

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 13. April 1928

Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Kenntnis des Tidegebietes.

Von Oberbaurat Granzin, Hamburg.

Die außerordentliche Mannigfaltigkeit der Erscheinungen, die mit dem ständigen Wechsel von Ebbe und Flut verbunden ist, erschwert die Erkenntnis des Einflusses, den Bauausführungen im Tidegebiet auf die Höhe der Wasserstände im Gefolge haben. Den Küstenbewohnern und den Uferanliegern an Tideflüssen sind die Erscheinungen der Ebbe und Flut in der Regel zwar wohl vertraut, doch werden häufig gerade von ihnen die Stromregulierungsarbeiten und andere Maßnahmen der Wasserbauverwaltung in ihren Folgen falsch beurteilt und als die Ursachen für vermehrten Abbruch, höhere Überschwemmungen, Behinderung der Vorflut und andere Verschlechterungen bezeichnet, unter denen sie selbst zu leiden haben.

Die Bauverwaltung muß auf derartige Vorwürfe, an die mitunter auch noch Entschädigungsforderungen geknüpft werden, vorbereitet sein, wenn sie Bauausführungen im Tidegebiet vornimmt. Sie läßt deshalb regelmäßig Wasserstandsbeobachtungen und Peilungen und von Zeit zu Zeit Uferaufnahmen ausführen und wird, gestützt auf das hierbei gewonnene Material, meistens in der Lage sein, unberechtigte Entschädigungsforderungen abzuweisen. Insonderheit die Ergebnisse langjähriger Aufzeichnungen von selbstzeichnenden Flutmessern bieten in dieser Beziehung ein Beweismaterial von großem Wert.

Derartige Wasserstandsbeobachtungen sind nun für die deutsche Nordseeküste und die in die Nordsee mündenden Flüsse an einer ganzen Reihe von Orten schon seit Jahren angestellt worden. Durchschnittsergebnisse dieser Beobachtungen sind in der nachfolgenden Tabelle für eine Anzahl dieser Orte angegeben. Diese Zahlen sind für die Pegelorte 1 bis 9 der Schrift des Dr. Geerkens, „Küstensenkung und Flutbewegung in der deutschen Bucht“ (Landwirtschaftliche Jahrbücher 1926) entnommen. Für die Pegelorte 10 bis 13 stammen die Zahlen aus der Veröffentlichung des Strombaudirektors Plate über „die Einwirkung der Unterweserkorrektion auf die Landwirtschaft“ (Zeitschrift für Vermessungswesen 1926, S. 400). Die Angaben unter 14 bis 19 sind Durchschnittswerte aus den Beobachtungen, die in der Zeit von 1916 bis 1925 von der Wasserbaudirektion bzw. der Wasserstraßendirektion in Hamburg ausgeführt worden sind.

In den Spalten 6 bis 8 der Tabelle sind die Zahlen auf den mittleren Wasserstand bei Helgoland bezogen worden, und in Spalte 9 ist außerdem die Entfernung des betreffenden Ortes von Helgoland angegeben.

die Gegenwirkung des Oberwassers der Flüsse und andere Einflüsse hemmen die Flutwelle in ihrem Lauf, bringen sie allmählich zum Stillstand und lassen sie schließlich in die See zurückebben. Auf der 65 km langen Strecke von Helgoland bis Cuxhaven hat die Flutwelle nur noch eine durchschnittliche Geschwindigkeit von 800 m/Min. und auf der dann folgenden Strecke bis Hamburg nur noch eine solche von 350 m/Min.

Vergleicht man nun in der vorstehenden Tabelle die Flutgrößen der verschiedenen Orte miteinander, so findet man an zwei dicht beieinander liegenden Orten erhebliche Unterschiede. Von Helgoland aus nimmt die Flutwelle auf ihrem Wege nach den nächsten Küstenorten hin an Größe zu. Gleichzeitig mit dem Wachsen des Unterschiedes zwischen Niedrigwasser und Hochwasser findet aber noch ein Anheben des mittleren Wasserspiegels statt, das heißt desjenigen Wasserspiegels, der in der Mitte zwischen gewöhnlichem Hochwasser und gewöhnlichem Niedrigwasser liegt und der in der Spalte 7 der Tabelle für die verschiedenen Pegelorte angegeben ist.

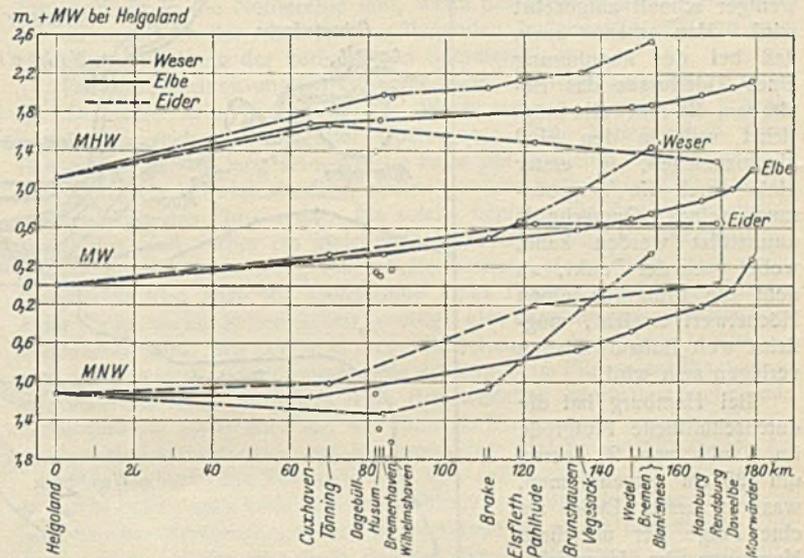


Abb. 1.

Noch besser als aus der Tabelle ist das verschiedene Verhalten der Flutwelle an den verschiedenen Orten aus Abb. 1 zu erkennen, in der die Höhen des MHW, des MW und des MNW als Ordinaten eingetragen sind, während die jeweiligen Entfernungen der betreffenden Orte von Helgoland die Abszissen bilden. Der mittlere Wasserstand bei Helgoland kann dabei gewissermaßen als mittlerer Wasserstand der Nordsee angesehen werden, wobei die Frage, ob nicht dieser Wasserstand der Nordsee überhaupt schräg, und zwar infolge der Einwirkung der vorherrschenden Winde aus westlichen Richtungen an seinem östlichen Rande absolut höher als am westlichen eingestellt ist, außer Betracht bleiben kann. Man sieht aus der Abbildung, daß sich das Mittelwasser von Helgoland aus nach den nächsten Pegelorten zu hebt. Dabei nimmt zunächst auch die Flutgröße überall zu. In der Weser, Elbe und Eider geschieht diese Zunahme bis zu einem Höchstwerte, nach dessen Erreichung die Flutgröße langsamer wieder abnimmt. Ob die Höchstwerte der Flutgrößen bei Weser und Elbe genau mit den Pegelstellen Bremerhaven und Cuxhaven zusammenfallen, oder ob das Flutintervall schon vor der Erreichung dieser Orte seinen Höchstwert überschritten hat, oder ob es diesen Wert erst oberhalb dieser Orte erreicht, wissen wir nicht. Es ist indessen nach der Lage der beiden Orte am inneren Ende einer trichterförmigen Bucht anzunehmen, daß nahe bei ihnen die Flutgröße ihren Höchstwert erreicht. In Tönning ist die Flutgröße bereits kleiner als in dem 10 km weiter nach See zu liegenden Verlorenhörn (Vollerwiek), für welchen Ort die Deutsche Seewarte in ihren Gezeitentafeln für 1927 das Flutintervall um etwa 30 cm größer angibt als für Tönning. Das ist indessen in der Abbildung nicht berücksichtigt, da mir genauere Angaben über Wasserstände bei Verlorenhörn fehlen.

Die Verminderung der Flutgröße im Zusammenhang mit der starken Abnahme der Geschwindigkeit der Flutwelle nach ihrem Eintritt in einen

Lfd. Nr.	Ort	MHW MNW (bezogen auf NN)		Flutgröße m	MHW MW MNW (bezogen auf MW Helgoland)			Entfernung von Helgoland km
		m	m		m	m	m	
1	Helgoland . . .	+ 0,71	- 1,53	2,24	+ 1,12	0	- 1,12	0
2	Dagebüll	+ 0,99			+ 1,40	+ 0,14	- 1,12	82
3	Husum	+ 1,30	- 1,90	3,20	+ 1,71	+ 0,11	- 1,49	83
4	Tönning	+ 1,25	- 1,42	2,67	+ 1,66	+ 0,32	- 1,01	70
5	Pahlhude	+ 1,08	- 0,61	1,69	+ 1,49	+ 0,64	- 0,20	123
6	Rendsburg	+ 0,88	- 0,40	1,28	+ 1,29	+ 0,65	+ 0,01	170
7	Cuxhaven	+ 1,27	- 1,57	2,84	+ 1,68	+ 0,26	- 1,16	65
8	Bremerhaven . . .	+ 1,57	- 1,74	3,31	+ 1,98	+ 0,32	- 1,33	84
9	Wilhelmshaven . .	+ 1,54	- 2,03	3,57	+ 1,95	+ 0,16	- 1,62	86
10	Brake	+ 1,64	- 1,48	3,12	+ 2,05	+ 0,49	- 1,07	111
11	Elsfleth	+ 1,72	- 1,21	2,93	+ 2,13	+ 0,66	- 0,80	119
12	Vegesack	+ 1,80	- 0,64	2,44	+ 2,21	+ 0,99	- 0,23	135
13	Bremen	+ 2,12	- 0,08	2,20	+ 2,53	+ 1,43	+ 0,33	153
14	Brunshausen . . .	+ 1,42	- 1,08	2,50	+ 1,83	+ 0,58	- 0,67	134
15	Wedel	+ 1,44	- 0,88	2,32	+ 1,85	+ 0,69	- 0,47	148
16	Blankenese	+ 1,46	- 0,78	2,24	+ 1,87	+ 0,75	- 0,37	153
17	Hamburg	+ 1,57	- 0,63	2,20	+ 1,98	+ 0,88	- 0,22	166
18	Mündung der Doveelbe	+ 1,64	- 0,45	2,09	+ 2,05	+ 1,00	- 0,04	174
19	Moorwärder	+ 1,71	- 0,14	1,85	+ 2,12	+ 1,20	+ 0,27	179

Etwa um dieselbe Zeit, wo in Helgoland Hochwasser eintritt, dringt der Scheitel der darauffolgenden Flutwelle um die Nordspitze von Schottland herum in die Nordsee ein. Mithin beträgt die Länge dieser Welle etwa 800 km und ihre Fortschrittsgeschwindigkeit durchschnittlich etwa 1 km/Min. Diese Geschwindigkeit der Flutwelle wird beim Anlaufen an die Küste und noch mehr beim Eindringen in die Flußmündungen sehr schnell vermindert. Das Ansteigen des Meeresgrundes nach der Küste zu, die Verengung der Strommündungen, das Ansteigen der Stromsohle,

Fluß scheint mir zu der Annahme zu berechtigen, daß bis zu dem Punkte, von dem ab die Flutgröße kleiner wird, der größte Teil der in der Flutwelle wohnenden lebendigen Kraft bereits aufgezehrt ist. Das wird besonders für den Fall gelten, wo der Spiegel des Hochwassers gleichzeitig seinen höchsten Stand erreicht wie bei der Eider, wo das mittlere Hochwasser von Tönning ab (vielleicht auch schon von Vollerwiek ab) ein landeinwärts gerichtetes Gefälle aufweist. Bei der Weser und der Elbe, wo der Wasserspiegel des Hochwassers auch nach Erreichung des Flutgrößen-Höchstwertes noch weiter ansteigt, wird man annehmen dürfen, daß die Welle beim Eindringen in diese Flußläufe noch eine größere lebendige Kraft besitzt, die sie befähigt, bei einer verhältnismäßig langsam vor sich gehenden Abnahme der Flutgröße bis weit stromaufwärts vorzudringen. Bis zu einer Entfernung von 110 km von Helgoland geschieht das Ansteigen des Mittelwasserspiegels in der Weser und in der Elbe in fast genau gleichem Maße, und erst von Brake ab aufwärts steigt der Mittelwasserspiegel der Weser sehr viel schneller als derjenige der Elbe. Man erkennt hieraus die Vorteile des größeren Wasserquerschnitts, der dem Eindringen der Flutwelle einen geringeren Widerstand entgegensezt als der kleinere Querschnitt, so daß die lebendige Kraft der Welle weniger schnell aufgezehrt wird. Man erkennt auch, daß bei der Regulierung eines Tideflusses das Bestreben, die Flutwelle möglichst weit in den Fluß hineinzuziehen, in erster Linie durch die Vergrößerung seines Querschnitts unterstützt werden kann, wobei auch der Punkt, an dem die Flutgröße einen Höchstwert erreicht, möglichst weit flußaufwärts zu verlegen sein wird.

Bei Hamburg hat die durchschnittliche Flutgröße im Laufe von 25 Jahren um 25 cm zugenommen, was in erster Linie als eine Folge der unterhalb Hamburgs im Hauptfahrwasser ausgeführten umfangreichen Baggerungen anzusehen ist. Ein sehr viel besseres Beispiel dafür, was in einem Tidefluß durch Verbreiterung und Vertiefung des Querschnitts zu erreichen ist, bietet aber die Weser. Hat doch nach den Angaben des Strombaudirektors Plate in dem oben bereits erwähnten Aufsätze die Flutgröße bei Bremen infolge der Stromerweiterung der Unterweser in der Zeit von 1886 bis 1924 um rd. 2,00 m zugenommen. Umgekehrt wird sich also die Flutgröße in einem Fluß oder sonstigen Gewässer vermindern müssen, sobald dessen Querschnitt durch Aufschlickung oder infolge anderer Einflüsse verringert wird.

Dieselbe Erscheinung wie bei der Eider, wo nach einem Ansteigen des Hochwassers in der Mündung beim Vordringen der Flutwelle in den eigentlichen Flußlauf alsbald ein Fallen ihres Scheitels eintritt, ist auch bei vielen Nebenflüssen der Tideströme zu beobachten. Beispielsweise erreichte das Hochwasser in der Lühe, einem linken Nebenfluß der Elbe, im Durchschnitt der Jahre 1921 bis 1925 an dem 11 km oberhalb der Mündung liegenden Flutmesser zu Horneburg nur eine um 18 cm geringere Höhe als an der Mündung. Diese Mündung liegt ungefähr 130 km von Helgoland entfernt. Auch bei der 9,5 km oberhalb der Lühe in die Elbe mündenden Este liegt das durchschnittliche Hochwasser in der Mündung meist etwas höher als bei dem 10 km oberhalb dieser Mündung liegenden Orte Buxtehude. In seinem Handbuche des Wasserbaues weist Engels ebenfalls darauf hin, daß in toten Seitenarmen und Nebenflüssen eines Tideflusses die Hochwasserlinie meistens nach oben hin fällt, daß also das Hochwasser am oberen Ende eines Seitenarmes oder Nebenflusses meistens nicht mehr die Höhe erreicht, die es an der Mündung hat.

