sand mit 20 000 m<sup>3</sup> gesondert zu gewinnen.

Bei leichtem Frost kann je nach dem Feuchtigkeitsgehalt des Bodens der Ladebetrieb, ob von Hand oder mit Bagger betrieben, kürzer oder länger noch aufrechterhalten werden.

Das Kippen wird bei leichtem Boden, der sich sonst mühelos kippen und verarbeiten läßt, durch die Frostbrocken etwas erschwert, bei leicht gefrorenem Lehm, Ton, Mergel dagegen tritt eine Erleichterung auf der Kippe ein, indem der Frost das starke Einsinken der Gleise verhindert, der Kippmannschaft einen festen Stand und der Böschung einen besseren Halt gibt, ihr Ausfließen und Abrutschen zurückhält. Die leicht gefrorenen Erdbrocken kleben auch weniger im Wagen als der lose feuchte Lehm oder Ton. Gegen Ankleben des Bodens sind bei Frostarbeit die Förderwagen mit Viehsalz auszustreuen.

#### b) Einfluß des Untergrundes.

Auf moorigen oder sumpfigen Untergrund ist mit besonderer Vorsicht zu schütten. Es ist dabei nicht die Rede vom Beschütten ausgesprochener Moore, für die besondere Maßnahmen getroffen werden müssen, sondern von Flächen mit verhältnismäßig geringer Moordecke. Schon eine dicke, feuchte Humusdecke kann zu Rutschungen Anlaß geben. Durch das Gewicht der abgekippten Bodenmassen wird die obere Schicht des sumpfigen, moorigen Untergrundes vom Fuß der Kippböschung weggedrückt, die Kippe bricht aus, die Züge werden zum Umfallen gebracht.

Während bei festem Untergrund und schlechtem Schüttbodyen die Kippe meist nach Abb. 7a abrutscht, kann es bei nachgiebigem Untergrund vorkommen, daß dieser unter der Kippböschung nachgibt und ausbricht, daß die Bodenmassen hinter der Böschung nachsacken, daß das Gleis Rückwärtsneigung erhält und die Wagen nicht nach der Böschung zu, sondern rückwärts umschlagen (Abb. 7b).

Bei Bauvorbesichtigungen sind die für die Kippe vorgesehenen Flächen auf ihre Eignung und Beschaffenheit zu untersuchen, besonders wenn das Gelände mehrere Jahre befahren und beschüttet werden muß. Eine Fläche, die bei hohem Grundwasserstand nur mit leichten Zügen in geringer Höhe überkippt werden kann, ist unter Umständen in trockenen Jahren bei niedrigem Grundwasserstand ohne Bedenken auch mit schweren Zügen befahrbar. Ist eine Fläche zeitweise nicht oder nur mit leichtem Gerät zu befahren, muß rechtzeitig für andere einwandfreie Kippflächen gesorgt werden, da bei großen Baggerbetrieben die schweren Förderbetriebe nicht ohne Störung des ganzen Arbeitsplanes zeitweise in leichtere umgewandelt werden können.

Die zu überkippenden Flächen sollen also möglichst trocken gehalten, entwässert werden, da jeder nasse Untergrund die Rutschungsgefahr vergrößert, wenn nicht verursacht, vor allem bei schwerem, an sich zum Rutschen neigendem Schüttbodyen. Die Rutschungsgefahr wird verringert, wenn die Kippfläche mit dem Vorschreiten der Kippe ansteigt (Abb. 8a), sie wird je nach Wassergehalt und Beschaffenheit des Schüttbodyens vergrößert bei einem Abfallen der Kippfläche (Abb. 8b).

#### c) Die Höhe einer Kippe

hängt ab von der Beschaffenheit des zu verkippenden Bodens und — wenigstens bei der untersten Kippenlage — von dem Untergrund der Kippfläche. Je schwerer und je wasserhaltiger der Boden, je mehr der Boden also zum Setzen, zum Absacken neigt, um so niedriger muß die Kippe gehalten werden. Das gleiche gilt bei schlechtem, nachgiebigem Untergrund, unter Umständen schon bei Gelände mit starker, zum Nachgeben neigender Humusschicht.

Eine vorwiegend mit Lehm- und Tonboden beschickte Kippe auf festem Untergrund soll nicht höher als 3,5 bis 4 m angelegt werden. Man darf sich hierbei nicht durch die Standfestigkeit der Kippe bei trockenem Wetter täuschen lassen. Kippen auf nachgiebigem Untergrund sind unter Umständen noch erheblich niedriger anzulegen.

Bei reinen Sand- und Kieskippen können erheblich größere Höhen angenommen werden

(s. Abb. 2). Man soll aber auch hier nicht über 6 m gehen, zumal wenn für die Kippenoberfläche die Einhaltung einer bestimmten Höhe vorgeschrieben ist.

Das Kippgleis muß immer ein wenig nach rückwärts neigen, 5 bis 12 cm, und darf auch nicht zu nahe an den Schüttungsrand gelegt werden, weil die aus losem Boden frisch geschüttete Kante (Abb. 9) unter dem Druck und Schlag der Wagen sich beim Kippen unter Umständen so weit senken würde, daß Abrutschgefahr für Gleisanlage und Zug entstünde.

Soll die Kippe nun waagrecht gehalten werden, so muß beim Vorücken des Kippstranges „Unterkante Schwelle“ planiert und das rückliegende Schwellenende sogar eingebuddelt werden. Einfacher ist es, auf dem geschütteten Boden nur vorzurücken und zur Erzielung der Gleisneigung das vordere Schwellenende fest zu unterstopfen. Die Kipphöhe wird dadurch aber leicht immer größer, und mit zunehmender Kipphöhe wächst die Gefahr des Abrutschens und Umstürzens für Gleis und Züge. Wenn bei schlechtem Boden eine Kippe zu hoch angelegt war, gerät sie durch Setzen des Bodens ins Fallen, und es entsteht wiederum Gefahr des Umstürzens der Züge nach der Kippseite hin.

Eine Kippe soll daher waagrecht oder nur mäßig ansteigend angelegt werden (Abb. 10). Eine von vornherein mäßig hoch angelegte Kippe kann auch mit geringer Mühe auf bestimmter Höhe gehalten werden. Wo man das Verhalten eines Bodens auf der Kippe nicht genau kennt, ist die Kippe eher etwas niedriger als zu hoch anzulegen, denn die Sicherheit des Betriebes geht über alles.

Es gibt Bodenarten, die sich kaum setzen, wo die Schwellen der Kippgleise waagrecht in profilmäßige Höhe gelegt werden können, wo die Gleise bei jedem Vorrücken gleich fest liegen, wo kein Abrutschen der Kippböschung, kein Abrutschen der Gleise und Umfallen der Wagen



Abb. 11. Kippe im Rheinverband bei Albruck-Dogern (Oberrhein, Baden.)



zu befürchten ist. Beispiel: eine Kippe aus Rheingeschlebe im Rhein-vorland bei Albruck-Dogern, die ohne Mühe auf der vorgeschriebenen Höhe bei vollkommen waagerechter Gleislage gehalten wird, ohne nennens-werte Aufwendungen für Gleisunterhaltung (90-cm-Spur, 4-m<sup>2</sup>-Selbst-entladerwagen, 180-PS-Lokomotive) (Abb. 11).

d) Größe und Gestalt der Kippe.

Von großer Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit und Leistungsfähig-keit einer Kippe, ob Halden- oder Dammkippe, ist ihre Größe und Gestalt. Die Kippfläche ist möglichst so zu wählen, daß sie radial von einem Drehpunkte *A* aus bestrichen werden kann (Abb. 12a). Zufahrtgleise zur Kippe und der davor liegende Wechsel können für die Dauer der Bekippung liegenbleiben, Gleisumbauten während des Betriebes sind aufs äußerste beschränkt. In Abb. 13 sehen wir Bruchstücke der Radialkippenanlage einer Braunkohlengrube; eine Ein- und Zweilagengkippe *A* und *B*, einen Teil einer großen 5-Lagen-Kippe *C*, oben links den Drehpunkt einer kleineren Kippe *D*.

Im übrigen kann die Grundrißform der Kippe eine beliebige sein, wenn das Ende des Kippgleises in der äußeren Begrenzung der Kipp-fläche ein „Auflager“ findet, sei es ein natürliches in einem vorhandenen Damm oder in ansteigendem Gelände, oder ein künstliches in einem eigens dazu geschütteten Damm (Abb. 12b u. c). Die Züge können dann über das Kippenende hinweg rangieren und dort Boden nach Belieben abwerfen. Die Fläche *ABD* kann also voll ausgekippt werden, wenn *BD* ein natürliches oder künstliches Auflager darstellt. Ist ein solches nicht vorhanden, dann muß die Gleislänge bei jedem Vorrücken kürzer werden, und man erhält schließlich nur eine nach *ABC* ausgekippte Fläche. Eine Flächengestalt *ABCDE* (Abb. 14), bei der die Kippgleis-strahlen gegenüber dem Anfangsstrahl ständig kürzer werden, kann ohne weiteres eingehalten werden.

Soll die Fläche *ABD* bei fehlendem Auflager trotzdem weitmöglichst ausgenutzt werden, dann sind die Züge zu teilen, um mit einem Zug durch die einzelnen Zugteile soviel als möglich Boden am Kippgleisende verstürzen zu können. Ein am Ende aufgestelltes und mit jedem Gleis-rücken mitzunehmendes Bockgerüst (Abb. 15) erleichtert diese Aufgabe, indem der letzte Wagen, bei *A* entleert, auf das Gerüst weitergeschoben

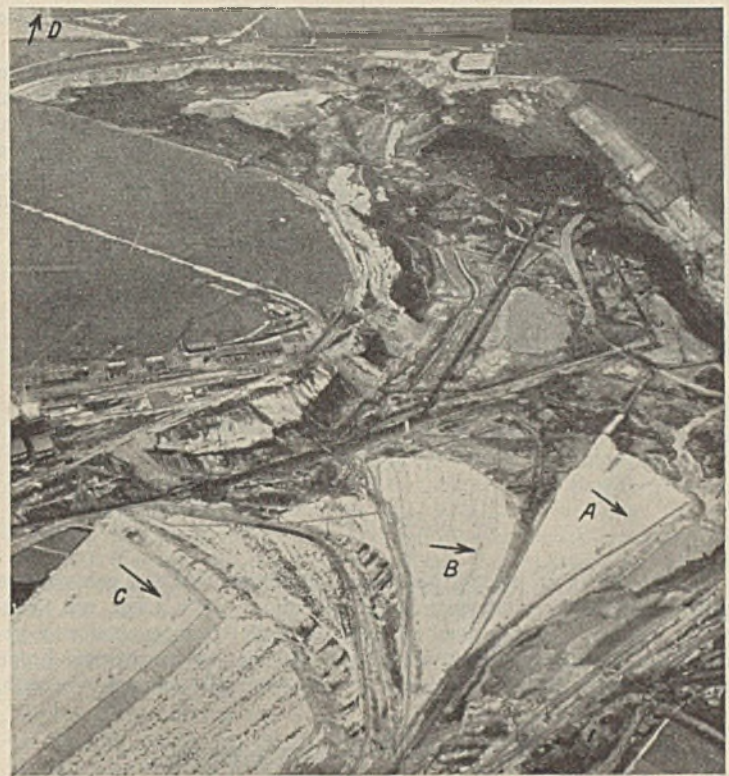


Abb. 13.  
Freigegeben durch RLM, Nr. 480/36.

Die Auffahrt zu einer Haldenkippe soll im Dauerbetrieb bei großen Betrieben nicht steiler als 1:100 bis 1:150 sein, um den Zug ohne Nachschubmaschine sicher bis zur Entladestelle drücken zu können, und unter Berücksichtigung, daß die Förderzüge bei großen Erdarbeiten von der Entnahmestelle bis zur Kippe schon einen längeren, oft mehrere Kilo-meter langen Weg zurückgelegt haben, und es schon schwierig ist, auf der Lokomotive den nötigen Dampfdruck bis zum Anfang der Kippe zu halten.

Außergewöhnliche Umstände wie die Aufschüttung eines 18 m hohen Rodelberges mit den Aushubmassen aus der Freilegung des Mainzer Tunnels<sup>4)</sup> bedingen auch einmal außergewöhnliche Steigungsverhältnisse.

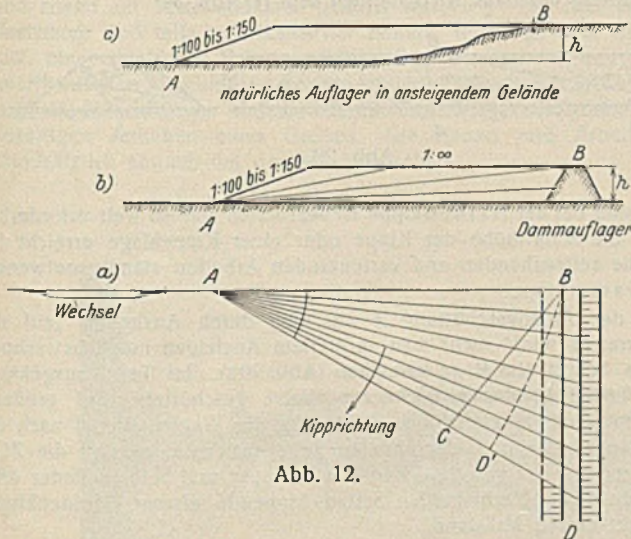


Abb. 12.

wird, um so noch einen weiteren Wagen entleeren zu können. So kann, wenn auch nicht die Fläche *ABD*, so doch eine Fläche *ABD'*, also  $> ABC$  überkippt werden.

Bei kurzen Kippsträngen erhält man bei dieser Art der Verkippung den schlechtesten Wirkungsgrad. Bei sehr langen Kippsträngen fällt der Aufenthalt durch das Rangieren und auch der Verlust der Kippfläche *BD D'* wieder weniger ins Gewicht.

Von Bedeutung für die Leistungsfähigkeit einer Kippe ist auch die Länge der Kippgleise, die sich meist nach den gegebenen Verhält-nissen richten muß. Die theoretisch günstigste Kippgleislänge ist nur festzustellen durch das Fahrtdiagramm, nach dem Baggerleistung, Fahrbetrieb und Kippbetrieb in Übereinstimmung zu bringen sind.

Das Kippgleis darf nicht zu lang sein, damit infolge der Ein- und Ausfahrt der Züge die Kippe selbst nicht zu lange gesperrt ist (gegebenen-falls Reservekippe!), und es darf nicht zu kurz sein, wegen der sonst häufigeren Rückarbeit und weil eben in diesem Falle die Kippe oder die Kippenlage in kurzer Zeit erledigt wäre und eine neue mit neuen Ein-richtungskosten angelegt werden müßte. Bei größeren Erdbetrieben soll die Kipplänge wenigstens das 4- bis 5fache der Zuglänge, also 400 bis 500 m betragen. Je nach der Größe des Betriebes schwankt die Länge in weiten Grenzen.

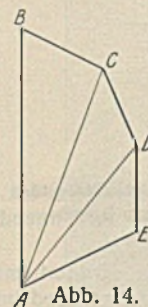


Abb. 14.

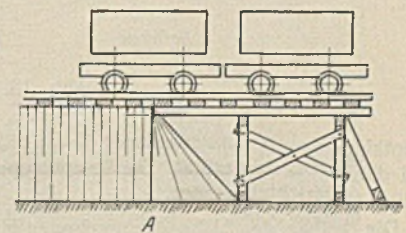


Abb. 15.

Jedenfalls verwende man auf den Gleisauffahrten nur starkes Gleis-material bei bester Verlegung, so daß aus der Gleislage herrührende Zugwiderstände auf ein Geringstmaß herabgesetzt werden.

Die Kippe soll auch in der Richtung der Gleise waagrecht liegen oder schwach gegen das Ende zu ansteigen, damit ein Abfließen des vollen Zuges ausgeschlossen ist.

Bei waagrecht liegenden Kippen ist das Ende des Kippgleises mit einer Prellvorrichtung (quergelegte Schwellen durch Ketten mit den Schienen verbunden) zu versehen. Das Überschieben einzelner Wagen über das Kippgleisende beim Vordrücken des Zuges wird dadurch erschwert, einzelne vom Zug losgerissene Wagen können aufgehalten und vor dem Abstürzen bewahrt werden.

Kippen im Längsgefälle sind wegen der Gefahr des Ablaufens oder Abreißen der Züge und aus Gründen der Materialschonung zu vermei-den. Wo die Anlage im Gefälle nicht vermeidbar ist, wird man eher am Anfang der Kippstrecke ein stärkeres Gefälle einlegen, um das übrige Kippgleis auf eine größere Länge waagrecht oder wenigstens nur schwach geneigt anlegen zu können. Auf einem Betriebe mit großen Holzkasten-kippern habe ich festgestellt, daß die Unterhaltungskosten der Wagen

<sup>4)</sup> Die Freilegung des Tunnels bei Mainz. Bautechn. 1934, Heft 10.



etwa 20% geringer wurden, nachdem die bisher im Gefälle gelegene Kippe waagrecht angelegt war.

Die Anlage mehrerer Kippgleise oder mehrerer Kippenlagen kann durch die Erfordernisse der Abnahmefähigkeit der Kippe notwendig werden. Bei der Einrichtung mehrerer Kippen oder Kippstränge ist darauf zu achten, daß die Verkipfung auf jedem Gleisstrang möglichst nach der gleichen Seite geschieht (Abb. 16). Bei verschiedener Kipprichtung auf den einzelnen Gleisen müssen die Züge vor Befahren der Kippe öfter gedreht werden, und es entstehen dadurch unliebsame Zeitverluste.

