

# DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 2. Oktober 1931

Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

## Die neue Muldenflutrinne bei Glauchau (Sa.).

Von Reg.-Baurat Prof. Dr.-Ing. Kunze, Vorstand des Staatl. Neubauramtes für die Muldenverlegung, Glauchau (Sa.).

Die Stadt Glauchau (30 000 Einwohner) liegt mit ihrem älteren Teile (Schloß, Markt) etwa 20 m über der Zwickauer Mulde; mit ihren jüngeren Teilen hat sie sich jedoch schon seit Jahrhunderten in die Muldenaue ausgedehnt, die für die Entwicklung des Färberei- und Appreturgewerbes besonders günstige Bedingungen bot. Die sogenannte Unterstadt, auch Wehrdigt genannt, dehnte sich trotz der hinsichtlich Hochwassergefahren bedrohlichen Lage immer mehr aus. Dabei wurde der Hochwasserabflußquerschnitt verringert, besonders weil die Bebauung gerade im Haupt-Hochwasserstromstrich entlang der Mulde sich am stärksten entwickelte.

So mußten außergewöhnliche Hochfluten hier stets große Schäden anrichten. Die größte Hochflut hat nach den vorhandenen Nachrichten im Jahre 1858 (28. Juli bis 2. August) stattgefunden. Dieses Sommerhochwasser führte schätzungsweise 600 m<sup>3</sup>/sek Wasser in und neben dem Muldenbett ab. Die Mittelwassermenge beträgt etwa 16 m<sup>3</sup>/sek. Auf die Größe der Verheerungen kann schon aus der Mitteilung geschlossen werden, daß damals 64 Gebäude eingestürzt sind und 50 Gebäude abgetragen werden mußten. Das Hochwasser von 1897, das in Sachsen bekanntlich besonders verheerend aufgetreten ist, hat auch Glauchau heimgesucht, aber bei nur 375 m<sup>3</sup>/sek HHW doch bei weitem nicht so große Schäden angerichtet wie das von 1858. Auch sonst häufig, zuletzt in den Jahren 1924 und 1926 führte die Mulde ebenfalls ziemlich beträchtliches Hochwasser (250 m<sup>3</sup>/sek). Nicht nur die großen Hochwässer mit ihren schweren Schädigungen, sondern auch die kleineren, die sich häufig wiederholten, wurden für die Stadt Glauchau mit dem Fortschreiten ihrer Entwicklung, mit der Herausbildung großer Fabrikbetriebe in der Unterstadt und deren weiterer Besiedlung immer unerträglicher.

Die Planungen für die Maßnahmen zur Besserung der Verhältnisse sind zahlreich und reichen über ein halbes Jahrhundert zurück. Die obenerwähnten Hochwässer von 1924 und 1926 gaben schließlich Veranlassung, nun endlich einmal zur Tat zu schreiten. Die Sächsische Wasserbaudirektion ließ durch eine besondere Dienststelle eine Planung für die Mulden-Hochwasserregelung aufstellen. Anfang 1927 wurde diese Planung fertiggestellt und vom Sächsischen Finanzministerium genehmigt.

Die Stadt Glauchau wurde in einem Verträge mit dem Freistaat Sachsen Träger des Unternehmens der „Muldenverlegung“, und die Verteilung der Kosten auf Staat und Stadt wurde in dem gleichen Verträge geregelt. Ein erheblicher Teil der Kosten (4 $\frac{1}{4}$  Mill. RM) wird durch die Erwerbslosenversicherung belgesteuert (rd. 550 000 RM), weil Erwerbslose in großer Zahl bei diesem Notstandsbau beschäftigt werden.

### I. Beschreibung der Planung.

Um die Überstauung und Durchflutung der bebauten und un bebauten Flächen der „Unterstadt“ für die Zukunft auszuschließen oder bis auf ein unschädliches Maß zu verringern, waren folgende Möglichkeiten zu erörtern:

1. Ausbau der Mulde zur Abführung der größten Hochwassermengen ohne schädliche Ausuferungen im Flußbett selbst (Regulierungsplan).
2. Herstellung einer Flutrinne, die bei Hochwasser einen Teil der Muldenwassermenge abzweigt und erst unterhalb des Stadtgebietes dem Muldenbett wieder zuführt (Gabelungsplan).
3. Herstellung eines neuen Flußbettes von ausreichenden Abmessungen zur Abführung von Klein-, Mittel- und Hochwasser außerhalb des bebauten Gebietes der Stadt (Verlegungsplan).
4. Herstellung einer Flutrinne außerhalb des bebauten Gebietes zur Abführung aller der Wassermengen, die über die nutzbare Wassermenge hinausgehen unter Herstellung eines Ab-

riegelungsbauwerks in der Mulde zur Fernhaltung größerer Wassermengen vom Muldenbett und den Mühlgräben der Mulde.

Zu 1. Die alte Mulde auf eine Wasserabführung von 600 m<sup>3</sup>/sek oder mehr auszubauen, mußte wegen der bereits vorhandenen Bebauung, der Wehre und der Brücken als unausführbar angesehen werden. Insbesondere wären bei der großen Wassertiefe Geschwindigkeiten entstanden, die eine Zerstörung des Flußbettes mit großer Wahrscheinlichkeit erwarten ließen. Die Wasserspiegelhöhe wäre noch immer so groß geblieben, daß die Schleusen und Keller der Stadt keine Vorflut gehabt hätten.

Zu 2. Bei dem Gabelungsplan hätte die Vergrößerung des Abflußraumes zu einer erheblichen Spiegelsenkung oberhalb Glauchaus geführt. Wenn dies auch zunächst vorteilhaft erscheint, so ist doch nicht zu übersehen, welche Nachteile die Vermehrung des Gefälles der Mulde oberhalb Glauchaus verursacht haben würde. Zum mindesten würden die Unterhaltungspflichtigen nachteilige Wirkungen auf die Ufer behauptet haben. Es empfiehlt sich also, den Wasserstand oberhalb Glauchaus unverändert zu lassen.

Besonders sprach weiter gegen die Gabelung der Umstand, daß die alte Mulde auch weiterhin zur Abführung des Hochwassers in weitgehendem Maße mit herangezogen worden und eine beträchtliche Senkung des

Wasserspiegels nicht zu erreichen gewesen wäre. Vgl. das zu 1. Gesagte.

Zu 3. Die völlige Verlegung der Mulde aus ihrem jetzigen Bett heraus unter Erstellung eines gemeinschaftlichen Flußbettes für Klein- und Mittelwasser sowie für Hochwasser hätte der Stadt Glauchau das Verschwinden der Mulde aus dem bebauten Gebiete erbracht. Da die Mulde stark verunreinigtes, oft übelriechendes Wasser führt, schien dies zunächst erstrebenswert. Auch verlockte der bei der Verfüllung der Mulde zu erzielende Geländegewinn. Die gegen die Verlegung sprechenden Umstände waren aber sehr zahlreich und gewichtig. Man hätte zur Abführung der Schleusenwässer, denen die Mulde als Vorflut dient, eine mehrere Kilometer lange Sammelschleuse ausführen müssen, die auch einen Bach hätte mit aufnehmen müssen. Da Regenauslässe nicht möglich waren, hätte diese Schleuse sehr große Weite erhalten müssen. Durch die Verlegung der Mulde wären das an ihr betriebene Elektrizitätswerk und einige kleinere Wasserkraftanlagen stillzulegen gewesen. Für die zahlreichen, Muldenwasser verbrauchenden Fabriken hätte auf Kosten des Muldenverlegungsunternehmens eine Wasserzuführungsleitung hergestellt werden müssen, und die aus den veränderten Verhältnissen von Dritten herleitbaren Entschädigungsansprüche, deren Art und Höhe nicht vorausgesehen werden konnte, würden das Unternehmen erheblich belastet haben.

Daneben hätte die Vereinigung von Niedrig- und Hochwasserbett sehr beachtliche hydraulische Nachteile gehabt. Man hätte in das etwa 100 m breite Flutrinnenprofil eine etwa 20 m breite Rinne für Niedrig- und Mittelwasser einfügen müssen. Damit wäre der Profilradius der Flutrinne bei Hochwasser ein so großer geworden, daß sich bei dem vorhandenen Gefälle eine bedenklich große Geschwindigkeit eingestellt haben würde. Diese würde nicht nur auf den mittleren tiefsten Streifen beschränkt geblieben, sondern auch daneben noch auf eine ziemlich große Strecke vorhanden gewesen sein. Selbst wenn man (mit etwa 600 000 RM Kosten) den Mittelstreifen gepflastert hätte, würden die anschließenden Rasenflächen bei starken Hochwässern wahrscheinlich erheblich angegriffen worden sein. Gegenüber alledem traten die erwarteten Vorteile stark zurück, zumal das bei der Verfüllung der Mulde gewonnene Gelände für eine Bebauung nur sehr bedingungsweise nutzbar gewesen wäre.

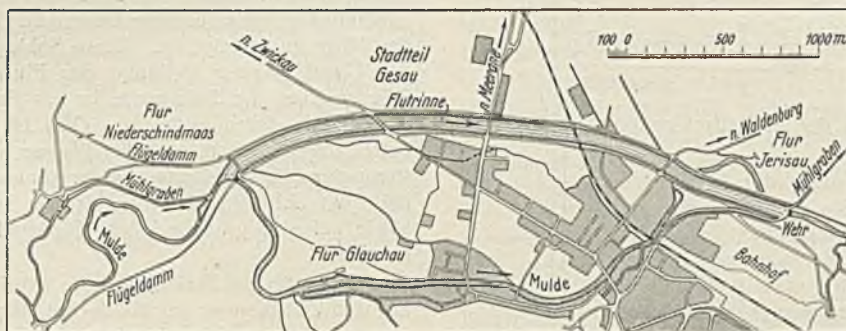


Abb. 1. Übersichtsplan.

So wurde die unter 4. gekennzeichnete Planung durchgearbeitet und zur Ausführung bestimmt. Diese Planung sieht ein Flutbett von etwa 90 m Sohlenbreite vor, das sich in sanfter Krümmung durch die Muldenaue hindurchzieht. Es beginnt an einer scharfen Flußkurve oberhalb Glauchaus und endet am Jerisauer Wehr kurz unterhalb der Flurgrenze Glauchaus. Die Länge beträgt zwischen diesen Punkten 3,2 km. Die Flutrinne ist im Mittel 1,15 m in das Gelände eingeschnitten und im übrigen durch parallele Dämme von etwa 2,5 m Höhe über Gelände gebildet. Den Querschnitt zeigt Abb. 2. Die Neigung der Dämme ist an der Wasserseite 1:4, im oberen Teil der Böschung 1:3, an der Luftseite 1:1½. Ursprünglich war hier eine flachere Neigung vorgesehen; nachdem aber entschieden war, daß die Dammkrone von 2 m auf mehr als 5 m Breite gebracht werden sollte, konnte zur Beschränkung des Grunderwerbs auf die Neigung von 1:1½ zugekommen werden.

Der Freibord der Dämme ist mit 50 cm über dem HHW-Spiegel angenommen. Hierbei ist in den Kurven an deren Außenseite eine Hebung des Wasserspiegels um 10 cm über die Waagerechte sicherheits halber vorausgesetzt worden.

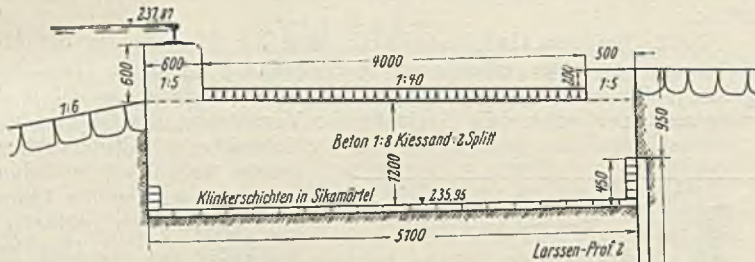


Abb. 2. Querschnitt der Einlaufschwelle.

Die Sohle der Flutrinne steigt von der Mitte nach beiden Seiten unter 1:100 an. Sie erhält ebenso wie die Dammböschungen lediglich eine Rasenbekleidung. In der Mitte der Flutrinne ist zur Abführung von Regen- und Schmelzwasser eine gepflasterte, etwa 0,60 m tiefe und an der Sohle 2,45 m breite Rinne vorgesehen. Diese ist durch eine Pflasterung geschützt. Die Pflasterung greift zum Schutze der an die Rinne anschließenden Vorlandflächen um 2 m nach jeder Seite auf das Vorland über. Alle 25 m sind Verherdungsmauern im Bereiche der Pflasterung hergestellt, um etwaige Zerstörungen des Pflasters örtlich zu begrenzen. Das Pflaster ist als Trockenpflaster aus Bruchsteinen (Granit aus Kirchberg bei Aue i. Sa.) gebildet (30 cm Mindesthöhe), die Fugen sind mit Rasen ausgestopft, die Oberfläche ist zur Verringerung der Wassergeschwindigkeit ziemlich höckerig gehalten.

Neben den Dämmen, außerhalb der Flutrinne, sind Gräben von etwa 1,40 m Tiefe angelegt. Diese haben die Bestimmung, das der Flutrinnenanlage zuströmende Tagewasser und etwaige Sickerwassermengen aufzunehmen und abzuführen sowie den Grundwasserträger zu entlasten. Es ist nämlich zu vermuten, daß unter dem Drucke des in der Flutrinne abströmenden Hochwassers das Grundwasser im Kiese der Muldenaue

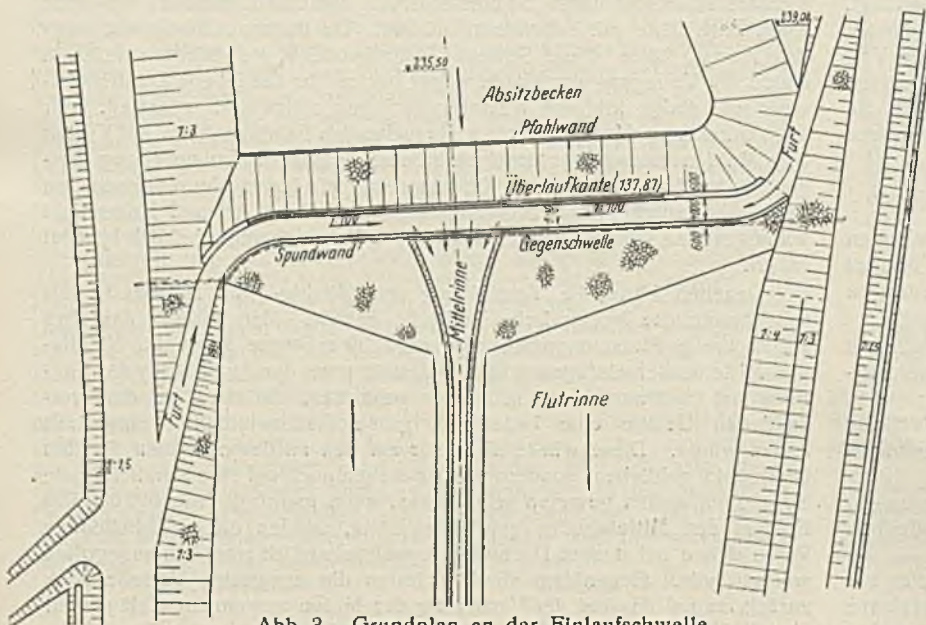


Abb. 3. Grundplan an der Einlaufschwelle.