Aus einem Vergleich der Wasserstände bei Bremerhaven, Cuxhaven und Tönning mit denen bei den Orten Wilhelmshaven, Husum und Dagebüll sehen wir dann weiter, daß der mittlere Wasserstand dort mehr gehoben

wird, wo die Flutwelle in eine Flußmündung eindringt, als an den Stellen, wo von der Landseite kein Wasserzufluß stattfindet. Wie aus der Tabelle hervorgeht, liegt der mittlere Wasserstand in Wilhelmshaven 16 cm tiefer als in Bremerhaven, der mittlere Wasserstand in Husum um 21 cm und in Dagebüll 18 cm tiefer als in Tönning. Für den Ort Dagebüll, der etwa 35 km nordnordwestlich von Husum gelegen ist, wird in den Jahrbüchern für Gewässerkunde nur das gewöhnliche Hochwasser, nicht auch das gewöhnliche Niedrigwasser angegeben. Das erstere liegt nach der Tabelle bei +0,99 m NN oder 1,40 m über dem Mittelwasser bei Helgoland. Nach den Gezeitentafeln der Deutschen Seewarte für 1927 ist das NW in Dagebüll ungefähr gleich dem NW bei Helgoland. Danach würde sich für Dagebüll ein MW ergeben, das 14 cm höher ist als dasjenige von Helgoland und noch 3 cm höher als dasjenige von Husum. Die Flutgröße beträgt bei Dagebüll nur rd. 2,50 m, ist also erheblich geringer als bei Husum.

Diese Zahlenangaben für Dagebüll stammen alle aus der Zeit vor der Erbauung des Hindenburgdammes. Von allen in dem hier behandelten Tidegebiet in letzter Zeit ausgeführten Bauarbeiten hat der Bau dieses Dammes ohne Zweifel das größte allgemeine Interesse gefunden. Welche Änderungen der Damm auf die Tideverhältnisse und die Wasserstände in seiner Umgebung ausübt, wird sich bald zeigen. Die Überlegungen, die die mit der Ausführung betraute Wasserbauverwaltung in dieser Hinsicht vor dem Beginn des Baues angestellt hat, und die dazu geführt haben, die Festlandsdeiche auf beiden Seiten des Dammes um ein gewisses Maß zu erhöhen, hat der Regierungsbaurat Dr.-Ing. Pfeiffer in einer Schrift „Untersuchungen über den Einfluß des geplanten Dammbaus zwischen dem Festlande und der Insel Sylt auf die Wasserhältnisse am Damm und der anschließenden Festlandsküste“ bekanntgegeben. Durch diese Unter-

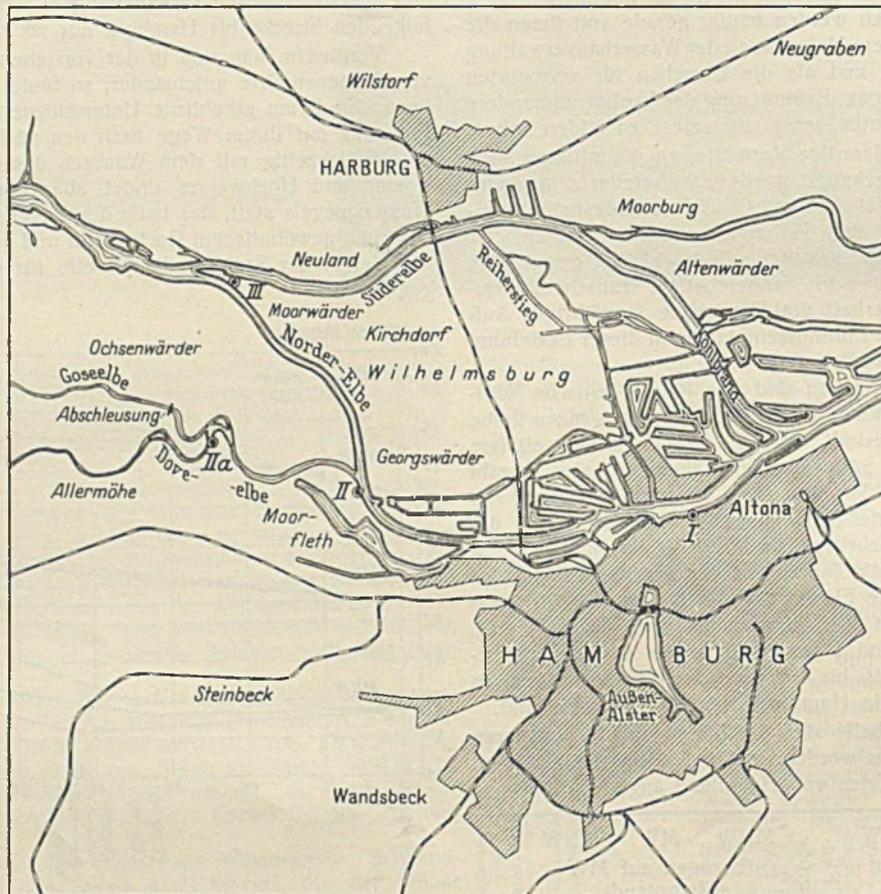


Abb. 2.

suchungen sollte vor allem festgestellt werden, ob und in welchem Ausmaße eine Erhöhung der Sturmfluten infolge des Dammbaus zu erwarten sei. Bezüglich des gewöhnlichen Hochwassers wird nur eine Erhöhung von 10 cm, d. h. von +0,85 auf +0,95 m NN erwartet. Ob diese Erwartung eingetroffen ist, wird man aus den nach Fertigstellung des Dammes angestellten Wasserstandsbeobachtungen schon jetzt annähernd festzustellen vermögen. Dr.-Ing. Pfeiffer hat in der erwähnten Schrift angegeben, daß das gewöhnliche Hochwasser in Dagebüll +1,29 m NN, in Südwesthörn +0,99 m NN, in Hoyerschleuse +0,75 m NN und bei List +0,51 m NN war. Ich führe das an, um darauf hinzuweisen, daß der Scheitel der zwischen dem Festlande von Schleswig-Holstein und der Insel Sylt vor der Erbauung des Hindenburgdammes hindurchströmenden Flutwelle ein erhebliches Gefälle von Süden nach Norden hatte, und daß, da in jeder Tide auch sehr viel mehr Wasser von Süden nach Norden als umgekehrt floß, mit Recht angenommen worden ist, daß sich die Flutwelle auf der Südseite des Dammes höher erheben wird als diejenige auf seiner Nordseite. Da der Scheitel der Flutwelle im allgemeinen von der Grenze des Wattenmeeres aus nach der Festlandküste zu ansteigt, und da das Ostende des Hindenburgdammes ungefähr ebenso weit von der Grenze des Wattenmeeres entfernt ist als der Ort Dagebüll, wird man für die Zukunft ungefähr mit der gleichen Höhe des gewöhnlichen Hochwassers an den beiden Orten rechnen müssen, da ja das Abfließen des Wassers zwischen Sylt und dem Festlande hindurch nach Herstellung des Dammes nicht mehr möglich ist, der Grund für das Auftreten eines Gefälles des Hochwasserspiegels nach Norden zu also fortgefallen ist. Vermutlich wird auch die Flutgröße am Ostende des Dammes zunächst dasselbe Maß aufweisen wie bei Dagebüll. Falls sich indessen die von den Zeitungen

gemeldete starke Aufschlickung fortsetzen sollte, wird sich die Flutgröße an dem Damm verringern müssen, sobald die zu ihrer Entwicklung erforderliche Wassertiefe nicht mehr vorhanden ist, und es ist möglich, daß dadurch gegenüber der durch andere Umstände bewirkten Erhöhung der Wasserstände ein Ausgleich geschaffen wird.

Ein viel weniger allgemein interessierendes Beispiel einer im Tidegebiet ausgeführten Abdämmung, die aber die Gemüter der in der Nähe wohnenden Landbewohner stark erregt hat und noch erregt, bietet die im Jahre 1925 von der hamburgischen Bauverwaltung ausgeführte Abdämmung oder Abschleusung der sogenannten Goseelbe.

Rd. 4 km oberhalb der Elbbrücken bei Hamburg mündet in die Norderelbe ein etwa 18 km langer toter Elbarm, die Doveelbe (Abb. 2). In diese mündet etwa 4 km oberhalb ihrer Mündung ein zweiter toter Elbarm, die Goseelbe. Der letztere Arm wurde in Verbindung mit der Herstellung einer künstlichen Entwässerung des südlich von ihm gelegenen Marschgebietes kurz oberhalb seiner Mündung in die Doveelbe durch einen mit einer Schiffahrtsschleuse versehenen, sturmflutfrei ausgeführten Damm abgeschlossen. Bevor diese Abschleusung ausgeführt wurde, konnte man von den Anliegern der Doveelbe die Ansicht vertreten hören, daß alles Wasser, das damals noch während der Flut in die Goseelbe einströmte, sich nach Ausführung der Abschleusung in die Doveelbe drängen müsse. Infolgedessen würde das Hochwasser in der Doveelbe einen höheren Stand erreichen, so daß besonders bei Sturmfluten mit einer erhöhten Gefährdung der Deiche zu rechnen sei. Das Jahr 1926, in dem die Außendeichländereien nicht nur an der Oberelbe, sondern auch an der Doveelbe wochenlang überflutet wurden, schien die Richtigkeit dieser Ansicht zu bestätigen.

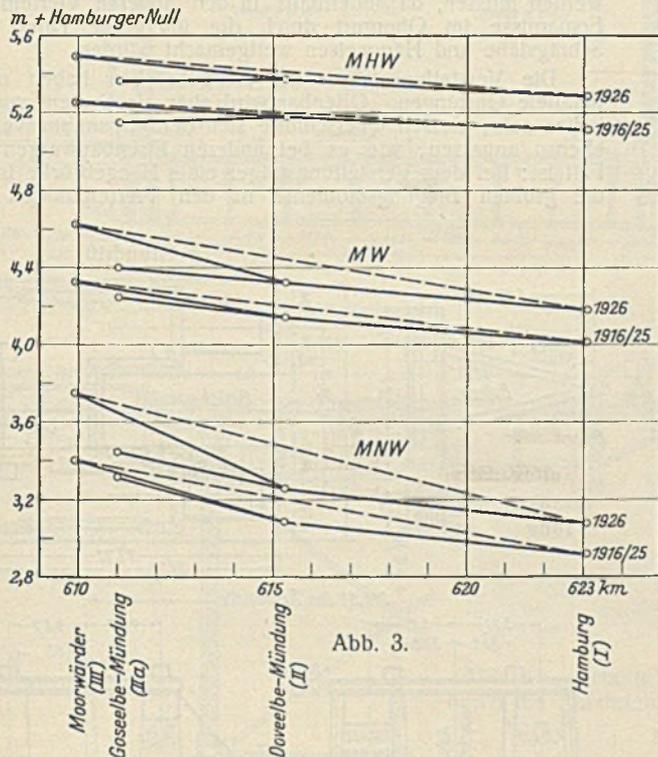


Abb. 3.

Nun befinden sich selbstzeichnende Flutmesser sowohl in unmittelbarer Nähe der Mündung der Doveelbe an der Norderelbe wie auch 4,5 km oberhalb dieser Mündung an der Doveelbe selbst; sie sind in Abb. 2 mit II und IIa bezeichnet. Die nächsten selbstzeichnenden Flutmesser der Norderelbe befinden sich rd. 8 km unterhalb der Mündung der Doveelbe in Hamburg (I) und rd. 5 km oberhalb derselben Mündung in Moorwärd (III). In Abb. 3 sind die durchschnittlichen Beobachtungsergebnisse des Jahres 1926 für MHW, MW und MNW an diesen vier Flutmessern mit den durchschnittlichen Beobachtungsergebnissen aus den Jahren 1916 bis 1925 in Vergleich gestellt. Während im Jahre 1926 das gewöhnliche Hochwasser in Hamburg 18 cm und in Moorwärd 24 cm höher war als im Durchschnitt der Jahre 1916 bis 1925, war das Hochwasser an der Mündung der Doveelbe im Jahre 1926 nur 20 cm höher als in den

Jahren 1916 bis 1925, obwohl es 21,6 cm höher hätte sein müssen, wenn sich die Erhöhung auf der Strecke von Hamburg bis Moorwärd gleichmäßig wachsend eingestellt hätte. Für das NW kommt eine Erhöhung um 16 cm bei Hamburg, um ebensoviel bei der Mündung der Doveelbe und um 35 cm bei Moorwärd in Betracht, während bei einem gleichmäßigen Anwachsens der Erhöhung auf der Strecke von Hamburg bis Moorwärd die Erhöhung bei der Mündung der Doveelbe statt 16 cm 27,6 cm hätte betragen müssen. Es ist also an der Mündung der Doveelbe eine relative Senkung des HW von 1,6 cm, des NW von 11,6 cm zu verzeichnen.

Damit in der Abbildung die relative Erniedrigung der Wasserstände bei der Mündung der Doveelbe oder dem Flutmesser II leichter erkennbar wird, sind die gestrichelten Verbindungslinien zwischen den Koordinatenendpunkten bei den Flutmessern I und III gezogen. Daß das Mittelwasser in der Doveelbe selbst ebenfalls niedriger geworden ist, erkennt man ohne weiteres aus dem Vergleich der Wasserstände beim Flutmesser IIa. Während das MHW hier ungefähr seinen früheren Stand beibehalten hat, keinesfalls aber gestiegen ist, zeigt das MNW im Verhältnis zum MNW beim Flutmesser II eine auffallende Absenkung. Diese Absenkung ist selbstverständlich ebenfalls nur vorhanden im Vergleich mit den Wasserständen bei den Flutmessern I und III, während der absolute Niedrigwasserstand der Doveelbe im Jahre 1926 um 12 cm höher war als im Durchschnitt der vorangegangenen 10 Jahre.

Da die Wasserstände in der Doveelbe ebenso wie in der Oberelbe auch im Jahre 1927 außerordentlich hoch gewesen sind, gibt das den Anliegern der Doveelbe immer erneuten Anlaß zum Vorbringen ihrer Klagen über die Abschleusung der Goseelbe und die für sie damit verbundenen Schädigungen. Als Heilmittel gegen diese Schädigungen verlangen sie die schnelle Abschleusung der Doveelbe möglichst an deren Einmündung in die Norderelbe und, wenn das nicht möglich sein sollte, für die unterhalb der Abschleusung liegenden Außendeichländereien zum mindesten Erhöhung der vorhandenen Sommerdeiche.

Daß die Abschleusung der Goseelbe in der unterhalb gelegenen Strecke der Doveelbe keine Erhöhung des Wasserstandes hervorrufen konnte, ergibt sich auch aus folgender Überlegung. Alle Seitenbecken eines Flusses, mögen sie lang sein, wie im Falle der Goseelbe, oder mögen sie kurz sein, wie bei Hafenbecken, stellen gewissermaßen eine Querschnittsverbreiterung des Flusses dar. Als solche hemmen sie den Wasserabfluß. Wenn der Fluß vorher ein gleichmäßiges Gefälle hatte, so bekommt die Gefälleanlinie bei Ausführung eines Seitenbeckens einen Knick nach oben. Umgekehrt wird auch die Gefälleanlinie eines Flusses gesenkt werden an einer Stelle, wo ein Seitenbecken beseitigt, also entweder zugeschüttet oder abgedämmt wird. Ich mache in dieser Beziehung noch auf Abb. 1 aufmerksam, wo sich in der Niedrigwasserlinie der Elbe beim Flutmesser Blankenesee ein deutlicher Knick nach oben zeigt, der zweifellos auf die dort beginnende Stromspaltung sowie auch auf die oberhalb Blankeneses von der Elbe abzweigenden Hafenbecken des hamburgischen Hafens zurückzuführen ist.