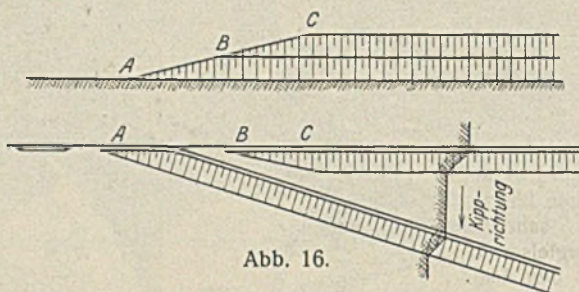


Abb. 16.

In Abb. 16 haben beide Kippen von Geländehöhe aus eine gemeinsame Auffahrt *ABC* mit Drehpunkt *B* für die untere erste Lage, mit Drehpunkt *C* für die folgende zweite Lage. Die Auffahrtstrampen läßt man gewöhnlich außerhalb der Kippenschwenkung, ebenso wie den vor der Kippe liegenden Zugwechsel. Nötigenfalls können diese Gleisanlagen aber auch,



Abb. 17.

je nachdem es die Kippflächengestaltung notwendig macht, mitgerückt und mitverlegt werden, dann werden aber *A* und *B* statt *B* und *C* die Drehpunkte für die beiden Kippagen.

Auch wenn für einen Betrieb ein Kippstrang genügt, sollte für den Fall einer Betriebsstörung infolge von Rutschungen oder Zugentgleisungen auf der Hauptkippe eine Reservekippe angelegt werden.

In Abb. 17 wird die kleine Reservekippe *AB* nur bei Betriebsstörungen beschickt. Die Hauptkippe *BC* schwenkt um Punkt *B* (Lagen I bis III). Mit dem Vorrücken der kleinen Kippe *AB* nach *AD* rückt die

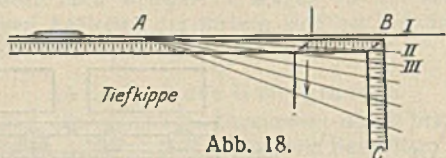
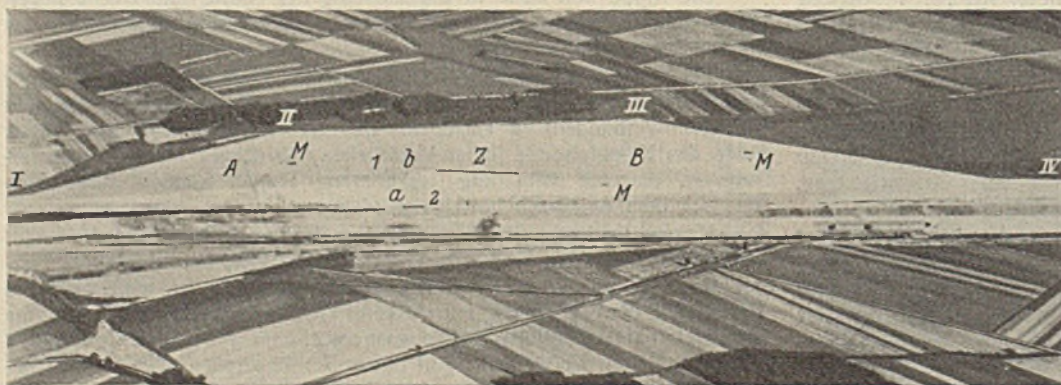


Abb. 18.

Hauptkippe, um *A* schwenkend, in die Lage IV nach. Das Gleisstück *AB* wird dabei leer mitgerückt. Die Reservekippe kann aber auch irgendwie seitlich eingerichtet werden.

Die Anlage der bisher besprochenen Haldenkippen erfordert immer erhebliche Einrichtungskosten durch das Hochtreiben der Kippdämme. Während der Zeit dieser Arbeit ist nur eine geringe Schichtleistung bei vermehrter Kippmannschaft möglich.

Bei einer Tiefkippe mit einem natürlichen Auflager *BC* für das Kippgleisende (Abb. 18) kann schon von der ersten Gleislage aus mit voller



*I* = erste Lage, *2* = zweite Lage, *M* = Mannschaftsbuden, *Z* = Zug auf Kippe *B*.

Abb. 19. Haldenkippe am Mittellandkanal.  
Freigegeben durch RLM, Hansa Luftbild Berlin, Nr. 22 509.

Leistung gerechnet werden, da das Hochdämmen wegfällt. Die Anlage einer Tiefkippe ist möglich etwa beim Zukippen von Kiesgruben, alten tiefgelegenen Seitenentnahmen, die aber von Wasser frei sein müssen, wenn lehmiger, tonig-sandiger Boden gekippt werden soll. Nötigenfalls muß Wasserhaltung eingerichtet werden, da sonst die Böschungen rutschen oder fließen und das Gleis nicht nachrücken kann. Schwerer, grober Kies kann unbedenklich in Wasser gekippt werden, ohne daß Rutschungen, die die Gleislage gefährden, zu befürchten sind. Tiefkippen größerer Sturzhöhe müssen entsprechend der Bodenart in mehreren Lagen geschüttet werden. Für die Gleisfahrten müssen dann Rampen vorgeschritten und ausgekippt werden, eine zusätzliche Arbeit mit verminderten Schichtleistungen, die der zusätzlichen Arbeit des Hochdämmens bei der Haldenkippe entspricht.

Abb. 19 zeigt die Flugzeugaufnahme einer großen Ablagerungskippe (rd. 3,5 Mill. m<sup>3</sup>) am Mittellandkanal. Die Fläche I—II—III—IV wurde in zwei Lagen von je rd. 5 m Höhe überkippt. Auf dem Bilde ist die erste Lage ausgeschüttet, die Schüttung der zweiten Lage im Gange. Die ganze Kippe ist in zwei Kippen *A* und *B* unterteilt. Kippe *A* wird von links her mit Drehpunkt bei *I* befahren, Kippe *B* von rechts her mit Drehpunkt *IV*. Die Kippe *B* der zweiten Lage eilt voraus, das Kippgleis *A* findet auf der Linie *a—b* der Lage *B* sein Auflager.

Die Anzahl der Kippagen wird von den örtlichen Verhältnissen bestimmt. Stehen für eine Hochhalde ausgedehnte Flächen zur Bekippung zur Verfügung, dann wird man gewöhnlich nur in einer oder höchstens in zwei Lagen schütten, da Bergtransport des Bodens teuer und wenig wirtschaftlich ist. Nur bei beschränktem Flächenraum wird man mehrere Lagen übereinander schütten. Die Gesamthöhe einer Halde ist dadurch gegeben, daß eine bestimmte Bodenmenge auf einer bestimmten Fläche untergebracht werden muß, während die Höhe der einzelnen Lagen und damit deren Anzahl sich nach den vorstehenden Grundsätzen über die Kipphöhe richtet.

Bei einer Tiefkippe, etwa der Auskipfung eines ausgekohlten Tagebaues, fallen die Kosten des Bergtransports weg. Hier sind bei der Betrachtung der Wirtschaftlichkeit des Kippbetriebes hauptsächlich die ausgedehnten Gleisanlagen und die Fahrtdauer in Rechnung zu stellen. Es können aber auch heute noch solche Tiefkippen trotz vielfacher Lagenschüttung durchaus wirtschaftlich sein (s. Abb. 3).



Abb. 20.

Während bei der Haldenkippe Hebearbeiten nur so weit erforderlich sind, bis die Schütthöhe der Kippe oder einer Kippenlage erreicht ist, sind solche zeitraubenden und vertuernden Arbeiten ständig notwendig bei der Dammkippe.

Von der Anfangsschüttung *A* aus, die durch Ausheben „auf der Stelle“ erreicht wird, sucht man in steilem Ansteigen möglichst schnell eine hohe Schütthöhe *B* zu erreichen (Abb. 20a). Ist Teil *I* ausgekippt, so wird Teil *II* in der gezeichneten Weise geschüttet. Bei größerer Dammhöhe wiederholt sich das Spiel. Da die Wagen einmal nach der einen, dann wieder nach der anderen Seite entleeren, müssen die Züge bei Verwendung der gewöhnlichen Kastenkipper und Selbstentlader öfter gedreht werden. Nach beiden Seiten kippende eiserne Muldenkipper haben nicht diesen Mißstand.

Bei den Querschnitten der gewöhnlichen Kanal- und Eisenbahndämme mit geringerer Fuß- und mit nur 2,5 bis 5 m Kronenbreite ist die Schüttung schwieriger (Abb. 20b). Das Profil des Damms verlangt einen häufigen Wechsel der Kipprichtung. Der Verwendung großer Wagen, der nach Schüttung in Abb. 20a nichts im Wege steht, treten hier Schwierigkeiten entgegen. Je enger das Profil, um so kleiner müssen die Förderwagen sein, damit der gekippte Boden nicht außerhalb des Profils fällt. Der obere Teil *IV* in Abb. 20b kann unter Umständen nur durch kleine Wagen oder bei Beibehaltung der großen Wagen durch allmähliches Hochheben der Gleislagen hergestellt werden.

Wie im Querschnitt muß der Damm aber auch im Längsschnitt geschüttet werden. Lagenweise wird der Damm vorwärts- und gleichzeitig hochgetrieben. Es kann also bei schmalen Dämmen in keinem Zeitpunkte der Dammherstellung ein ungestörter Kippbetrieb stattfinden, ständig



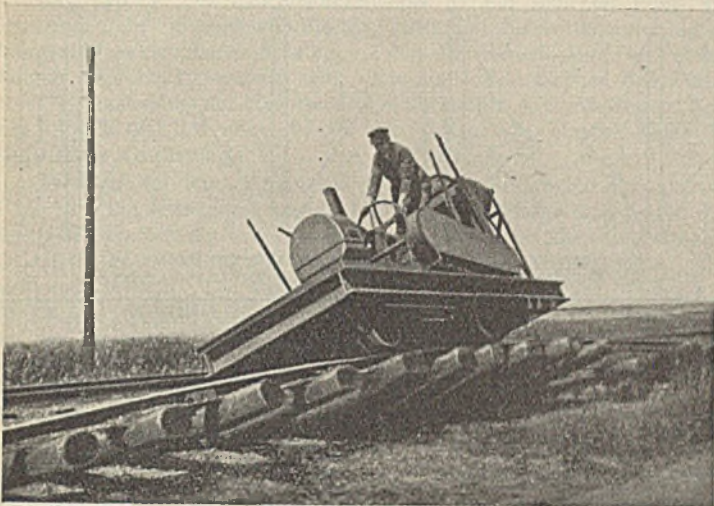


Abb. 21. Gleishebe- und Rückmaschine in Arbeitsstellung bei einseitigem Anheben.

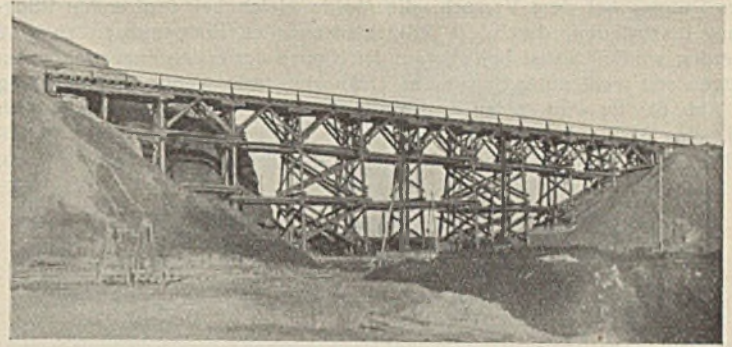


Abb. 23.

Eine schwierigere Art der Dammerstellung ist die von Gerüsten aus. Die Gründe für diese Art der Verkippung können verschiedener Art sein. In Abb. 15 sahen wir einen Gerüstvorbau, um einer zu starken Verkürzung des Kippgleises entgegenzuwirken. In Abb. 22 sollte eine Uferstraße zwischen dem Land (links) und der bereits erstellten Ufermauer (rechts) aufgefüllt werden. Wegen des hohen Wasserstandes wurde ein Schwellengerüst von jeweils 40 bis 50 m Länge vorgebaut, auf dem das Gleis vorgestreckt und von dem aus, wie die Stellung der Wagen im Zug zeigt, nach der einen oder anderen Seite so weit vorgekippt wurde, bis das Gleis seitlich verschoben und auf die frische Schüttung verlegt werden konnte. Der Vorgang wiederholte sich, bis auf die ganze im Wasser liegende Schüttstrecke ein Damm durchgeschüttet war.

In Abb. 23 ist der Gerüstbau für das Zuschütten einer Dammlücke in dem Tagebau der Grube Leopold bei Bitterfeld zu sehen, berechnet für Züge mit 220-PS-Lokomotiven und eisernen 5,3-m<sup>3</sup>-Selbstentladern.

Zu diesen eigenen Ausführungen erwähne ich als neues interessantes Beispiel für eine Dammergütschüttung die Schließung des Deiches des Adolf-Hitler-Koogs im Frühjahr 1934<sup>9)</sup>.

## II. Die Pflugkippe.

Die reine Handkippe ist bei größeren Erdbewegungen, besonders bei schwerem Boden, trotz Einführung der Selbstentladewagen zur Abkürzung der Entleerungszeiten nicht mehr wirtschaftlich.

Um den oben geschilderten Nachteilen der Handkippe zu begegnen, wurde der Planierpflug geschaffen, der in seiner Wirkung und seiner einfachsten Ausführung in der „Bautechnik“ schon früher beschrieben ist<sup>9)</sup>.

ist zu den Arbeiten der normalen Kippe zusätzliche Gleishebe- und -rückarbeit mit zu verrichten. Diese Arbeit ist einfach bei Kies- und Sandböden, sie wächst mit der Schwere des Bodens und mit dessen Feuchtigkeitsgehalt.

Das ständige Rücken der Gleise von Hand mittels Rückeisen, das Heben mittels Hebebaumes, das Stopfen der Gleise nach dem Anheben erfordern auf der Dammkippe eine Vermehrung der Belegschaft von 50 bis 100 % gegenüber der gewöhnlichen Haldenkippe.

Die Arbeit des Hebens, des Unterstopfens und des Rückens der Gleise erleichtert die Gleishebe- und -rückmaschine, nicht eine der großen, vorwiegend zum Rücken der schweren Elmerkettensackergleise verwendeten Gleisrückmaschinen von Arbenz-Kammerer, Hasenclever oder Lauchhammer<sup>5)</sup>, sondern leichtere Maschinen, die wohl in Deutschland zuerst am Mittellandkanal benutzt wurden<sup>6)</sup>. Die dort verwendeten Maschinen sind teils amerikanischer Bauart, teils von dem Unternehmer bzw. einer deutschen Fabrik gebaut. Die Arbeitsweise und Bauart der amerikanischen Maschine ist bereits früher beschrieben worden<sup>7)</sup>. Abb. 21 zeigt die Maschine der Maschinenfabrik Emil Wieger, Magdeburg-S., beim einseitigen Anheben eines Gleises. Die Bauart und Arbeitsweise ist grundsätzlich ähnlich der der amerikanischen.



Abb. 22.

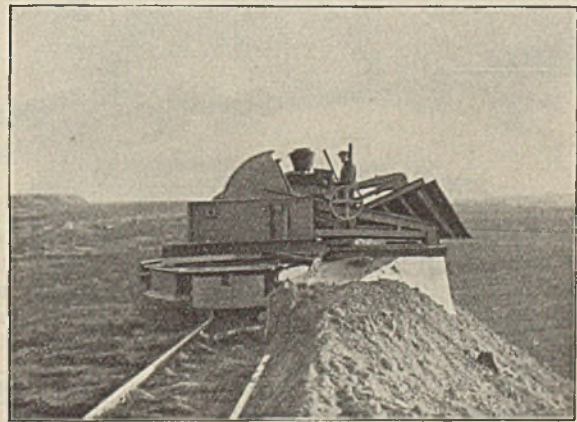


Abb. 24. Kippenräumer ohne eigenen Antrieb beim ersten Abpflügen; Waagrechtplanieren des frisch gekippten Bodens.

Mit einer Gleishebemaschine kann das Gleis senkrecht oder einseitig angehoben, Dämme von nicht zu großer Höhe und kleiner Kronenbreite können „auf der Stelle“ hochgetrieben werden. Ein Rücken der Kippgleise kommt dabei nur in ganz geringem Umfange in Frage, da von der Mittellage aus das Profil ausgekippt werden kann.

Die Maschine erfordert nur einen Mann Bedienung. Dazu ist das Maß des Aushebens viel größer als beim Ausheben von Hand, und mit wenigen Handgriffen wird das Gleis gleichmäßig oder einseitig, hoch oder niedrig angehoben.

Verfasser hatte leider keine Gelegenheit, mit einer solchen Maschine Erfahrungen zu sammeln, und Leistungszahlen von Unternehmerfirmen waren nicht zu erhalten, aber die häufige Besichtigung der Maschinen bei großen Erdbaubetrieben gab die Überzeugung, daß die Maschine bei größeren Hebearbeiten wirtschaftlich ist.

Der Planierpflug schafft vor dem Kippgleis Aufnahmeaum für mehrere Züge, er schafft die Massen gleichzeitig die Böschung hinunter, planiert sie ein und ermöglicht ein Abbleiben des Kippgleises von der gefährdeten Böschungskante, gibt also dem Betrieb eine größere Sicherheit (s. Abb. 6). Nach dem Abkippen eines Zuges und dem Abpflügen bleibt der Kippkolonne jetzt reichlich Zeit für Gleisausheben, Gleisrücken und Gleisstopfen. Auch kann die Kippe entsprechend der Ausladung der Pflugscharen wesentlich höher als eine Handkippe hergestellt werden, Gleisverlegungs- und Gleisrückarbeiten werden dadurch stark verringert.