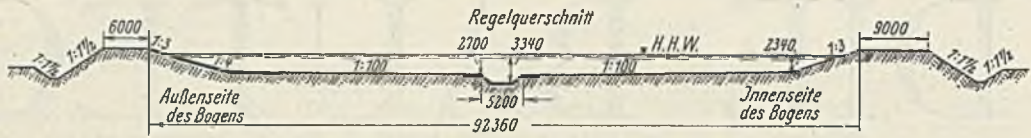


Abb. 11. Regelquerschnitt der Flutrinne.

eine Anspannung erleiden könnte. Die Gräben schneiden die Kiesschicht an und vermögen die Spannung des Grundwassers zu beheben. Insoweit die Grabensohle nicht genügend in die Kiesschicht einschneidet, besteht die Möglichkeit, durch lotrechte kurze Rohre den Grundwasserträger von der Grabensohle aus anzupapfen.

Das oberhalb Glauchaus in breiter Front ankommende Hochwasser wird durch zwei Flügeldämme, die die Aue schräg durchsetzen und an die hochwasserfreien Höhen der Hänge anschließen, nach der Flutrinne zusammengeführt. Am Anfang der Flutrinne zweigt die alte Mulde von ihr nach rechts ab. Sie kreuzt den rechten Flügeldamm, der dort ein Schützenbauwerk erhält, so daß die alte Mulde völlig abgesperrt werden kann. Dieses Absperrbauwerk soll in der Weise betätigt werden, daß auch bei Hochwasser nicht mehr Wasser in die alte Mulde gelangt als 20 m³/sek. Die Mulde erhält auf diese Weise den Charakter eines Mühlgrabens; es werden ihr nur die nutzbaren Wassermengen des Flusses zugeführt. Dafür, daß erst bei einer Wasserführung von mehr als 20 m³/sek Wasser in die Flutrinne gelangt, daß diese also nicht zu früh und nicht zu oft durchströmt wird, sorgt eine Einlaufschwelle aus Beton, die die Flutrinne am oberen Ende quer durchsetzt und deren stählerne Oberkante genau auf den bei 20 m³/sek herrschenden Wasserstand eingewogen ist. Hinter dieser Überlaufkante folgt eine Betonsohle mit Kleinpflasterdecke, die wie die anschließenden Vorlandstreifen 1:100 nach der Mitte zu geneigt ist. Diese Sohle bildet eine Art Sturzbecken hinter der Überlaufkante. Solange der Flutrinne nur wenig Wasser zufließt, fällt es über die Stahlkante in das Sturzbecken und strömt quer zur Flutrinne nach deren Mitte zu. Dort ist die untere Bordkante des Sturzbeckens durchbrochen, und das Wasser gelangt durch diese Bresche in die trompetenartig erweiterte, dort beginnende gepflasterte Mittelrinne. Unterhalb der Schwelle ist eine eiserne Spundwand und eine Steinpackung sowie auf eine größere Fläche Sohlenpflaster in den Vorlandstreifen vorgesehen.

Oberhalb der Einlaufschwelle ist ein Absitzbecken geschaffen. Dieses hat den Zweck, von der Mulde bei Hochwasser mitgeführte Geschiebe — es wird sich um Kies handeln — abzufangen, damit diese sich nicht in der Flutrinne ablagern, wo die Beseitigung hohe Kosten verursachen würde, und den weiteren Zweck, eine Geschiebeablagerung unmittelbar vor der Einlaufschwelle und damit vor dem Abzweig der Mulde und ihrem Schützenbauwerk fernzuhalten.

Selbstverständlich wird sich dieses Absitzbecken im Laufe der Zeit einmal ausfüllen. Eine Räumung dieses Beckens wird sich dann nicht vermeiden lassen, doch dürften die Kosten dieser nach langen Zeiträumen periodisch wiederkehrenden Räumungen wesentlich geringer sein, als die die Säuberung der Flutrinne nach jedem stärkeren Hochwasser.

Die Benetzung der Flutrinne findet nach den Wassermengenbeobachtungen der Jahre 1926 bis 1929 voraussichtlich an 86 Tagen im Jahre statt. An 279 Tagen ist also die Einlaufschwelle trockenem Fußes überschreitbar. Es ist deshalb dort eine Furt für Fußgänger- und Fahrverkehr vorgesehen. An anderen Stellen der Flutrinne sind solche Furten nicht möglich, weil die Mittelrinne dies hindert und weil eine Überbrückung der Rinne wegen der nachteiligen Wirkungen bei Hochwasser abgelehnt werden mußte. Auch hätten solche gepflasterte Übergänge die Einheitlichkeit der Flutrinnensohle gestört und dadurch Zerstörungen der Sohle Vorschub geleistet.

Das Abführungsvermögen der Flutrinne ist bei einem Gefälle von etwa 1:700 auf 580 m³/sek bemessen. Zusammen mit der mit 20 m³/sek zu beschickenden alten Mulde können also 600 m³/sek unter Einhaltung des Freibordes von 50 cm Höhe abgeführt werden. Die Querschnittsfläche beträgt hierbei etwa 210 m², so daß sich eine mittlere Geschwindigkeit von 2,76 m/sek ergibt. Auch die selbstverständlich ebenfalls untersuchten Höchstgeschwindigkeiten in den Streifen größter Wassertiefe sind noch innerhalb zulässiger Maße. Der Kunstgriff, trotz des großen Gefälles von etwa 1:700 noch mäßige Geschwindigkeiten einzuhalten, liegt darin, daß die Bremswirkung der Sohle durch Geringhaltung der Wassertiefe unter gleichzeitiger Entwicklung einer großen Strombreite nutzbar gemacht wurde. Das Gefälle durch Einbau von Stufen zu brechen, wäre verfehlt gewesen, weil damit die Energie nur wenig verringert worden wäre und hinter jeder Stufe zerstörende Angriffe auf die Sohle der Flutrinne zu erwarten gewesen wären, abgesehen von den hohen Kosten zweier oder dreier solcher Schwellen.



Abb. 4. Eisenbahnbrücke.

Der verlockende Versuch, das Gefälle der Flutrinne durch Absenkung des Hochwasserspiegels oberhalb von Glauchau zu verringern, mußte verworfen werden, weil damit unübersichtbare Veränderungen im Oberlauf des Flusses herbeigeführt worden wären. Die Planung beschränkt sich auf eine Absenkung des HH-Wasserspiegels am oberen Ende der Flutrinne um 25 cm.

Inwieweit eine Beschleunigungshöhe beim Eintritt des Wassers in die Flutrinne verzehrt wird, ist schwer zu entscheiden. Wenn auch zweifellos der Querschnitt des gestauten Raumes oberhalb der Flutrinne größer ist als deren eigener Abflußquerschnitt und also  $v_u = \frac{Q}{F_u}$  größer sein wird als  $v_o = \frac{Q}{F_o}$ , so ist die Energie der ankommenden Wassermengen in ihrer Gesamtheit wahrscheinlich nicht geringer als die Energie der in der Flutrinne abfließenden Wassermenge, denn die ankommende Wassermenge setzt sich zusammen aus der Menge  $Q_1$  in und über dem Flußschlauche und aus der Menge  $Q_2$ , die neben dem Flußschlauche abfließt.

Ist der Wasserquerschnitt zwischen den Flügeldämmen z. B. 2000 m<sup>2</sup>, so scheidet ein erheblicher Teil als ganz oder fast strömungslos aus (z. B. 500 m<sup>3</sup>). Die restlichen 1500 m<sup>2</sup> werden sich teilen in etwa 100 m<sup>2</sup> (Flußschlauch) und 1400 m<sup>2</sup> Auenland mit etwa 0,10 m/sek Geschwindigkeit. Demnach würde  $Q = 600$  m<sup>3</sup>/sek sich teilen in  $Q_1 = 460$  m<sup>3</sup>/sek mit  $v_1 = \frac{460}{100} = 4,60$  m/sek und  $Q_2 = 140$  m<sup>3</sup>/sek mit  $v_2 = 0,10$  m/sek Geschwindigkeit. Die Energie wäre dann

$$E_o = \frac{Q_1 \cdot 4,6^2}{g \cdot 2} + \frac{Q_2 \cdot 0,10^2}{g \cdot 2} = \frac{460 \cdot 4,6^2}{g \cdot 2} + \frac{140 \cdot 0,10^2}{g \cdot 2} = 497 \text{ kgm/sek.}$$

In der Flutrinne ist die Energie gleich  $\frac{580 \cdot 2,60^2}{g \cdot 2} = 225 \text{ kgm/sek}^1$ .

Man erkennt aus dieser nur ganz beispieismäßig durchgeführten Berechnung des Verfassers, daß es wahrscheinlich garnicht zur Herausbildung einer beachtenswerten Beschleunigungshöhe am Beginn der Flutrinne kommen wird.

Die Frage des Energiegehaltes des Wassers mußte auch mit Rücksicht auf Einsprüche der Einwohner in den Ortschaften unterhalb Glauchaus erwähnt werden. Hier wurde behauptet, daß die in der Flutrinne zusammengefaßten Wassermassen eine viel größere Stoßkraft hätten als die bisher in breiter Aue abfließenden Wassermengen. Es konnte gezeigt werden, daß ein großer Teil der dem Hochwasser früher inwohnenden Energie in Zukunft den Unterliegern nicht mehr zugeleitet werden würde, weil sich diese Energie in der Reibung an der breiten Sohle der Flutrinne aufzehrt, so daß

$m \cdot \frac{v^2}{2}$  am unteren Ende der Flutrinne künftig tatsächlich geringer sein wird als früher.

Auch die Frage der

<sup>1)</sup> Vgl. Kunze: „Wasserkraft und Wasserwirtschaft“ 1928, S. 108.

Vergrößerung der Hochwasserstände unterhalb Glauchaus mußte geprüft werden. Das Ausscheiden eines weiten Überstauungsgebietes schien den Unterliegern bedenklich. Die Muldenaue, soweit sie früher Überschwemmungen ausgesetzt war und jetzt davon frei bleibt, wurde als Rückhaltebecken aufgefaßt, Zuflußlinie und Abflußsummenlinie wurden zu Hilfe genommen, und es konnte nachgewiesen werden, daß eine erhebliche Hebung des höchsten Hochwasserspiegels in den unterhalb liegenden Strecken nicht eintreten wird, weil das verlorengehende Becken im Vergleich mit der Hochwassermenge und der Dauer der Hochwasserspitze viel zu klein ist.

Wegen der Dauerhaftigkeit der Berasung der Vorlandflächen ist untersucht worden, wie lang die „Erholungspausen“ zwischen zwei Benetzungen der Flutrinne und wie lang die Überstauungszeiten in der Regel sind. Die Überstauung dauert im Mittel eine Woche, und die Erholungszeiten betragen im Mittel etwa fünf Wochen.

Hinsichtlich der Ablagerung von Schwebestoffen in der Flutrinne zeigte eine Untersuchung, daß, wenn es schon zu einer Inanspruchnahme der Flutrinne kommt, der Füllungsgrad und damit die Geschwindigkeit in der Regel so groß sind, daß starke Ablagerungen nicht zu erwarten sind.

Der Bestand der Flutrinne mußte auch für den Fall sichergestellt werden, daß die größte bekannte Hochwassermenge von 1858 (600 m<sup>3</sup>/sek) doch einmal überschritten werden sollte. Auf Anordnung der Wasserbaudirektion wurde deshalb in dem rechten Flügeldamm eine 350 m lange Überlaufschwelle vorgesehen, deren Oberkante in dem rechten Flügeldamm auf der Höhe des 600-m<sup>3</sup>-Wasserspiegels liegt. Dort ist also der Freibord Null. Übersteigt die Wasserführung einmal 600 m<sup>3</sup>/sek, so wird ein Teil des Überschußwassers über die Schwelle abgeworfen, gleichzeitig hebt sich auch innerhalb der Dämme der Wasserspiegel. So wird z. B. bei 1000 m<sup>3</sup>/sek eine Menge von 750 m<sup>3</sup>/sek in der Flutrinne abgeführt, 250 m<sup>3</sup>/sek überströmen die Überlaufschwelle und gelangen — wie früher die Hochwässer überhaupt — in die Flur der „Unterstadt“ Glauchaus mit der Mulde in ihrer Mitte. Es ist Sorge getragen, daß auch in solchen außergewöhnlichen Katastrophenfällen diese Überschußwassermenge ohne große Schädigungen im Bereiche der alten Mulde abgeführt werden kann. Bei einer Füllung mit 750 m<sup>3</sup>/sek hat die Flutrinne an den niedrigsten Stellen ihrer Dämme immer noch 10 cm Freibord.

Zweck der Überlaufschwelle ist, die Flutrinnendämme im Falle besonders großer Hochfluten vor Zerstörung zu schützen, damit nicht alsdann die gesamte Hochwassermenge in das Stadtgebiet einbricht.

Das Einzugsgebiet der Zwickauer Mulde beträgt bis Glauchau rd. 1150 km<sup>2</sup>, davon sind über 50 % bewaldet. Die Abflußmenge von 600 m<sup>3</sup>/sek entspricht also einer Menge von 520 l/km<sup>2</sup>/sek. Wenn es auch im Osterzgebirge vorgekommen sein mag, daß auf 1 km<sup>2</sup> 50 m<sup>3</sup>/sek abgeflossen sind, so kann dies doch nur auf engbegrenzten Gebieten vorkommen. Außerdem verflacht sich die Hochwasserwelle vom Gebirge bis nach Glauchau — insbesondere durch die Wirkung zahlreicher natürlicher Rückhaltebecken und Ausuferungsstrecken — ganz erheblich. Wenn also sogar 1000 m<sup>3</sup>/sek bei der Planung berücksichtigt sind, was einem Abfluß von 870 l/sek je km<sup>2</sup> des Einzugsgebietes entspricht, so dürfte jeder in Betracht zu ziehenden Möglichkeit vorgebeugt sein.

In so unmittelbarer Nähe einer betriebsamen Industriestadt wie im vorliegenden Falle hatte die Planung der Flutrinne auf verschiedene Hindernisse Rücksicht zu nehmen. Diese bestanden zum Teil in der bereits bestehenden Bebauung der Muldenaue, insbesondere in der Kammgarnspinnerei und dem Spinnstoffwerk (Kunstseide). Es mußte eine Linienführung gefunden werden, die diese bestehenden Anlagen verschonte. Ein weiteres Hindernis bildete die Mulde selbst, die, wie der Grundplan zeigt, die Linienführung der Flutrinne in ihrem unteren Teile kreuzt. Die abgeschnittene Muldenschlinge bleibt als Lache liegen, für die Abführung des Klein- und Mittelwassers wurde rechts von der Flutrinne ein Ersatz-Wasserlauf (der Mittelwasserlauf am „Schafteich“, vgl. Abb. 8) geschaffen.