Wie wertvoll das Vorhandensein von selbstzeichnenden Flutmessern in vielen Fällen sein kann, um einwandfrei die infolge einer Bauausführung einsetzenden Veränderungen der Wasserstände an einem bestimmten Orte festzustellen, dürfte aus dem Beispiel der Abschleusung der Goseelbe genügend hervorgehen. Wenn nicht die Oberelbe zwei Jahre hintereinander außergewöhnliches Oberwasser geführt und dabei die Doveelbe mit beeinflußt hätte, dann hätten sich wahrscheinlich längst die Gemüter der Uferanlieger der Doveelbe beruhigt.

Diese Schilderung der Wasserstandsverhältnisse im Tidegebiet will ich nicht abschließen, ohne darauf hinzuweisen, daß sich in dem hier behandelten Küstengebiet seit Jahren schon eine allmähliche Zunahme der Höhe der gewöhnlichen Wasserstände hat beobachten lassen. So hat sich der mittlere Wasserstand in Cuxhaven gegenüber dem Durchschnitt der Jahre 1870 bis 1879 um 15 cm im Durchschnitt der Jahre 1916 bis 1925 gehoben, während die Flutgröße in der gleichen Zeit von 2,82 m auf 2,88 m gewachsen ist. Ob es sich hierbei um eine allmähliche Senkung der deutschen Nordseeküste handelt, oder ob nicht vielmehr kosmische Einflüsse diese Erhebung des Wasserspiegels bewirkt haben, ist bisher noch nicht klargestellt worden. Bei den weiteren in dieser Beziehung anzustellenden Untersuchungen wird es notwendig sein, auch die Wasserstandsbeobachtungen an der holländischen und vor allen Dingen an der englischen Küste mit zu Rate zu ziehen und festzustellen, ob in diesen Ländern ebenfalls Änderungen des mittleren Nordseewasserspiegels beobachtet worden, und in welchem Sinne diese Änderungen eingetreten sind.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hängebrücke von Florianopolis in Brasilien.

Die jetzt vollendete Hängebrücke bei Florianopolis ist mit einer Spannweite von 339,66 m die längste Brücke Südamerikas und die längste Augenstab-Hängebrücke der Welt. Sie wurde für die Regierung des brasilianischen Staates Santa Katharina gebaut, kreuzt den schmalen Arm des Atlantischen Ozeans zwischen dem Festlande und der vorgelagerten Insel Santa Katharina und dient dem Straßen- und Straßenbahnverkehr, ferner zur Aufnahme eines Hauptrohres für die Wasserversorgung von

Florianopolis, das auf der Insel liegt und die Hauptstadt des genannten Staates ist.

Die Brücke ist in der „Bautechnik“ 1924, Heft 2, schon kurz besprochen. Im Maiheft von „Proceedings“ 1927 veröffentlichten Steinmann u. Grove einen vollständigen Bericht, dem wir folgendes entnehmen.

Das Bauwerk ist bemerkenswert als die erste Hängebrücke, bei der eine erhebliche Versteifung und Verbilligung der Konstruktion dadurch

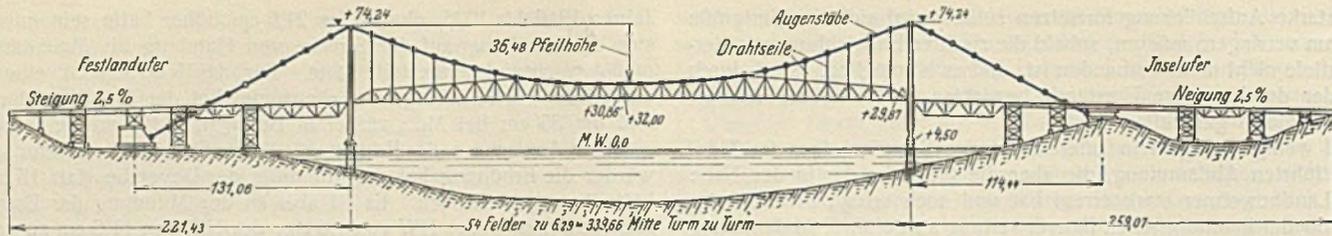


Abb. 1. Gesamtschema.

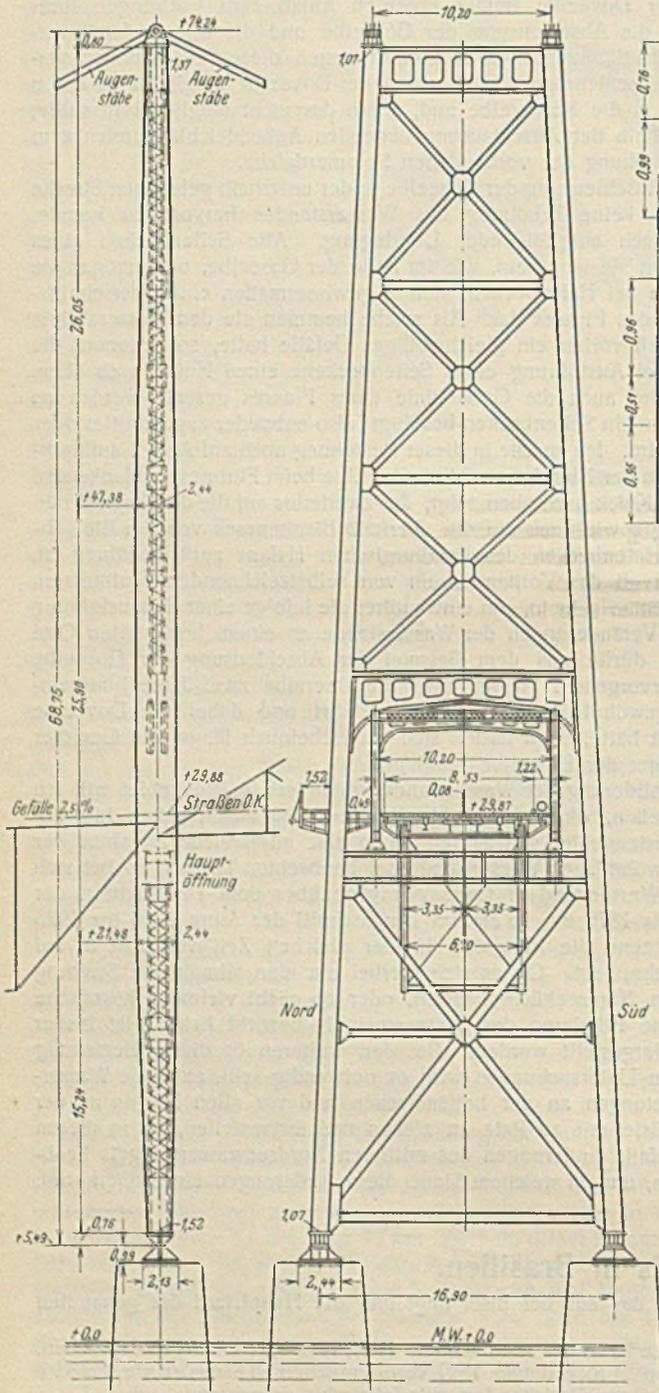
erreicht wurde, daß die Hängeglieder gleichzeitig in die obere Gurtung des Versteifungsträgers einbezogen sind, die demzufolge auch nicht, wie üblich, parallel zum Untergurt, sondern unter Anpassung an die Biegelinie der Kette gestaltet ist. Eine weitere, erhebliche Werkstoffersparnis bringende Besonderheit sind die Pendeltürme, die hier zum ersten Male für eine Hängebrücke verwendet wurden. Ferner kamen bei der Brücke zum ersten Male Augenstäbe aus einem neuen, hochgekohlten Stahl mit einer Streckgrenze von 5274 kg/cm² und darüber und einer zulässigen Beanspruchung von 3516 kg/cm² zur Anwendung. Der Preis hierfür entsprach bei der Ausschreibung demjenigen für das billigste Angebot auf Drahtkabel.

Der ursprüngliche Entwurf einer Hängebrücke üblicher Art hatte in starkem Wettbewerb mit dem einer Auslegerbrücke gestanden, die erwähnten Änderungen gaben jedoch den Ausschlag zu ihren Gunsten.

Das Verfahren beim Zusammenbau der Augenstabskette und der Versteifungsträger ohne Lehr- und Arbeitsgerüst mit Hilfe eines Baukabels ist als völlig neu und als zweckmäßig zu bezeichnen; während der ganzen Bauzeit ist kein Verlust an Menschenleben zu beklagen gewesen.

Abb. 1 stellt schematisch die Brücke mit den Anfahrten dar, deren Gesamtlänge auf dem West- oder Festlandufer 221,43, auf dem Ost- oder Inselufer 259,07 m beträgt, so daß die volle Länge des Bauwerks rd. 820 m erreicht. Bei den üblichen Hängebrücken trifft das die Zugspannungen aufnehmende Hängekabel nur in der Mitte den Obergurt des Versteifungsträgers, in dem vor allem Druckspannungen auftreten. Ein solches Nebeneinander zweier wichtiger, ganz verschieden beanspruchter Bauglieder bedingt offenbar einen starken Werkstoffaufwand. Vereinigt man die beiden Teile des Bauwerks wenigstens teilweise, so ergibt sich eine Verminderung der entgegengesetzt gerichteten Spannungen, d. h. eine Verminderung der Zugspannung in Kettenmitte und der Fortfall des betreffenden Obergurtteils. Diese Ausnutzung der Aufhängung für die obere Gurtung des Versteifungsträgers wird allerdings auf die mittlere Hälfte der Spannweite beschränkt werden müssen, da andernfalls in den äußeren Vierteln die Ersparnisse im Obergurt durch die übergroße Länge der Schrägstäbe und Hängeeisen wettgemacht würden.

Die Versteifungsträger der Hängebrücken haben meist parallele Gurtungen. Offenbar wird aber ein System vorteilhafter sein, dessen Querschnitte sich dem Spannungsverlauf ebenso anpassen, wie es bei anderen Eisenbauwerken der Fall ist: Bei dem Versteifungsträger einer Hängebrücke treten die größten Biegemomente in den Viertelpunkten auf,



a) Seitenansicht. b) Vorderansicht.
Abb. 2. Einzelheiten der Pendeltürme.

c) Pendelaufleger.

d) Wagerechter Schnitt durch die Turmsäulen.

e) Kettenauflager.

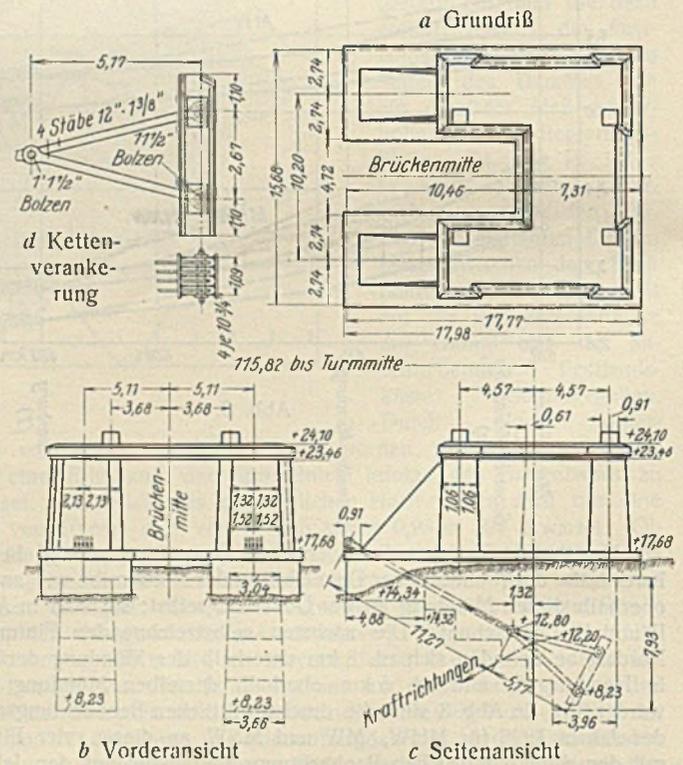


Abb. 3.

Betonwiderlager für die Verankerung der Hängeketten.

folglich muß dort auch sein Querschnitt am größten sein, nach der Mitte und den Enden aber abnehmen. Außerdem ist bei einer derartigen Ausbildung die Gleichmäßigkeit der einzelnen Gurtstäbe und damit weitere Ersparnis leichter zu erzielen. Weiterhin ist die wechselnde Trägerhöhe von erwünschtem Einfluß auf die Verminderung der Schwingungswirkungen: Dieser Einfluß ist im vorliegenden Fall und unter den üblichen Belastungsannahmen in den Viertelpunkten am stärksten und von der hier vorhandenen Trägerhöhe abhängig.

Die Brücke von Florianopolis stellt zwar die erste Ausführung ihres Systems dar, die diesem zu Grunde liegenden Grundsätze sind jedoch seit geraumer Zeit bekannt: Bereits 1895 besprach Landsberg einen derartigen Vorschlag für eine Rheinbrücke bei Bonn, 1907 arbeitete

L. S. Moissciff den ähnlichen Entwurf einer Brücke mit 430 m Haupt- und 215 m Seitenöffnung aus, und 1911 entwickelte R. Sonntag ähnliche Grundsätze im Juliheft der Zeitschrift „Eisenbau“.

Für Amerika neu ist auch die Bauart der Pendeltürme, die bisher von größeren Brücken nur die 1903 gebaute Elisabeth-Brücke in Budapest und die 1915 vollendete Rheinbrücke in Köln aufweisen.

Die nach Art einer Pendelsäule konstruierten Türme stellen technisch und wirtschaftlich einen erheblichen Fortschritt dar. Sie schließen die Biegungsbeanspruchungen infolge des Kettenzuges aus, ermöglichen mithin erhebliche Querschnittersparnis und vermeiden die Schwierigkeiten bei der Montage, die die Verlegung der Kette auf den vorher in voller Turmhöhe aufgebrauchten Seilrollen notwendig bot.

Wie Abb. 2 zeigt, hat der Turm eine Höhe von 68,75 m, eine untere Breite von 16,90 m und eine obere von 10,20 m, die der Fahrbahnbreite und dem mittleren Abstände der Versteifungsträger entspricht, so daß die Kabel in lotrechter Ebene hängen. Die Türme sind auf eine größte wagerechte Belastung von 1752 t für jede Kette berechnet, was auf jede

Die Fahrbahn der Brücke ist in Abb. 4a u. 4b dargestellt: Sie trägt einen Fahrdamm von 8,53 m Breite, in dessen Mitte ein Straßenbahngleis von 1,0 m Spurweite läuft, und einen an der Nordseite 2,74 m weit ausragenden Gehweg. An der Südseite ist die 0,56 m weite Trinkwasserleitung gelagert.

Abb. 4a. Schnitt durch die Mittelöffnung.