Ist ein Zug gekippt, so ebnet der Pflug gewöhnlich zuerst die geschütteten Haufen bis Planumhöhe (Abb. 24) ein und stellt erst beim zweiten Pflügen der Strecke eine Mulde her (Abb. 25), da die Beanspruchung

<sup>5)</sup> Bautechn. 1929, Heft 45, S. 702.

<sup>6)</sup> Bautechn. 1932, Heft 44, S. 584 u. 585.

<sup>7)</sup> Bautechn. 1933, Heft 32, S. 453 u. 454.

<sup>8)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1935, S. 763, Abb. 3 u. 4.

<sup>9)</sup> Bautechn. 1929, Heft 47, S. 733.



des Pfluges bei dem Versuch, die Mulde gleich bei dem ersten Pfluggang herzustellen, durch die entgegenstehenden Bodenmassen zu groß werden würde. So ist bei den auf das Kippen des ersten Zuges folgenden Zügen erst recht unter Umständen ein nochmaliges Abpflügen notwendig (s. Abb. 6). Es wird so lange an einer Stelle gekippt, als es noch möglich ist, eine Mulde herzustellen. Dies hängt von der Ausladung der Hauptschar (1,80 bis 4,50 m) und der hinter dem Pflug stehenden Kraft ab.

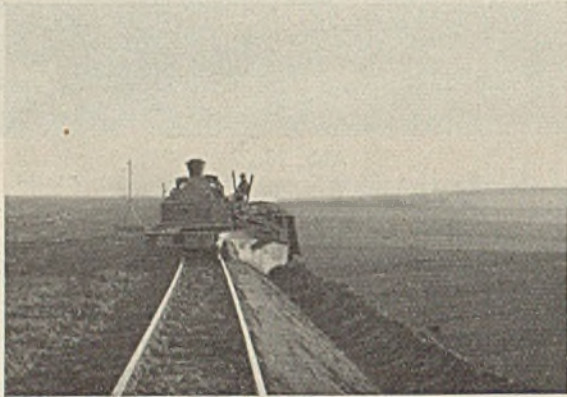


Abb. 25. Kippenräumer ohne eigenen Antrieb beim Auspflügen einer Mulde.

Wenn die Mulde schließlich zugekippt und eingeebnet ist, wird das Gleis vorgeückt. Die einfacheren Pflüge der Bauart Beck sowie die stärkeren, von einer Lokomotive geschobenen oder mit elektrischem Antrieb versehenen des Lauchhammerwerks werden heute sämtlich von diesem Werk in Lauchhammer gebaut.

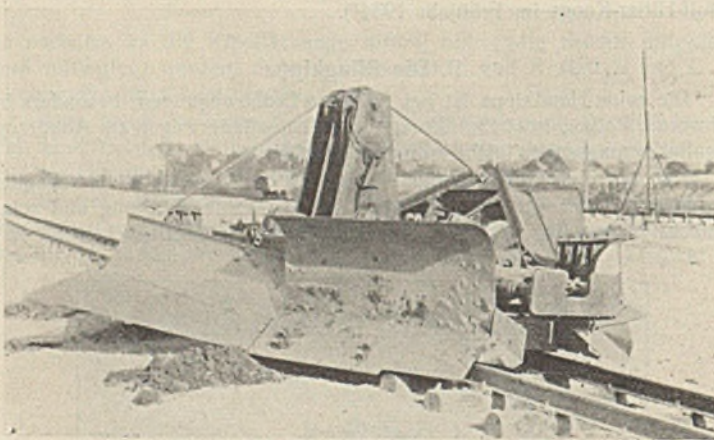


Abb. 26. Selbstgebauter Planierpflug.

Kleinere Pflüge (Abb. 26) werden bei leichtem Boden dem von der Kippe abfahrenden leeren Zug angehängt und verrichten dabei die Pflugarbeit. Am Ende der Pflugstrecke wird der Pflug abgehängt und mit aufgeklappter Schar vom nächsten Vollzug wieder auf die Kippe geschoben. An den leeren Zug wieder angehängt, vollzieht sich von neuem die Pflug-

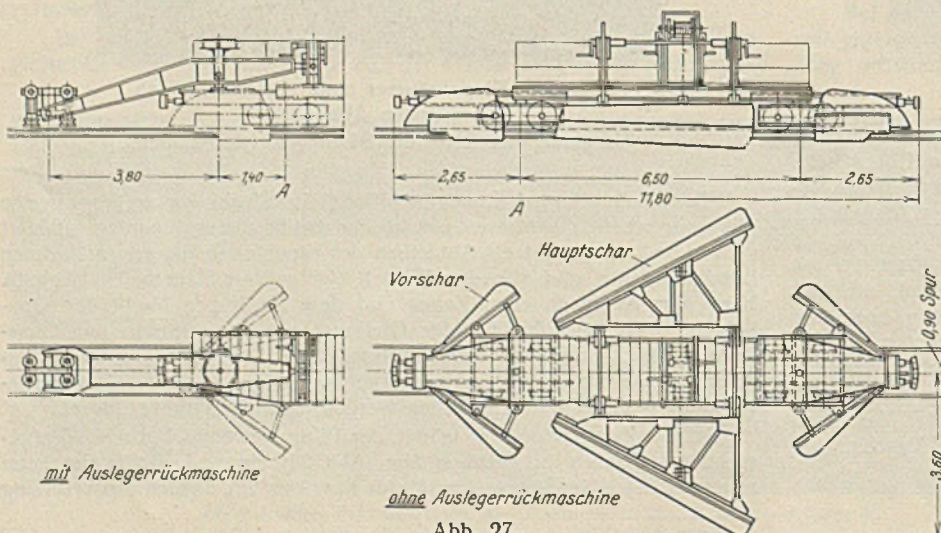
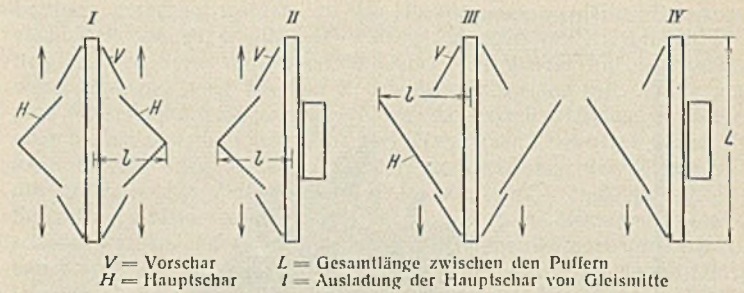


Abb. 27. Planierpflug Bauart Beck, Type P 20 Z.



V = Vorschar L = Gesamtlänge zwischen den Puffern  
H = Hauptschar l = Ausladung der Hauptschar von Gleismitte

	Doppelschar für 2 Fahrrichtungen		Einseitige Schar für 1 Fahrrichtung	
	auf 2 Seiten Typ	auf 1 Seite Typ	auf 2 Seiten Typ	auf 1 Seite Typ
600-mm-Spur	P 1 Z	mit festen Scharnierdrehpunkten P 1 E (l = 1,8 m) (L = 6,5 m)	P 2 Z	P 2 E
900-mm-Spur	P 10 Z (l = 2,7-3,6 m) (L = 12,60 m)	mit in der Höhe verstellbaren Scharnierdrehpunkten P 10 E (l = 2,8 m) (L = 9,0 m)	P 20 Z (l = 11,8 m) (L = 3,6 m)	P 20 E (l = 11,80 m) (L = 3,6 m)
Preise im Frühjahr 1934	ohne Rückausleger 12 000 RM mit Rückausleger 18 000 RM	10 500 RM 16 500 RM	11 000 RM 17 000 RM	9 500 RM 15 500 RM

Abb. 28. Anordnung und Typenbezeichnung der Planierpflüge der Bauart Beck.

arbeit. Gewöhnlich ist aber für den Betrieb eines Pfluges eine besondere Lokomotive vorgesehen. Bei kleinen Pflügen und leichtem Boden bei 90 cm Spur genügt eine 125-PS-Lokomotive, bei den großen Pflügen müssen Dampflokomotiven bis 270 PS oder sogar elektrische Lokomotiven bis zu 450 PS verwendet werden. Die Pflüge werden gebaut für 600, 750, die stärkeren für 900 mm Spur bis zur Normalspur.

Der Planierpflug besteht grundsätzlich aus einem kräftigen, in den großen Ausführungen auf zwei Drehgestellen gelagerten Oberwagen, auf und an dem die Pflugscharen und ihre Verstellvorrichtungen befestigt sind (Abb. 27). Die auf den Drehschemeln ruhenden Hauptträger sind mit Kugeln abgestützt. Das Gerät ist also fahrsicher in Kurven und bei Kreuzschlägen.

Für jede Pflugrichtung ist eine Vorschar und eine Hauptschar vorhanden. Die Anordnung des Pfluges nach I (Abb. 28) ermöglicht von einer Gleisfahrt aus ein Pflügen nach jeder Fahrrichtung und nach beiden Seiten, die übrigen Anordnungen nur so weit, als die Pfeile andeuten. Soll mit einer dieser Anordnungen in anderer Richtung gepflügt werden, dann ist der Pflug zu drehen. Für die meisten Baubetriebe genügen Pflüge nach Anordnung IV.

Die Vorschar steht gewöhnlich fest, sie ist mit entsprechender Ausklüpfung hart an Schiene und Schwelle herangebaut und hält dadurch die Gleise sauber. Die Hauptschar, unabhängig vom Gleis, ragt über die Schwellenköpfe hinaus und ist verstellbar von der waagerechten Planierstellung bis zur tiefsten Auspflügstellung, sie ist auch fast senkrecht hochklappbar, um außer Betrieb über alle Weichen, Unebenheiten usw. ungehindert durchfahren zu können. Gestreckte Bauart bei großem Radachsstand, tiefliegendem Schwerpunkt, ermöglicht ruhige Fahrt und größte Sicherheit gegen Aussetzen beim Pflügen.

Die größeren Pflüge können auch mit einer Auslegerrückmaschine, vornehmlich zum Ausheben der vorderen Schienen, ausgerüstet werden. Abb. 27 zeigt, wie sich das eine Ende des Planierpfluges P 20 Z beim Anbringen einer Rückvorrichtung gestaltet. Die Anordnung ist grundsätzlich dieselbe wie bei Auslegerrückmaschinen für schwere Baggergleise, nur daß hier für das Rücken der leichteren Kippgleise das Erfassen einer Schiene genügt.

Für die gewaltigen Erdbewegungen der Braunkohlenabraumbetriebe werden schwere Pflüge auch mit eigenem elektrischen Antrieb, ohne und mit Auslegerrückvorrichtung (Abb. 29, Lauchhammerwerk) gebaut, mit Zwei- und Viermotorenantrieb von zusammen über 600 PS bei dem größten Gerät.

Wo Strom fehlt, ist auch Diesel- und Dampftrieb einzurichten. Bei den schweren Pflügen mit eigenem Antrieb kann die Gleisrückvorrichtung auch nach dem Brückensystem<sup>10)</sup> gebaut werden.

<sup>10)</sup> Bautechn. 1929, Heft 45, S. 702.



Der Typ PR des Lauchhammerwerks ist ein schwerer Pflug zum Einebnen und Profilieren von Eisenbahndämmen mit vollkommen an das Fahrgestell anklappbaren Scharen, so daß das normale Profil des lichten Raumes eingehalten werden kann. (Gesamtlänge zwischen den Puffern 21,50 m, Ausladung der Hauptschar von Gleismitte 4,50 m, Preis im Frühjahr 1934 90 000 RM ohne, 97 000 mit Rückausleger einschl. 36 000 RM elektrischer Ausrüstung.)

Je nach der Bauart haben die kleineren Pflüge ein Gewicht von 7 bis 12 t, die schwereren von 18 bis 32 t. Alle Pflüge sind wegen ihrer kräftigen Bauart in der Unterhaltung sehr anspruchslos und erfordern keine Ersatzteile außer Radsätzen und Achslagern. Die Schmierkosten fallen nicht ins Gewicht. Die Fahrgeschwindigkeit eines Pfluges beträgt 8 bis 10 km/h. Sie richtet sich nach der Bodenart und nach der Masse des vor den Scharen liegenden und wegzuschubenden Bodens. Je schwerer der Boden, je größer die Masse, um so langsamer, um so häufiger muß abgepflügt werden.

### III. Leistungen von Hand- und Pflugkippe.

Der Planierpflug ist jedenfalls eines der wichtigsten Hilfsmittel auf der Kippe. Ich hatte einen der ersten Pflüge von Beck, ähnlich der Bauart P 20 E, im Jahre 1923/24 auf einer Kippe in Betrieb genommen, auf der in der Achtstundenschicht wenigstens 1200 m<sup>3</sup> schwerer blauer Ton verkippt werden sollten.

Nach Einführung des von einer besonderen Lokomotive bedienten Pfluges konnte bei gleichbleibender Leistung von 1200 m<sup>3</sup> die Kippmannschaft von 35 bis 40 auf 20 Mann herabgesetzt werden, die bei feuchter Witterung auf 25 Mann erhöht wurde, also Erhöhung der Kopfleistung von 30 auf 60 m<sup>3</sup>/Kopf.

Bei richtigem Einsatz eines Pfluges kann die Leistung auf einer großen Haldenkippe unter Einschluß des Personals für Drucklokomotive und für die Pflugbedienung im Durchschnitt verdoppelt werden. Die vermehrte Leistung ist nicht nur auf die Pflugarbeit selbst, sondern auch darauf zurückzuführen, daß die Kippe mit der 1 1/2- bis 2fachen Höhe der entsprechenden Handkippe angelegt werden kann.

Abb. 30 zeigt zwei sehr hohe Pflugkippen auf Grube „Witznitz“, die untere 14 m, die obere 10 m hoch. Man vergleiche die einfache Gleisanlage (zwei Kippstränge bei 24 m Kipphöhe) gegenüber einer Handkippe nach Abb. 3.

Bei der Herstellung großer Haldenkippen im Braunkohlenabrabetrieb wurden nach Voigt<sup>11)</sup> auf einer einfachen Handkippe ohne jede mechanische Hilfseinrichtung bei Verwendung von Selbstkippern 90 cm Spur je nach Bodenart je Mann und Schicht 40 bis 70 m<sup>3</sup> bewegt. Diese Leistung konnte bei Anwendung von Pflügen auf 90 bis 140 m<sup>3</sup> erhöht werden. Diese Zahlen stimmen mit meinen eigenen Erfahrungen im Abraubetrieb sowohl für Hand- wie für Pflugkippen überein, sie treffen auch für große Seitenablagerungen bei Kanal- und Hafengebäuden zu.

Mit 4- und 5,3-m<sup>3</sup>-Selbstentladerwagen und unter Benutzung von kleinen, von einer Lokomotive geschobenen Beckschen Pflügen erzielte ich bei den Bauten am Mittellandkanal auf einer niedrigen Geschlebmergelkippe (Untergrund teilweise nachgiebig) 25 bis 30 m<sup>3</sup>, auf einer anderen, aber höheren Geschlebmergelkippe rd. 50 m<sup>3</sup>, auf einer sandigen Mergelkippe 70, auf einer Feinsandkippe 81 m<sup>3</sup>, auf einer anderen Feinsandkippe etwa 100 bis 120 m<sup>3</sup>. Auf jeder dieser Kippen wurden 1 bis 1 1/2 Mill. m<sup>3</sup> Boden untergebracht.

Bei niedrigen Kippen, insbesondere bei der Herstellung von Kanal-dämmen mit viel Aushebe- und Rückarbeit sinken die Leistungen wesentlich. Beim Bau des Rheinkraftwerks Kembs<sup>12)</sup> wurden 37 m<sup>3</sup> je Kopf der Kippebelegschaft mit Pflug, 12 m<sup>3</sup> je Kopf in einer Achtstundenschicht ohne Pflug verkippt.

Eine Großunternehmung gibt mir als Durchschnittswerte bei Verwendung von 3-, 4- und 5,3-m<sup>3</sup>-Selbstkippern auf Handkippen folgende Zahlen:

bei feinem und kiesigem Sand und bei Kies		bei lehmig-sandigem Boden		bei Lehmboden		bei Mergel		bei Ton	
50 bis 60 m <sup>3</sup>	Regenwetter	45	55	35	40	30	35	20	25
	5 % Minderleistung		10		30		40		40

Eine Minderleistung von 40 % bedeutet aber praktisch Einstellung des Betriebes, denn dessen Fortführung ist dann nicht mehr wirtschaftlich. Bei Verwendung von Planierpflügen gibt dieselbe Unternehmung nur eine Mehrleistung von 6 bis 8 % an, die nach meinem Dafürhalten und nach Voigt entschieden zu niedrig angesetzt ist, wenn auch die doppelte Kopf-

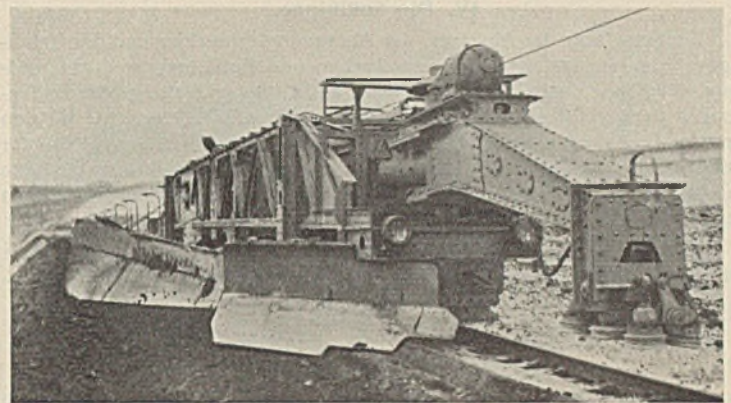


Abb. 29. Schwerer elektrischer Kippenräumer mit Gleisrückausleger.

leistung gegenüber der Handkippe oft nicht zu erzielen ist, bei Dammkippen rechnet die Firma mit rd. 25 % Minderleistung.