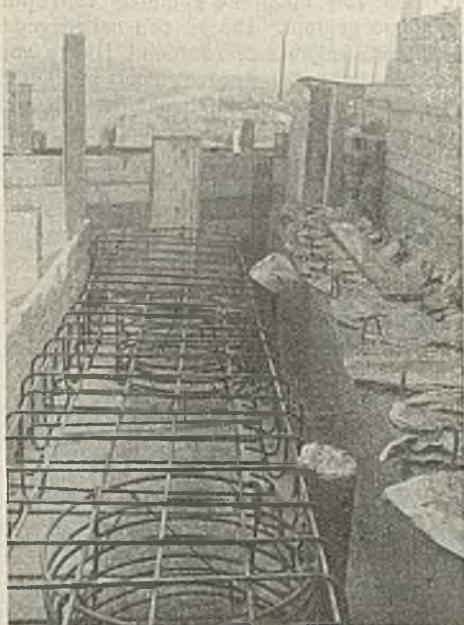


Abb. 9. Bewehrung der Auflagerbänke der Eisenbahnbrücke.

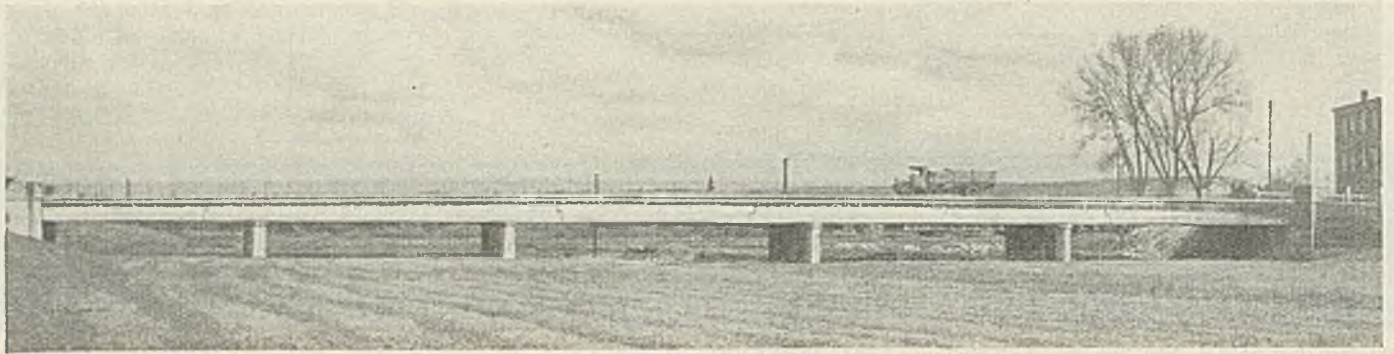


Abb. 5. Waldenburger Brücke.

Die von der Flutrinne gekreuzten Verkehrswege (Eisenbahnlinie Dresden—Hof, Staatsstraße Glauchau—Meerane, Staatsstraße Glauchau—Waldenburg, Staatsstraße Glauchau—Zwickau) mußten in Brücken übergeführt werden. Die drei Straßenbrücken sind Eisenbetonplattenbalkenbrücken von 90 bis 120 m Länge, die Eisenbahnbrücke für die zweigleisige Hauptbahn (Lastenzug N) ist eine eiserne Vollwandträger-Balkenbrücke in Zwillingsform. Sie hat 140 m Länge und überbrückt neben der Flutrinne, die sie unter einem Winkel von etwa  $45^\circ$  kreuzt, zwei Straßen. Die sieben Stromöffnungen sind mit Überbauten offener Bauweise überspannt, die Überbauten über den Straßen sind dagegen Schotterbettbrücken (Abb. 4).

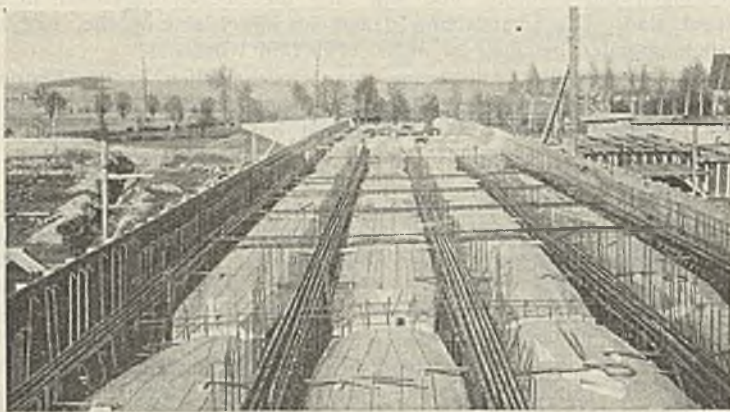


Abb. 10. Bewehrung der Waldenburger Brücke.

Über die Waldenburger Brücke (Abb. 5 u. 10) habe ich im Bauing. 1929, S. 6, über die Meeraner Brücke (Abb. 6) in der Bautechn. 1931, Heft 3, S. 45, berichtet. Die Zwickauer Brücke wird im wesentlichen ebenso wie die Meeraner Brücke ausgeführt.

Die Flutrinne (Abb. 7) schiebt sich wie ein Riegel zwischen den südöstlichen Hauptteil und die nordwestlichen Teile der Flur Glauchau und die einverleibten und nichteinverleibten westlichen und nordwestlichen Vororte. Diese sind nur durch die genannten Straßenbrücken mit Altglauchau verbunden.

Es war deshalb notwendig, als Ersatz für die verlorengehenden weiteren Querverbindungsmöglichkeiten nunmehr längs der Flutrinne Verkehrswege zu schaffen oder vorzubereiten. Deshalb haben die Dammkronen durchweg Breiten erhalten, die zur Anlegung von Straßen ausreichen.

Auf dem rechten Flutrinnendamm ist für eine stark begehrte Autoumgehungsstraße für den Verkehr zwischen Chemnitz und dem Westen (Zwickau—Meerane—Thüringen) das Planum bereits hergestellt.

## II. Die Bauausführung.

Die vorstehend beschriebene Planung fand die Zustimmung der Stadtgemeinde Glauchau und wurde vom Sächsischen Finanzministerium genehmigt.

Die Arbeiten wurden — im August 1927 — oberhalb des Jerisauer Muldenkniees an der jetzigen Waldenburger Brücke begonnen, weil hier Vorflut für die Baustrecke leicht zu schaffen war. Hieran sollten sich aueaufwärts weitere Bauabschnitte anschließen, so daß stets günstige Vorflut vorhanden war. Es wurden einzelne kleinere Baulose gebildet, die jeweils besonders ausgeschrieben und vergeben wurden. Bei diesem Verfahren bot sich die Möglichkeit, noch zahlreiche nach und nach auftretende Wünsche der Stadt Glauchau mit zu berücksichtigen, also Änderungen der Planung vorzunehmen, ohne mit dem Unternehmer wegen der Änderungen nachträgliche Vereinbarungen treffen zu müssen. Sehr günstig wirkte es sich, wie erwartet, aus, daß für die jeweils beteiligten Unternehmer noch weitere Bauaufträge in Aussicht standen. Die wesentlichen Bagger- und sonstigen Erdarbeiten wurden bisher von folgenden Unternehmern ausgeführt: F. A. Müller & Solbrig, Chemnitz: Baulos I/II, Baulos V und Einlaufschwelle; Baugemeinschaft Zentra, Dresden—Lasch, Glauchau: Baulos IIIa; Baugemeinschaft Zentra, Dresden: Baulos III; Baugemeinschaft Zentra, Dresden—Kost, Dresden: Baulos IV; Lasch, Glauchau: Baulos VI; Eduard Steyer, Leipzig: Waldenburger Brücke; Industriebau Held & Francke AG.: Meeraner Brücke, Pfeiler usw. der Eisenbahnbrücke; Beton- und Monierbau AG., Leipzig: Zwickauer Brücke. Für die Herstellung der Überbauten der Eisenbahnbrücke bildeten vier sächsische Firmen eine Arbeitsgemeinschaft (Mitteldeutsche Stahlwerke AG., Riesa; Franz Mosenhain, Leipzig; Kelle & Hildebrandt, Niederschütz; Wolf Netter & Jacobiwerke (Schiege), Leipzig).

Zur Gewinnung der Bodenmassen wurden Löffel- und Eimerbagger verwendet, nur für das Ausheben der Gräben und der Pfeilerbaugruben der Brücken fand Gewinnung von Hand statt. Förderbänder und Duplexkrane wurden verschiedentlich für die Pfeilergrubenherstellung eingesetzt, doch würden sich die Arbeiten mit Schrägaufzug- oder mit mehrmaligem Hochtreiben von Hand in den bisherigen Fällen kaum teurer gestellt haben.

Die Baggermassen wurden durchweg auf Bauzüge verladen und mehrere hundert Meter weit, zum Teil unter Verwendung von Spitzkehren, gefördert und in die Dämme gekippt. Die an sich naheliegende reine Querverförderung ist fast nirgends angewendet worden. Hierzu vom Unternehmer eigens beschaffte Förderbänder wurden nicht in Betrieb genommen. Der Bauleitung war die Förderung mit Bauzügen lieb, weil dadurch schon eine beträchtliche Verdichtung der Schüttungsmassen eintrat. Im übrigen wurden die Dämme, die fast durchweg aus bestgeeigneten lehmigkiesigen Massen geschüttet wurden, mit Motorwalzen gedichtet. Es erwies sich als vorteilhaft, die Walztrommeln mit gewulsteten Flacheisen parallel zur Achse auszustatten, weil dadurch das Gleiten verhindert wurde. Schmale Walzen sind unverwendbar, da



Abb. 6. Ansicht der Meeraner Brücke in Glauchau.



Abb. 7. Teilbild der Baustelle.



Abb. 8. Mittelwasserlauf am Schafeteich.

sie zu leicht umkippen. Der Rahmen der Walze darf nicht tief liegen, da er sonst bei weichem Boden bei jeder Gelegenheit aufsitzt. Benzinlokomotiven erwiesen sich für Förderung auf ebener Strecke als sehr brauchbar. Bei Steigungen wurde überall auf Dampflokomotiven zurückgegriffen.

Wasserhaltung war außer bei den Kunstbauten nur für die Herstellung des tief eingeschnittenen Mittelwasserlaufes am Schafeteich nötig. Hier wurde zunächst ohne Wasserhaltung bis zum Grundwasserspiegel gebaggert. Dann wurde eine starke, dampfbetriebene Wasserhaltung mit tiefem, solidem Pumpschacht hergestellt, in deren Schutz dann etwa 2 m unter Muldenpiegel das neue Flußbett ausgehoben wurde. Es zeigte sich die Berechtigung der alten Regel, daß die Wasserhaltungsanlage von vornherein weit über den mutmaßlichen Bedarf gewählt werden muß, wenn man nachträgliche Umstellungen und Zeitverluste und damit auch empfindliche geldliche Nachteile vermeiden will.

Die erhebliche Anzapfung des Grundwasserträgers machte sich im Sommer 1928, wo der Grundwasserzustrom gering war, weithin bemerkbar. Betriebswichtige, sehr ergiebige Brunnen einer benachbarten chemischen Fabrik hatten kein Wasser mehr; sie wurden von oben mit Wasser aus der Baugrube gefüllt. Die Wasserhaltung in den Baugruben der Brücken entzog auf mehrere hundert Meter Entfernung dem Kesselbrunnen einer Weberei das Wasser, so daß dieser vertieft werden mußte.

Besondere Sorge verursachten die in den Feldern und Wiesen angelegten Dränagen, denn es mußte sehr darauf geachtet werden, daß solche nicht unter den Dammsohlen liegenblieben. Sonst wäre eine leitende Verbindung zwischen dem Flußbett und dem Außenlande entstanden, die zur Zerstörung der Dämme hätte führen können. Da

Dränage-Pläne nicht überall vorhanden waren, mußten die Stränge peinlich gesucht werden. Die hierfür aufgewendeten Kosten waren nicht gering.

Ein Unterspülen der Dämme könnte auch an den Stellen befürchtet werden, wo sie die alte Mulde kreuzen. Dort sind deshalb hölzerne Spundwände, bis Geländehöhe reichend, in das Flußbett geschlagen worden. Im übrigen aber begnügte man sich mit dem Abschälen der Rasen- oder Humusschicht auf dem Gelände für die Dämme.

Da es sehr gefährlich gewesen wäre, gefrorene Ballen in den Dammkörper hineinzunehmen, mußten die Bagger- und Schütтарbeiten bei stärkerem Frost eingestellt werden. An den Kunstbauten wurde bei Frost nur in Notfällen weitergearbeitet, so an den Pfeilern der Eisenbahnbrücke, wo im Winter 1929/30 bei hartem Frost unter Anwendung von warmem Wasser, vorgewärmten Baustoffen, ummantelter Schalung usw. betoniert wurde. Die Maßnahmen erwiesen sich als erfolgreich, nur an einer Stelle waren Nachbesserungen (Ausstemmen des Betons an der Außenseite und Einbau von Klinkerziegeln) erforderlich.

Die Arbeiten werden als Notstandsarbeiten ausgeführt, die Belegschaft besteht — soweit nicht besonders erfahrene Leute benötigt werden — aus Notstandsarbeitern. Bemerkenswert erscheint, daß für die Ausführung von Bruchsteinpflaster erwerbslose Facharbeiter meist nicht zugewiesen werden konnten.

Bisher sind etwa 100 000 Erwerbslosen-Tagewerke geleistet worden. Im ganzen werden etwa 130 000 Erwerbslosen-Tagewerke zusammenkommen. Daneben sind auf der Baustelle 13 000 Tagewerke von Nicht-Erwerbslosen zu leisten. Die Menge der mittelbar Beschäftigten ist nicht zu schätzen.

Die Arbeiten werden vom Staatlichen Neubauamt für die Muldenverlegung Glauchau geleitet, das in technischer Hinsicht der Sächsischen Wasserbaudirektion unterstellt ist. Im August 1927 begonnen, werden sie im Frühjahr 1932 beendet sein. Die veranschlagten Baukosten werden voraussichtlich nicht überschritten werden.

### Zur Berücksichtigung der Geländequerneigung bei Erdmassenberechnungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Wentzel, Aachen.

Bekanntlich wird für den Fall der Querneigung des Geländes der Inhalt  $F$  der Profittfläche  $ABED$  nach Göring aus dem Dreieck  $ABC$  unter Abzug des Dreiecks  $DEC = F_0$  errechnet (Abb. 1).