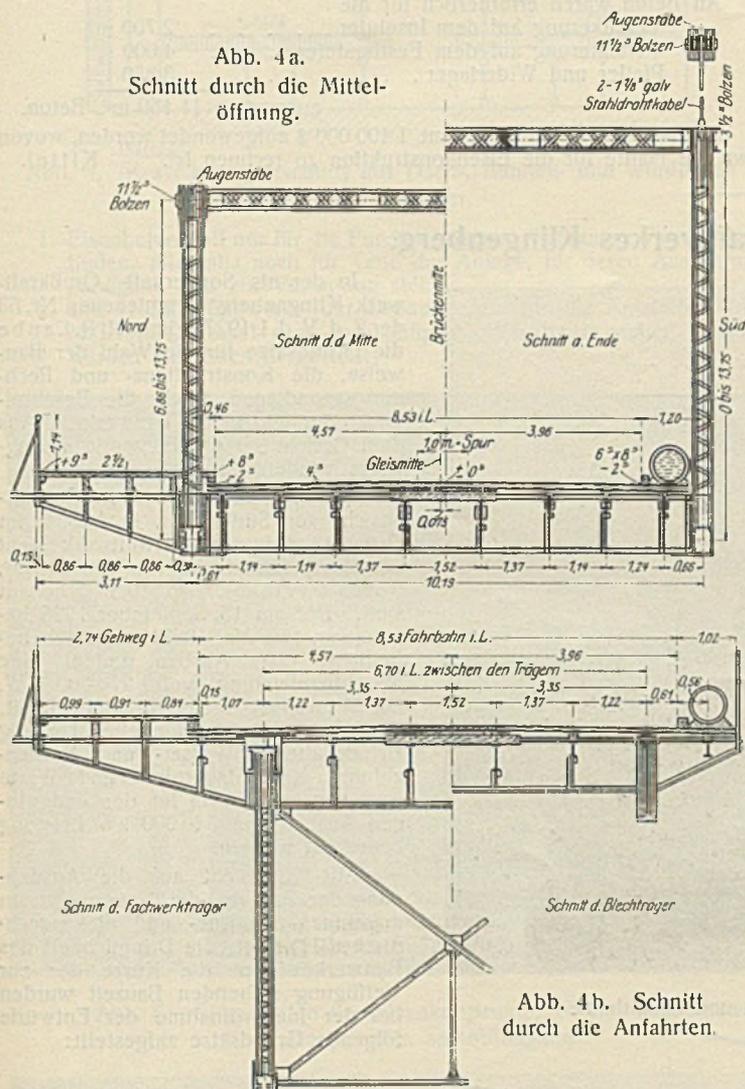


Abb. 4b. Schnitt durch die Anfahrten.

der Turmsäulen eine senkrechte Belastung von 1720 t macht, zu der für die unteren Felder der Türme noch die senkrechten Lasten des Versteifungsträgers mit 109 t und diejenigen der Überbauten für die Anfahrten mit 136 t kommen. Die Türme erhalten ferner an der Spitze einen größten Seitendruck von 34 050 kg, der aus dem von den Ketten übertragenen Winddruck herrührt, im unteren Teil seitliche Belastungen von 86 260 kg aus dem Winddruck auf das Fachwerk der Träger. Der andernfalls zu diesen Lasten noch hinzukommende und eine beträchtliche Verstärkung der Turmquerschnitte erfordernde, an der Spitze angreifende Kettenzug wird durch diese Wahl der Auflagerung ausgeschaltet.

Die Betonblöcke für die Verankerung der Ketten sind in Abb. 3 dargestellt, sie haben zwecks möglichst großer Wirksamkeit \square -förmigen Grundriß und Hauptabmessungen von etwa 18,0 · 15,70 m; der Ankerblock auf dem Ost- (Insel-) Ufer konnte auf festen Felsen gegründet werden, während der andere auf dem Festlandufer eine Gründung auf Pfählen erforderte, von denen ein Teil der vorderen — etwa 25% der Gesamtzahl — in Richtung der Druckresultanten geschlagen wurde.

Die vier Hauptpfeiler für die Kettentürme sind in Beton ausgeführt, haben zylindrische Form, 4,88 m Durchm. im Schaft und 5,18 m am Kopf, und ruhen auf 9,1 · 9,1 m großen Fundamenten. Diese geringen Abmessungen sind ebenfalls ein Ergebnis der oben erörterten Auflageraus-bildung. Mit der Gründung wurde im Frühjahr 1923 begonnen: Sie gestaltete sich infolge ungünstiger Untergrund- und Uferverhältnisse anfänglich schwierig und machte umfangreiche und sorgfältige Spundwandarbeiten notwendig.

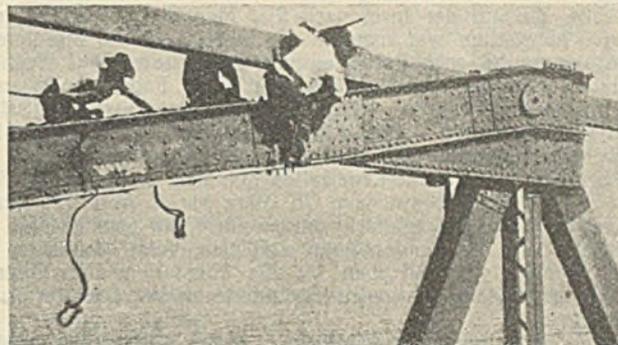


Abb. 5. Zusammenbau des Obergurtes.

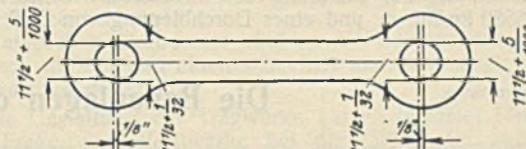


Abb. 6. Augenstab.

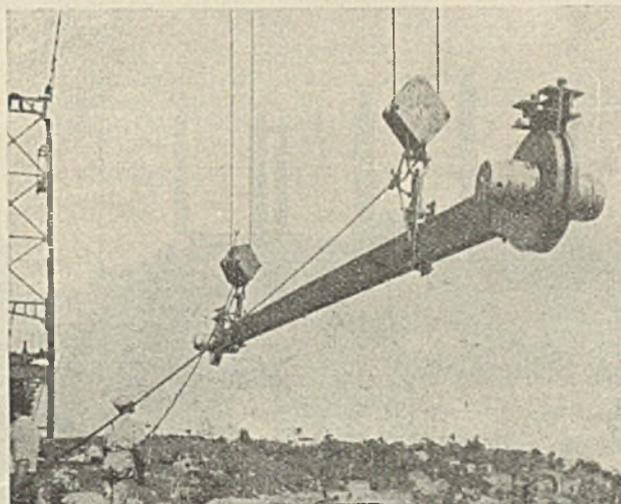


Abb. 7. Hissen und Versetzen eines Augenstabes.

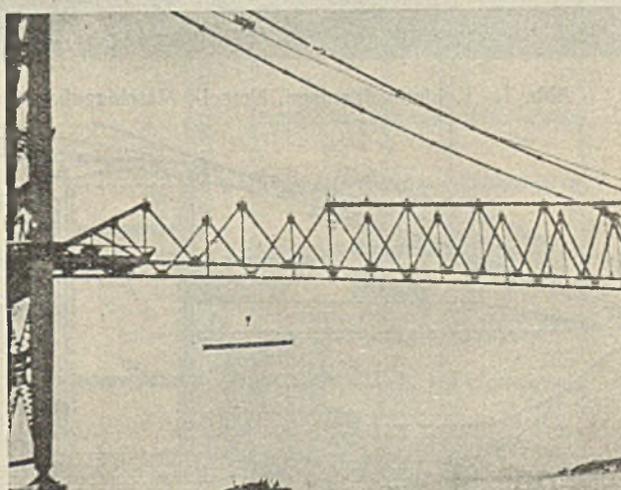


Abb. 8. Zusammenbau des Versteifungsträgers mit Hilfe eines Baukabels.

Die Bauaufnahme, Abb. 5, zeigt eine Einzelheit von dem Zusammenbau des Obergurtes, nämlich die Verbindung der Augenstäbe der Kette mit dem \square -Eisen des Fachwerks. Abb. 6 gibt Gestalt und Maße eines Augenstabes wieder. Abb. 7 zeigt das Hissen und Versetzen eines solchen, bereits mit den Verbindungsbolzen versehenen Augenstabes. Abb. 8 endlich stellt die Montage des Versteifungsträgers von einem einseitig von Turm zu Turm gespannten Baukabel dar und läßt ebenfalls den schon in Abb. 7 gezeigten Einbau der Augenstäbe der Kette in den Obergurt des Trägerfachwerks erkennen.

Der Gang der Arbeiten war folgender:

Nach Herstellung der Fundamente und Pfeiler begann man am 25. Juli 1924 mit dem Einrichten der Baustelle und dem Aufstellen der Maschinen und Geräte, die übrigens eine siebenwöchige Reise von New York her zu machen hatten. Alsdann begannen die Arbeiten an den beiden Anfahrten, von denen die landseitige (Abb. 1) nach drei Monaten am 8. November 1924, die auf der Insel nach 2 1/2 Monaten am 5. Januar 1925 fertig war. Inzwischen war man an das Aufstellen und Montieren der Türme gegangen, die nach Bauzeiten von sechs bzw. fünf Wochen am 27. Dezember 1924 auf dem Festlande und am 1. Februar 1925 auf dem Inselufer fertiggestellt waren. Nachdem auf ihrer Spitze die Seilrollen eingebaut und das nötige Gerät für die Hissung und Verlegung der Ketten aufgestellt war, wurde zunächst die nördliche, darauf die südliche Kette zusammengesetzt und auf die Lagerrollen gebracht, was vom 23. Februar bis zum 7. März 1925 bzw. vom 26. März bis 2. April 1925 dauerte. Sehr schnell wurde das Trägerfachwerk montiert; für Streben und Untergurt erforderte dies 14 Stunden beim südlichen, beim nördlichen Träger nur je 10 Stunden, während man für die Herstellung des Obergurtes 18 Stunden benötigte. Im ganzen erforderte dieser Teil der Arbeiten 45 Arbeitstage.

Bis zur Herstellung der sämtlichen, etwa 50 000 Niete zählenden Anschlüsse mußten die Ketten künstlich durch Aufbringen von Sandlasten beschwert werden bis zur Erzielung der im Entwurf vorgesehenen Belastung von 6550 kg/lfd. m und einer Durchbiegung von 36,6 m, die zur

Herstellung der Anschlüsse erforderlich und durch das nur 4465 kg/lfd. m betragende Eigengewicht allein nicht erreichbar war.

Als letzter Teil der Arbeiten war der Anstrich am 31. August 1925 vollendet, so daß die Aufstellung der Eisenkonstruktion im ganzen fast genau 14 Monate dauerte, wovon die eigentliche Montage etwa ein Jahr erforderte hatte. Verbaut sind für die Hängebrücke von Florianopolis:

Ketten: Augenstäbe und Bolzen	780 t
Brücke: Fachwerkträger	840 „
Fahrbahn	420 „
Türme: Säulen und Querverband	830 „
Lager	90 „
Verankerung: Augenstäbe und Träger	110 „
Anfahrten: Überbauten	960 „
Fachwerkpfeiler	290 „
Verschiedenes: Geländer usw.	80 „
zusammen 4 400 t Baustahl.	

An Beton waren erforderlich für die	
Verankerung auf dem Inselufer	2 700 m ³
Verankerung auf dem Festlandufer	4 600 „
Pfeiler und Widerlager	3 850 „
zusammen 11 150 m ³ Beton.	

An Baukosten sind insgesamt 1 400 000 \$ aufgewendet worden, wovon etwa die Hälfte für die Eisenkonstruktion zu rechnen ist. Kittel.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bauanlagen des Großkraftwerkes Klingenberg.

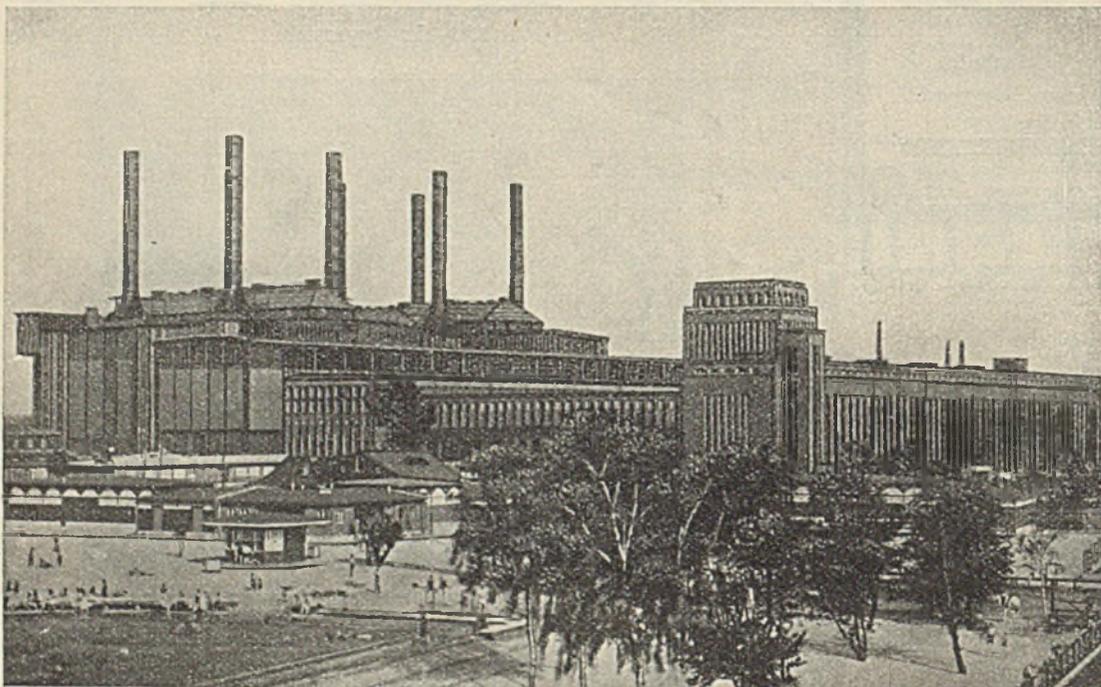
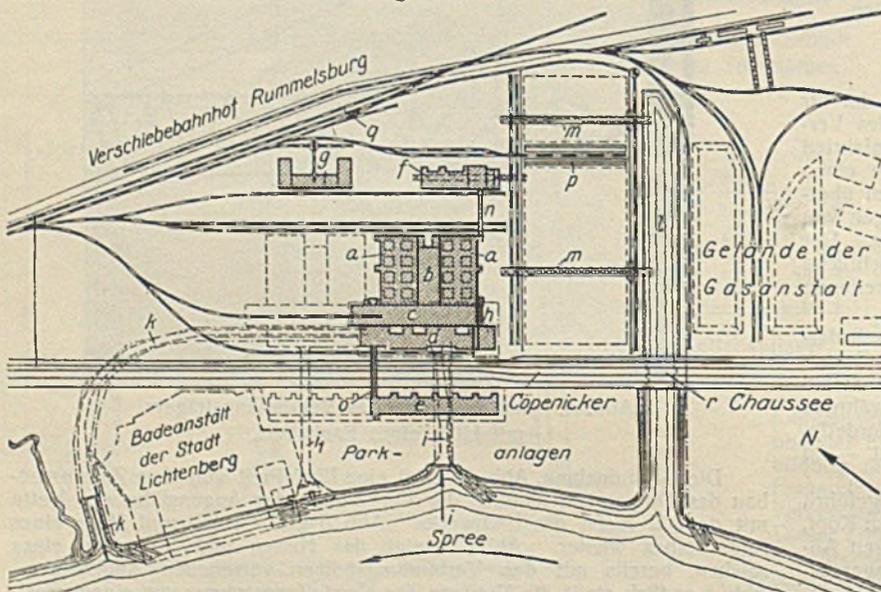


Abb. 1. Kohlenmahlanlage, Kessel-, Maschinenhaus nebst Vorbau und Schallhaus.