Eckert gibt in seiner „Kostenberechnung“ für Hand- und Dammkippen folgende Zahlen:

	Handkippe		Dammkippe	
	niedere Kippe m <sup>3</sup>	hohe Kippe m <sup>3</sup>	niedere Kippe m <sup>3</sup>	hohe Kippe m <sup>3</sup>
bei leichtem Boden . . .	80	160	40	54
bei mittelschwerem Boden	40	63	25	30
bei schwerem Boden . . .	20	32	16	20

Die Leistung einer Pflugkippe errechnet er für jeden Fall nach den jeweiligen Verhältnissen bei bestimmter Annahme für reines Kippen, für Gleisrücken und Gleisstopfen.

Die Zahlen aus Ausführungsbeispielen, die Versuche zur Aufstellung allgemeiner Richtlinien für die Leistungsannahme zeigen, wie schwierig dieses Gebiet ist, und daß eben keine allgemeinen Regeln gegeben werden können.

Obwohl ich unzählige Kippen unter mir gehabt habe, bin ich sehr zurückhaltend in der Kritik der von anderen gemachten Angaben, wenn sie aus der Praxis heraus gegeben sind. Die Verhältnisse liegen eben auf jedem Bau anders. Die Verschiedenartigkeit in der Bodenbeschaffenheit,



Abb. 30. Pflugkippen auf Grube „Witznitz“.

der Einfluß von Wetter und Jahreszeit, von Größe und Art des Fördergeräts, von der Verwendung des Gleismaterials, von der Art und Höhe der Schüttung, der Form des Dammschnitts und nicht zuletzt der Einfluß der Menschen selbst, von Betriebsleitern, Aufsehern und Arbeitern, müssen eben verschiedene Ergebnisse zeitigen.

Besondere Sorgfalt ist bei jeder Art von Kippe, vornehmlich bei Hand- und Pflugkippen, dem Kippgleis zu widmen. Starke Schienen, gesunde Schwellen sind Vorbedingung für sicheres Kippen. Sobald das Gleis durch Pflug oder Rück- und Hebemaschinen stark beansprucht wird, ist ein Verlegen der Schienen auf Unterlagplatten, Befestigen mit Trefonds oder durchgehenden Schrauben notwendig, wenn nicht die Schienen von den Schwellen abgerissen werden sollen. Daß die stärksten, im Betriebe verwendeten Schienen auf die Kippe sollen, verlangen die Beanspruchungen durch die kippenden Wagen, deren Schlag durch die Kippzangen auf die Schienen übertragen wird, sowie die Beanspruchung durch Lokomotiv- und Wagenachsdrücke auf das im frisch geschütteten Boden meist ungleichmäßig aufliegende Gleis.

<sup>11)</sup> Voigt, Die Entwicklung der Absetztechnik, Braunkohle 1927, S. 453 ff.

<sup>12)</sup> Bauing. 1931, Heft 7.



## IV. Die Spülkippe.

Vor Schaffung der Absetzer, der Abraumförderbrücken und der Kabelbagger oder wenigstens vor deren Ausbau und Entfaltung war die Spülkippe die Kippe, auf der in einfachster und billigster Weise größte Bodenmengen verstrützt werden konnten. Die verschiedenen, zunächst für den Bergbau im Tagebau geschaffenen Verfahren<sup>13)</sup> waren richtunggebend für die späteren Verfahren im Baubetrieb, abgesehen davon, daß die breiartigen Verhältnissen auch im Baubetrieb genau wie im Tagebaubetrieb vorgegangen werden kann.

Wir kennen die gewöhnliche Spülkippe, die Bunkerspülkippe mit freiem oder mit gefaßtem Abfluß der Massen, das Spülversatzverfahren, den Schlammumpfenbetrieb.

## a) Die einfache Spülkippe.

Im Braunkohlentagebau werden, wo es die örtlichen Verhältnisse zulassen, die Abraummassen vom Rande eines ausgekohlten Tagebaues in diesen eingespült. Bei entsprechend großer Spülfläche, insbesondere bei großer Länge in der Fließrichtung, kann man auch in einen im Betrieb befindlichen Tagebau spülen. Dann sind aber durch Aufschütten von Erddämmen oder Stehenlassen von Kohlendämmen am Fuß der Spülböschung Maßnahmen zu treffen, die verhindern, daß die breiartigen Bodenmassen bis zum Kohlenstoß vordringen und den Kohlenförderbetrieb stören.

Zur Anlage einer einfachen Spülkippe sind neben den Einrichtungen für den Fahrbetrieb Rohrleitungen, Pumpenanlagen erforderlich, auch Klärteiche, denn das zum Spülen benutzte, mit Sinkstoffen angereicherte Wasser muß meistens geklärt werden, weil gewöhnlich kein natürlicher Abfluß vorhanden ist und der hohen Kosten wegen auch nicht dauernd Frischwasser zugeführt werden kann (im Gegensatz zu den späteren Dammspülkippen).

Aus der Wasserhaltung der Grube oder dem Klärteich wird Wasser durch wenig empfindliche Zentrifugalpumpen nach der Spülkippe gedrückt. Von dem hinter dem Kippgleis entlangführenden Hauptzuleitungsrohr (150 bis 300 mm Durchm.) zweigen die zwischen den Schwellen verlegten Spülrohre (60 bis 100 mm Durchm.) (Abb. 31 u. 5) ab. Bei ansteigendem Hauptrohr sind zum Schutze der Pumpen bei plötzlichem Stillstande Rückschlagklappen vorzusehen. Die Spülrohre selbst müssen durch Schieber einzeln abzusperrten sein, um den Druck vor anderen Röhren, wo etwa hartnäckige Ablagerungen nicht weichen wollen, verstärken zu können.

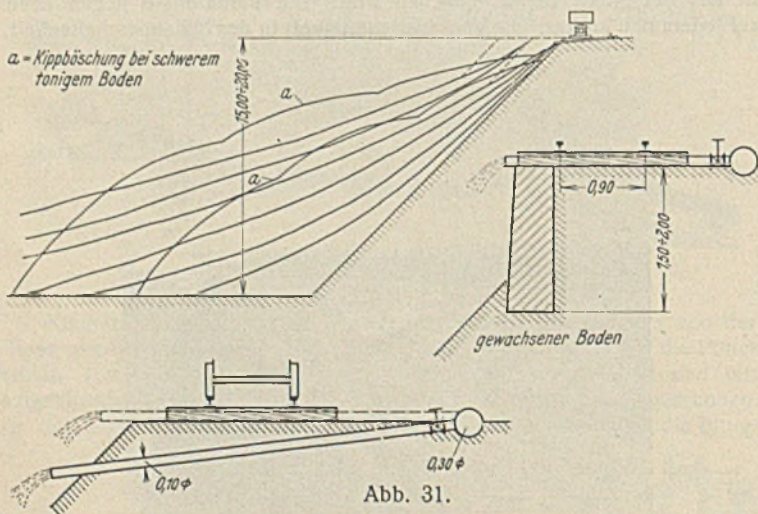


Abb. 31.

Die Entfernung der Stützen voneinander hängt von der Bodenart ab und darf nur so groß sein, daß der Spülbereich eines Stützens noch in den des benachbarten eingreift, ihn mindestens berührt. Der Kopf des Spülstützens läßt sich nach der Seite beweglich konstruieren, so daß der Wasserstrahl die zwischen den Spülrohren etwa stehenbleibenden Rippen leicht beseitigen kann. Oft werden auch bewegliche Blechscheiben der Mündung der Spülrohre vorgesetzt, um den Strahl nach allen Seiten zu zerteilen und ein gleichmäßiges Abspülen zu erzielen. Die Länge der eigentlichen Spülstelle schwankt zwischen  $\frac{1}{2}$  und 2 Zuglängen. Ist die Sturzhöhe sehr hoch, dann kann die Spülstelle kürzer sein; ist sie weniger hoch, dann muß man sie, um sie nicht zu oft umbauen zu müssen, länger wählen. Wenn bei sehr hoher Sturzhöhe, ohne daß man das Gleis vorrücken muß, lange Zeit an einer Stelle gekippt werden, das Gleis also lange Zeit liegenbleiben kann, dann ist es ratsam, Gleis und Rohre auf fester Unterlage zu verlegen. Schon eine Ausführung nach Abb. 31,

<sup>13)</sup> Brennecke, Spüleinrichtungen im Großtagebaubetrieb und Betriebserfahrungen mit diesen. Halle/Saale. Verlag Wilh. Knapp.

Erstellung einer Stützmauer, erhöht die Ablaufwirkung der Massen und gibt dem Gleis beim Kippen Sicherheit und Festigkeit. Man kann aber noch weitergehen und auch die Gleisanlagen auf einen Betonsockel legen und den oberen Teil der Böschung mit Beton verkleiden.

Zum Spülen eignet sich vor allem feinsandig-toniges Bodenmaterial. Größere Teile lagern sich am Fuß der Böschung gleich ab, während das feinere Material weit abgeschwemmt wird, und je feiner, um so weiter abläuft. Es stellt sich eine nach oben hohle Ablagerungslinie ein, die am Fuß noch etwa 6 bis 8° Neigung hat und sich im Klärteich absetzt. Grobsandig kiesiges Material böschet im Durchschnitt mit etwa 25° ab.

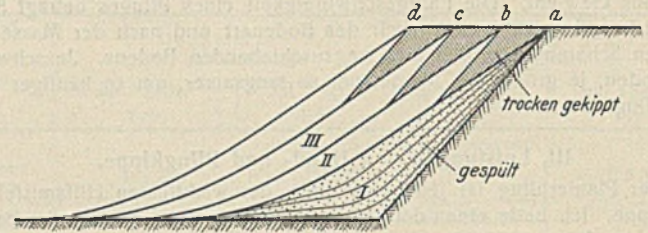


Abb. 32.

Wenn der Boden nicht mehr abfließt, muß das Gleis vorgerückt und zu diesem Zweck trocken vorgekippt werden (Abb. 32), bis wieder genügend Höhe für den Abfluß der Massen und die Auffüllung des Teiles II geschaffen ist.

Schwere Bodenarten (Ton, Letten) werden im allgemeinen nicht gespült. Die Massen stauen sich beim Abspülen und schieben sich nur unter sehr viel Wasserzusatz unvollkommen und ruckweise vorwärts. Es entsteht die Rutschkippe nach Linie a in Abb. 31. Ein Nachrücken der Gleise ist lange Zeit oder überhaupt nicht möglich, da der Boden das Wasser nur schwer abgibt und als „Brei“ stehenbleibt.

Auch bei Geröll und Kies ist große Wasserzugabe notwendig, da das Wasser hauptsächlich dynamische Arbeit zu leisten hat. Bei Sand und Lehm dagegen genügt verhältnismäßig wenig Wasser, um die Massen zu durchtränken und einen Schlammstrom zu erzielen.

Der Wasserverbrauch beträgt auf 1 m<sup>3</sup> zu verspülenden sandigen oder leicht löslichen Lehmboden 0,5 bis 1,0 m<sup>3</sup>, bei Kies und Geröll sowie bei Ton über 1 bis 2 m<sup>3</sup>. Die Kosten für die Anlage einer Spülkippe bestehen aus den Ausgaben für Pumpenanlagen und Stromzuführung, für die Spüleleitung und die Gleisanlagen (letztere aber bei allen Verkippungsarten notwendig). Die Betriebskosten setzen sich je Schicht aus den Löhnen für die Kipper, etwa 5 Mann, für 1 Weichensteller und 1 Pumpenwärter zusammen. Während der Zeit des Trockenkippens ist mit einer Leistungsverringerung und mit normaler Kippbelegschaft zu rechnen. Wenn eine bestimmte Gesamtleistung unveränderlich eingehalten werden muß, sind für solche Fälle Reservekippen vorzusehen. Gegenüber der Lohnersparnis treten die übrigen Betriebskosten, wie Instandhaltung und Verlegung der Rohrleitungen und der Pumpenanlage, Stromkosten, Putz- und Schmiermittel, sowie Kapitalkosten zurück.

Auf großen Spülkippen wurden im Braunkohlentagebau in ununterbrochenem Tag- und Nachtbetrieb 12 000 bis 18 000 m<sup>3</sup> je Achtstundenschicht gespült, dies entspricht etwa 300 bis 400 m<sup>3</sup> je Kopf/Schicht, also dem Drei- bis Vierfachen einer Pflugkippe.

Wo der Raum zum Abspülen nach der Tiefe zu fehlt, kann man, wenn auch seltener, Hochspülhalden anlegen. Dazu ist erforderlich, zunächst das Spülfeld einzudämmen. Die Dämme, von denen aus nach dem Innern zu gespült wird, werden allmählich höher getrieben, um weiteren Spülraum zu schaffen. Sie müssen genügend stark, gegen Wasserdurchbruch sicher angelegt werden. Halden von insgesamt etwa 30 m Höhe und 5 Mill. m<sup>3</sup> Inhalt dürften wohl die bisher größten Anlagen sein. Gegenüber einer Tiefspülhalde kommen hier die erheblichen Hochdämmungskosten hinzu. Eine solche Halde dürfte auch im Betrieb meist teurer sein, da die Vollzüge zur Kippe durchweg Bergfahrt haben. Nach dem Grundsatz der Hochspülhalde werden die Spülkippen bei der Kanaldammerherstellung im Baubetrieb eingerichtet und betrieben.

Die Spülverfahren sind an sich so einfach und bestimmt auch im Baubetrieb öfter als bisher mit Nutzen verwendbar. In einer „Studie zu einem Hydro-Erdbau“<sup>14)</sup> von Zill sind die an sich bekannten Verfahren kritisch beleuchtet. Eine der ersten größeren Spülarbeiten im Baubetrieb ist die Herstellung der vollständig im Auftrag liegenden 17 m hohen Dammstrecke des Mittellandkanals bei Magdeburg<sup>15)</sup>.

<sup>14)</sup> Bautechn. 1933, Heft 50 u. 51.

<sup>15)</sup> Bautechn. 1932, Heft 44, S. 583 ff.



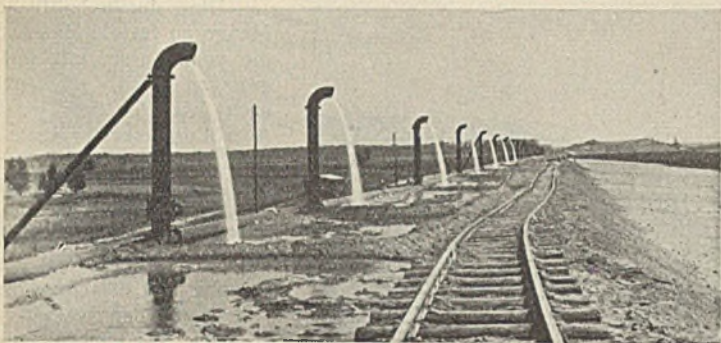


Abb. 33.



Abb. 34. Spülwagen von 25 m Länge.

60 m<sup>3</sup> je Kopf und Schicht der Belegschaft auf der Trockenklippe unter Verwendung von Planierpflügen, Gleishebe- und -rückmaschinen, 420 m<sup>3</sup> auf der Spülklippe bei ständigem Gleisheben und -rücken sind Ergebnisse, die dazu drängen, wo irgend möglich das Spülen anzuwenden. Dabei wurde die Forderung nach vollkommenem Einschlammern des Kanal-körpers restlos erfüllt.

Ein neues Spülkipfverfahren mit dem gleichen Erfolg vollkommener Verdichtung der Schüttung hatte die Arbeitsgemeinschaft des Loses M<sub>1</sub> des Mittellandkanals eingerichtet. Auf dem Hauptzuleitungsrohr von 350 mm Durchm. sind in Abständen von 21 m Standrohre von 300 mm Durchm. aufgesetzt (Abb. 33), aus denen einem auf dem Kippgleis fahrenden Spül-wagen von 25 m Länge (Abb. 34) laufend Wasser zugeführt wird. Das Wasser fließt in regelbarer Weise ständig aus und spült das abgekippte Material, ohne daß nennenswerte Erdrippen stehenbleiben oder größere Trichterausspülungen entstehen, in einer Neigung von 1:16 ab. Zum Abspülen von 1 m<sup>3</sup> gekippten Materials ist 1,5 m<sup>3</sup> Spülwasser verbraucht worden.

In Abb. 33 wird der Spüldamm Infolge der eigenartigen Anordnung der Standrohre durch diese selbst im Hochgehen „ingesumpft“. Die niederen Dammstrecken, wo ein Gefälle für das Abspülen des Bodens nicht vorhanden war, wurden ähnlich, doch ohne Standrohre „ingesumpft“ bei einem Wasserverbrauch von 1 m<sup>3</sup> auf 1 m<sup>3</sup> gekippten Boden (Abb. 34a).

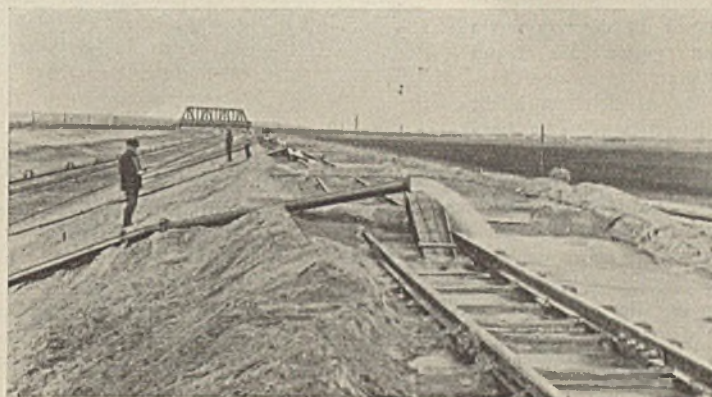


Abb. 34a. Sumpfkippe.