Die Formel für  $F$  lautet mit den Bezeichnungen der Abb. 1:

$$(1) \quad F = \frac{m[h + h_0]^2}{1 - m^2 n^2} - F_0.$$

Sie ist nicht bequem für die rechnerische Auswertung; außerdem stört es etwas, daß darin  $n$  die Querneigung bedeutet, anstatt daß man für diese die reziproke Bezeichnung  $1:n$  wählt, entsprechend der Bezeichnung der Böschungsneigung mit  $1:m$ . Mit  $1:n$  (an Stelle von  $n$ ) lautet die Formel:

$$F = \frac{m(h + h_0)^2}{1 - \frac{m^2}{n^2}} - F_0$$

oder

$$(2) \quad F = \frac{m n^2 [h + h_0]^2}{n^2 - m^2} - F_0.$$

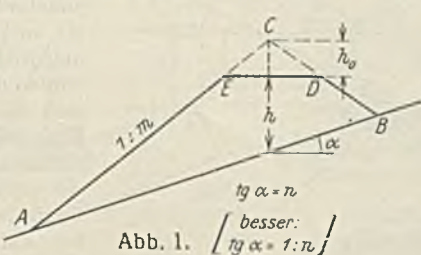


Abb. 1. [besser: 1:n]

Nenner für die wenigen einfachen Werte von  $n$  sich ohne weiteres ergibt. Aber abgesehen von dieser so behebbaren Unbequemlichkeit befriedigen auch die graphischen Darstellungen Abb. 2 oder 3 für  $F$  nach Gl. 2 nicht

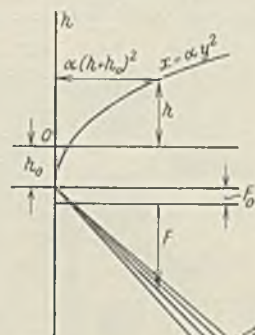


Abb. 2.

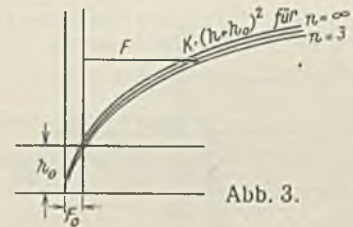


Abb. 3.

jeden; Abb. 2 bleibt auch einem Zeichner, der seltener die Querneigung des Geländes zu berücksichtigen hat, innerlich oft fremd. Dazu kommt, daß das Abgreifen durch das enge Aneinanderliegen der Linien wegen deren Schräge erschwert wird.

Dieser Wert  $K = \frac{m n^2 (h + h_0)^2}{n^2 - m^2}$  sieht zwar noch etwas umständlicher aus, ist aber für die Ausrechnung mit Rechenschieber bequemer, weil der

Es ist mir deshalb wiederholt die Anregung zugekommen, das allgemein bekannte und gern angewendete Göringsche Rechnungsverfahren so auszubauen, daß der Einfluß der Querneigung des Geländes als Summand  $\Delta F$

errechnet und graphisch im Anstoß an den Wert  $bh + mh^2$ , der bekanntlich <sup>1)</sup> den Profillflächeninhalt bei Gelände ohne Querneigung bedeutet, dargestellt wird, so daß also in der Formel

$$F = \underline{F} + \Delta F$$

das  $\underline{F}$  den Wert auf waagrechttem Gelände und  $\Delta F$  den gesuchten Summanden darstellt.

Die Lösung, hier vorweggenommen, lautet:

$$(3) \quad F = \underline{F} + \frac{m^3}{n^2 - m^2} (h + h_0)^2$$

worin  $1:m =$  Böschungsneigung,  $1:n =$  Geländequerneigung.

$\Delta F$  ist also, da  $m$  im allgemeinen konstant angenommen wird, sehr einfach und rasch zu bestimmen.

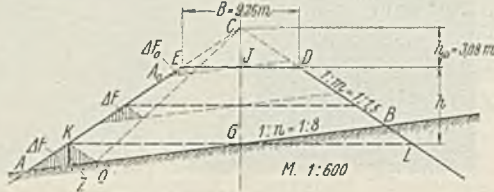


Abb. 4.

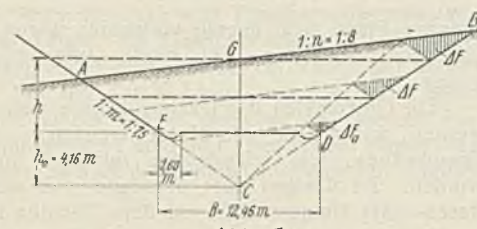


Abb. 5.

Herleitung des Faktors  $k = \frac{m^3}{n^2 - m^2}$ .

In Abb. 4 bzw. 5 ist der Inhalt der Damm- (Einschnitts-) Querschnittsfläche  $ABDE = F$  gesucht. Ist  $KL$  die Waagrechte durch  $G$ , so ist

$$KLDE = \underline{F} = bh + mh^2$$

Zieht man  $KO \parallel DL$ , so ist Dreieck  $KOG$  gleich Dreieck  $GLB$ , demnach  $F = \underline{F} +$  Dreieck  $AKO$ ;

also  $AKO$  stellt das zu bestimmende  $\Delta F$  dar.

Nun liegen für die verschiedenen  $h$  alle diese  $\Delta F =$  Dreiecke  $AKO$  zwischen den Strahlen  $AC$  und  $OC$ , sind sich ähnlich, und ihre Inhalte verhalten sich zueinander wie die Quadrate der jeweiligen Längen  $KC$  oder  $GC$ .

Für  $h = 0$  wird  $\Delta F = \Delta F_0$ , und es verhält sich

$$(4) \quad \frac{\Delta F}{\Delta F_0} = \frac{(h + h_0)^2}{h_0^2}$$

Nun ist  $\Delta F_0$  inhaltlich aus den gleichen Überlegungen, die zu Gl. 2 führen,

$$\Delta F_0 = \text{Dreieck } \frac{m n^2}{n^2 - m^2} z_0^2$$

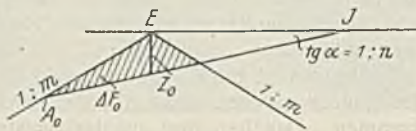


Abb. 6.

wobei  $z_0$  wiederum nach Abb. 6 den Wert  $\frac{b}{2} \cdot \frac{1}{n}$  hat.

$$\Delta F_0 \text{ ist also: } \frac{m n^2 \left(\frac{b}{2}\right)^2}{(n^2 - m^2) n^2} = \frac{m b^2}{4(n^2 - m^2)}$$

Drückt man noch  $b$  durch  $h_0$  aus (es ist ja  $h_0 = \frac{b}{2} \cdot \frac{1}{m}$ ), so ergibt sich

$$\Delta F = \frac{\Delta F_0}{h_0^2} (h + h_0)^2 = \frac{m b^2 (h + h_0)^2}{4(n^2 - m^2) h_0^2} \text{ oder}$$

$$(5) \quad \Delta F = \frac{m^3}{n^2 - m^2} (h + h_0)^2$$

Auf Grund der Gl. 5 sind nun in der folgenden Tabelle für den Fall normalspuriger eingleisiger Bahn die  $\Delta F$ -Werte für verschiedene

<sup>1)</sup> Vgl. „Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch“, 25. Aufl., Bd. III, S. 138.

Geländequerneigungen  $1:n$  und verschiedene Dammhöhen und Einschnittstiefen nach Errechnung angegeben, weniger um den Bearbeiter zu Benutzung einer Tabelle zu veranlassen, als um aus den sich ergebenden Zahlen einige Folgerungen praktischer Art zu ziehen.

Tabelle der  $\Delta F$ -Werte im Vergleich zu den  $\underline{F}$ -Werten.

Fall: eingleisige normalspurige Bahn  $1:m = 1:1,5$ . (Die Klammerwerte in Spalte 2 gelten für  $1:m = 1:1,25$ .)

Für $1:n$	wird $\frac{k}{m^3}$ bei $h$	Auftrag $b = 5,7 \text{ m}; h_0 = 1,9 \text{ m}$			Abtrag $b_1 = 8,9 \text{ m}; l_0 = 3 \text{ m}$		
		$\Delta F$	$\underline{F}$	$F$	$\Delta F$	$\underline{F}$	$F$
		$k(h+h_0)^2$	$bh + mh^2$	$\underline{F} + \Delta F$	$k(l+l_0)^2$	$b_1 l + m l^2$	$\underline{F} + \Delta F$
		$m^2$	$m^2$	$m^2$	$m^2$	$m^2$	$m^2$
$1:\infty$	0						
$1:10$	0,035						
$1:9$	0,043						
$1:8$	0,055						
$1:6$	0,1 [0,06]	1 4 7 10	0,8 3,5 7,9 14,2	7,2 47 114 207	8 50 122 221	1,6 5 10 17	11,2 60 137 239
$1:4$	0,25 [0,13]	1 4 7 10	2 8,7 20 35	7,2 47 114 207	9 56 134 242	4 12 25 42	11,2 60 137 239
$1:3$	0,5 [0,26]	1 4 7 10	4 17 40 71	7 47 114 207	11 64 154 278	8 25 50 85	11,2 60 137 239
							19 85 187 324

In dieser Tabelle interessieren vor allem die Werte von  $k$  in Spalte 2. Wenn  $1:m = 1:1,5$ , wird nämlich

- für  $n = 3$ ,  $k = 0,5$  genau
- „  $n = 4$ ,  $k = 0,25$
- „  $n = 6$ ,  $k = 0,10$  genau
- „  $n = 8$ ,  $k = 0,55$ .

Dementsprechend stehen auch die Werte  $\Delta F$  in gleichem einfachen Verhältnis zueinander. Ähnliches gilt auch für die Werte von  $k$  im Falle  $1:m = 1:1,25$ .

Daraus ergibt sich eine wesentliche Erleichterung für die graphische Darstellung. Man zeichne (vgl. Abb. 7, 8 u. 9) links von der Senkrechten die Parabeln, deren Abszissen in Abhängigkeit von  $(h + h_0)^2$  die Werte  $\Delta F$  darstellen, und zwar zunächst die Parabel für  $n = 3$ . Dann liegt die Parabel für  $n = 4$  in der Mitte zwischen der äußersten Parabel für  $n = 3$  und der Senkrechten. Weiter liegt die Parabel für  $n = 6$  wiederum ungefähr in der Mitte zwischen der Parabel für  $n = 4$  und der Senkrechten, genauer auf ein Fünftel der Abszissen der äußersten Parabel. Im allgemeinen wird man auf die Parabel für  $n = 6$  verzichten können, wenn man ihre Lage kennt. Jedenfalls entbehrlich ist die Darstellung der Parabel für  $n = 8$ . Es genügt, den Wert von  $k$  oben zu vermerken, um einen ausreichenden Anhalt für das Abgreifen der  $\Delta F$  mit dem Zirkel zu geben.

Rechts der Senkrechten sind dann die Werte von  $\underline{F}$ , d. h.  $\underline{F} = bh + mh^2$  bzw.  $= b_1 t + 2g + m t^2$  abzusetzen.

Praktisch geht es nun nicht gut an — das ist aber ebenso auch bei den anderen graphischen Darstellungen nach Abb. 2 u. 3 der Fall — die Profilmaststäbe für Auftrag und Abtrag in einer Figur zu vereinigen. Das ist aber keineswegs ein Nachteil, wenn nur dafür gesorgt wird, daß

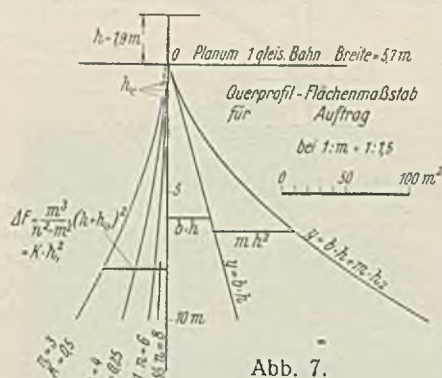


Abb. 7.

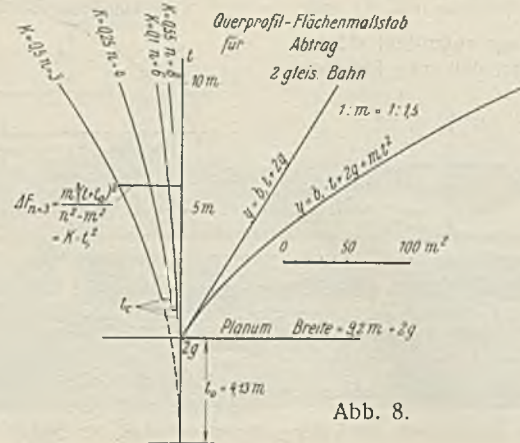


Abb. 8.

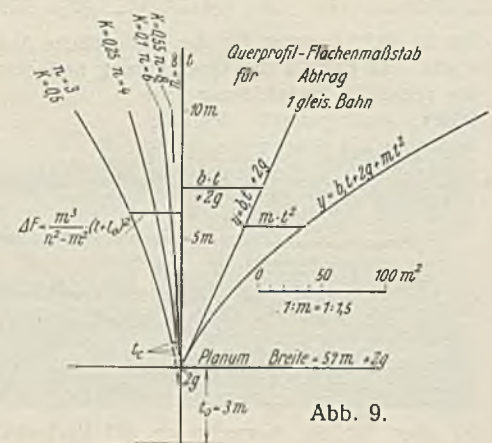


Abb. 9.

die beiden Maßstäbe sich äußerlich so deutlich voneinander unterscheiden, daß einer Verwechslung beim Arbeiten mit ihnen wirksam vorgebeugt wird. Deswegen ist mit Absicht der Maßstab für Auftrag, Abb. 7, gewissermaßen mit der Spitze nach oben gezeichnet worden, dem Bilde des Dammes entsprechend.

Die hier vorgeschlagenen Maßstäbe haben, ohne in ihrer Anfertigung mehr Mühe zu machen als Abb. 2 oder 3, gegenüber jenen verschiedene Vorteile. Sie sind leicht verständlich, lassen das Gesetz für das Anwachsen der  $\Delta F$ -Werte, d. h. den Einfluß der Geländequerneigung in Abhängigkeit von  $h$  bzw.  $t$  klar erkennen und bleiben für das Abgreifen mit Zirkel genügend deutlich, da die verschiedenen Parabeln für die  $\Delta F$ -Werte steil stehen und so gut auseinanderzuhalten sind.