In der als Sonderheft „Großkraftwerk Klingenberg“ erschienenen Nr. 53 der Z. d. V. d. I. 1927 behandelt R. Laube die Grundsätze für die Wahl der Bauweise, die Konstruktions- und Rechnungsgrundlagen sowie die Beschreibung der einzelnen Bauwerke. Aus dem Bericht sei das Folgende auszugsweise wiedergegeben:

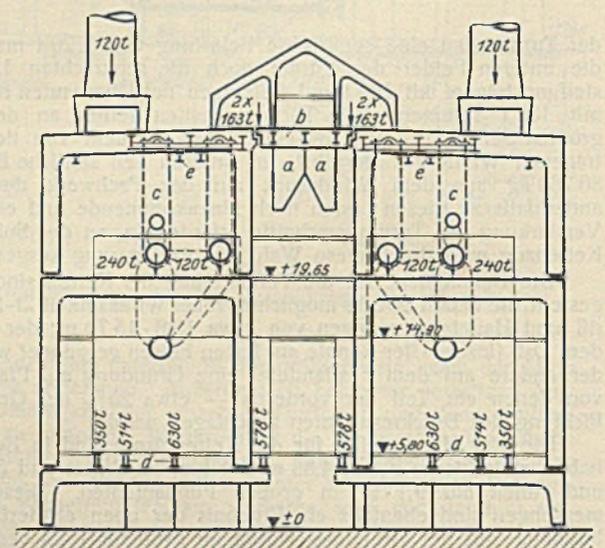
Das in Abb. 1 in der Gesamtansicht von Süden her, in Abb. 2 im Grundriß dargestellte Kraftwerk steht auf einem Grundstück von 198 200 m², wovon 20 716 m², also 10,5% bebaut sind. Der am 15. September 1925 begonnene, seit Mai 1927 im Betrieb befindliche erste Ausbau umfaßt eine Maschinenleistung von 270 000 kW. Die Anordnung bietet die Möglichkeit, das Werk auf den doppelten Umfang zu erweitern; Wasser- und Kohlenzufuhr, Kohlenlagerplatz und Warte sind von vornherein für den endgültigen Ausbau von 540 000 kW Leistung bemessen worden.

Mit Rücksicht auf die Ausdehnung der Anlage, die Neuerungen in maschinen-, wärme- und elektrotechnischer Hinsicht, die Dringlichkeit des Bauwerkes und die Kürze der zur Verfügung stehenden Bauzeit wurden bei der Inangriffnahme der Entwürfe folgende Grundsätze aufgestellt:



a Kesselhäuser. b Vorwärmanlage. c Turbinenhaus. d Anbau für Pumpen-, Sieb-, Umformer-, Umspanner- und 6000-V-Anlage. e 30 000-V-Schallhaus. f Kohlenmahlanlage. g Werkstatt und Lager. h Wohlfahrts- und Bureaugebäude. i Bestehender Kühlwasser-Einlaufkanal. l Einlaufkanal für den Erweiterungsbau. k Bestehender Kühlwasser-Auslaufkanal. l Stichkanal für Kohlenzufuhr. m Kohlenlagerplatz-Brücken. n Verbindungsbrücke für Kohlenstaubleitung, o Verbindungsbrücke für Kabel. p Schüttgruben für Bahntransport der Kohle. q Anschlußgleise. r Straßenbrücke über den Stichkanal.

Abb. 2. Lageplan des Großkraftwerkes.



a Kohlenstaubbunker. b Koppelträger. c Aufhängung der Kesseltrommeln. d Trägerrost für den Kessel. e Laufkatzenträger.

Abb. 3. Kesselhausquerschnitt mit den Einzellasten für ein Binderpaar.

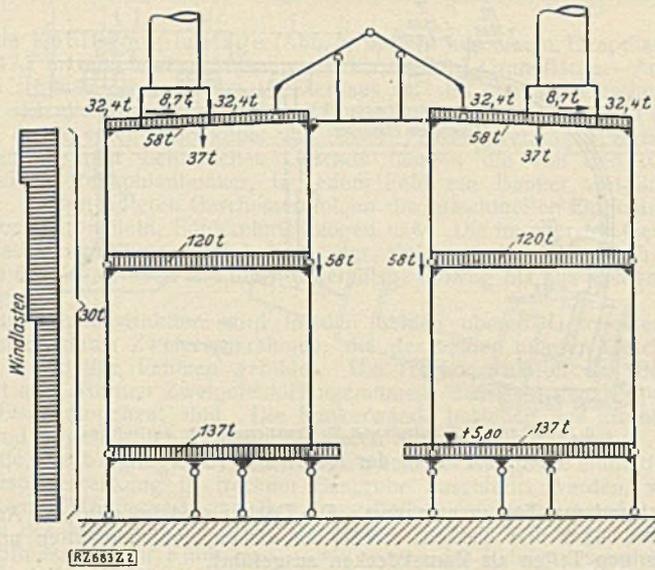


Abb. 4. Kesselhausquerschnitt mit Dach-, Bühnen- und Windlasten für einen Binder.

1. Eisenbeton soll nur für die Fundamente und Tiefbauten Verwendung finden, allenfalls noch für Teile der Anlage, für deren Ausführung genügend Zeit zur Verfügung steht;
2. alle Hochbautragwerke der Gebäude, die für die Aufstellung der Maschinen, Kessel usw. rechtzeitig zur Verfügung stehen müssen, werden aus Eisen hergestellt;

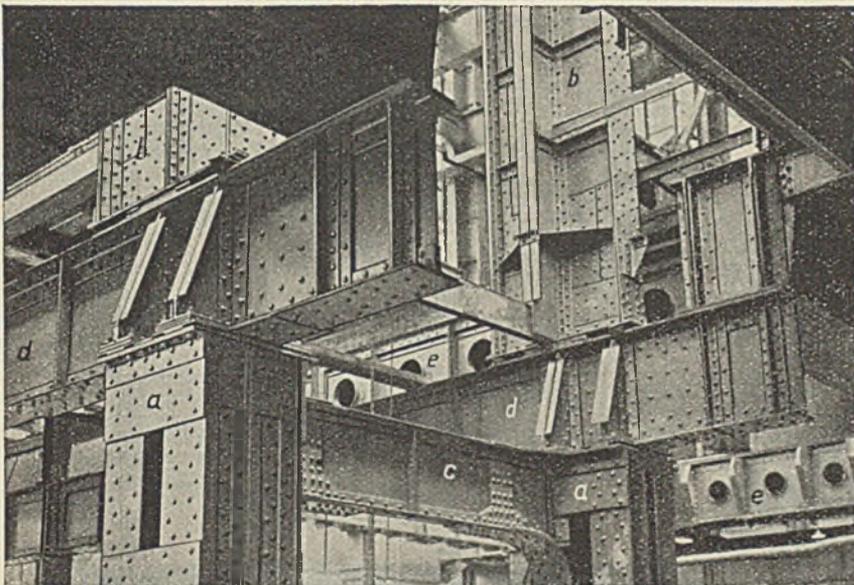


Abb. 5. Einzelheiten der Eisenkonstruktionen des Kesselhauses, Hauptsäulen am Mittelgang.

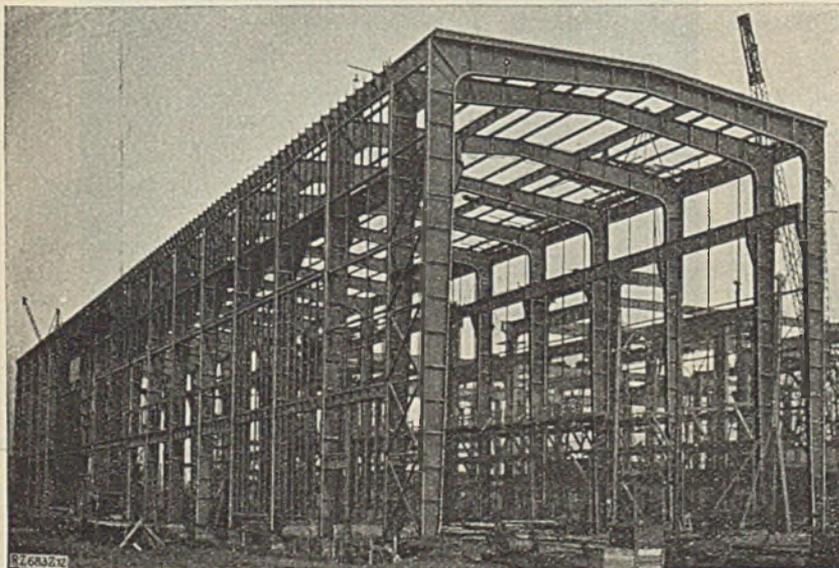


Abb. 7. Eisenkonstruktion des Turbinenhauses.

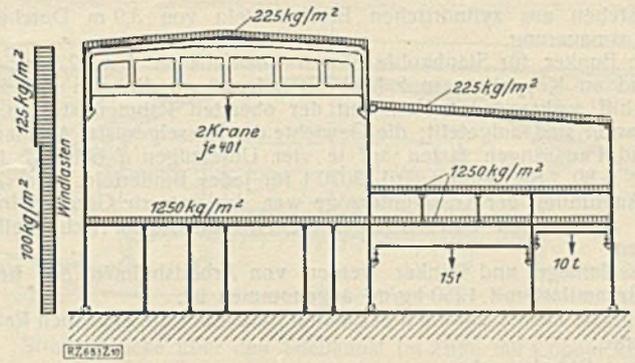


Abb. 6. Querschnitt durch Turbinenhaus und Vorbau mit Lasten eines Binderfeldes.

3. die Gebäude werden, auch wenn sie aneinanderstoßen, unabhängig voneinander durchgebildet;
4. die Entwürfe für jedes einzelne Gebäude sollen so durchgebildet werden, daß Änderungen während der Bearbeitung der Pläne und während der Bauzeit sowie bei späteren Erweiterungen und Umbauten möglich sind;
5. die statischen Grundsätze sind so zu wählen, daß die Bauwerke einfach werden und einen schnellen und unabhängigen Einbau der Ausrüstung gestatten.

Für die Gestaltung der Tragwerke kamen in erster Linie Vollwandträger in Frage, weil Fachwerke bei der Größe der aufzunehmenden Gewichte, abgesehen von der Rücksicht auf geringe Bauhöhe und sonstige Nachteile, wie schwierige Reinhaltung und schwierigen Neuanstrich, nicht wirtschaftlich gewesen wären. Vollwandträger boten weiter den Vorteil, daß man Lasten an jeder Stelle aufhängen kann, während bei Gitterwerk nur die Knotenpunkte in Frage kommen.

Der Baugrund besteht aus Sand und Kies von verschiedenen Korngrößen; die Schichten verlaufen ziemlich regelmäßig. Das Gelände liegt nahezu eben auf +34,80 über NN. Der Grundwasserspiegel liegt 2,5 m tiefer auf +32,30 und kommuniziert mit der Spree. Der Baugrund wurde bei gleich-

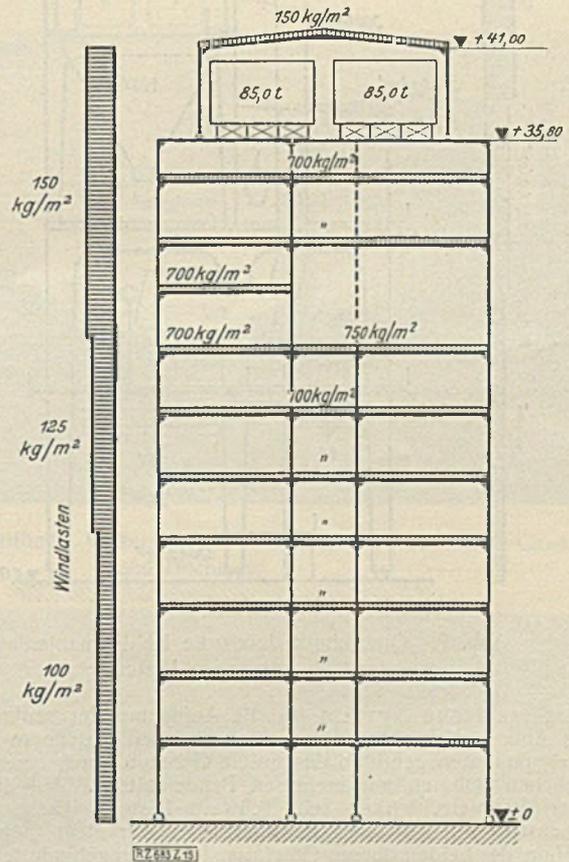


Abb. 8. Querschnitt durch das Verwaltungsgebäude mit Deckenlasten.

mäßig verteilter Last bis auf 3 kg/cm² belastet. Bei exzentrischer Last beträgt der Kantendruck bis zu 4 kg/cm².

In jedem Kesselhaus sind die 8 Kessel in den Seitenschiffen der 12,5 m breiten Binderfelder untergebracht. Je 2 Kessel haben einen gemeinsamen Schornstein, dessen Fuß in rd. 31 m Höhe liegt. Die Schornsteine stehen vollständig frei ohne jede Abspannung auf je zwei kleinen Rahmenböcken, die auf den obersten Gebäuderahmen über dem Dach ruhen,

und bestehen aus zylindrischen Blechmanteln von 3,9 m Durchmesser ohne Ausmauerung.

Die Bunker für Staubkohle liegen ebenfalls in den 12,5-m-Feldern und sind an Koppeltragern *b* (Abb. 3) aufgehängt, die sich auf die ins Mittelschiff auskragenden Konsolen der obersten Rahmen stützen. Die Kesselasten sind aufgeteilt; die Gewichte der Kesselgeruste, Ausmauerungen und Feuerungen lasten auf je vier Unterzügen *d* (Abb. 3) in der Höhe + 5,80. Sie betragen rd. 2070 t für jedes Binderfeld. Der Zweck dieser Anordnung der Kesselunterzuge war, das unterste Geschoß frei von Stützen zu erhalten und so einen hellen und freien Aschenkeiler zu gewinnen.

Kesselanlage und Bunker werden von Arbeitsbühnen aus bedient, deren Gesamtlast mit 1250 kg/m² angenommen ist.

Folgende Lasten entfallen bei jedem Binder auf die einzelnen Rahmenstockwerke:

Oberstes Stockwerk:

Kesseltrommeln	180 t
Schornsteine ohne Wind	60 t
Kraglast der Bunker	163 t
Laufkatzen (Abb. 2)	37 t
Dachlast	58 t

Dazu kommt der Anteil an der Windlast.