Abb. 33, 34 u. 34a. Spülkipf- und Sumpfvverfahren der Arbeitsgemeinschaft Los M<sub>1</sub> des Mittellandkanals 1933/34.

Das Verfahren des „vollständig gespülten“ Dammes ist Lösen, Laden, Transport und Kippen zugleich, ist also nicht mehr als eigentliche Spülklippe anzusprechen, sondern dem Spülversatzverfahren anzurechnen.

#### b) Die Bunkerspülklippe.

Bei der Bunkerspülklippe werden die Abraummassen auf einen Bunker gekippt, der wenigstens einen Zug von 100 m<sup>3</sup> aufnehmen soll. Von dem unter 10° geneigten Bunkerboden werden die Massen mit Hilfe von Spritzapparaten abgespritzt, sie fließen entweder frei ab oder werden durch Geflüder oder in Rohrleitungen gesammelt und gefaßt den gewünschten Ablagerungsstellen zugeführt. Nach Brennecke war die Aufnahmefähigkeit einer solchen Kippe bei erschwerter Zufahrt der Züge 4000 m<sup>3</sup> in 24 Stunden bei einer Wasserzugabe von 6 m<sup>3</sup>/min, also das Verhältnis Boden:Wasser = 1:2,16. Die Massen flossen anfangs in einem Geflüder 0,5/0,4 m, anschließend in Rohrleitungen 300 und 375 mm Durchm.

Mit Erwähnung des Abspritzens der Massen sind wir bei Verfahren angelangt, die in Amerika, aber auch vereinzelt in Deutschland schon seit langem angewendet werden. In Amerika unterscheidet man bei der Herstellung von Stau- und Kanaldämmen das Verfahren des „vollständig gespülten Dammes“ (hydraulic fill dam), wenn der Dammboden auf dem Damm mit Hilfe von Wasser gefördert und an die Ablagerungsstelle durch Wasser verteilt wird, und des „teilweise gespülten Dammes“ (semi hydraulic fill dam), zu dessen Bau das Material durch irgendein anderes Transportmittel als Wasser auf den Damm gefördert und dort auf einen Abschnitt des Dammes gekippt wird, worauf ein Teil des Materials durch die Kraft des Wassers an die endgültige Ablagerungsstelle gebracht wird<sup>16)</sup>.

Das Material wird bei dem letzteren Verfahren mit Baggern gewonnen, in Zügen nach der Dammbaustelle gefahren und dort von etwa 8 bis 10 m hohen Gerüsten aus verkippt.

Vom Fuße der so geschütteten Dämme wird der Boden mit Wasserstrahlpumpen weggespült nach dem Sumpf hin und so der ganze Damm aufgespült. Nach Walch sind auf diese Weise z. B. beim Bau des Salada-Dammes in 3 Monaten 1,5 Mill. m<sup>3</sup> in den Damm eingebaut worden, der insgesamt bei 63,4 m Höhe 8,5 Mill. m<sup>3</sup> Boden enthält. In ähnlicher Weise sind viele Dämme hergestellt worden. Dem Abspülen des Bodens vom Dammfuß der Kippe entspricht das Wegspülen des Bodens aus dem Bunker der Bunkerspülklippe, indem eben der geschüttete Damm hier den „Bunker“ bildet.

<sup>16)</sup> Walch, Stau- und Kanaldämme aus Erd und Fels, S. 122. Berlin 1933. Julius Springer.

#### c) Das Spülversatzverfahren.

Dieses Verfahren, auch das „kalfornische“ Spritzverfahren genannt, weil in den Goldwäschereien Kalforniens zuerst und vielfach verwendet, besteht darin, daß die gewachsenen Bodenmassen, wie aus der Bunkerspülklippe die bereits gelösten und gelockerten Massen, durch einen starken, unter hohem Druck stehenden Wasserstrahl abgespritzt — gelöst werden. Das gelöste Material fließt mit Hilfe des Spritzwassers, nötigenfalls noch unter weiterem Wasserzusatz in Geflüdern oder in Rohrleitungen bis zur Ablagerungsstelle ab, teils in natürlichem Gefälle oder unter Zwischenschaltung von Pumpen (Übergreifen in das Schlammumpverfahren). Vom Steinkohlenbergbau sind solche Verfahren schon länger bekannt. Dort werden verlassene Stollen in einfacher Weise dadurch zugesetzt, daß geeignetes Kies-, Sand- oder sonstiges Abraummateriale in nächster Nähe der Füllschächte verstürzt, durch Strahlapparate abgespritzt und dadurch entsprechend verdünnt dem Füllschacht zugeführt, zugeschwemmt wird.

Ein solcher Betrieb ist sehr einfach, weil hierzu nur eine Wasserpumpe mit Spül- und Ableitungsrohren nebst Mischtrichter gehört. Man hat sich deshalb seinerzeit auch in den Abraumbetrieben der Braunkohlenbergwerke mit ihren gewaltigen Bodenmassen mit der Frage des Spülverfahrens beschäftigt. Das Verfahren wäre ja so einfach, wenn der Abraumstoß von irgendeiner Stelle aus einfach abgespritzt werden könnte und der regellosen Abführung des Materials nichts im Wege stünde. Das ist aber nicht möglich, denn bei einem geregelten Kohlenabbau muß auch die Abspülung in regelmäßiger Stosse stattfinden. Das Zerfließen der loszuspritzenden Massen muß verhütet, diese müssen im Gegenteil aufgefangen werden, damit das dem Spülstrom innewohnende Fließgefälle für den Abfluß der Massen in natürlichem Gefälle ausgenutzt werden kann.

Wie man aber mit den einfachsten Mitteln unter gegebenen Verhältnissen das Verfahren wirtschaftlich anwenden kann, beweist das folgende, von mir 1920/21 ausgeführte Beispiel. In Abb. 35 wird der Abraum eines Braunkohlenflözes in zwei Schnitten I und II von zwei Eimerkettenbaggern 1 und 2 beseitigt. Unterhalb des zweiten Schnittes ist eine Kohlenflözverwerfung mit tiefstem Punkte a zu erkennen. Der in dieser Mulde sitzende Abraum war mit dem Bagger des zweiten Schnittes nicht mehr zu erreichen. Man versuchte nun durch Abspritzen die Massen zu lösen und in den im Vordergrund sichtbaren aus-



gekohlten Teil des Tagebaues bei *b* einzuspülen. Am tiefsten Punkte der Mulde wurde ein Blechtrichter aufgestellt, von dem eine 200 mm weite Ablaufleitung nach dem Spülfeld führte. Eine bei 3 an die Wasserhaltung der Grube angeschlossene 3-m<sup>3</sup>-Pumpe führte in einer Rohrleitung das Druckwasser an den Stoß vor den Trichter. Am Ende der Rohrleitung wurde ein kräftiger Hanfschlauch mit Mundstück angeschraubt und mit diesem von einem Mann gegen die Wand gespritzt.

Da es sich um leicht spülbaren Sandboden handelte, der allerdings teilweise eisenhaltig war und hartnäckig anstand, liefen die Massen dem Trichter leicht zu, und es waren nur noch 2 bis 3 Mann notwendig, um stellenweise den Boden dem Trichter zuzuschaukeln und Trichter und Ablaufrohre mit dem Fortschreiten der Arbeiten nachzurücken und die freigelegte Kohle zu putzen. Mit zunehmender Entfernung zwischen Ein- und Auslauf reichte bald das natürliche Gefälle für den Abfluß nicht mehr aus. Es wurde an den Trichter eine Schlammspülpumpe angeschlossen, die die Massen über die dazwischenliegende doppelgleisige Kettenbahn nach der ausgekohlten Fläche drückte.

Der Druck hinter der Pumpe, die aber nur mit 1,5 m<sup>3</sup>/min ausgenutzt war, betrug 1,7 atü, im Mundstück noch 0,3 atü. In der Schicht wurden mit dieser Anlage durchschnittlich 100 m<sup>3</sup> Boden abgespült, also eine Kopfleistung je Schicht von über 30 m<sup>3</sup> erzielt. Dabei ist zu berücksichtigen, daß sich diese Zahlen auf das Lösen, Laden und Kippen beziehen, während sich die bisherigen nur auf die reine Kippleistung bezogen.

Das Beispiel mit seiner einfachsten Einrichtung und noch schwachen Leistung zeigt, wie wirtschaftlich unter gegebenen Verhältnissen ein solches Verfahren bei Verwendung guter Apparate sein wird.

Die Firma Gebr. Körting baut Strahlapparate, auch Monitore genannt, in zwei Größen je nach Wasserdruck von 3 bis 20 atü für Wassermengen von 6 bis 90 und 90 bis 200 m<sup>3</sup>/h. Die Leistungen können aber für 30 atü auf 300 m<sup>3</sup>/h gesteigert werden. Die Monitore schwingen um senkrechte und waagerechte Zapfen, die vom Wasserdruck vollständig entlastet und durch zylindrisch geformte Lederstulpe abgedichtet sind. Das Stahlrohr ist senkrecht um 100°, waagrecht um 360° schwenkbar.

Die Anwendung solcher Strahlapparate bleibt natürlich beschränkt auf Lagerstätten loser oder schwach zementierter Massen, wenn gleichzeitig reichlich Spülwasser zur Verfügung steht.

In größerem Umfange — neben der Verwendung in den Goldwäschereien — kommen in Amerika die Strahlapparate zur Anwendung bei der Herstellung „vollständig gespülter Dämme“. Der gewachsene Boden wird an der Materialentnahmestelle abgespritzt, indem das Wasser aus mehreren nebeneinander stehenden Monitoren mit einer Geschwindigkeit von 30 bis 60 m/sek gegen die zu lösende Wand geschleudert wird. Die Gewinnungsstelle liegt gewöhnlich mehrere 100 m bis 1 km von der Dammbaustelle entfernt, obwohl bei genügendem Höhenunterschied für den natürlichen Abfluß der Massen in Gerinnen oder Rohrleitungen (2 bis 10% Gefälle) Entfernungen bis zu mehreren Kilometern vorkommen.

An der Dammbaustelle läuft das den Boden mitführende Wasser aus Öffnungen in den auf Gerüsten verlegten Rohrleitungen auf den Damm. Das gröbere Material bleibt in der Nähe der Ausflußstelle liegen, das feinere — bei Anordnung der Gerüste zu beiden Seiten des Damms — wird nach der Mitte zu mitgerissen, wo sich in dem Sumpf allmählich das feinere Material absetzt. Man erhält so im Damm eine zweckmäßige Verteilung nach der Korngröße, außen das gröbere durchlässige Material, nach dem Innern zu ein allmählicher Übergang zum feineren Material. Das Wasser fließt aus dem Sumpf an besonders dafür vorgesehenen niederen Stellen oder durch ein auf den Grundabfluß aufgesetztes Schachtrohr ab.

Bei kleineren Dämmen oder in den höheren Lagen der großen Dämme wird ein einziges Gerüst, ungefähr in Dammachse gelegt, von dem aus Stich-Spülgerüste nach beiden Seiten herausfahren. Die Gerüste können u. U. durch geschüttete kleine Spüldämme ersetzt werden.

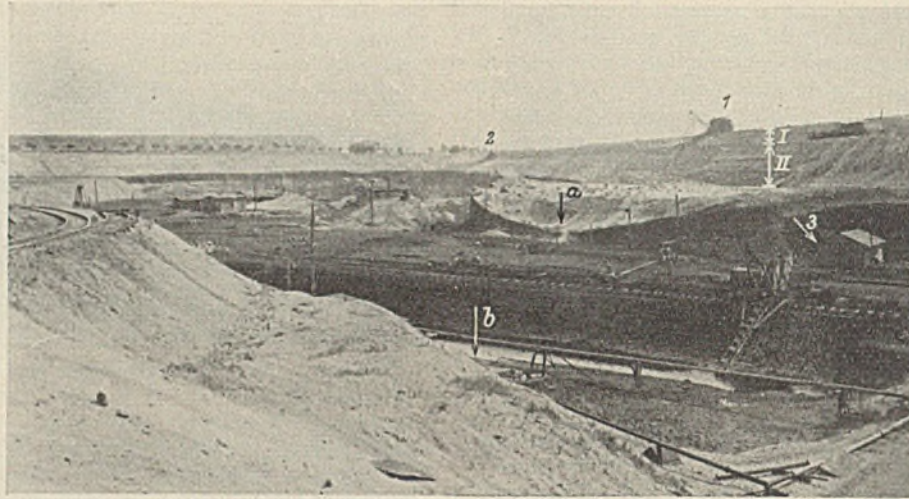


Abb. 35.

Die durchschnittliche Menge an festem Material, die vom Wasser mit fortgetragen wird, schwankt nach Walch nach einer Anzahl untersuchter Bauten zwischen 2 und 16%. Der Wasserverbrauch auf 1 m<sup>3</sup> gelöster Masse beträgt also 50 bis 6 m<sup>3</sup> einschließlich des zum Einlauf in das Gerinne und diesem selbst beigegebenen Wasserzusatzes. Die Unterschiede liegen vor allem in der Materialbeschaffenheit. Grobkörniges Material, geringe Neigung und große Länge der Rinne erhöhen den Wasserverbrauch.

Reichlich Wasser muß jedenfalls immer vorhanden sein.

Wo durch höher gelegene Ableitung aus einem Flußbett oder einem Becken nicht durch natürliches Gefälle der notwendige Druck bei den Monitoren erreicht werden kann, muß dieser durch Hochdruck-Wasserpumpen hergestellt werden. Der Wasserverbrauch ist jedenfalls erheblich größer als bei den teilweise gespülten Dämmen und bei einer einfachen Spülkippe.

Bei allen Spülverfahren sind für Druck- und Ablaufrohrleitungen schmiedeeiserne Flanschenrohre zu verwenden, da sie sich weniger leicht abnutzen und sich einfacher handhaben lassen als gußeiserne Rohre.

Der wirtschaftliche Vorteil dieses Spülverfahrens liegt auf der Hand besonders für abgelegene Gegenden, wo Gerätetransporte erschwert und mit großen Kosten verknüpft wären.

Verhältnismäßig einfache Baustelleneinrichtung, Wegfall aller Gleisverlegungs- und -rückarbeiten, keine Unterhaltungskosten und Löhne mit Ausnahme für Gerinne und Gerüste, keine kostspieligen Arbeiten für das Verfestigen der Dämme, hohe Leistungsfähigkeit der Kippe, geringster Leutebedarf sind die Vorteile dieses Verfahrens.

Wenn auch die Verhältnisse in Amerika meist anders liegen als bei uns und deshalb alle amerikanischen Spülverfahren in Deutschland nur beschränkt anwendbar sind, so haben sie doch uns auf Verfahren aufmerksam gemacht, die, wenn auch in kleinerem Umfang, aus wirtschaftlichen Gründen häufiger angewendet werden sollten. Daß in Deutschland versucht wird, dem Hydro-Erdbau Eingang zu verschaffen, zeigt auch das folgende Verfahren.

#### d) Das Schlammumpverfahren.

Bei diesem Verfahren werden die Massen entweder durch Abspritzen, wie in dem kleinen Beispiel Abb. 35, einer Schlammpumpe oder einem Bunker zugeführt, aus dem die Schlammpumpe ähnlich wie bei den Spülbaggern die Massen aufnimmt und zur Ablagerungsstelle weiterdrückt. Wir erhalten dann das vom Schwimmbaggerbetrieb bekannte Spülverfahren auf dem Lande.

Bei dem Oerdurchstich bei Maltsh<sup>17)</sup> wurden auf diese Weise rd. 130 000 m<sup>3</sup> Boden durch eine standfeste Spülanlage aus einem Bunker von 75 m<sup>3</sup> Inhalt mit einer Leistung von 3000 m<sup>3</sup> in 24 Stunden über die Oder hinweggespült und zur Ablagerung gebracht.

### V. Die Absetzerkippe.

#### a) Grundsätzliches.

Die Entstehung des Absetzers und der Absetzerkippe ist bereits in früheren Aufsätzen entwickelt worden<sup>18)</sup>. Voigt befaßt sich allerdings nur mit der Absetztechnik im Braunkohlenbergbau, aus dessen Bedürfnissen heraus das Absetzgerät und die Arbeitsweise der Absetzerkippe erst entstanden sind, dessen Erfahrungen auf dem Gebiete des Absetzerbetriebes aber auch richtunggebend und grundlegend für die Baubetriebe waren. Für diese bekam der Absetzer jedoch erst seine besondere Bedeutung, als seine Verwendungsmöglichkeit als Hochabsetzer gegeben war.

Arbeitsstellen für Tiefabsetzer, wie etwa in Abb. 4, wo Sturzhöhen nach der Tiefe zu mit 40 bis 100 m gegeben sind, gibt es im Baubetrieb zur Zeit nicht, wenigstens nicht in Europa. Wo im Baubetrieb Absetzer bis jetzt Verwendung fanden, geschah dies in der Hauptsache als Hoch-

<sup>17)</sup> Bautechn. 1934, Heft 28, S. 373.

<sup>18)</sup> Krauth, Bautechn. 1929, Heft 47, S. 733ff.; Voigt, Die Entwicklung der Absetztechnik. Braunkohle 1927, S. 453ff.



absetzer. Dabei ist Tiefabsetzertätigkeit bei entsprechender Geländegestaltung nicht ausgeschlossen (Abb. 36).

Den Fortschritt des Absetzerbetriebes im Baubetrieb zeigen deutlich als größte Beispiele die Erstellung des Staudammes Ottmachau<sup>19)</sup> und die Absetzerkippen am Mittellandkanal.