Wir erkennen z. B. anschaulich, daß der Einfluß der Geländequerneigung um so größer ist, je größer  $h_0$  bzw.  $t_0$ , d. h. je größer  $b$  bzw.  $b_1$  ist, und daß die  $\Delta F$  bei kleinem  $h$  bzw.  $t$  mehr neben  $F$  ins Gewicht fallen als bei größerem  $h$  bzw.  $t$ . Wir gewinnen ferner gut ein Urteil darüber, welcher Grad der Genauigkeit des zeichnerischen Arbeitens bei der graphischen Massenermittlung überhaupt zweckvoll bleibt, so daß wir z. B. uns berechtigt erachten dürfen, die Größen von  $h_0$  und  $t_0$ , die genau bei eingleisiger Bahn 1,9 bzw. 2,97 m und bei zweigleisiger Bahn 3,07 und 4,13 m betragen, auf volle Meter abzurunden, da dies auf die Zeichnung der  $\Delta F$ -Parabeln so wenig Einfluß hat, daß es nicht zum erkennbaren Ausdruck kommt. Das vereinfacht die Berechnung der wenigen Zahlenwerte noch wesentlich.

Das Auseinanderhalten der Maßstäbe für Auftrag und Abtrag kann weiter dazu benutzt werden, in diesen zum Ausdruck zu bringen, unter welcher Grenzhöhe  $h_c$  bzw. Grenztiefe  $t_c$  nicht mehr mit diesen Maßstäben gearbeitet werden kann, wenn das Gelände quergeneigt ist. Wie sich aus Abb. 10 ohne weiteres ergibt, geht unter diesen Grenzmaßen das reine Auftrags- bzw. Abtragsprofil in ein Anschnittprofil über, dessen Querschnitts-

fläche, z. T. Auftrag, z. T. Abtrag, in anderer Weise bestimmt werden muß. Um den Bearbeiter hieran zu erinnern, genügt es, die Parabeln für die  $\Delta F$ -Werte unter jenen Grenzmaßen nicht auszuziehen, sondern höchstens fein zu stricheln (Abb. 7, 8 u. 9).

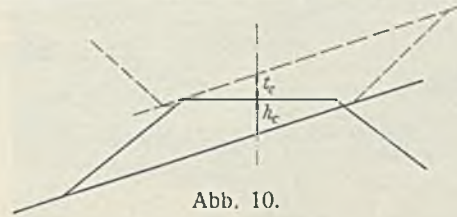


Abb. 10.

Die bleibende Auflockerung des Bodens im Damm wird zweckmäßig nicht im Profilmaßstab für Auftrag, sondern erst in dem unter dem Höhenprofil zu zeichnenden Flächenprofil berücksichtigt, was durch Kürzung der aufgetragenen Senkrechten geschehen und durch eine diese Kürzungspunkte verbindende gestrichelte Umrißlinie veranschaulicht werden kann. Man hat es dann in der Hand, auch verschiedene Auflockerungskoeffizienten je nach den zur Aufschüttung vorgesehenen Bodenarten anzusetzen, worüber man doch oft schon auch im Stadium der Vorarbeiten einen Überblick hat.

Zwar läßt das neuere, von Prof. Müller-Dresden in seinem Buche „Massenermittlung und -verteilung“, Berlin 1929, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, angegebene Berechnungsverfahren die besondere Auftragung des Flächenprofils entbehrlich erscheinen. Soweit man aber an der Darstellung des Flächenprofils festhalten will — zumal wenn über die Massenverteilung nach einem anderen Verfahren verfügt wird —, wird dem Bearbeiter das hier vorgeschlagene Berechnungsverfahren vielleicht als Hilfe willkommen sein.

Daß es praktisch wäre, solche Profilmaßstäbe wie nach Abb. 7 bis 9 für die verschiedenen normalen Planumsbreiten auf einer gegen Zirkelstiche unempfindlicheren Masse sauber eingeritzt herzustellen, so daß sie käuflich zu haben sind, sei hier nur kurz angeregt.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Abschluß und die teilweise Trockenlegung der Zuidersee.

Von Anton van Rinsum, Regierungsbaurät in Regensburg.

(Schluß aus Heft 39.)

Bald nach der Fertigstellung des Probepolders bei Andijk wurden die Arbeiten zur Eindeichung des Wieringermeerpolders in Angriff genommen. Hier sind drei Bauabschnitte zu unterscheiden: die Ausführung der Baumaßnahmen, die dem Leerpumpen vorausgehen haben, dann das Freilegen des Polders selbst und schließlich die danach im Polder notwendigen Arbeiten.

Der Anschlußpunkt des Polderdeiches in Medemblik wurde so gewählt, daß die Hafenmündung und die Ausmündung des großen Polders „De vier noorder Koggen“ unberührt blieben. Auch in Den Oever konnte der Deich mit Rücksicht auf die dort notwendigen Baumaßnahmen nicht weiter nach Osten verlegt werden. Die gesamte Deichlänge beträgt 18 km. An den beiden Endpunkten wurde je ein Pumpwerk und eine Zugangschleuse für die Schifffahrt vorgesehen.

Da der Deich in ungefähr zwei Baujahren fertiggestellt werden sollte, mußte auch von der Mitte aus mit den Arbeiten begonnen werden. Mit Rücksicht auf die Strömungsverhältnisse, die im nördlichen und südlichen Teil einem starken Wechsel unterliegen, während in der Mitte nur eine unbedeutende Strömung herrscht, legte man bei De oude Zeug einen kleinen Betriebshafen an, von dem aus der Deich nach beiden Seiten hin vorgetrieben wurde. An dem Regelquerschnitt, der im großen und ganzen nach den üblichen Grundsätzen gestaltet ist (Abb. 4), ist das eine bemerkenswert, daß die Außenseite, soweit der Keilemdich unbewehrt blieb, mit einer Sandschüttung gesichert wurde. Solange die Binnenseite noch unter dem Wellenangriff der Sturmfluten von Westen her vor dem Schluß des Deiches

und auch später noch vor dem Abpumpen des Wassers ausgesetzt war, mußte die Innenseite mit einer 20 m breiten Sandberme geschützt werden.

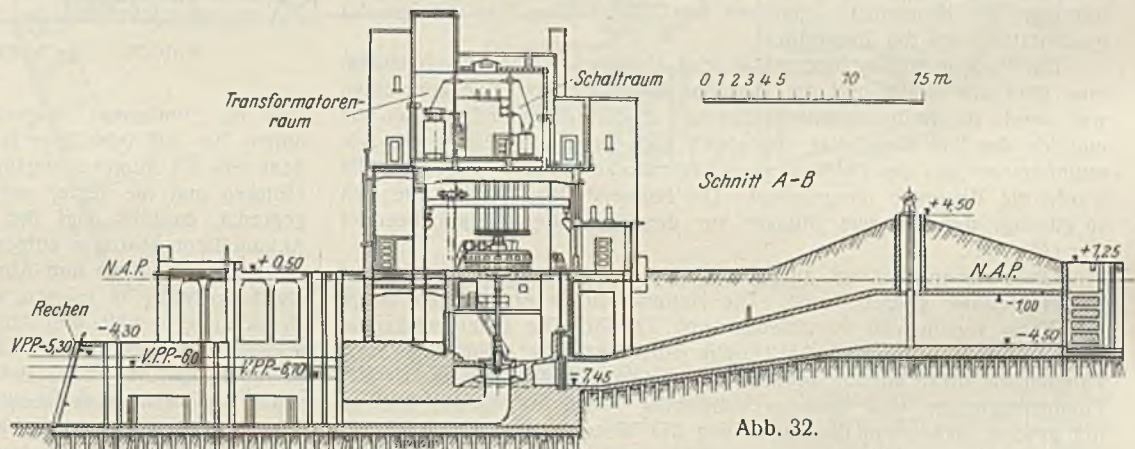


Abb. 32.

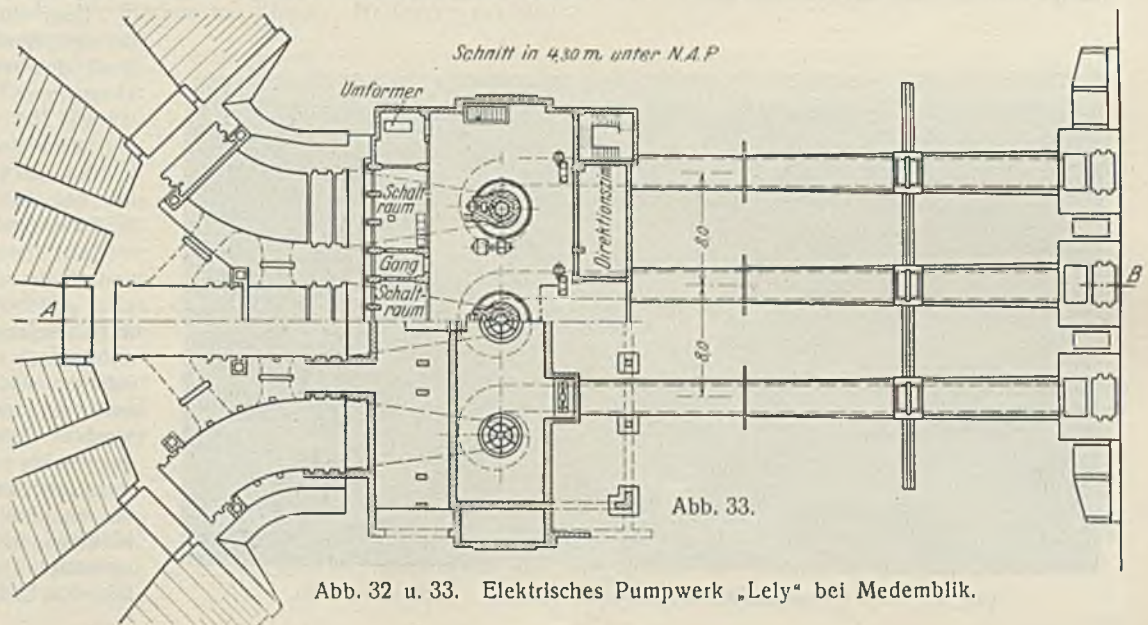


Abb. 33.

Abb. 32 u. 33. Elektrisches Pumpwerk „Lely“ bei Medemblik.

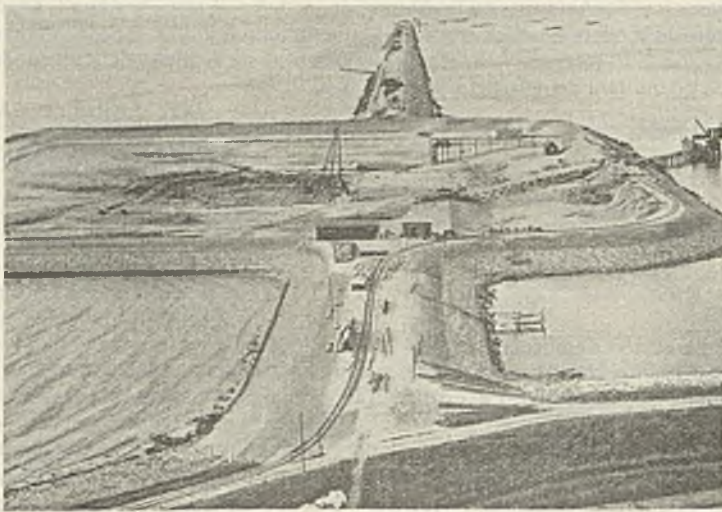


Abb. 34. Blick auf die Baugrube des Pumpwerks bei Medemblik. Juli 1928.

Die Herstellung des Deiches geschah in den Jahren 1927 bis 1929. Der Fortschritt der Arbeiten ist aus Abb. 3 zu entnehmen.

Noch vor dem Beginn dieser Arbeiten war die Herstellung des Ringdeiches für die Pumpstation bei Medemblik vergeben worden. Unter dem Ringdeich und dem anschließenden Deichstück von 1350 m wurde ein ungünstiger Untergrund angetroffen, so daß Versackungen zu befürchten waren, insbesondere unter dem späteren Überdruck nach dem Leerpumpen der Baugrube. Der Boden wurde daher durch Ausheben des schlechten Materials bis auf 7,50 m unter NAP und Wiederauffüllen mit Sand verbessert. Der Keileemdamm kam jedoch nach wie vor auf den ursprünglichen Kleiboden zu liegen, so daß Durchsickerungen vorgebeugt war. Der erforderliche Keileem wurde östlich Wieringen gewonnen. Sand stand in nächster Nähe zur Verfügung.

Im Schutze des Ringdeiches südlich von Den Oever kam die zweite Pumpstation und westlich davon gelegen die Kammerschleuse zur Ausführung. Als Kronenhöhe genügten hier 3,50 m über NAP infolge der geschützten Lage der Baustelle.

Die Pumpstation in Medemblik wird elektrisch betrieben. Nachdem man über die Größe und die Zahl der Aggregate ins reine gekommen war, wurde der tiefbautechnische Entwurf abgeschlossen und so früh wie möglich der Bau eingeleitet, um gleich nach der Fertigstellung des Abschlußdeiches mit der Trockenlegung beginnen zu können. Im April 1928 wurde die Baugrube leerpumpt. Die Bauherstellung entwickelte sich so günstig, daß sie zwei Monate vor dem gestellten Termin beendet war (Abb. 34).