Mittleres Stockwerk:

Last vom oberen Rahmen, außerdem	
Buhnenlasten	120 + 58 t
und Windlasten.	

Unteres Stockwerk:

Last vom mittleren Rahmen, außerdem	
Kesselunterzuge	750 t
Buhnenlast	137 t
und Windlasten.	

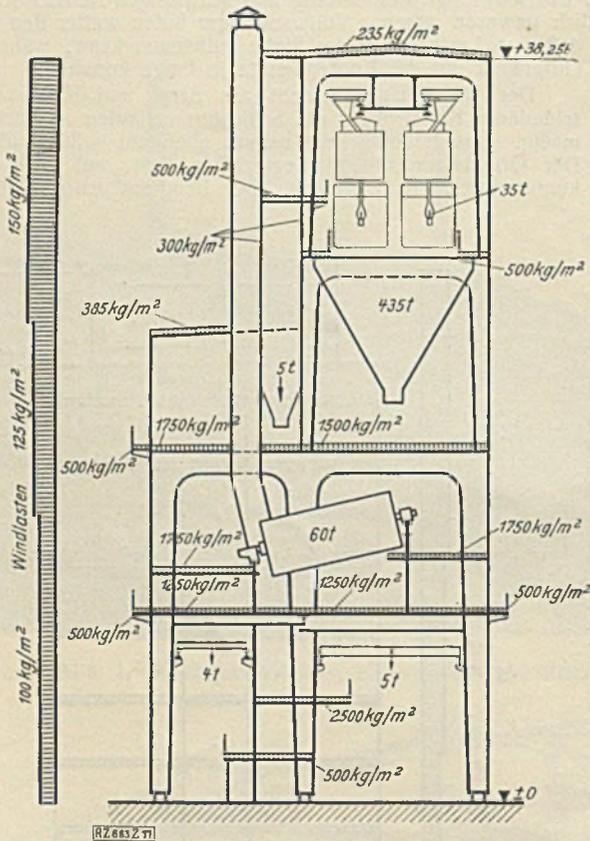


Abb. 9. Querschnitt durch die Kohlenmahanlage mit eingetragenen Lasten.

Das statische System für die Aufnahme der senkrechten Lasten ist aus Abb. 1 erkennbar. Die beiden obersten Geschosse werden durch Zweigelenrahmen gebildet, das untere Geschoß durch einen halben kontinuierlichen Rahmen mit mehreren Pendelstützen. Auf den Riegel des obersten Rahmens wirken sehr schwere Lasten. Diese Lasten durch Zwischenstützen nach unten zu übertragen war nicht möglich, weil der Innenraum der beiden oberen Geschosse für die ungehinderte Durchbildung der Kessel von Stützen frei bleiben mußte.

Für die Aufnahme des Winddruckes quer zur Gebauderichtung wird von der Verbindung der beiden Schiffe durch den Koppeltrager *b* in Abb. 1 kein Gebrauch gemacht. Dadurch wird erreicht, daß jede Hälfte des Kesselhauses für sich allein standsicher ist.

Die zulässigen Beanspruchungen des Eisens (St 37) wurden wie folgt festgesetzt: für den Fall, daß alle Lasten wirken, jedoch ohne Rücksicht auf Wind und Temperaturveränderungen $\sigma_{zul} = 1200 \text{ kg/cm}^2$; bei Einrechnung der beiden genannten Einflüsse und ungünstigster Last $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$. Die Umlassungswande sind Eisenfachwerke und in den 4,4-m-Feldern vollständig verglast, in den 12,5-m-Feldern zum Teil

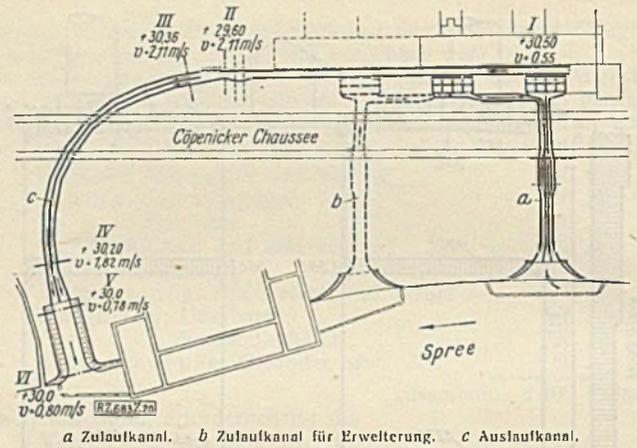


Abb. 10. Plan der Kühlwasserversorgung.

verglast und zum Teil ausgemauert. Die Dächer sind im mittleren Aufbau mit Glas, über den Kesseln mit 10 cm dicken Hohlsteinplatten und in den übrigen Teilen als Zomakdecken ausgeführt.

Das Turbinenhaus hat rechteckigen Grundriß von 25,6 und 141,6 m Seitenlänge. Die Halle besteht aus vollwandigen Zweigelenrahmen in 8,88 m Teilung. Auf + 7,85 m (Oberkante Turbinenfundament) ist eine Decke vorhanden (vergl. Abb. 5). Durch die ganze Halle laufen zwei Krane von je 40 t Tragkraft, deren Bahnen auf Konsolen der Rahmenstiele liegen. An der Straßenseite hat das Turbinenhaus zwei Vorbauten von je 21,8 x 33,3 m Grundfläche. Im Bereich dieser Anbauten sind die Binder als zweifach statisch unbestimmte Träger ausgebildet. Abb. 5 zeigt Einzelheiten der Eisenkonstruktion des Kesselhauses, insbesondere der Hauptsulen am Mittelgang, Abb. 6 den Querschnitt durch Turbinenhaus und Vorbau mit den Lasten des Binderfeldes, Abb. 7 die Eisenkonstruktion dieses Gebäudes.

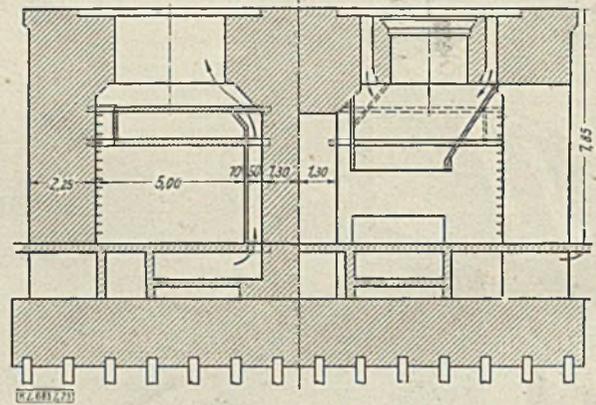


Abb. 11. Hauptturbinenfundament. Luftruckkuhlung des Stromerzeugers.

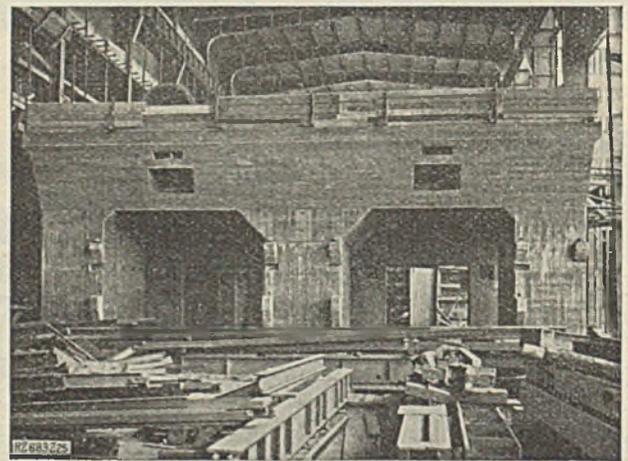


Abb. 12. Fertiges Fundament der Hauptturbine 1.

Das Verwaltungsgebäudes (Abb. 8) ist ein zehnstockiges Hochhaus von 25,45 x 17,12 m² Grundfläche und 41 m Höhe und ist als vier- und dreistockiger Steifrahmen mit Rücksicht auf die erheblichen Mauerwerkmassen unter der Annahme berechnet, daß die vollen Frontwande und Treppenhäuser die Windkräfte aufnehmen, während das Eisengerippe die lotrechten Lasten überträgt und höchstens mit 1200 kg/cm² beansprucht wird. Für den ungünstigen Fall, daß der Winddruck ganz vom Eisengerust aufgenommen wird, übersteigt die Beanspruchung nicht den in diesem Falle zulässigen Wert von 1600 kg/cm².

Die Kohlenmahanlage (Abb. 9) besteht aus einem Hauptbau mit $52 \times 17,7 \text{ m}^2$ und einem Anbau von $19 \times 24,3 \text{ m}^2$ Grundfläche. An den Anbau schließt sich noch das Brecherhaus an. Im obersten Geschoß befinden sich die Fahrbahnen für zwei Einschiene-Greiferkatzen mit Führerstand, die je einen Klappkübel von $9,5 \text{ m}^3$ Fassungsvermögen verfahren. In dem darunter befindlichen Geschoß hängen die von den Katzen beschickten Rohkohlenbunker, in jedem Feld ein Bunker von 350 m^3 Inhalt. In den unteren Geschossen folgen die maschinellen Einrichtungen wie Trockentrommeln, Fördereinrichtungen usw. Die im obersten Geschoß am Dach angehängten Fahrbahnen der Kübelkatzen sind durch eine Brücke über den Anbau und die Brecheranlage hinweg bis ans Kohlenlager verlängert.

Die Tragkonstruktion wird in den beiden oberen Geschossen im Hauptschiff durch Zweigelenkrahmen, die der beiden unteren Geschosse durch dreistielige Rahmen gebildet. Die Tragkonstruktion der Bunker besteht aus eisernen Zweigelenk-Hängerrahmen, zwischen denen Spanten aus T-Eisen eingebaut sind. Die Bunkerwände bestehen aus Eisenbeton und sind zwischen den Eisenträgern durch Stelzung eingespannt.

Alle Tiefbauten und Gründungen konnten infolge der einheitlichen Wasserspiegelsenkung in trockener Baugrube ausgeführt werden, wobei außerdem Platz gespart und Bewegungsfreiheit gewonnen wurde. Der Vorbau des Maschinenhauses hat in seinem größten Teil wegen der Zu- und Abflußkanäle für Kühlwasser sowie wegen der Reinigungseinrichtung ein sehr hohes Kellergeschoß erhalten, das infolge der notwendigen Aufteilung und der gleichzeitigen Benutzung als Fundament für den aufgehenden Bau ein nicht ganz einfacher Eisenbetonbau wurde.

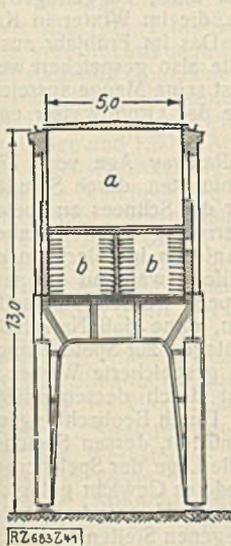
Ebenso wurden die Bauten für die Kühlwasserversorgung in Eisenbeton hergestellt.

Die Bemessung der Größe und die Gestaltung der Öffnungen von Zu- und Auslaufkanal sowie der zugehörigen Leitbauwerke geschah nach zahlreichen Modellversuchen, die in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schifffahrt, Berlin, ausgeführt worden sind. Abb. 10 zeigt den Plan der Kühlwasserversorgung.

Die Fundamente der drei großen Turbinen (Abb. 11 u. 12) sind in Eisenbeton ausgeführt. Um Sicherheit gegen schädliche Schwingungen und Senkungen der Turbinenfundamente zu erreichen, ist unterhalb der Fundamentplatte jeder Hauptturbine ein Rost aus 250 Pfählen (Bauart Mast) von je 10 m Länge auf einer Fläche von $28 \times 19 \text{ m}^2$ hergestellt.

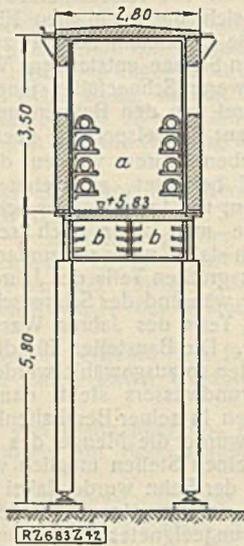
Das Tragwerk jedes Turbinenstuhles besteht aus Eisenbetonrahmen quer zur Wellenachse, die auf Biegung und Achsschub durchgerechnet sind. Mehrere zwei- oder dreistielige, oben geschlossene und unten in die Fundamentplatte eingespannte Steifrahmen bilden ein Fundament. Etwaigen Schwingungen der Turbinen ist dadurch Rechnung getragen, daß die fünffachen Maschinengewichte angenommen wurden; außerdem wurde das Kurzschlußmoment, das nach allen Richtungen wirken kann, berücksichtigt.

Die Beanspruchung der Baustoffe wurde mit 50 kg/cm^2 für Beton und 1200 kg/cm^2 für Eisen festgesetzt.



a Laufgang. b Kabelgänge.

Abb. 13. Querschnitt durch die Verbindungsbrücke zum 30-kV-Schaltheis.

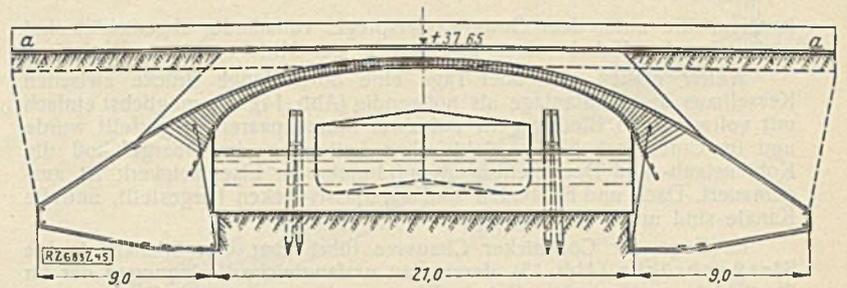


a Rohrleitungen. b Kabel.

Abb. 14. Verbindungsbrücke zwischen Kesselhaus und Mahlanlage.

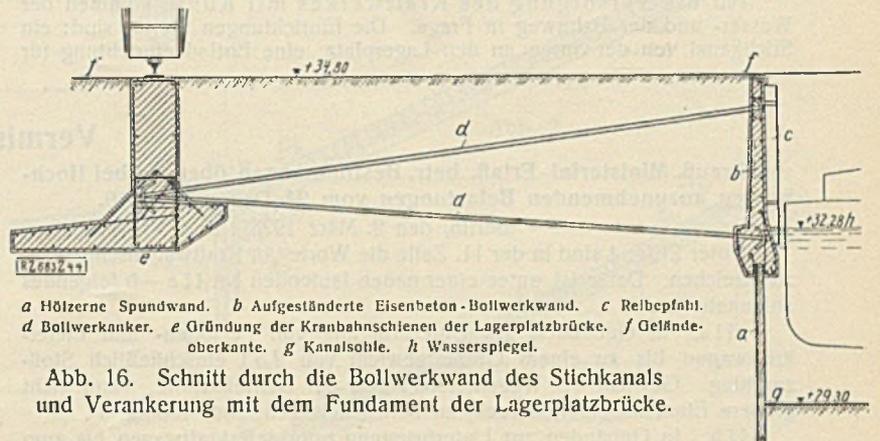
Jede der drei Hausturbinen von je 10000 kW Leistung ruht ebenfalls auf einem Pfahlrost von 73 m^2 . Ihre Fundamente wurden nach denselben Richtlinien wie die der Hauptturbinen ausgeführt.