Die Absetzer können bekanntlich nach der Art der Massenzuführung eingeteilt werden: 1. In Absetzer mit Aufgabestelle vorn, d. h. zwischen Absetzer und Böschungskante, 2. mit Aufgabestelle hinter dem Absetzer und 3. in solche mit getrennter Aufgabestelle. In den drei Gruppen wieder sind zu unterscheiden Absetzer mit Schaufel- oder Eimerkette, mit starrem oder mit teilweise ausschwenkbarem Ausleger, mit Eimerkette und vorgeschaltetem Band bei starrem, teilweise oder um 360° schwenkbarem Ausleger, als reine Bandabsetzer mit einem Hauptband oder mit umkehrbarem Unterband, als Schaufelradabsetzer usw.

In dem kurzen Zeitraum von etwa 17 Jahren liegt eine gewaltige Entwicklung des Absetzerbaues. Man vergleiche nur den Schaufelkettenabsetzer mit seinem 8 m langen, starren Ausleger, deren ersten einen ich vor 17 Jahren in Bitterfeld aufstellen durfte, mit einem der neuesten Absetzer mit ihren 62 m langen, um 360° drehbaren Bandauslegern.

Wann nun ist die Aufstellung eines Absetzers am Platze, welcher Typ ist in jedem einzelnen Fall der richtige, wie gestaltet sich die Anlage der Absetzerkippe?

Zur Lösung dieser Fragen ist es notwendig, sich die Vorteile einer Absetzerkippe gegenüber einer gewöhnlichen Handkippe und einer Pflugkippe klar zu machen. Diese sind wie folgt zusammenzufassen:

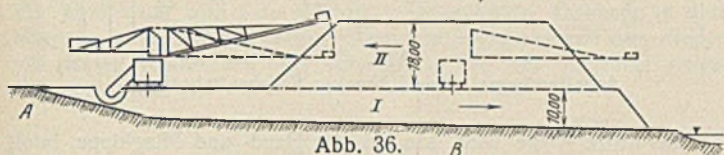


Abb. 36.

1. Ein großer Teil der Handarbeit, das Einplanieren des Bodens, wird ersetzt durch die Schaufel- oder Eimerkette, das Kippgleis kommt entfernter von der gefährdeten Kippkante zu liegen, die Gefahren des Abstürzens der Wagen und des Eintretens von Rutschungen werden vermindert.

2. Große Aufnahmefähigkeit der Kippe bei Sturzhöhen bis zu 70 m nach der Tiefe und bis zu 22 m beim Aufschütten von Halden. Gleisumbauten sind selten erforderlich, denn die Zufahrten liegen für lange Zeit fest, und auch die Absetzergleise selbst brauchen für den Kippenbetrieb erst in längerem Zeitraum gerückt werden.

Das Rücken eines Absetzergleises mittels Rückmaschine erfordert je nach der Länge des Gleises höchstens einige Stunden, während deren aber der Absetzerbetrieb nicht zu ruhen braucht, und in wenigen Stunden ist das Gleis unterstopft. Höchstens für die Dauer von ein bis zwei Schichten werden außer der Absetzerbedienung und den wenigen Kippern für diese Arbeiten einige Mann mehr im Gleis benötigt, bis erst nach Wochen wieder neues Gleisrücken notwendig wird, also gegenüber Hand- und Pflugkippe erheblich Lohnersparnis.

Ist, wie Abb. 41 zeigt, abwechslungsweise Hoch- und Tiefabsetzen möglich, dann könnten auf einer solchen Kippe je nach der Sturzhöhe und Strossenlänge von einer Gleislage aus viele 100 000 m<sup>3</sup> untergebracht werden, und Millionen m<sup>3</sup> auf der Kippe überhaupt bei zeitweisem Vorrücken.

3. Während bei Hand- und Pflugkippe die Züge oft vor der Kippe warten müssen, bis das Gleis gerückt und gestopft ist, ist auf der Absetzerkippe ein ständiger, von dem Zustande der Kippe im allgemeinen unabhängiger Kippbetrieb möglich.

4. Die Höhenunterschiede zwischen Bagger und Kippe sind verringert, Berg- und Talfahrt der Züge fallen weg, die Förderwege sind dadurch kürzer geworden. Ungefähr eben vom Bagger weg fahren die Züge zum Absetzer und entleeren dort, in einem Arbeitsgang werden die Massen aufgenommen und hoch oder tief abgesetzt.

All dies ergibt eine große Ersparnis an rollendem Material, an einmaliger Gleisbeschaffung und an Gleisverschleiß.

5. Bei der gegenüber einer Handkippe festeren Fahrgeleisanlage einer Absetzerkippe ist jetzt die Verwendung von Großraumwagen und damit wieder eine weitere Verbilligung der Förder- und Kippkosten möglich.

Wie einfach gestaltete sich die Schüttung (Kippe am Mittellandkanal) in Abb. 36 mit Absetzer: Einmalige Verlegung des Absetzergleises bei A,

Absetzen der Bodenmassen nach der Tiefe zu unter Geländehöhe bei allmählichem Nachrücken des Absetzers bis B durch maschinelles Rücken des Absetzergleises, dann Beginn der Haldenschüttung bei allmählichem Zurückgehen in die Anfangstellung A.

Bei Handbetrieb hätte die Tiefkippe in etwa drei, die Hochkippe in etwa vier Lagen geschüttet werden müssen, bei siebenmaligem Verlegen und Abbrechen der Kippgleise, bei ständigem Rücken dieser Gleise, bei anstrengender Berg- und Talfahrt der Züge, und dies bei Geschiebemergelboden, der fortlaufend kostspielige Gleisunterhaltung erforderte.

Wesentliche Störungen oder Behinderungen durch Regenwetter konnten bei diesem Absetzerbetrieb nicht auftreten, da ja der Mensch mit dem Boden auf der Kippe kaum mehr in Berührung kommt. Ein Versinken oder Abgehen von Gleisen und Zügen, ein Versinken von Menschen im aufgelösten, schmierigen Boden findet nicht mehr statt. Von einem festen Stand aus wird der Boden in einer den Absetzer selbst sichernden Entfernung abgeworfen und aufgebaut. Ein Handkippenbetrieb wäre in dem vorliegenden Beispiel unzweifelhaft erheblich teurer geworden.

Um aber die Vorteile des maschinellen Kippbetriebes, des Absetzerbetriebes im besonderen, voll zu erkennen, darf man nicht nur einfach die Anlage- und Betriebskosten eines glatt laufenden Betriebes einer Handkippe und einer Absetzerkippe einander gegenüberstellen, sondern man muß sich vergegenwärtigen, daß bei schweren Bodenarten, bei schlechter Witterung ein Handkippenbetrieb oder sogar ein Pflugkippenbetrieb oft wirtschaftlich nicht aufrechtzuerhalten ist, daß alles still liegen muß bis zum Eintritt besserer Witterung.

Bei Anlage der Kippe in Abb. 19 war ich im Zweifel, ob nicht für die gesamte auf der Halde unterzubringende Masse von 3 500 000 m<sup>3</sup> die Aufstellung eines Absetzers zweckmäßig wäre. Rechnungsmäßig ergab sich zuerst gegenüber einer Handkippe kein Vorteil, und so wurde von der teuren Beschaffung abgesehen. Die späteren Leistungen im Handkippenbetrieb mit Pflugbedienung waren tatsächlich bei dem vorhandenen feinen und trockenen Sand auch ausgezeichnet. Zum Schluß mußten aber rd. 500 000 m<sup>3</sup> Geschiebemergel noch untergebracht werden. Da setzte — im Spätsommer bereits — eine mehrere Monate anhaltende Regenperiode ein, und es war bald ausgeschlossen, den Kippbetrieb aufrechtzuerhalten. Der gesamte Betrieb mußte Anfang Oktober eingestellt werden. Bei einem Absetzer hätte der Betrieb, wenn auch etwas behindert, durchgehalten werden können.

#### b) Die Anlage der Absetzerstrossen.

Wo für den Absetzer keine Sonderaufgaben vorliegen, wie Profilschüttung von Kanalseitendämmen (Shannon-River-Kraftwerk in Irland), von Staudämmen (Ottmachau), gelten für die Anlage der Kippstrossen im Grundriß im allgemeinen dieselben Regeln wie bei der Handkippe. Es



Abb. 37. Kippenausbruch auf „Brigitte“ AG.

wird also möglichst Radialkippen mit Auflager für das schwenkende Gleisende angestrebt. Tiefabsetzer mit über 200° Drehbarkeit des Auslegers bedürfen keines Auflagers, da sie vor Kopf beliebig schütten und auch entsprechend gegen den Kopf zu vorrücken können. Die Länge der Strosse richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen, nach der Gestalt der zu überkippenden Flächen. Rücksicht auf Ersparnis an Rückarbeit läßt die Gleise möglichst lang machen, die Kosten für Gleisbeschaffung und Gleisunterhaltung setzen allzu großer Länge ein Ziel.

In Abraumbetrieben sehen wir Längen von 200 bis 1000 m und mehr, in Baubetrieben bewegen sie sich, soweit bisher bekannt, zwischen 600

<sup>19)</sup> Vom Bau des Staubeckens bei Ottmachau. Bautechn. 1930, Heft 45, S. 673 ff.



und 1000 m Länge. Unter- und Überschreitungen sind aber ohne weiteres zulässig und möglich und richten sich nach Lage des Falles.

Die Höhe der einzelnen Kiplagen ist wie bei der Hand- und Pflugkippe eine Frage der Standsicherheit. Diese ist gerade bei den großen Höhen der Absetzerkippen von besonderer Bedeutung. Die Rutschung auf einer niedrigen Hand- und Pflugkippe kann das Umfallen von Wagen und Lokomotive, sogar von ganzen Wagenzügen zur Folge haben, der Schaden wird immer verhältnismäßig klein bleiben. Anders beim Absetzerbetrieb. Hier ist u. U. der Absetzer selbst gefährdet. Sein Abgehen oder Umstürzen kann unabsehbaren Schaden an Material und infolge der Stilllegung des Betriebes zur Folge haben.

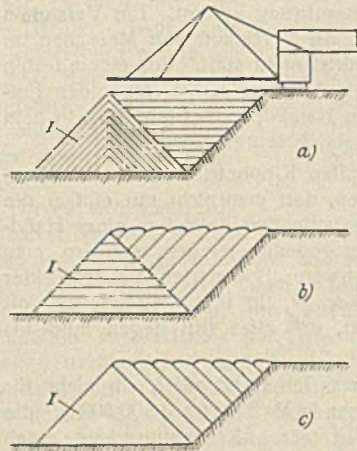


Abb. 38.



Abb. 39.

Tonige, lehmige Massen, besonders wenn sie naß und feucht sind, neigen immer zum Abrutschen. Sind schlmerende Massen einem guten, sandigen oder kiesigen Boden beigemischt, dann bleiben die Rutschungen örtlich beschränkt, und es entstehen Böschungsausbrüche nach Abb. 37.



Abb. 40. Absetzerkippe Welzow N.-L.

Je größer der Anteil der schlmerenden Massen, um so umfangreicher werden sich die Rutschungen auswirken, u. U. so weit, daß eine „Rutschkippe“ entsteht, daß also das Material unter dem Druck der nachgekippten Massen so weit ausfließt, als die Fließkraft ausreicht.

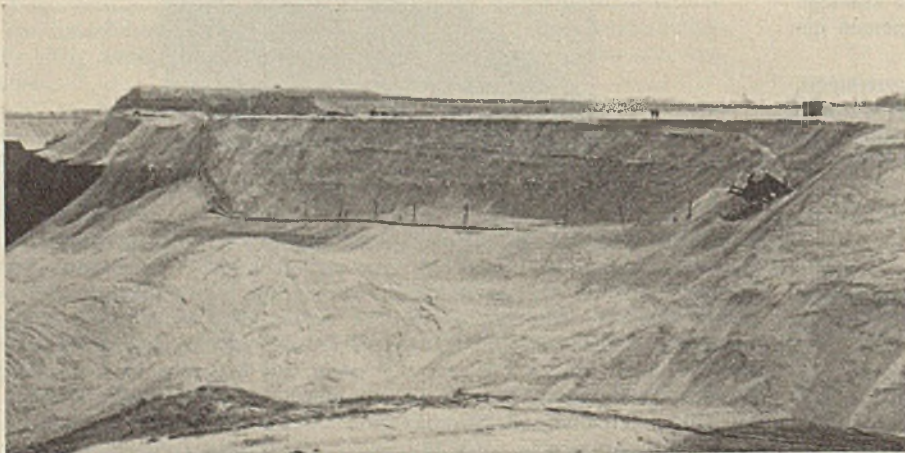


Abb. 42.

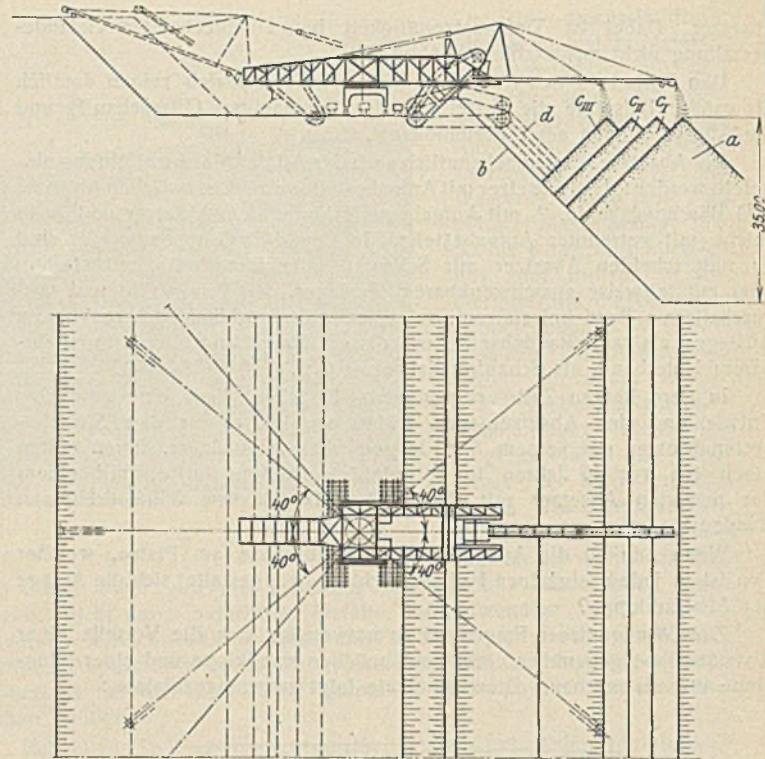


Abb. 41.

Arbeitsschema eines Lübecker Schwenkabsetzers.

Eine hohe Kippe wird, wie bei der Hand- und Pflugkippe, infolge des großen Drucks der verkippten Massen auf die Einheit der Grundfläche eher zu Rutschungen neigen als eine niedrige.

Bei jeder Absetzerkippe ist anzustreben, die gekippten Massen soweit als möglich vor den Fuß der Kippe vorzutragen, um einen Damm als Halt für die nachfolgenden Massen zu schaffen. Je größer die Sturztiefe, um so größer sollte daher die Ausladung des Absetzers werden. Es ist ohne weiteres verständlich, daß die Kippe besser steht, wenn auf der ganzen Absetzerfront zuerst die Massen I (Abb. 38) geschüttet werden und hinterher erst das Tal zwischen Damm und Absetzerböschung ausgefüllt wird, als wenn die Massen bei geringer Auslegerlänge auf die Böschung fallen und sich in den Stufen I, II, III (Abb. 39) aufbauen. Für diese einzelnen Schüttlamellen besteht die Gefahr des Abrutschens in den Flächen parallel zur Absetzerböschung.

Lange Ausleger erfordern entsprechend starke und schwere Absetzerkonstruktionen. Bei großer Sturzhöhe ist daher die Forderung des Vortragens der Massen gleichbedeutend mit der der Aufstellung eines großen Absetzers mit weiter Ausladung.

Der Zwischenraum zwischen Damm und Absetzerböschung kann infolge der Schwenkbarkeit der für solche Schüttungen verwendeten Absetzer nach Abb. 38a, b oder c ausgefüllt werden. Die kleinen, dabei an der Oberfläche entstehenden Berge und Täler (Abb. 40) werden von Hand oder meistens durch besondere am Absetzer angebrachte Planier- vorrichtungen für das Vorrücken des Absetzergleises eingeebnet.

Abb. 41 zeigt das Arbeitsschema eines um 360° schwenkbaren Bandabsetzers. Man sieht einen „unvollständig“ vorgeschütteten Damm a, den Fall, der wohl am häufigsten eintreten wird, da bei der großen Sturzhöhe die Auslegerlängen des gewählten Absetzers für die Schüttung eines vollständigen Dammes nach Abb. 38a nicht ausreichen werden. Der Zwischenraum zwischen a und b wird in den einzelnen Stufen c geschüttet. Der letzte obere Raum wird von dem Planiergerät durch Herunterschleppen der Massen d über die Absetzerböschung hergestellt.

Die ersten Absetzer mit Schaufelkette hatten nur 8-, später 10-m-Ausleger, die mit Einführung der Eimer in der Kette statt der Schaufeln allerdings bald auf 12 bis 20 m verlängert wurden. Bei diesen ersten Absetzern fiel der Boden immer auf die Böschung, bei großen Tiefen noch im oberen Drittel oder Viertel (Abb. 39). Dabei entstanden dann die großen Rutschungen, bei denen Absetzer mit ihren Gleisanlagen oft um 10 bis 20 m absackten (Abb. 42).

Eine meiner ersten Absetzerkippen mit einem Lübecker 10-m-Schaukelabsetzer, deren anfängliche Sturzhöhe von 20 m durch Senkung des Absetzerplanums auf



12 bis 15 m gesenkt war, kam niemals ganz zur Ruhe. Schuld an dem Versagen der Kippe war auch hier der zu kurze Ausleger — längere gab es damals noch nicht —, andersseits toniges Baggergut und schmieriger Untergrund. Solange ein Absetzer auf festem Boden steht, kann er dagegen in unbegrenzte Tiefen stürzen.