Die Pumpen sind so aufgestellt, daß jede vom Hauptkanal einer Polderabteilung gespeist wird. Die Haltung dieser Abteilungen ist je um 70 cm voneinander verschieden (Abb. 32, 33). Die Zuleitungskanäle sind jedoch so entworfen, daß beim Ausfallen von einer oder zwei Pumpen die dritte auf die anderen Polderabteilungen wirken kann. Die Pumpenaggregate sind einander vollständig gleich ausgebildet und so tief gesetzt, daß später die Absenkung des Wasserspiegels auf die planmäßige Haltung ohne weiteres durchgeführt werden kann. Die Saugkanäle

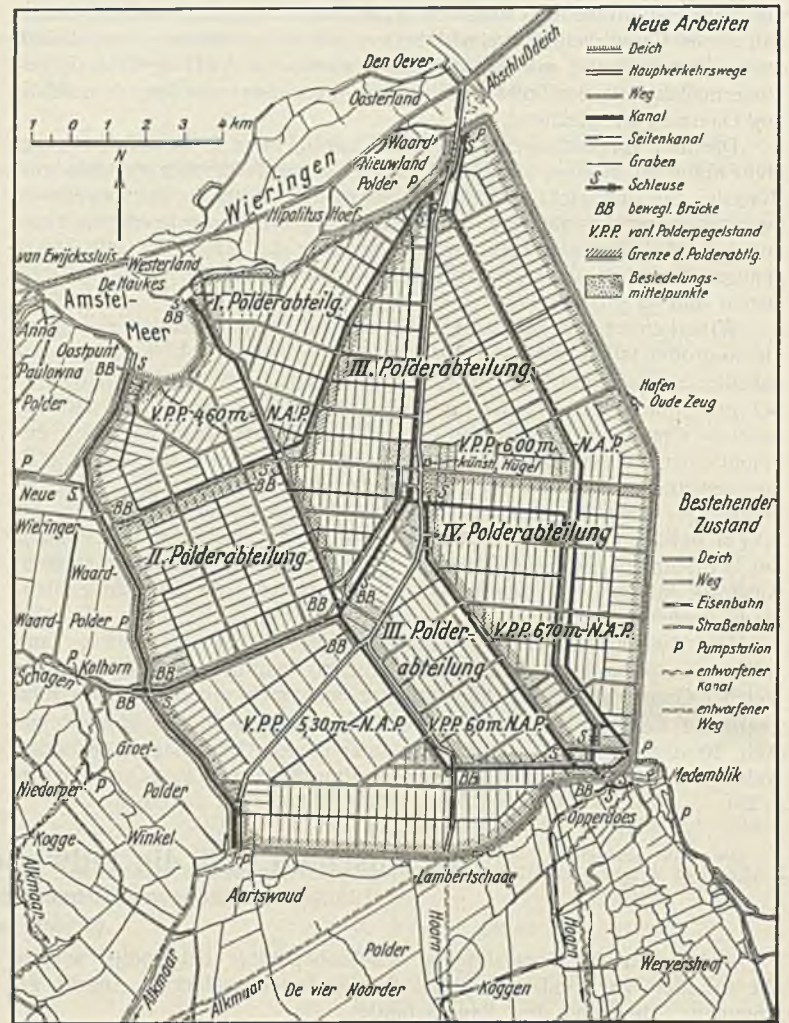


Abb. 36. Die Aufteilung des Wieringermeerpolders.

sind im Fundament ausgespart. Das Maschinegebäude besteht aus einem bis auf 0,50 über NAP wasserdicht ausgebildeten Keller, von dem aus die Pumpen zugänglich sind. In der Maschinenhalle sind die Motoren und die Regler untergebracht. Der Schaltraum ist für sich abgegrenzt, darüber liegt der Hochspannungsraum. Auch ist hier eine Akkumulatorenbatterie aufgestellt, die dazu bestimmt ist, den zum Bewegen der Schützen und Abschlüsse erforderlichen Strom zu liefern und die Beleuchtung zu speisen, wenn der Hauptstrom ausfallen sollte. Jede Druckleitung erhält drei Abschlüsse, ein einflügliges Tor bei der Ausmündung, eine Schütze in Deichmitte und einen elektrisch betriebenen Schieber am Austritt der Pumpe. Die Druckleitung hat einen sich nach außen erweiternden rechteckigen Querschnitt. Der Bau wurde Ende 1929 beendet und im Anschluß daran der Ringdeich beseitigt, so daß endgültig am 10. Februar 1930 mit dem Pumpen begonnen werden konnte.

Über die betrieblichen Einzelheiten wurde bereits in der Bautechnik 1930, Heft 38, S. 572 berichtet. Dank des reibungslosen Betriebes entwickelte sich das Leerpumpen so günstig, daß Mitte August das vorläufige Ziel für die Wasserhaltung bereits erreicht war und zeitweise die Pumpen aussetzen konnten. Auch wurden inzwischen die Propellerflügel ausgewechselt, um bei dem hohen Druckunterschied den günstigsten Wirkungsgrad zu erreichen (Abb. 35).

Mit dem Bau der Pumpstation bei Den Oever konnte im Juni 1928 begonnen werden. Sie erhielt zwei gleiche Aggregate, die aus einer Zentrifugalpumpe mit Dieselmotorantrieb bestehen. Jede Pumpe wirkt für sich auf eine Polderabteilung. Die Einläufe der beiden Pumpen sind durch eine verschließbare Leitung miteinander verbunden, außerdem können sie für sich abgesperrt werden. Hierdurch können die einzelnen Pumpen sich gegenseitig ersetzen. Eine spätere Absenkung des Binnenwasserstandes um 70 cm ist berücksichtigt. Der Rechen ist an der Außenseite des Saugkanales vorgesehen. Während der Trockenlegung, also solange der Binnenwasserstand noch sehr hoch lag, nahm ein Dammbalkenfalz den Rechen auf (Abb. 37, 38).

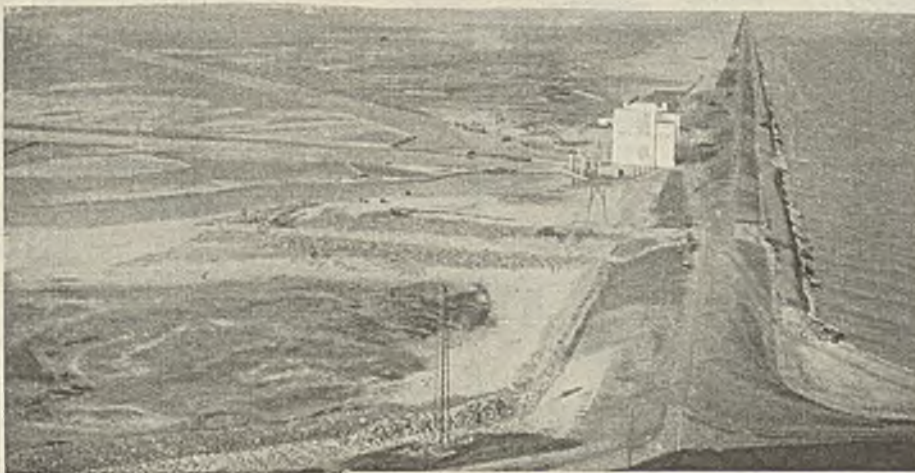


Abb. 35. Der leerpumpte Wieringermeerpolder. September 1930.



Die Zentrifugalpumpen leisten 250 m<sup>3</sup>/min, sind also erheblich kleiner als die Pumpen bei Medemblik (400 m<sup>3</sup>/min). Neben den 6 Zylinder-Dieselmotoren sind in der Maschinenhalle noch die notwendigen Hilfsmaschinen aufgestellt, die elektrisch betrieben werden. Die Druckleitungen, die beim Anschluß an die Pumpen einen kreisförmigen Querschnitt von 1,40 m Durchmesser haben, erweitern sich nach außen zu einem Rechteck von 2,00 × 2,50 m. Die Abschlüsse auf der Druckseite sind wie bei Medemblik dreifach. Die Station ruht auf einer durchgehenden Eisenbetonplatte, die unmittelbar auf dem Keileem aufliegt. Da die Druckleitungen in die Ausfüllung zu liegen kamen, wurden sie auf holzerne Pfähle gegründet. Bei dem Entwurf mußte auch berücksichtigt werden, daß beim Beginn des Pumpens der Binnenwasserstand mit dem Seewasserstand noch gleich lag. Der ganze Bau wurde daher bis auf 0,80 m über NAP wasserdicht ausgeführt. Hierdurch ist auch erreicht, daß bei unverhofftem Vollaufen des Polders die Pumpstation nach wie vor betriebsbereit ist.

Bei der Absenkung des Wasserspiegels in der Baugrube, die bis auf 10 m unter NAP erforderlich wurde, ergab sich, daß der Keileem dem Überdruck nicht standhielt und eine Grundwasserabsenkung sich als notwendig herausstellte. Auch entschloß man sich zu einer Pfahlgründung. Bis zum Winter 1928/29 war die Gründung einschließlich der darauf angeordneten Eisenbetonplatte fertiggestellt. Die Station wurde ebenfalls zu Beginn des Jahres 1930 in Betrieb genommen (Abb. 39).

Mit der Fertigstellung des Polderdeiches und der Pumpstationen war es auch notwendig, daß die Hauptzuleiter zur besseren Entwässerung rechtzeitig gegraben waren. Ihre Ausführung im Nassen war zudem billiger als die im Trockenbetrieb. Sie erstreckte sich auf die Haupt- und Seitenkanäle erster Ordnung und erforderte eine Erdbewegung von 15 Mill. m<sup>3</sup>. Bei dem großen Ausmaße dieser Arbeit hielt man es für geraten, schon im Jahre 1928 mit der Ausführung zu beginnen. Die Arbeiten wurden an verschiedene der bereits beschäftigten Unternehmer vergeben, die die notwendige Anzahl von Baggern zur Verfügung stellen konnten. Das gebaggerte Material wurde, soweit es für die künftige Bewirtschaftung geeignet schien, auf möglichst große Flächen mit Klappschuten verteilt, der brauchbare Sand nach angewiesenen Ablagerungsplätzen verfahren mit dem Zweck, später zu verschiedenen Aufgaben, wie z. B. dem Besanden der Wege, Verwendung zu finden. Insgesamt waren 10 bis 15 Bagger, eine gleiche Anzahl Schleppschiffe und ungefähr 30 Klappschuten eingesetzt.

Sofort nach dem „Trockenfallen“ des Polders, das sich der Höhenlage des Geländes entsprechend von Nordwesten nach Südosten fortsetzte, wurden die weiteren Arbeiten zur raschesten Austrocknung des Bodens in Angriff genommen. Zu diesem Zweck wird der ganze Polder mit einem System von Gräben überzogen, die an die Kanäle angeschlossen werden; hierzu sind weitere 4 Mill. m<sup>3</sup> auszuheben. Um einen raschen Baufortschritt zu ermöglichen, werden eine Reihe von Spezialmaschinen eingesetzt, und auch von Handarbeit wird ausgiebig Gebrauch gemacht.

Wie aus Abb. 36 zu entnehmen ist, wird der Polder in vier Unterabteilungen getrennt, deren Wasserhaltung jeweils um 0,70 m voneinander verschieden und der Geländehöhe angepaßt ist. Die einzelnen Haltungen werden mit Schleusen miteinander verbunden, von denen

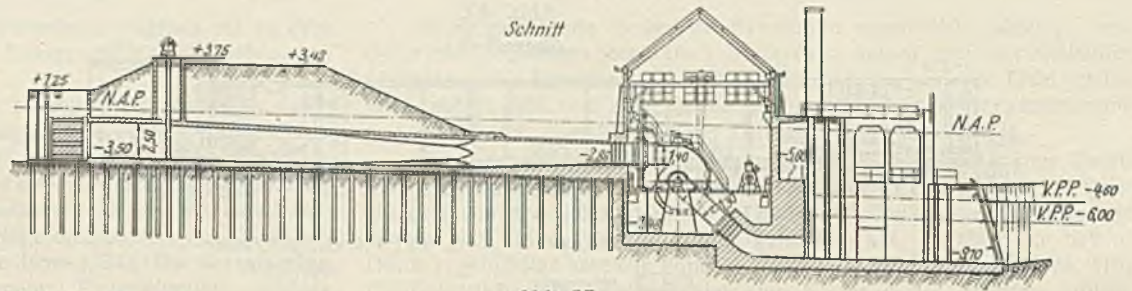


Abb. 37.

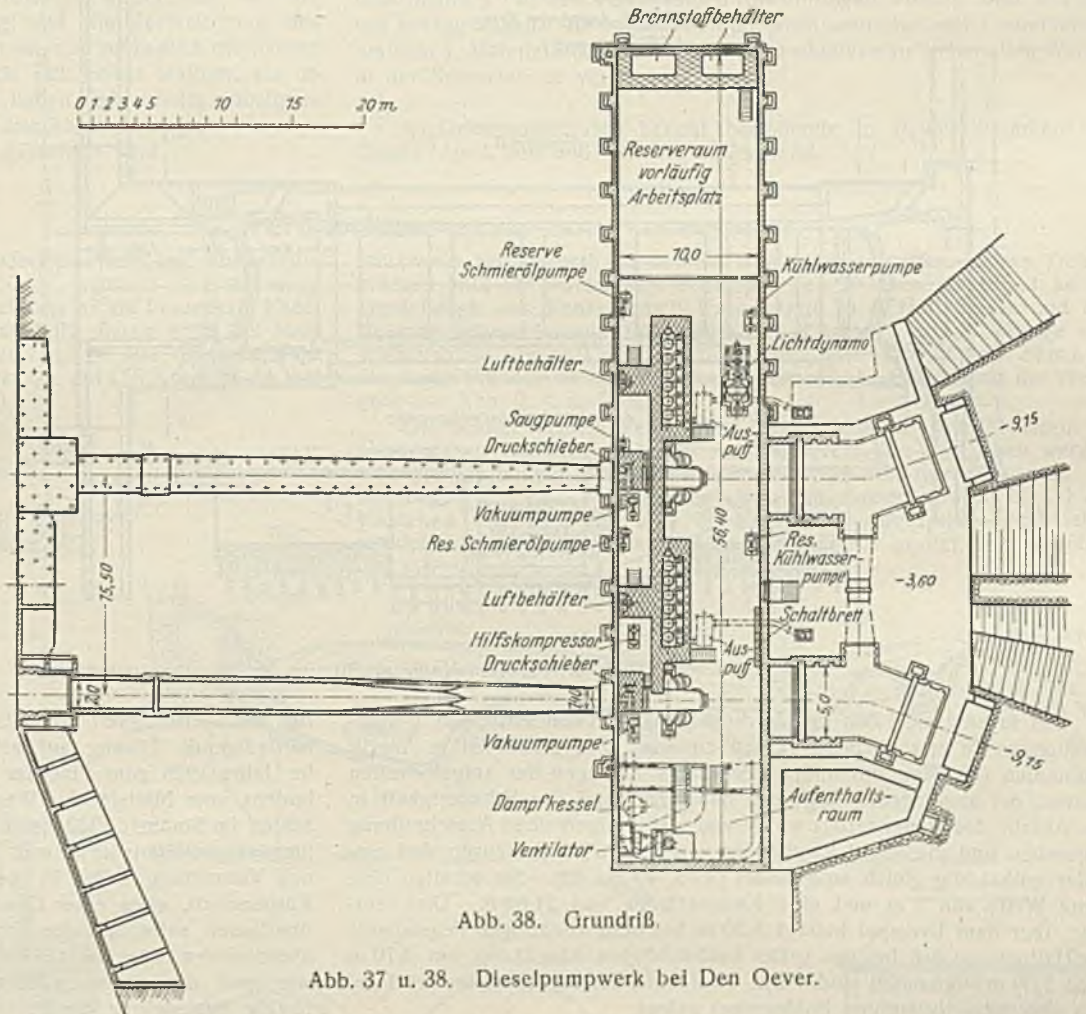


Abb. 38. Grundriß.

Abb. 37 u. 38. Dieselpumpwerk bei Den Oever.

insgesamt sechs vorgesehen sind. Es war erwünscht, diese Haltungen möglichst bald herzustellen. Deshalb wurde schon im Sommer 1930 mit dem Bau eines Teiles der Schleusen begonnen. Die Baugrube war bereits vorher im Nassen ausgehoben worden. Auch hatte man zwei Eisenspundwände als Abgrenzung gegen die beiderseits anschließenden verschiedenen hohen Haltungen geschlagen.



Abb. 39. Beseitigung des Ringdeiches am Pumpwerk bei Den Oever. Links die Schiffahrtsschleuse.