Von Brückenbauten im Bereich des Werkes kommt zunächst in Betracht die Brücke über die Cöpenicker Chaussee (Abb. 13), die die Warte mit dem 30-kV-Schaltheis verbindet. Sie ist als selbständiger Rahmen auf zwei Stützen mit Endauslegern hergestellt, belastet also die beiden Gebäude nicht. Auf den Blechrahmen stehen einfache Fachwerkwände mit leichten Dachbindern, die ausgemauert und durch Isolierwände an der Innenseite gegen Feuchtigkeit geschützt sind.



a Straßenkante.

Abb. 15. Straßenbrücke über den Stichkanal im Zuge der Cöpenicker Chaussee. Längsschnitt.



a Holznerne Spundwand. b Aufgeständerte Eisenbeton-Bollwerkwand. c Reibepfahl. d Bollwerkanker. e Gründung der Kranbahnschienen der Lagerplatzbrücke. f Geländeoberkante. g Kanalsohle. h Wasserspiegel.

Abb. 16. Schnitt durch die Bollwerkwand des Stichkanals und Verankerung mit dem Fundament der Lagerplatzbrücke.

Die Brücke nimmt im Untergeschoß die von der Warte zum Schalt haus führenden Betätigungskabel auf, während das Obergeschoß einen Laufgang für die Mannschaft enthält. Die Kabel von den Transformatoren zur 30-kV-Schaltanlage liegen unter der Cöpenicker Chaussee in Kabel-



Abb. 17. 30-kV-Schaltheis, Verbindungsbrücke über die Cöpenicker Chaussee und Hochhaus.

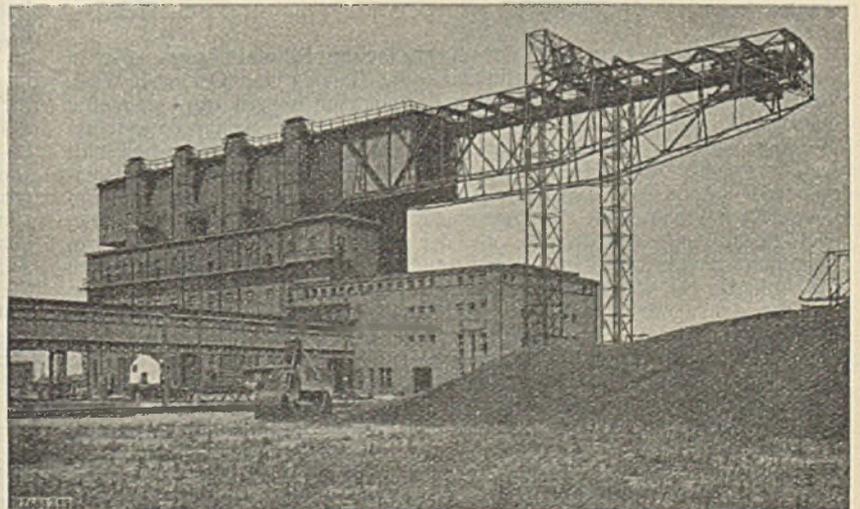


Abb. 18. Ansicht der Kohlenmahanlage.

kanälen, die unter dem Grundwasserspiegel vollständig abgedichtet sind und außer den Kabeln einen Laufgang in der Mitte enthalten.

Weiter erwieb sich über Tage eine 50 m lange Brücke zwischen Kesselhaus und Mahlanlage als notwendig (Abb. 14), die möglichst einfach mit vollwandigen Blechträgern auf zwei Stützenpaaren hergestellt wurde und im Untergeschoß alle elektrischen Leitungen, im Obergeschoß die Kohlenstaub- und Dampfleitungen aufnimmt. Ihr Eisenfachwerk ist ausgemauert, Dach und Fußboden sind als Massivdecken hergestellt, und die Kanäle sind unten her zugänglich.

Im Zuge der Cöpenicker Chaussee führt über den Stichkanal eine Straßenbrücke (Abb. 15), deren Bau umfangreiche Verlegungen der im Straßenkörper liegenden Kabel, Wasser-, Abwasser- und Gasleitungen, sowie die Anlage einer Notbrücke erforderte, da der Verkehr nicht unterbrochen werden durfte.

Für die Versorgung des Kraftwerkes mit Kohle kommen der Wasser- und der Bahnweg in Frage. Die Einrichtungen hierfür sind: ein Stichkanal von der Spree an den Lagerplatz, eine Entladeeinrichtung für

die Kohlenzüge und eine Förderanlage für die Platz- und die Bunkerbeschickung.

Der Stichkanal hat eine Länge von rd. 455 m und eine Breite von 40 m und ist 5,50 m tief unter Gelände-Oberkante. Er wird von einer unter Wasser abgeschnittenen hölzernen Spundwand von 16 cm Dicke eingefasst. Auf dieser Spundwand ruhen Futterwände aus Eisenbeton, die mit dem dahinterliegenden Erdreich verankert sind (Abb. 16). Längs des Kohlenplatzes sind diese Futtermauern an dem Fundament der Lagerplatzbrücke verankert.

Der nach betriebspraktischen und technischen Forderungen bearbeitete Grundriß ergab eine Baumasse, an die der Architekt gebunden war. Veränderungen konnten nur aus dem Gesichtspunkte der praktischen Ausnutzung der Gebäude oder der Verbilligung eintreten; dem Architekten waren also viele Möglichkeiten für die Ausgestaltung des Baues genommen.

Daß es trotzdem den Architekten Dr.-Ing. W. Klingenberg und Werner Issel, Berlin-Lichterfelde, gelungen ist, eine hervorragend künstlerische Lösung zu finden, wird aus den Abb. 1, 17 u. 18 in eindrucksvoller Weise sichtbar.

Vermischtes.

Preuß. Ministerial-Erlaß, betr. Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen vom 24. Dezember 1919.

Berlin, den 9. März 1928. II. 8. Nr. 2139/27.

Unter Ziffer 4 sind in der 11. Zeile die Worte „in Kraftwagenschuppen“ zu streichen. Dafür ist unter einer neuen laufenden Nr. 11a—b folgendes aufzunehmen:

„11a. In Gebäuden zur Unterbringung von Personen- und Lieferkraftwagen bis zu einem Gesamtgewicht von 2,5 t einschließlich Stoßzuschlag. Gewicht des Wagenlenkers und der Betriebsstoffe, wenn nicht größere Einzellasten (Raddruck) zu berücksichtigen sind, 400 kg/m².

11b. In Gebäuden zur Unterbringung von Lieferkraftwagen bis zum Gesamtgewicht von 9 t einschließlich Stoßzuschlag, Gewicht des Wagenlenkers und der Betriebsstoffe 800 kg/m².

Bei Wagen über 9 t Gesamtgewicht ist die Belastung entsprechend zu erhöhen.“

Symphers-Gedenkstein. Der im Jahre 1922 entstandene Plan, dem um den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes hochverdienten Ministerial- und Oberbaudirektor Dr.-Ing. Leo Sympher an der Kreuzung des Mittellandkanals mit der Weser bei Minden einen Gedenkstein zu errichten, mußte später zurückgestellt werden, weil die gesammelten Gelder beim Zerfall unserer Währung völlig entwertet wurden. Im vorigen Jahre ist jedoch der Plan wieder aufgenommen worden, und dank der zahlreich eingegangenen Spenden ist die Ausführung gesichert. Die Stadt Minden hat ein Grundstück am hochgelegenen Kanalufer zur Verfügung gestellt, das einen weiten Rundblick auf das Wesertal und die Kanalanlagen gewährt und den Sympher-Gedenkstein weithin sichtbar werden läßt.

Durch eine auf der Einschnittböschung des Kanals errichtete Stützmauer wird ein 6 m über dem Kanalwasserspiegel liegender, 11 m im Quadrat großer Denkmalplatz geschaffen. Dieser wird rückseitig gegen das etwas höher liegende städtische Gartengrundstück von einer Futtermauer begrenzt, an deren Fuß eine Sitzbank angeordnet ist. Von dem Seitenweg am Kanal führt ein Fußweg hinauf zum Denkmalplatz.

Das Denkmal selbst — aus Ibbenbürener Sandsteinquadern — besteht aus einem quadratischen Unterbau von 2,5 m Seitenlänge und 3,8 m Höhe, auf dem sich über vier Bronzekugeln eine Steinpyramide erhebt. Die Gesamthöhe beträgt 5,3 m. Der Entwurf stammt von Herrn Regierungsbaurath Lüdtkke in Marburg. Eine Bronzetafel wird Symphers Namen tragen und durch einige Worte auf seine Bedeutung hinweisen.

Wenn nicht unvorhergesehene Umstände eintreten, werden die Bauarbeiten so gefördert werden, daß das Denkmal um Mitte Juni eingeweiht werden kann.

v. R.

Die Wasserversorgung der Kanadischen Staatsbahnen. Als in den ersten Jahren dieses Jahrhunderts die Kanada von Ost nach West, von Küste zur Küste durchquerenden Eisenbahnen gebaut wurden, mußte auch dafür gesorgt werden, daß in den bis dahin wenig besiedelten „Prärieprovinzen“ das nötige Wasser für den Lokomotivbetrieb beschafft werden konnte. Die ersten Anlagen zu diesem Zweck waren der Kostenersparnis halber behelfsmäßiger Art, und dieser Umstand und die ungeeignete Beschaffenheit des Wassers zur Kesselspeisung machten es nötig, nach Beendigung des Krieges, als der Ansiedlerstrom wieder einsetzte und man an eine Erweiterung des Eisenbahnbetriebes denken mußte, auch die Anlagen zur Wasserversorgung auszubauen.

Bis dahin war viel Wasser aus benachbarten Seen und Flußläufen entnommen worden. Die Eisenbahn folgt ja gern einem Wasserlauf, und an vielen Stellen konnte dessen Wasser ohne Schwierigkeiten für den Lokomotivbetrieb nutzbar gemacht werden. Dieses Oberflächenwasser eignete sich auch ganz gut zur Speisung der Lokomotivkessel, nicht aber das Grundwasser, das man da anzapfen mußte, wo keine offen zutage tretenden Wasserläufe verfügbar waren. Im westlichen Manitoba, in Saskatchewan und im größten Teile von Alberta ist das Grundwasser zwar geeignet für den Verbrauch im Haushalt, nicht aber als Kesselspeisewasser. Es enthält entweder Kalzium- oder Magnesiumsalze, die Anlaß zu Kesselsteinbildung geben, oder Natriumsalze, die Schäumen verursachen. Nur

an wenigen Stellen mit sandigem Untergrunde findet sich Wasser mit den Eigenschaften, die der Dampfkessel verlangt. Dazu kam, daß stellenweise auch die Menge des Grundwassers, wenigstens zu gewissen Jahreszeiten, nicht ausreichte, um den Bedarf der Eisenbahn zu decken. Wenn dann an den Stellen, wo das Wasser knapp oder ungeeignet war, zu dem Aus Hilfsmittel gegriffen werden mußte, das Wasser der Verbrauchsstelle in Kesselwagen zuzuführen, so entstanden so hohe Kosten, daß z. B. auf einer Zweigstrecke die Aufwendung von 40 000 Dollar zur Schaffung einer Wasserversorgungsanlage gerechtfertigt war, weil dieser Kapitalaufwand durch die ersparten Kosten für Anförderung des Wassers binnen kurzem getilgt werden konnte. Auch da, wo das Wasser zwar reichlich vorhanden, aber von ungeeigneter Beschaffenheit zur Kesselspeisung war, lohnte sich die Anlage von Speicherbecken und Wasserleitungen.

Bei der Versorgung der Kanadischen Staatsbahnen mit Wasser war noch ein weiterer Gesichtspunkt zu beachten. Die wichtigsten Frachtgüter dieser Eisenbahnen sind bekanntlich Getreide, Kohle und Vieh, und diese sind in der Hauptsache in den Monaten September bis Januar zu befördern. In dieser Zeit muß eine Wasserversorgungsanlage einer Eisenbahn jener Gegend zuweilen das vier- bis sechsfache von dem leisten, was im Frühjahr und Sommer von ihr verlangt wird. Es ist zwar möglich, ungeeignetes Wasser durch chemische Behandlung zur Kesselspeisung geeignet zu machen, aber solche Mengen zu speichern, daß der Hochbetrieb im Herbst und Winter auskömmlich versorgt werden kann, hat seine besonderen Schwierigkeiten.

Um allen Anforderungen, die man hinsichtlich der Menge und Beschaffenheit an ein Kesselspeisewasser stellen muß, zu genügen, entschloß man sich, die reichlichen Niederschläge, die im Winter in Kanada fallen, für die Eisenbahn nutzbar zu machen. Das im Frühjahr aus dem schmelzenden Schnee entstandene Wasser mußte also gespeichert werden. Bei den schweren Schneefällen jener Gegend ist seine Menge ausreichend, und da es frei von den Beimengungen ist, die das Grundwasser enthält, ist es auch zur Kesselspeisung geeignet.

Seit sieben Jahren werden daher, wie Railway Age vom 17. Dezember 1927 berichtet, an vielen Stellen Schluchten durch Staudämme abgeschlossen, um in ihnen das Schmelzwasser des Schnees zu speichern. Vorher hatte man zwar auch schon Talsperren geschaffen, aber es handelte sich dabei mehr um umfangreichere Anlagen in Tälern, in denen während des größten Teils des Jahres Wasser fließt, während die neueren Anlagen nur während der Schneeschmelze gespeist werden, also während des größten Teils des Jahres Wasser abgeben, ohne daß Nachfluß vorhanden wäre. Die Baustellen für die neuen Anlagen zur Speicherung von Wasser mußten so ausgewählt werden, daß das gespeicherte Wasser oberhalb des Grundwassers steht, damit es nicht durch dessen schädliche Beimengungen in seiner Beschaffenheit leidet. Durch Beobachtungen und Messungen wurde die Menge des Wassers ermittelt, dessen Speicherung an den einzelnen Stellen möglich war. Auf die Lage der Speicherbecken in der Nähe der Bahn wurde dabei kein besonderes Gewicht gelegt; man hielt es für richtiger, lange Rohrleitungen bis zur Verwendungsstelle anzulegen als ungeeignetes Wasser an näher gelegenen Stellen zu speichern. Im Jahre 1921 wurde mit den Bauarbeiten begonnen, und Ende 1927 waren 25 derartige Anlagen im Betrieb, in denen gegen 1 Mill. m³ Wasser gespeichert wird. Ehe die Leitung der Staatsbahnen die nötigen Mittel zum Bau der Wasserversorgungsanlagen bewilligte, wurden jeweils eingehende Berechnungen mit dem Ziel angestellt, die Berechtigung der Aufwendungen darzulegen. Sie haben sich als richtig erwiesen. An einer Stelle, wo früher städtisches Wasser verwendet wurde, hat die bahneigene Anlage eine Verminderung der Ausgaben um 30 000 bis 50 000 Dollar im Jahre zur Folge gehabt, und an einer zweiten Stelle mag sie unter ähnlichen Verhältnissen doppelt so groß sein. Andere Anlagen haben sich in 1 bis 3 Jahren bezahlt gemacht, und wenn die gesamten Pläne für die Wasserversorgung der Staatsbahnen aus ihren eigenen Anlagen verwirklicht sein werden, sind Ersparnisse von Hunderttausenden von Dollar zu erwarten.