Auch bei der Absetzerkippe soll der Untergrund nach der Kippe zu nicht ansteigen, sondern eher abfallen (s. Abb. 8), da sonst bei tonigem, schmierigem oder sumpfigem Untergrund auch eine reine Sandkippe in Bewegung gerät. Der Untergrund, besonders wenn er unter Druck stehendes Wasser enthält, kann in solchen Fällen mit dem Fortschreiten der Kippe ständig hochgepreßt und vor der Kippe als beweglicher Fuß hergeschoben werden. Dies gibt immer erneut Anlaß zu Rutschungen.

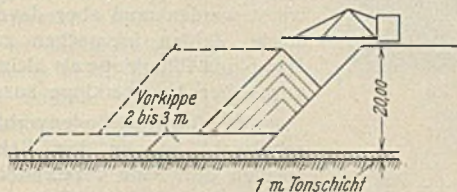


Abb. 43.

In solchen Fällen bleibt nichts übrig, als eine niedere Vorkippe im Handbetrieb anzulegen, die gerade so hoch anzulegen ist, daß sie den Druck der Auflast der Absetzerkippe unschädlich auf den Untergrund überträgt. Der Betrieb wird in solchen Fällen durch die zusätzliche Handkippe allerdings wieder verteuert (Abb. 43). Eine andere Maßnahme, die aber wohl nur beim Kippen in ausgekohlte Tagebaue in Betracht kommen kann, ist das Gegenspülen von Massen gegen den Kippenfuß, um dessen Ausbrechen oder dem Aufbrechen des Liegenden entgegenzuwirken (Abb. 44).



Abb. 44.

Beim Hochabsetzer hat das Auftreten von Rutschungen bei weitem nicht die schlimmen Folgen wie beim Tiefabsetzer. Absetzer und Absetzergleis werden durch Rutschungen der Hochhalde kaum einmal unmittelbar gefährdet, da sie ja nicht auf der Halde, sondern unter ihr liegen. Wenn das von einer Absetzerstellung aus aufzufüllende Haldenstück von A bis B reicht (Abb. 45), so kann schlimmstenfalls etwa gegen Ende der Schüttung bei B ein Ausbrechen der Halde das Baggergleis verschütten. Die Schüttung der Halde wird gewöhnlich — einen Schwenk-absetzer vorausgesetzt — in den Streifen 1, 2, 3, 4 usw. geschehen. Ist

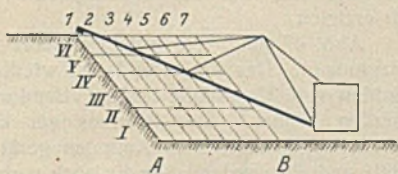


Abb. 45.

aber bei tonigem, feuchtem, schmierigem Boden ein Auslaufen der Böschungen gegen das Absetzergleis zu befürchten, dann kann man das Haldenstück A—B auch in waagerechten Lagen I, II, III usw. aufschütten, wodurch die Rutschgefahr auf ein Mindestmaß herabgedrückt ist. Zu bedenken ist dabei übrigens, daß Hochhalden höchstens 18 bis 22 m hoch angelegt werden, gegenüber den ein Mehrfaches betragenden Tiefensturz-höhen.

Eine genaue ständige Beobachtung des Absetzerplanums und der Absetzerböschungen ist immer notwendig, denn bei tonig-lehmigem Material gehen die Bewegungen langsam vor sich, so daß meist alle Geräte rechtzeitig in Sicherheit gebracht werden können, bei kiesig-grob-sandigem Boden kann eine Bewegung allerdings rascher auftreten. Ein Hauptaugenmerk ist auch auf unbedingte Trockenhaltung des Haldenfußes und die Fernhaltung jedes Wasserzuflusses zu richten.

Aber nicht nur in und vor der Böschung, sondern auch den Wasserstandsverhältnissen in der alten Schüttung selbst ist besondere Beachtung zu schenken, und eine etwaige Wasserbewegung in der Schüttung ist sorgfältig zu verfolgen<sup>20)</sup>.

<sup>20)</sup> Das Ausfließen einer Sandkippe in einer Braunkohlengrube. Bautechn. 1933, S. 254 ff.

### c) Leistungen und Kosten der Absetzerbetriebe.

Anlagekosten: Die Kosten der Beschaffung, Verlegung und Unterhaltung der Gleisanlagen bei Gleisabsetzern sind ähnlich denen bei Baggergleisanlagen<sup>21)</sup> und leicht festzustellen. Die Kosten für den Absetzer selbst und seinen Aufbau sind abhängig von der Größe und Bauart des gewählten Gerätes. In einem früheren Aufsatz<sup>22)</sup> habe ich eine Anzahl Absetzerbauarten der Lübecker Maschinenbaugesellschaft mit ihren wichtigsten Abmessungen und theoretischen Leistungen aufgeführt. Die Zahlen gelten im wesentlichen auch heute noch, sie entsprechen auch den gleich großen Fabrikaten von Fried. Krupp und Buckau-R. Wolf.

Bezogen auf das Konstruktionsgewicht — Gesamtdienstgewicht ohne Ballast und elektrische Ausrüstung — dürften Anfang 1934 die Preise einschließlich elektrischer Ausrüstung, Förderbänder u. a. m., sowie Aufbau etwa die folgenden gewesen sein:

Bei etwa 15 m Ausladung und 200-l-Eimern kostet der	
Absetzer je kg Konstruktionsgewicht . . . . .	etwa 1,75 RM
bei etwa 25 m Ausladung und 250-l-Eimern . . . . .	1,65 "
" " 40 " " 500- bis 600-l-Eimern . . . . .	1,50 "
" " 50 " " 800-l-Eimern . . . . .	1,45 "
" " 60 " " 1100-l-Eimern . . . . .	1,40 "

Bei dieser rohen Feststellung ist kein Unterschied zwischen Eimerketten- oder Bandabsetzer zu machen. Für die Wirtschaftlichkeitsberechnung einer Absetzerkippe genügen solche Zahlen auch vollkommen, da ja mit einem Gerät immer sehr große Massen bewegt und die Anschaffungskosten auf diese umgelegt werden. Im allgemeinen ist im Großabraubetrieb mit einem Gesamtkapitaldienst von 2 bis 3 Pfg/m<sup>3</sup> zu rechnen, im Baubetrieb unter Umständen etwas mehr, da die Massen hier gewöhnlich für einen Absetzer etwas geringer sind.

Der Stromverbrauch kann zu 0,2 bis 0,3 kW h/m<sup>3</sup> angenommen werden. Die Unterhaltung und Instandhaltung der Absetzer (Ersatzteile und Löhne) erfordert 2 bis 4 Pfg/m<sup>3</sup>.

Die Gesamtbetriebskosten einschließlich Kosten für Gleisrücken mit 0,1 bis 1,0 Pfg/m<sup>3</sup>, für Instandhaltung des Gleises mit 0,1 bis 0,5 Pfg/m<sup>3</sup>, an Schmier- und Putzmitteln mit 0,2 bis 0,3 Pfg, mögen bei kleineren Absetzertypen somit 7 bis 10 Pfg, bei großen Bandauslegern 5 bis 8 Pfg/m<sup>3</sup> betragen.

An Bedienungsmannschaften, deren Löhne in den Gesamtbetriebskosten enthalten sind, sind auf dem Absetzer selbst 2 bis 3 Mann, im Gleis nur wenige, 5 bis 6 Mann, zum Kippen erforderlich.

Bei Baubetrieben, wo gewöhnlich etwas ungünstigere Verhältnisse als im Abraubetrieb vorliegen, mögen die Kosten je nach Umfang und Beschaffenheit der zu schüttenden Bodenmassen auch noch höher kommen. Hochabsetzer erfordern häufiges Gleisrücken, ergeben daher erhöhten Gleisverschleiß, weil die Schütthöhe gewöhnlich niedriger ist als die Schütthöhe bei einer Tiefkippe, auch sind die Massen meist geringer, während im Abraum die Massenzuführung oft auf lange Zeit unbeschränkt ist.

Der Wirkungsgrad eines Absetzers ist im Gegensatz zu dem eines Baggers sehr groß, da nicht gewachsener Boden, sondern schon einmal gelöster Boden von den Eimern gefaßt wird, und weil Zugwechsel, Entleeren der Wagen und Arbeit des Absetzers gleichzeitig und unabhängig voneinander ausgeführt werden können.

Betriebstörungen an Absetzern selbst dürfen höchstens 5% der Schichtdauer betragen, Betriebstörungen durch den Fahrbetrieb dürften nur zufällige sein.

Von Einfluß auf die Leistung ist wieder die Bodenart. Trockener Sand und feiner Kies können volle theoretische Leistung ergeben, tonig-lehmiges Material, besonders wenn es feucht ist, haftet in den Eimern und kann die Leistung um 20% verringern.

Jedenfalls kann ein Absetzer die 1/2- bis 2fache Menge des von einem Bagger gleicher Eimergröße und gleicher Maschinenstärke gelieferten Bodens verarbeiten, je nach Bodenart und nach den Arbeitsverhältnissen. Auch hier ist zu berücksichtigen, daß die Verhältnisse bei Erdbetrieben in jedem Falle anders gelagert sind und daß jeder Fall für sich behandelt und beobachtet werden muß. So kommt es zu den verschiedenen, auf den einzelnen Absetzerkippen erzielten Leistungen.

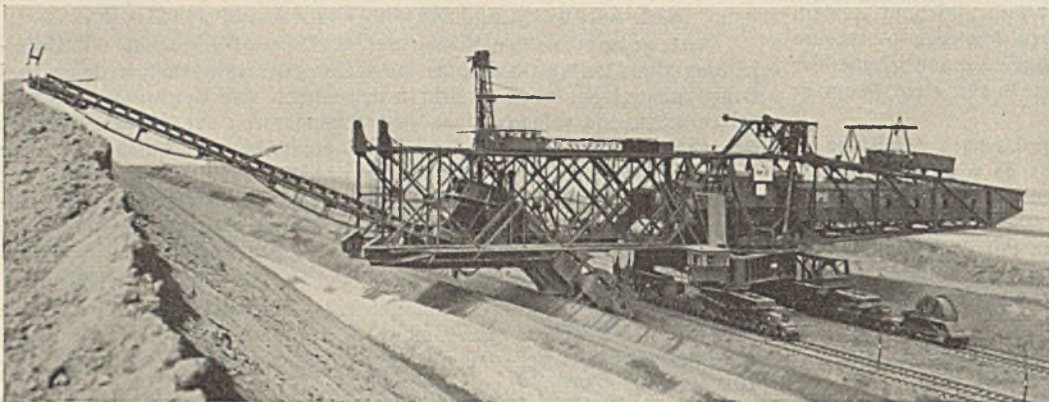
folgt gibt aus 20 praktischen Beispielen in Abraubetrieben folgende Zahlen, indem er mit

- Bodenklasse I Sand mit wenig Ton oder Letten,
- " II Lehm und wenig Sand,
- " III Ton oder Letten mit wenig Sand bezeichnet.

<sup>21)</sup> Schienenbefestigung neuzeitlicher Baggergleise. Bautechn. 1934, Heft 54, S. 719.

<sup>22)</sup> Bautechn. 1929, Heft 47, S. 734.





Ausladung bei Tiefschüttung . . . . .	62 m
Schütthöhe bei 20° Bandsteigung . . . . .	18 m
Schwenkbarkeit des Oberbaues beim Arbeiten 40 + 40° = . . . . .	80°
Schwenkbarkeit des Oberbaues ohne ein Arbeiten des Gerätes . . . . .	360°
Eimerinhalt . . . . .	1150 l
Schüttungen/min . . . . .	23,6
Theoretische Leistung stündlich . . . . . rd.	1630 m <sup>3</sup>
Dies entspricht bei einer Auflockerung von 1:1,3 und 88% Eimerfüllung einer tatsächlichen Leistung an gewachsenem Boden von . . . . .	1100 m <sup>3</sup>
Breite des Aufgabebandes . . . . .	1500 mm
Breite des Hauptbandes . . . . .	1400 mm
Bandgeschwindigkeit des Hauptbandes . . . . . rd.	4 m/sek

Abstützung des Gerätes tiefkippenseitig auf 2 x 16-achsigen Doppelschienen-Drehgestellen mit Antrieb, hochkippenseitig auf 2 x 16-achsigen Doppelschienen-Drehgestellen, davon 1 Stück mit Antrieb.	
Gesamtzahl der Laufräder . . . . .	128
Durchmesser der Bandagenaufträder . . . . .	650 mm
Spurweite der Drehgestelle . . . . .	1435 mm
Portalbreite, gemessen von Mitte bis Mitte Fahrwerk	11 m
Gesamtlänge des Bauwerks bei waagerechtem Band- förderer . . . . .	95 m
Höhe der Auslegerspitze über S.-O. . . . .	22 m
Baulänge des Fahrwerks . . . . .	35,07 m
Dienstgewicht . . . . . rd.	131 Ct
Raddruck . . . . .	10,2 t
Gesamte installierte Leistung . . . . .	1300 kW.

Abb. 46. Schwenkabsitzer der Lübecker Maschinenbaugesellschaft.

	Bodenklasse	Leistung je Mann und Schicht
Tiefabsetzer 20 bis 30 m Tiefe . . . . .	III	100 m <sup>3</sup>
	II	160 "
	I	230 "
Tiefabsetzer, 80 m Tiefe . . . . .	I	400 "
Hochabsetzer, Dammschüttung von 18 m Höhe . . . . .	I	700 "

Diese Zahlen stimmen mit meinen Erfahrungen, soweit ich sie bei Tiefabsetzern mit 20 bis 30 m Tiefe gemacht habe, gut überein. Vorausgesetzt ist dabei ein im großen ganzen ungestörter Kippbetrieb, also frei etwa von größeren, den Kippbetrieb zum Stillstande zwingenden Rutschungen bei reibungslosem Fahrtrieb.

Der Unterschied in der Leistung zwischen den beiden letzten Absetzern mag zunächst befremden. Der Grund für die höhere Leistung beim Hochabsetzer wird wohl sein, daß eben bei 80 m Sturztiefe mit Rutschungen gerechnet werden mußte, die die Leistung durch zeitweise Einstellung des Absetzerbetriebes beeinträchtigten.

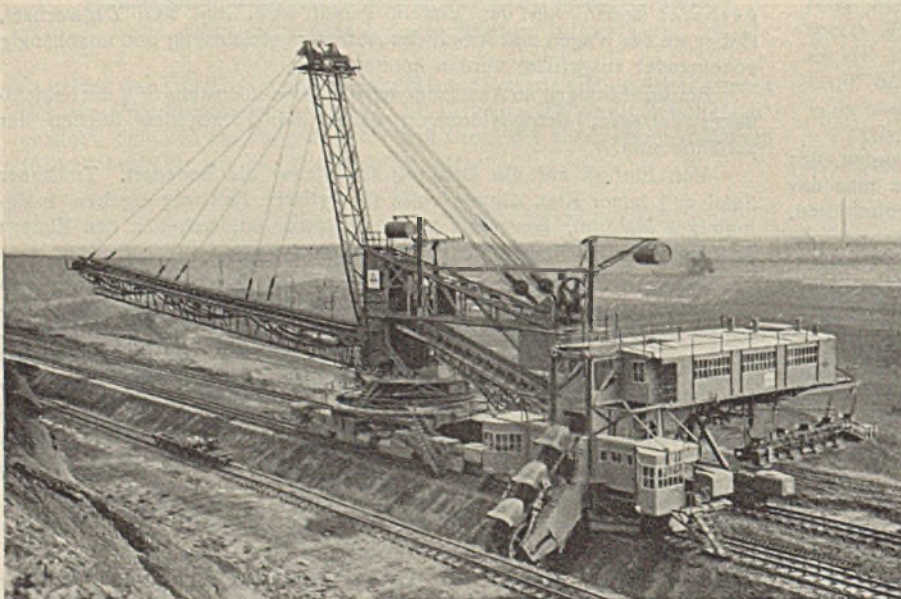


Abb. 47. Absetzer der Lübecker Maschinenbaugesellschaft. Eimerinhalt 1000 l, Länge des Auslegers von Mitte Schwenkpunkt bis Mitte Abwurftrömmel 52 m.

Andere Fachleute geben als allgemeine Richtlinien für größere Absetzertypen und größere Sturzhöhe bei sandigem Boden 800 bis 900 m<sup>3</sup> je Mann und Schicht der Kippbelegschaft, bei trockenem lehmig-tonigem Boden bis 400 m<sup>3</sup>, bei feuchtem Lehm und Ton bis 200 m<sup>3</sup> und weniger. Die jeweiligen Verhältnisse: Gesamtbodenmenge und geforderte Schichtleistung, Bodenart, Sturzhöhe, werden die Kosten in jedem Fall gesondert bestimmen. Die Grundlagen für die Berechnung sind für den Fachmann mit vorstehenden Zahlen gegeben. Gewarnt werden muß aber davor, sich durch solche Zahlen irremachen zu lassen und Hand- und Pflugkippe als nicht wirtschaftlich gegenüber Absetzerkippe anzusehen.