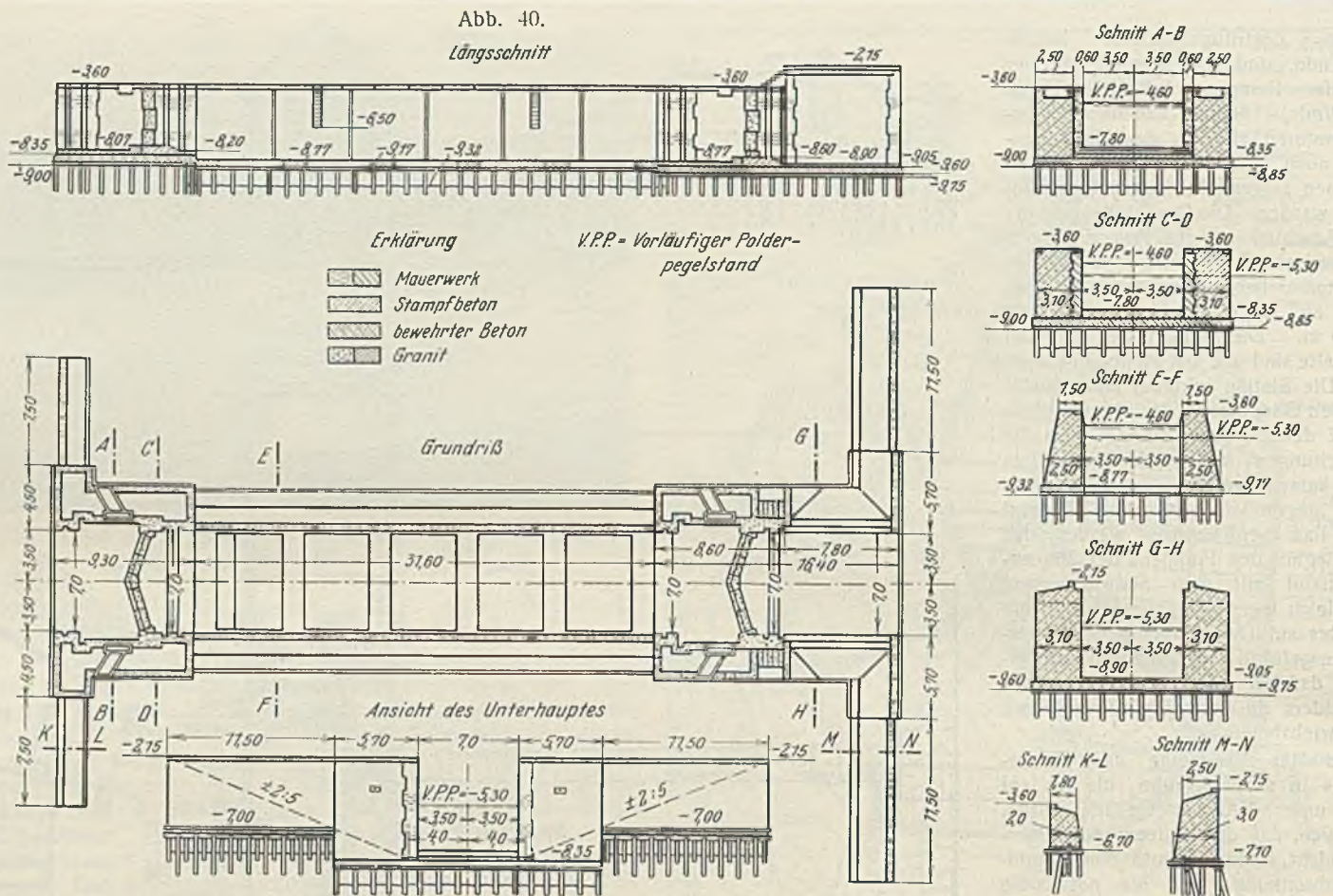


Abb. 40 bis 42. Kammerschleuse im Wieringermeerpolder.

Um in kürzester Zeit den Verkehr zwischen den einzelnen Polderabteilungen zu ermöglichen, wurden zunächst drei Schleusen in Angriff genommen (im Plan mit *a, b, c* bezeichnet). Wegen des aufgelockerten Bodens, der abgelegenen Lage des Bauplatzes und der Schwierigkeit in der Anfuhr des Baumaterials wurde von einer allgemeinen Ausschreibung abgesehen und die Arbeit kurzfristig vergeben. Die Schleusen sind einander vollständig gleich ausgebildet (Abb. 40 bis 42). Sie erhalten eine lichte Weite von 7 m und eine Kammerlänge von 31,60 m. Die Fahrtiefe über dem Dremel beträgt 3,20 m bei dem vorläufigen Pegelstande der Haltung, so daß bei der später beabsichtigten Absenkung um 0,70 m noch 2,50 m vorhanden sind. Die Oberkante der Abdecksteine wird auf 1 m über den vorläufigen Polderpegel gelegt.

Die Häupter und die Kammermauern werden in unbewehrtem Beton, über Wasser mit Vorsatzbeton ausgeführt und auf Pfählen gegründet, die auf Grund vorgenommener Proberammungen nicht entbehrt werden können. Die Kammermauern werden mit einzelnen Querrippen gegenseitig versteift. Zum Kammerfüllen genügen bei dem geringen Wasserstandsunterschiede Schützen in den hölzernen Toren.

Das Unterhaupt ist über das Tor hinaus noch so weit verlängert, daß eine Klappbrücke angeordnet werden kann. Die Konstruktionsunterkante läßt eine lichte Höhe von 2,60 m frei in Übereinstimmung mit den bei den übrigen Brücken festgesetzten Maßen, die die Durchfahrt der Kähne zur Abfuhr der landwirtschaftlichen Erzeugnisse aus den kleinsten Polderabteilungen ermöglicht.

Nach dem Leerpumpen des Polders stellte sich heraus, daß weite Strecken der im Nassen ausgeführten Kanäle wieder stark aufgelandet waren. Es lag im Interesse der geregelten Entwässerung und der Ermöglichung der Schifffahrt, dieses Material bald wieder zu beseitigen. Diese Arbeit in einem Ausmaße von rd. 2 600 000 m<sup>3</sup> wurde ebenfalls in die Hand genommen. Hierzu wurden 12 Bagger eingesetzt, die das Material ansaugen und in langen Rinnen unmittelbar an Land bringen.

Um die Versorgung des Amstelmeeres mit Süßwasser aus dem künftigen IJsselmeere zu ermöglichen, wurde ein Zuleitungskanal längs der Südküste von Wieringen mit einer Einlaßschleuse bei Den Oever und einer Kehrschleuse bei De Haukes entworfen. Von diesem Kanal wird jedoch zur Zeit zunächst nur das Teilstück zwischen De Haukes und den Pumpstationen des Hippolithushofer Koog ausgeführt, um das Wasser aus diesem Polder, das bisher in das Wieringer Meer abgeleitet wurde, abzufangen.

Der rasche Fortschritt in der Trockenlegung des Polders drängte auch zur Entscheidung über die Verwertung des neu gewonnenen Landes.

Bei der Vielseitigkeit der hier berührten Fragen scheint eine allseitig befriedigende Lösung auf erhebliche Schwierigkeiten zu stoßen. Eine im Jahre 1926 zum Studium der Frage der Verwertung des Zuiderseebodens vom Minister für Wasserbau berufene Kommission hat ihr Gutachten im Sommer 1930 herausgebracht. Eine Reihe von Fragen werden hier aufgeworfen: inwieweit der Staat die fortschreitende Kultivierung und Verwertung selbst in die Hand nehmen oder sie einer öffentlichen Körperschaft, etwa einer Genossenschaft (wie man bei uns sagen würde) überlassen solle; ob die Gründe verkauft, in staatlichen Eigenbetrieb übernommen oder in zeitliche oder Erbpacht gegeben werden sollen; wie groß die einzelnen Bauernhöfe und die Pacht zu bemessen seien; ob die Besiedelung der Privatwirtschaft überlassen werden oder inwieweit der Staat zur Verbilligung eingreifen solle. Von dem Gesichtspunkte aus, „wie der Volkswohlfahrt am meisten gedient werde“, geht die Anschauung der Mehrzahl der Kommissionsmitglieder dahin, die Verwertung des Landes in der ersten Zeit von Staats wegen in die Hand zu nehmen. Die Spekulation solle ausgeschaltet werden. Die Abgabe der Gründe in Erbpacht hielt man daher auch unter Auferlegung besonderer Bedingungen zunächst für das gegebene. Den einzelnen landwirtschaftlichen Betrieben solle mindestens eine Größe von 10 ha, höchstens von 50 bis 75 ha gegeben werden, wobei allerdings die Meinungen stark auseinandergehen. Auch die Frage der Hinausgabe von Baukrediten und die fachliche Beratung beim Wohnungsbau wurde geprüft. Rechtzeitig ist die Trinkwasser- und Elektrizitätsversorgung sicherzustellen. Die Industrien sind an den Rand des Polders zu verweisen, um ein Verschmutzen des Wassers zu vermeiden. Für spätere Ausbreitung der Besiedelung, Bereitstellung von Grünflächen, Sportplätzen usw. muß Vorkehrung getroffen werden (Abb. 36).

Für die Finanzierung der Zuiderseearbeiten wurde ein eigener Haushalt unter der Verwaltung des Ministeriums für Wasserbau aufgestellt. Die Deckung der Kosten sollte vor allem durch einen jährlich in den Haushalt einzustellenden Betrag in der Höhe von 2 Mill. fl. auf die Dauer von 14 Jahren und durch Anleihen aufgebracht werden. Nachdem das erste Bauprogramm abgelaufen und die ersten Erfahrungen gesammelt waren, wurden die Gesamtkosten auf der Grundlage der Preisverhältnisse des Jahres 1924 auf 360 Mill. fl. festgestellt. Hiervon entfielen an reinen Baukosten auf den Abschlußdamm 90 Mill. fl., auf die Arbeiten der Trockenlegung der vier Polder 270 Mill. fl. Dabei ist bereits ein Betrag von 95 Mill. fl. für die Einkünfte aus den allmählich trockengelegten Polderteilen bis zum Erreichen des Vollertrages in Abzug gebracht. Den Verkaufswert des gewonnenen Landes schätzte man auf

rd. 510 Mill. fl., die Verzinsung des aufgewendeten Kapitals bis zu dem Zeitpunkte, wo die Gründe ihren vollen Ertragswert erreicht haben, bei 5% auf rd. 184 Mill. fl.

Durch das inzwischen eingeschlagene beschleunigte Bautempo, durch die Änderungen des Entwurfs und die eingetretene Verteuerung erfuhren die jährlich nach dem tatsächlichen Anfall im Haushalt einzustellenden Beträge erhebliche Erhöhungen. Auf Grund der Lohn- und Preisverhältnisse des Jahres 1928 stellten sich die Gesamtkosten für den Abschlußdeich um 38 Mill. fl. höher, die Kosten des Wieringermeerpolders um 23 Mill. fl. (gegenüber 37 Mill. fl. des Anschlages vom Jahre 1924). Die Veranlassung zu dieser Verteuerung waren die allgemeine Preissteigerung, erhöhte technische Anforderungen an das Bauvorhaben, wobei nur auf die Verschiebung der Deichachse nach Zurig und die Verbreiterung des Deichkörpers von 30 auf 34 m hingewiesen sei, und schließlich die Kosten der Baggerarbeiten in der offenen See, die sich höher stellten, als ursprünglich angenommen war. Inzwischen haben sich wieder günstigere Preise erzielen lassen, so daß heute mit einer Abminderung der Gesamtkosten des Abschlußdeiches um 8 Mill. fl. gerechnet wird.

Dieser gesteigerte Bedarf an Baumitteln macht sich natürlich auch durch entsprechenden Steuerdruck bemerkbar; jedoch kann der Holländer wenigstens das Bewußtsein in sich tragen, daß das gesamte Geld im Inlande aufgebracht und zum Nutzen des eigenen Landes verwendet wird und später nach dem Verkauf der Gründe wieder zurückfließt.

Wenn die vorstehenden Ausführungen auch nur einen kurzen Umriss der gesamten bisherigen Leistungen geben können, so glaube ich doch ein Bild von der außerordentlichen Größe des Bauunternehmens, soweit es bis jetzt seine Verwirklichung gefunden hat, gegeben zu haben. Durch regelmäßige amtliche Berichte, die alle drei Monate erscheinen, wird die Öffentlichkeit in Holland über den Fortgang der Arbeiten laufend unterrichtet<sup>6)</sup>. In den verstehenden Ausführungen wurden diese Berichte mit herangezogen. Es ist beabsichtigt, auch weiterhin auf Grund dieses amtlichen Materials den Fortschritt des bedeutsamen technischen Werkes in der Bautechn. zu verfolgen.

<sup>6)</sup> „Driemaandelijksch bericht betreffende de Zuiderzeewerken“, im Januar, April, Juli und Oktober erscheinend.

### Vermischtes.

**Die Schiffbarmachung der Mosel zwischen Metz und Thionville.**  
Nach einem Bericht in Gén. Civ. 1931, Nr. 17, schließt sich der neue Schifffahrtweg teils an das Moselbett an, teils ist er als besonderer Kanal ausgebaut und in vier Schleusenstufen aufgeteilt, deren erste bei Metz auf 164,3 m, die zweite bei d'Argancy auf 160,5 m, die dritte bei Port de l'Orne auf 157,4 m, die vierte bei d'Uckange auf 153,3 m und die bei Thionville auf 149,0 m ü. M. liegt (Abb. 1).

Stützweite angeordnet, die auf Eisenbetonpfählen ruhen. Diese Treidelbrücken sind für zweiachsige Schlepper von 20 t berechnet und an die Treidelwege des Kanals durch Kurven mit 25 m Halbmesser und 5% Neigung angeschlossen. Die Wehre bei d'Argancy und d'Uckange sind Walzenwehre. Jedes Wehr besitzt vier Durchlässe von 27,5 bzw. 32 m l. W., die durch Pfeiler von 4,5 m Breite getrennt sind. Der Aufbau der Wehre geht aus Abb. 3, 4 u. 5 hervor.

Die beiden rechten Wehrhälften dienen lediglich zum Ablassen von Grundwasser und können daher nur von ihrem Sitz angehoben werden, während die beiden linken Walzen tiefer abgesenkt werden können. In den Beton der Pfeiler sind Eisenbolzen eingelassen, die 25 bis 30 mm vorstehen und Halt für eine 50 mm starke aufgespritzte Stahlbetonverkleidung geben. Der linke Pfeiler jedes Wehrs besitzt einen schrägen

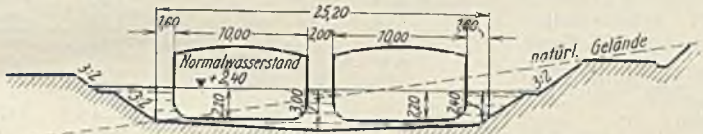


Abb. 2.