Bei günstigen Bodenverhältnissen kann sehr wohl, wie in dem Beispiel Abb. 19, solange dort Sand verarbeitet wurde, auch eine Hand- und Pflugkippe noch im Vorteil gegenüber einer Absetzerkippe sein. Die meisterhaft angelegte 8-Lagen-Kippe der Abb. 3 arbeitet kaum teurer als eine Absetzerkippe unter Berücksichtigung der vorhandenen Anlagen und der für einen Absetzerbetrieb etwa notwendigen Neuschaffungen. Liegen die Gesamtbetriebskosten einer Absetzerkippe nach Vor-

stehendem zwischen 5 und 10 Pfg./m<sup>3</sup>, so schwanken die Kosten für eine reine Handkippe vielleicht zwischen 9 und 16, einer Pflugkippe zwischen 7 und 12 Pfg./m<sup>3</sup>.

d) Die neuesten Absetzerbauarten<sup>23)</sup>.

Von besonderer Bedeutung sind heute hauptsächlich zwei Arten Großabsetzer. Erstens die um 360° schwenkbaren Bandabsetzer für wahlweise Hoch- und Tiefschüttung und zweitens die Absetzanlagen, die aus zwei Geräten, einem Aufnahmegerät und einem Bandabsetzer mit Verbindungsförderer bestehen. War der erste Typ in Abb. 10 und Tafel III des in Fußnote<sup>23)</sup> angegebenen Aufsatzes schon vertreten mit Eimerinhalt von 600 l, einer Ausladung von 50 m und mit einer theoretischen Stundenleistung von 1000 m<sup>3</sup>, so sehen wir in Abb. 46 einen Apparat mit 62 m Ausladung, einem Inhalt der Eimer von 1160 l und einer theoretischen Stundenleistung von 1630 m<sup>3</sup>.

Für die Entstehung der zweiten Bauart — Trennung des Aufnahme- geräts vom eigentlichen Bandabsetzer — war leitend der Gedanke, die Funktionen der Absetzeranlage auf mehrere Teile zu verteilen und dadurch eine bessere Verteilung, aber auch gleichzeitig eine Verringerung des Gesamtgewichts zu erzielen.

Abb. 47 zeigt ein solches Gerät von großen Abmessungen. Das Abwurfende ist wieder hebbbar, so daß Halden von 22 m Höhe bei 20° Bandneigung geschüttet werden können. Der Bandausleger kann hier wegen Behinderung durch das Aufnahmegerät nicht mehr um 360° gedreht werden, aber die noch vorhandene Schwenkbarkeit um 250° genügt, um wahlweise ohne Umbau sowohl hoch und tief, wie vor Kopf und innerhalb des Schwenkbereichs die Massen an jeder beliebigen Stelle ausschütten zu können.

Die Züge entleeren das zu verkippende Material in die im Vordergrund der Abb. 47 erkennbare Mulde. Aus dieser nimmt das Becherwerk des Aufnahmegerätes die Erdmassen auf, fördert sie zur Aufgabestelle des Verbindungsbandes, das die Massen dem Fördergurt des Absetzers zuführt. Beide Apparate, das Aufnahmegerät und der Absetzer, arbeiten, durch eine Kuppelstange verbunden, zusammen. Der Verbindungstransporteur ist in seinen Auflagerpunkten am Absetzer und am Aufnahmegerät drehbar gelagert. Außer der Aufnahmeleiter hat das Aufnahmegerät auf der Gegenseite noch eine Planivorrichtung mit 14 m Ausladung.

Die ganze Anlage fährt auf einer vierschienigen Gleisanlage. Absetzer und Aufnahmegerät haben eigenen Fahrtrieb. Beide Geräte ruhen in Dreipunktlagerung auf zweischienigen Drehgestellen mit zusammen 68 Lauf- rädern.

<sup>23)</sup> Bautechn. 1929, Heft 47, S. 733 ff.



Die Geräte werden bei grundsätzlich ähnlicher Bauart auch für erheblich geringere Leistungen gebaut.

Abb. 48 zeigt einen Absetzer, bei dem Aufnahme- und Bandgerät dicht nebeneinander auf einem Gleis stehen. Die miteinander gekuppelten Geräte sind durch ein Querrörderband mit 10 m Achsabstand der Bandendscheiben verbunden. Der Förderbandausleger ist 50 m lang und um 180° schwenkbar. Der Apparat ist sieben Jahre in Betrieb, die gewährleistetste Förderstundenleistung von 750 m<sup>3</sup> ist im Betriebe erheblich überschritten worden.

In Abb. 49 ist das Aufnahmegerät eines in der Aufstellung befindlichen Absetzers zu sehen, der ähnlich wie die übrigen mit getrennter Aufgabestelle arbeitenden Absetzer gebaut ist. Die Neuerung an diesem Gerät besteht darin, daß die Eimer als „Schaufeleimer“ ausgebildet sind und nach Art der Schwimmbaggereimer arbeiten.

Während im allgemeinen für das Einplanieren des Grabens und des Vorgeländes eine besondere Eimer- oder Kratzerkette nötig ist (s. Abb. 47 u. 48), kann diese Einebnungsarbeit infolge der neuen Eimerform durch die Schaufeleimerkette selbst besorgt werden. Ein Einebnungskratzer der üblichen Bauart häuft die aus den Unebenheiten des Vorgeländes sich ergebenden Bodenmassen an seinem Spitzenturas oft derartig an, daß sie sich nicht mehr beseitigen lassen. Bei den neuen Eimerketten werden die am Spitzenturas sich anhäufenden Massen von den Schaufeleimern mitgenommen und über Zwischen- und Hauptförderband hinweg nach der Kippe zum Absturz gebracht. Die gewährleistetste Stundenleistung dieses neuen Gerätes beträgt 1600 m<sup>3</sup> geschütteten Bodens, die theoretische Leistung 1800 m<sup>3</sup>, der Eimerinhalt 1000 l, Betriebsgewicht des Gesamtgeräts 500 t, Räderzahl 56, also Raddruck etwa 9 t, Ausladung des Bandauslegers 43 m, seine Schwenkbarkeit 360°, Bandbreite 1600 bzw. 1400 mm, insgesamt zwölf Antriebmotoren mit zusammen 480 kW Leistung.

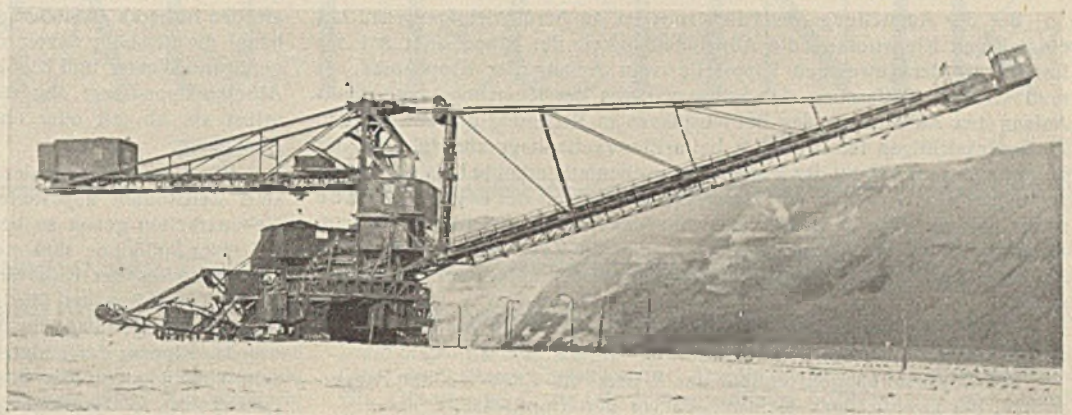


Abb. 48. Absetzer der Maschinenfabrik Buckau-R. Wolf. Auf der Rückseite ist die Planierleiter sichtbar.

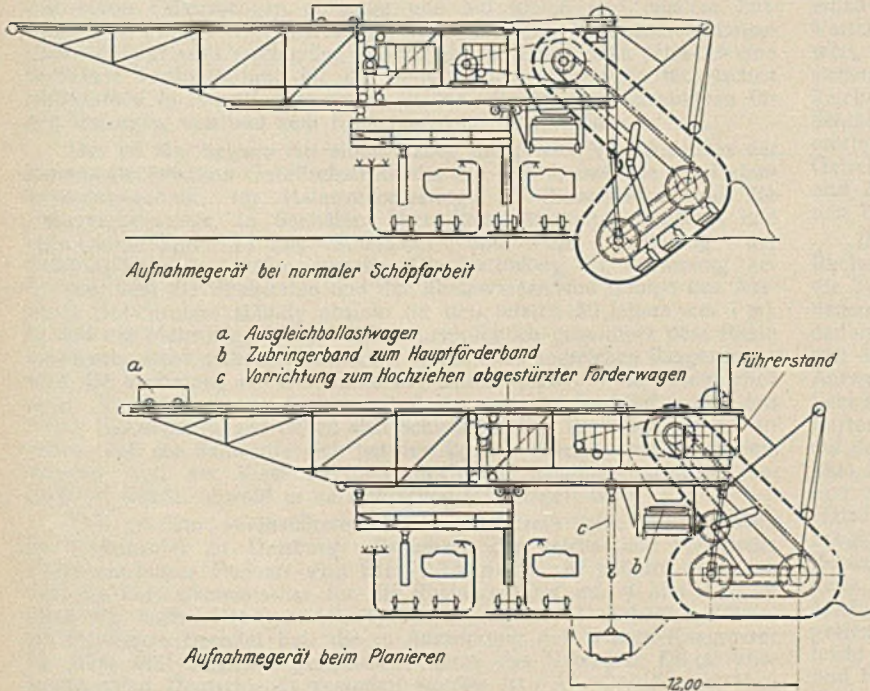


Abb. 49. Arbeitsweise des Aufnahmegeräts des Schaufeleimer-Bandabsetzers der Maschinenfabrik Buckau-R. Wolf.

### VI. Die Organisation des Kippenbetriebes.

Neben den bisher besprochenen, an eine leistungsfähige Kippe zu stellenden technischen Forderungen sind auch organisatorische Maßnahmen notwendig, um auf einer Kippe eine möglichst hohe Leistung zu erzielen. Könnte und dürfte man die Kippe für sich allein betrachten, dann müßte die Forderung im Vordergrund stehen:

1. Jeder auf der Kippe ankommende Zug muß sofort abgenommen werden.
2. Die Kippe ist auch voll auszunutzen, indem der Aufnahmefähigkeit der Kippe die Anzahl der Züge entsprechen und die Züge mit einer gewissen Regelmäßigkeit eintreffen müssen.

Die Kippe kann jedoch nicht allein für sich, sondern nur im Zusammenhang mit dem übrigen Betriebe betrachtet werden. Das gute ineinandergreifen der Einzelbetriebe von Bagger, Fahrdenst und Kippe ist eine unerläßliche Vorbedingung dafür, daß bei möglichst voller Ausnutzung aller Geräte und Arbeitskräfte ein Geringstmaß an Kosten für den Gesamtbetrieb entsteht. In einem kleinen Betrieb, wo Gewinnungsstelle und Kippe übersichtlich nahe beieinander liegen, ist das Abstimmen dieser drei Betriebsteile aufeinander ohne weiteres möglich. Bei großen Erdbetrieben mit großen Entfernungen zwischen Bagger und Kippe, besonders bei mehreren Gewinnungsstellen und Kippen, kommt man ohne Aufstellung eines Fahrplanes, eines Fahrdiagramms, kaum aus, wenn man Höchstleistungen erreichen will bei der bestmöglichen wirtschaftlichen Ausnutzung von Mensch und Maschine. Den Wert solcher Untersuchungen habe ich bei großen wie auch bei kleinen Betrieben vielfach erprobt.

Ist nach dem Fahrdiagramm etwa infolge wachsender Entfernung zwischen Bagger und Kippe die Einstellung eines weiteren Zuges not-

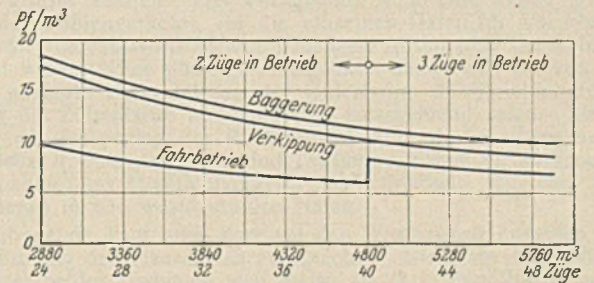


Abb. 50a.

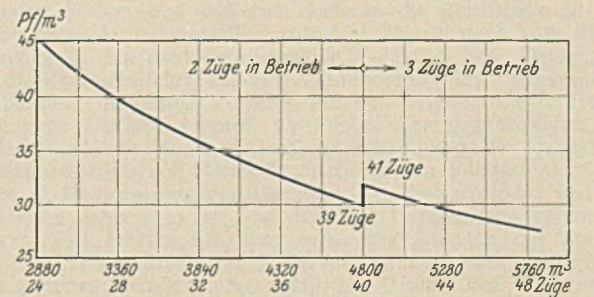


Abb. 50b.

wendig geworden, so wird der Fahrbetrieb vorübergehend teurer, da der neu eingestellte Zug zunächst ja nicht voll ausgenutzt ist. Abb. 50a zeigt für einen Großbetrieb in einem besonderen Falle die Betriebskosten der einzelnen Betriebsteile. Die Sollleistung des Betriebes war 48 Züge, ein Unterschreiten dieser Zahl hatte ein Ansteigen der Kosten zur Folge. In Abb. 50b sind die Einzelkosten zusammengezogen. Es ist zu ersehen, daß der Betrieb bei 41 Zügen Tagesleistung und drei Zügen im Betrieb teurer arbeitet als bei 39 Zügen Tagesleistung und zwei Zügen im Betrieb. Eine Ersparnis durch den dritten Zug tritt erst etwa bei 45 Zügen Gesamtleistung ein. Eine etwaige Überbemessung kann nicht nur im Fahrbetrieb, sondern auch bei Bagger und Kippe sich unwirtschaftlich auswirken.



Bei der Aufstellung des Fahrplanes ist zu berücksichtigen, daß bei eingleisigen Kippstrossen die Abnahmefähigkeit der Kippe sinkt mit der Entfernung der jeweiligen Kippstelle vom Anfang der Kippstrosse, es muß also die Entfernung des Schwerpunktes der Kippstrosse von deren Anfang bei Aufstellung des Betriebsplanes in Rechnung gestellt werden. Zu berücksichtigen ist auch z. B. beim Eimerkettenbaggerbetrieb, daß der Eintorbagger im Anfang der Baggerstrosse ebenfalls erhöhte Leistung bringt gegenüber dem Arbeiten am Strossenende. Arbeitet der Bagger am Ende seiner Strosse, dann geht die Reichweite der Züge vielleicht nur bis zum Anfang oder zur Mitte der Kippstrosse, d. h. die Züge müssen an dieser Stelle entleert werden, wenn sie rechtzeitig wieder unter dem Bagger sein sollen.

Die Wartezeit der Züge ist abzukürzen durch richtige Wahl der Stellen für Wassernehmen und Kohlefassen.

Bei Doppeltorbaggern entfällt das Warten der Züge vor der Baggerstrosse, bei zweigleisigen Kippanlagen vor der Kippstrosse.

Die Vergrößerung der Wagenzahl im Zuge bis zu einem bestimmten Ausmaß kann die Leistungsfähigkeit der Kippe ebenfalls erhöhen,

Von größtem Einfluß ist die Art der Kippe. Die durchschnittliche Kippzeit ist bei Hand- und Pflugkippen größer als bei Spül- und Absetzerkippen. Die Kippzeit ändert sich auch mit der Wagenart. Ein Wagen, der das Schüttgut weit vorträgt, ist für die Kippzeit meist günstiger als ein Wagen, der sich am Gleis entleert oder Boden in das Gleis fallen läßt. Bei weit vortragenden Wagen kann aber, vor allem bei schwerem Boden, die Verwendung von Kippheben notwendig werden, die wieder zusätzliche Arbeitskräfte benötigen. Sowohl hölzerne wie eiserne Wagen haben Vorzüge und Nachteile. Der Einfluß der Witterung auf die Kippleistung geht

aus den früheren Ausführungen schon genügend hervor. Bei der Spülkippe hängt die Leistung davon ab, ob ständig gespült werden kann, ob also genügend Wasser und Kipphöhe zur Verfügung steht oder nicht. Bei der Absetzerkippe hängt, abgesehen vom Einfluß der Bodenart, alles vom Gerät selbst ab, ob mit oder ohne Durchfahrt, ob genügend Eimergröße und Ausladung.

Für die Bemessung der Kippmannschaft, die die Hauptlöhne erhält, sind Zeitstudien anzustellen, indem die reine Kippzeit gegenüber den Nebenarbeiten genau zu bestimmen ist. Man beachte: Die Nebenarbeiten auf einer Spülkippe sind meistens Null, auf einer Handkippe betragen sie ein Vielfaches der Kippleistung. Wesentlich ist die Überlegung, ob die ganze Kippbelegschaft die Arbeiten geschlossen hintereinander ausführt oder ob zweckmäßig die Mannschaft geteilt wird, so daß etwa ein Teil nur das Kippen, der andere die übrigen Arbeiten besorgt. Dies ist wieder sehr abhängig von der Bodenart, ob viel oder wenig Gleisunterhaltung, Gleisrücken, Gleisverlegung.

In großen Erdbetrieben sucht man den wichtigen Teil, die Kippe, besonders zu fördern durch Gewährung von Prämien, weil die Leistungen der Kippe den ganzen Betrieb mit sich fortreißen. Selbstverständlich sind auch Prämien an das Baggerpersonal, insbesondere für gute Wagenfüllung, und an das Lokomotivpersonal gut angebracht.

Diese kurzen Ausführungen sollen nur Hinweise geben, welche und wie viele Umstände bei der Organisation des Kippbetriebes berücksichtigt werden müssen und wie vielfältig und vielgestaltig dieser Teil des Erdbetriebes ist, ferner wie jeder Betrieb anders gelagerte Verhältnisse ergibt und für sich betrachtet und untersucht werden muß.