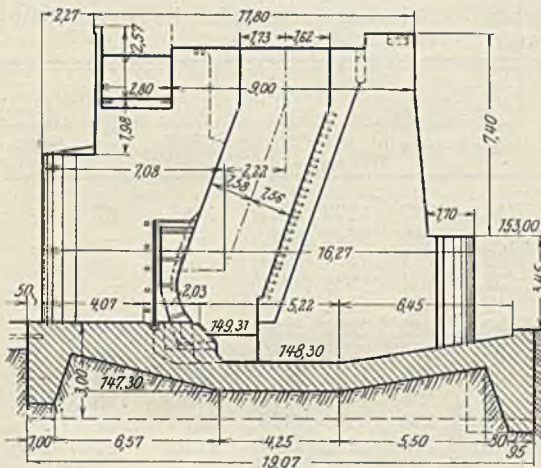


Abb. 3.

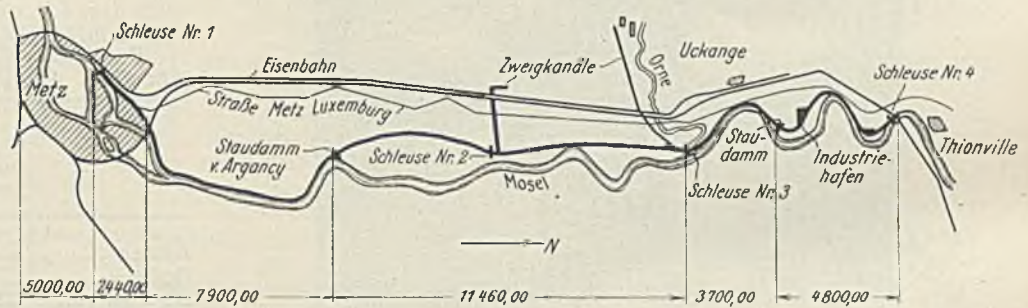


Abb. 1.

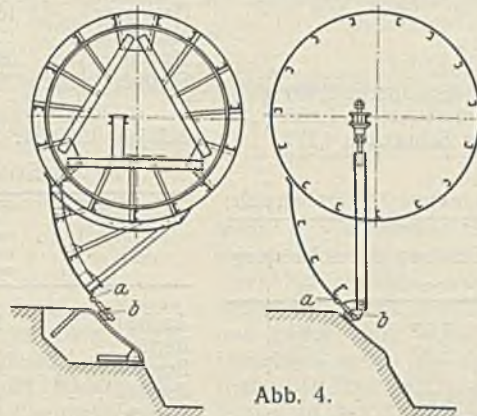


Abb. 4.

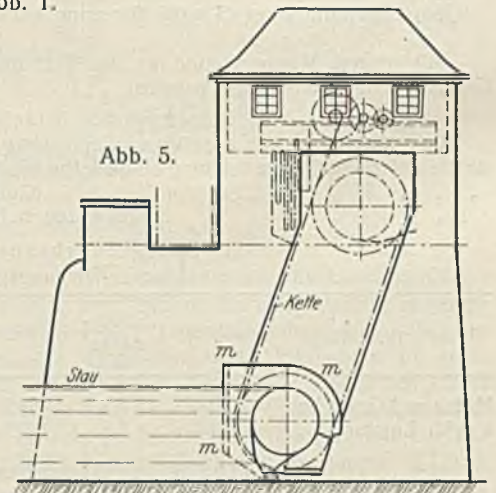


Abb. 5.

Der erste Teil von Metz bis d'Argancy ist 7,9 km lang und durch Ausbau des Moselbettes gewonnen. Der Teil von d'Argancy bis Port de l'Orne ist 11,4 km lang und ebenso wie der Teil zwischen d'Uckange und Thionville mit 48 km Länge als besonderer Kanal gebaut, während der zwischen Port de l'Orne und d'Uckange liegende 3,7 km lange Teil wieder durch Ausbau des Moselbettes gewonnen wurde. Das Moselbett wurde, soweit es der Schifffahrt dient, auf 40 m verbreitert und auf mindestens 2,6 m vertieft, wobei die schärfste Krümmung nach einem Halbmesser von 1000 m verläuft. Die ausgehobenen Kanalteile sind 25 m breit, der Grund ist nach der Mitte zu geneigt mit einer größten Tiefe von 3 m, die sich nach außen vermindert (Abb. 2).

Die Böschung ist treppenförmig mit einer Neigung von 3:2 der einzelnen Stufen. Der Kanal wird von mehreren Eisenbrücken von 32 m Länge überspannt, die eine kleinste Durchfahrhöhe von 5 m über WS haben. Das Kanalprofil unter den Brücken ist rechteckig, wobei die Seitenwände von den Brückenpfeilern gebildet werden. Die Treidelwege unter den Brücken sind 3,5 m breit und auf Parabelträgern bis zu 45 m

Wasserdurchlaß von 1,2 m Breite, der durch querstehende Eisenbetonwände in Stufen von 250 mm Höhe unterteilt ist und als Fischtreppe dient. Der Stau beider Wehre soll zur Wasserkraftgewinnung von 2500 bzw. 1600 PS hauptsächlich für den Treidelbetrieb dienen.

Die vier Schleusen sind alle gleich ausgeführt, sie sind 95 x 12 m groß und haben 2,8 m Wassertiefe. Der Kanal ist bei den Schleusen auf 38 m verbreitert. Die Schleusen sollen später auf 220 m verlängert werden, um Raum für einen Schleppzug von drei Kähnen zu je 1200 t zu bieten. Neben der Hauptschleuse im Abstände von 20 m ist eine Schlepperschleuse für die 350-t-Schlepper vorgesehen, die 40,5 m lang, 6 m breit ist und 2,8 m Wassertiefe hat. Der Raum zwischen den Schleusen ist in einzelne Kammern von 12 x 6 m zur Aufnahme von Schleppern unterteilt. Es ist ein Landungssteg von 60 m Länge vorgesehen, der aus Eisenbetonträgern von 2,2 m Höhe und 1 m Breite besteht, die auf Pfeilern von 4,6 m Länge und 1 x 1 m bzw. 1,7 x 1,7 m Querschnitt am Kopf bzw. Fuß ruhen. Der Landungssteg trägt einen Kettenschutz. Die Schleusenköpfe der Schlepperschleuse sind 12,8 bzw. 13,8 m breit und

dienen auch zur Aufnahme der Schleusentore. Die Schleusenwände sind aus Beton von 250 kg Zement auf 400 l Sand und 800 l Grobschlag hergestellt und mit einer 50 mm starken Stahlbetonschutzschicht versehen. Die beiden Wasserdurchlässe (1,5 x 2 m) jeder Schleusenwand sind durch ein Querstück in der stromaufwärts liegenden Tormauer verbunden, in der auch Rohre zur Aufnahme von elektrischen Leitungen liegen. Die Öffnungen der Wasserdurchlässe sind mit Jalousieverschlüssen versehen, die bei 280 mm Hub 1,5 m<sup>2</sup> freien Durchgang bieten. Die eine Schleusenwand besitzt einen dritten Wasserdurchlaß von 1,2 m Durchm., der mit dem Untergraben unmittelbar verbunden ist, während die Verbindung mit dem Obergraben von einem Rundschieber beherrscht wird. Die 12 m breiten, 3 m hohen Schleusentore laufen in T-Eisen und werden mittels Kettenzuges von einem 3-PS-Motor bedient.  
W. Schmid.

**Untersuchung ununterbrochen arbeitender Betonmischer.** Dem Bestreben folgend, auf Baustellen möglichst ununterbrochene Arbeitsweisen einzuführen, sind die entsprechenden Mischer entstanden, die entgegen den üblichen Trommelmischern mit absetzendem Arbeitsgang fortlaufend den Beton erzeugen. Besonders in Verbindung mit Förderbändern u. dgl., die den Beton zur Einbringungsstelle weiterleiten, zeigt sich der Vorteil dieser Betonherstellung, denn es wird dann die Eigenart der Bandförderung ausgenutzt. — Diese Mischer (von G. Anton Seelemann & Söhne) werden nicht nur für größere Leistungen (30 m<sup>3</sup>/h), sondern auch für kleine Mengen (3 m<sup>3</sup>/h) gebaut (Abb. 1). Die Mischstoffe werden durch Förderschnecken abgemessen, die das Mischgut aus den Füllbehältern zur Trommel bringen. Auf der Hauptantriebswelle des Mixers, die mit der Trommel stark verbunden ist, ist die Förderschnecke der Zuschlagstoffe angeschweißt. Die Zementförderschnecke besitzt dagegen eine Hohlwelle und dreht sich lose um die Hauptantriebswelle. Dadurch wird erreicht, daß die Drehzahl der Zementförderschnecke unabhängig von der Sand-Kies-Schnecke eingestellt werden kann. Die Füllbehälter für Zement und Sand-Kies sind zwecks leichter Reinigung umklappbar eingerichtet (Abb. 1).



Kleiner Betonmischer (3 m<sup>3</sup>/h) für ununterbrochene Betonherzeugung.

Mit diesen Mixern sind an der Technischen Hochschule Dresden Untersuchungen angestellt worden.

**I. Leistung des Mixers.**

Der Mittelwert aus drei Versuchen betrug:  
für die auf 65% Gesamtleistung eingestellte Sandförderschnecke 2,404 m<sup>3</sup>/h,  
" " " 35% " " Kiesförderschnecke 1,853 "  
" " " 100% " " eingestellten beiden Schnecken 4,271 "

**II. Energieverbrauch.**

Unter Einsetzen eines elektrischen Wirkungsgrades von 0,8 ergeben sich:

Belastungszustand	Spannung Volt	Stromstärke Amp.	Elektr. Leistung		Mech. Leistung
			Watt	PS	PS
Motor und Getriebe	440	1,8	792	1,08	0,87
4 m <sup>3</sup> /h Leistung . .	440	3,8	1672	2,27	1,82

**III. Eignung zur Betonbereitung.**

Die Untersuchung wurde als Vergleichsprüfung unter Verwendung der gleichen Baustoffe und der gleichen Betonmischung durchgeführt. Es wurde Betonmasse im ununterbrochen arbeitenden Mischer und Betonmasse in einer normalen Trommelmischmaschine bei einer auf das Leistungsvermögen der Maschine umgerechneten, gleichen Mischzeit wie beim ununterbrochen arbeitenden Mischer erzeugt. Dabei wurden folgende Baustoffe verwendet:

1. Portlandzement. Die Mittelwerte aus je fünf Versuchen betragen:

Alter . . . . .	Tage	7	28
Zugfestigkeit . . . . .	kg/cm <sup>2</sup>	23,7	50,4
Druckfestigkeit . . . . .	kg/cm <sup>2</sup>	268	485

2. Sand. Korngröße 1 bis 5 mm.

Bis 1 mm Korngröße	65% Anteile
" 2 " "	18% "
" 3 " "	9% "
" 5 " "	8% "

Abschlammbare Anteile bis 1,2% des Trockengewichtes.

3. Kies. Korngröße 5 bis 25 mm.

Unter 5 mm Korngröße	3% Anteile
" 7 " "	4% "
" 10 " "	10% "
" 12 " "	25% "
" 15 " "	45% "
" 20 " "	12% "
" 25 " "	1% "

Abschlammbare Anteile bis 0,4% des Trockengewichtes.

Die erzeugte Betonmasse in beiden Maschinen bestand aus 1 R.-T. Portlandzement, 1,75 R.-T. Sand, 3,25 R.-T. Kies und einem Gesamtwassergehalt von 9,8% des Trockengewichtes.

IV. Druckfestigkeit der Probewürfel (DIN 1048).

Gewicht = 18,9 bis 19,1 kg. Gedrückte Fläche = 400 cm<sup>2</sup>.

Alter Tage	Betonart (Mischung nach R.-T.) Raumteile	Wassergehalt des Trockengewichtes %	Wasser- zementfaktor	Druckfestigkeit	
				Einzel- werte kg/cm <sup>2</sup>	Mittel- werte kg/cm <sup>2</sup>
a) Betonmasse aus dem ununterbrochen arbeitenden Mischer.					
7	1 Portland- zement 1,75 Sand	9,8	0,79	135	136
				139	
				134	
28	3,25 Kies	9,8	0,79	225	229
				232	
				231	
b) Betonmasse aus einer normalen Trommelmischmaschine.					
7	1 Portland- zement 1,75 Sand	9,8	0,79	130	132
				132	
				134	
28	3,25 Kies	9,8	0,79	220	217
				221	
				211	

R. —

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1931. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studie- rende	b) Fach- hörer	c) Gast- hörer	Ins- gesamt <sup>1)</sup>	Davon:		
					Deutsche	Aus- länder	Aus- länder deutsch. Abkunft
Aachen . . . . .	957	14	302	1273 (1612)	1186	87	—
Berlin . . . . .	5751	143	448	6342 (6870)	—	—	—
Braunschweig . . . . .	1160	46	115	1321 (1424)	1251	70	—
Breslau . . . . .	804	32	102	938 (960)	—	—	—
Danzig . . . . .	1839	19	56	1914 (2014)	—	—	—
Darmstadt . . . . .	2557	47	289	2893 (3158)	2624	170	99
Dresden . . . . .	3980	54	171	4205 (4352)	3903	208	94
Hannover . . . . .	1813	38	113	1964 (2250)	1807	57	—
Karlsruhe . . . . .	1239	28	198	1465 (1410)	1331	118	16
München . . . . .	3927	17	156	4100 (4490)	3716	264	120
Stuttgart . . . . .	1888	30	294	2212 (2624)	2116	61	35

<sup>1)</sup> Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1930/31.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Bau- inge- neur- wesen	Archl- tektur	Ma- schl- nen- bau	Elek- tro- tech- nik	Chemie und Phar- mazie	Hütten- kunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen . . . . .	168	91	190	119	64	175	95
Berlin . . . . .	1166	666	1304	1212	306	85	494
Braunschweig . . . . .	133	112	199	144	176	—	396
Breslau . . . . .	151	25	218	143	79	67	72
Danzig . . . . .	389	184	387	275	171	—	230
Darmstadt . . . . .	352	233	659	521	239	—	553
Dresden . . . . .	307	351	933	279	—	—	2035
Hannover . . . . .	460	215	573	338	94	—	133
Karlsruhe . . . . .	223	231	375	224	128	—	58
München . . . . .	750	320	1425	291	—	—	714
Stuttgart . . . . .	403	515	430	170	177	3	190

Außerdem Bergbau: Aachen 55, Berlin 185, Breslau 49; Schiff- und Schiffmaschinenbau sowie Luftfahrzeugbau: Berlin 333, Danzig 203; Land- und Forstwirtschaft: Dresden 75, München 427 (einschl. Brautechn. Abt.).

**INHALT:** Die neue Muldenfütterlinie bei Olmchau (Sa.). — Zur Berücksichtigung der Geldindequenz bei Erdmassenberechnungen. — Der Abschluß und die teilweise Trockenlegung der Zuldersee. (Schluß). — Vermischtes: Schiffbarmachung der Mosel zwischen Metz und Thionville. — Untersuchung ununterbrochen arbeitender Betonmischer. — Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1931.

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