Bei Auswahl des Ortes für die Wasserversorgungsanlagen und bei Bemessung ihrer Größe ging man von der Forderung aus, daß der Schneefall selbst eines schneearmen Winters ausreichen müsse, um das Staudammen zu füllen. Wo die örtlichen Verhältnisse günstig sind, kommt es

aber vor, daß der Inhalt eines Staubeckens für mehrere Jahre genügt. Wo mehrere Stellen für die Anlage des Staudammes in Frage kamen, wurde diejenige von ihnen gewählt, die versprach, das beste Wasser zu liefern, selbst wenn dadurch die Rohrleitung nach der Verwendungsstelle verlängert wurde. Unter den Staudämmen führt durch den gewachsenen Boden ein Grundablaß, der in einen Betonblock eingebettet ist. Durch ihn wird gegen Ende des Winters das Wasser abgelassen, damit das Staubecken im Frühjahr sich frisch füllt und nicht etwa durch den Zulauf sich mit unerwünschten Bestandteilen anreichert. In manchen Fällen liegt das Entnahmerohr unmittelbar beim Grundablaß und führt dann in ein Pumpwerk, das unmittelbar unter dem Staudamm liegt. Nur an ganz wenigen Stellen erlaubt das Gelände, das Wasser der Verwendungsstelle durch die Schwerkraft allein zufließen zu lassen, in der bei weitem größten Mehrzahl der Fälle muß das Wasser gepumpt werden. Bei zwei Anlagen schwankt die natürliche Druckhöhe je nach dem Wasserstande zwischen 11 und 3 m und zwischen 12 und 7 m, und trotz des dadurch verursachten geringen Druckes arbeiten die Anlagen zur Zufriedenheit.

Bei einigen Anlagen ist oberhalb des Staubeckens ein Umlaufgerinne angelegt worden, um zu Zeiten, in denen das abfließende Wasser stark verunreinigt ist, diesen Strom vom Staubecken fernhalten zu können. Diese Maßnahme hat zu günstigen Ergebnissen geführt.

Die Länge der einzelnen Rohrleitungen schwankt zwischen einigen 100 m und 12 km. Die meisten von ihnen sind aus Gußeisen und haben 15 bis 20 cm Durchm. Eine 4 km lange Leitung besteht aus hölzernen Daubenrohren von 15 cm Durchm. Wkk.

Schutz und Befestigung der Meeresküste. In „Technique des Travaux“ vom November 1927 bringt F. Sapin eine Arbeit über Strandbefestigungen, auf die mit Bezug auf die umfassende Darstellung von Heiser in der „Bautechnik“ 1927, Heft 53, näher eingegangen sei und deren erster Teil der Dünen-Bepflanzung gewidmet ist, wie sie in Deutschland u. a. auch auf der Kurischen Nehrung und anderen Punkten der Ostseeküste mit Erfolg ausgeführt ist. Die ersten Arbeiten dieser Art in der Gascogne reichen bis zum Anfang des 18. Jahrhunderts zurück, wurden 1787 nach anfänglichem Mißlingen wieder aufgenommen, später besonders planmäßig von Napoleon I. fortgesetzt und allmählich auf die Departements Gironde und Charente Inférieure, Vendée, Calvados, Pas de Calais ausgedehnt. Angebaut sind vorzugsweise Strandkiefern und Strandhafer (*Ammophyla Arenaria*).

Weiterhin berichtet Sapin über die Deich- und Uferschutzbauten, die überall dort nötig werden, wo der Seegang zu stark ist, als daß der natürliche Schutz beplanzter Dünen genügt, oder wo Wert und Kultur des Ufergeländes oder nahe Gebäude erhöhte Sicherheit wünschenswert machen. Von den dafür vorzugsweise aus Frankreich und Belgien, aber auch aus Deutschland — Borkum und Norderney —, Holland, England u. a. O. gebrachten Beispielen seien hier besonders die Befestigungen an der 14 km langen Strandstrecke von Ostende bis Westende und darüber hinaus bis zur holländischen Grenze — d. h. bis Zeebrügge, Blankenberghe, Heyst usw. — hervorgehoben.

Wie die Abb. 1 bis 8 zeigen, besteht dieser Uferschutz aus einem Pflaster von Bruchsteinen, Backsteinen oder Beton von wechselnder Stärke auf der sorgfältig eingeebneten und mit Faschinen abgeglichenen Böschung, deren Fuß durch eine Spundwand von 8 bis 10 cm starken und 2,40 bis 3,00 m langen Bohlen zwischen Leitpfählen von 25 × 25 cm Querschnitt, 3,50 m Länge und 1,80 m Abstand geschützt ist. Die Neigung der Böschung beträgt durchschnittlich 2 : 1.

Wo die Brandung den Fuß der Uferbefestigung zu unterspülen droht, sind nach Abb. 7 kurze Pfahlreihen als Wellenbrecher in die See geschlagen oder gemäß Abb. 2 u. 6 auch der Meeresboden längs der Spundwände mit Faschinen und Steinpackung geschützt. Diese Bauart hat sich bei geringen Unterhaltungskosten bewährt: An der einzigen nicht in dieser Art geschützten Stelle der holländischen Küste ist der Geländeverlust alljährlich sehr beträchtlich.

Die acht Abbildungen der in einem Zeitraum von fast 60 Jahren angelegten Strandbefestigungen geben einen guten Überblick über die Entwicklung des Uferschutzbaues:

Abb. 1. Strandbefestigung rechts von Blankenberghe: Baujahr 1866, Pflaster aus Werksteinen 32 × 30 × 40 cm auf Backsteinuntermauerung, Gesamtstärke 68 cm.

Abb. 2. Strandbefestigung rechts von Heyst: Baujahr 1867 bis 68, Ausführung wie vor, jedoch mit 3,10 m breiter Decklage aus Faschinen und Bruchsteinen vor der Spundwand.

Abb. 3. Strandbefestigung zwischen Zeebrügge und den Heyster Schleusen: Baujahr 1899, Pflaster aus unbearbeiteten Bruchsteinen 16 × 25 cm und 26 × 40 cm auf Backsteinuntermauerung, Gesamtstärke 56 cm im oberen, 64 cm im unteren Teil.

Abb. 4. Strandbefestigung rechts vom Südpolder: Baujahr 1908, Ausführung wie vor, jedoch am Fuß ausgerundet und in durchgehender Gesamtstärke von 42 cm.

Abb. 5. Strandbefestigung Bauart de Muralt östlich der Mole von Zeebrügge: Baujahr 1912, Eisenbetonplatten 2,75 × 1,80 m auf Eisenbetonunterbau, verstärkt in Abständen von 2,00 bzw. 2,75 m durch Längs- und Querträger 20 × 40 cm bzw. 15 × 40 cm.

Abb. 6. Strandbefestigung rechts von Ostende: Ziegelpflaster im unteren Drittel 56 cm ohne, sonst 44 cm mit Tonunterlage, oberem und unterem Kleinschlagabschluß sowie 6 m breiter Sohlen-Decklage aus Faschinen mit oberer Bruchsteinschicht vor der Spundwand.

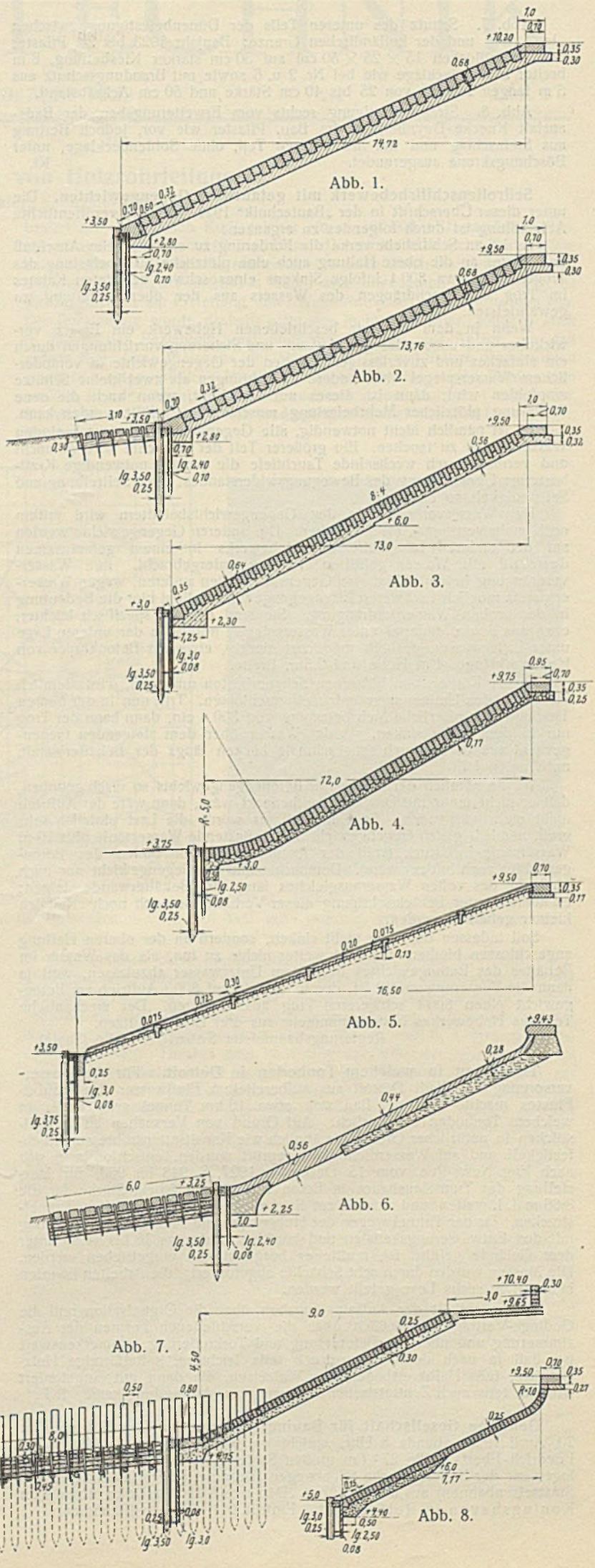


Abb. 7. Schutz des unteren Teils der Dünenbefestigung zwischen „le Zoute“ und der holländischen Grenze: Baujahr 1923 bis 24, Pflaster aus Betonblöcken $15 \times 25 \times 50$ cm auf 30 cm starker Kiesbettung, 8 m breiter Sohlendecklage wie bei Nr. 2 u. 6 sowie mit Brandungsschutz aus 5 m langen Pfählen von 25 bis 40 cm Stärke und 50 cm Achsabstand.

Abb. 8. Strandbefestigung rechts vom Erweiterungsbau der Badeanstalt Knocke-Duynbergen: Im Bau, Pflaster wie vor, jedoch Bettung aus Steinschlag und nur im unteren Teil, ohne Sohlendecklage, unter Böschungskrone ausgerundet. Ki.

Seilrollenschiffshebwerk mit getauchten Gegengewichten. Die unter dieser Überschrift in der „Bautechnik“ 1927, Heft 47, veröffentlichte Abhandlung ist durch folgendes zu ergänzen:

Es ist an Schiffshebewerke die Forderung zu stellen, beim Anschluß des Troges an die obere Haltung auch eine plötzliche Mehrbelastung des Troges von etwa 800 t infolge Sinkens eines schwer belasteten Kahnens im Trog und Nachdrängen des Wassers aus der oberen Haltung zu gewährleisten.

Wenn in dem von mir beschriebenen Hebewerk ein Ersatz verwickelter und unzuverlässiger Aufzug- und Sicherungsvorrichtungen durch ein einfaches und zuverlässiges Tauchen der Gegengewichte in veränderlichem Wasserspiegel ohne andere Vorrichtungen als zwei kleine Schütze empfohlen wird, dann ist dieses nur berechtigt, wenn auch die neue Forderung plötzlicher Mehrbelastung maschinenlos erfüllt werden kann.

Es ist nämlich nicht notwendig, alle Gegengewichte im wechselnden Wasserspiegel zu tauchen. Ein größerer Teil der Gewichte wird getaucht und vermag durch wechselnde Tauchtiefe die einzige notwendige Kraftleistung: Überwindung des Bewegungswiderstandes durch Seilreibung und SeilstEIFigkeit zu erfüllen.

Der Wasserverbrauch in den Gegengewichtsbehältern wird mithin noch mehr verringert, als angegeben. Die anderen Gegengewichte werden auf der anderen Längselte des Hebewerks in einem gemeinsamen dauernd mit Wasser gefüllten Behälter untergebracht. Ihre Wasser-Verdrängung beträgt 800 t. Im Gegensatz zu den anderen, wegen Wasserersparnis möglichst schweren Eisengegengewichten liegt hier die Bedeutung in der großen Wasser-Verdrängung. Sie sind deshalb spezifisch leichter, etwa aus Beton, dauernd unter Wasserspiegel, mithin in der unteren Lage unter Unterwasser, deshalb möglichst niedrig, etwa ein Betonkörper von Hebewerklänge, 4 m Höhe und 2,5 m Breite.

Dieser Körper, von hölzernen Scheuerleisten umgeben, wird ziemlich dicht von den Umfassungswänden eingeschlossen. Tritt nun in der oberen Troglage eine plötzliche Mehrbelastung von 800 t ein, dann kann der Trog nur in dem Maße sinken, als das Wasser über dem steigenden Gegengewicht aus Beton durch sehr schmale Lücken längs der Behälterwände nach unten fällt.

Würde nämlich der Boden des Betongegengewichts so rasch gehoben, daß er nicht mehr mit Druckwasser bedeckt wäre, dann wäre der Auftrieb nicht mehr vorhanden. Im Gegenteil, es würde die Last plötzlich sehr groß, nämlich gleich Gegengewicht plus auflastende Wassersäule plus 10 m Wassersäule-Luftdruck (weil der Raum unter dem Boden des Betongewichtes auch luftleer wäre). Demnach kann das Gegengewicht nur nach Maßgabe des vollen Wasserausgleiches längs der Behälterwände steigen; es könnte unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse auch noch erheblich kleiner gehalten werden.

Soll indessen der Trog nicht sinken, sondern an der oberen Haltung angeschlossen bleiben, dann ist weiter nichts zu tun, als das Wasser im Behälter des Betongewichtes nach dem Unterwasser abzulassen, weil ja dann die Forderung erfüllt ist, durch Verzicht auf 800 t Auftrieb am Betongewicht einen 800 t schwereren Trog auszuwuchten. Der mechanische Teil des Hebewerkes besteht nunmehr aus drei Einlaßschützen.

Regierungsbaumeister Seboldt, Halle (Saale).

Tunnelbau in weichem Tonboden in Detroit. Für die Wasserversorgung der Stadt Detroit aus aufbereitetem Flußwasser des Detroit-Flusses machte sich der Bau von etwa 16 km Tunnel größtenteils in weichem Tonboden erforderlich. Auf Grund von Versuchen an Modellstücken in natürlicher Größe, die ähnlich wie Kanalisationsrohre auf Bruchfestigkeit und auf Wasserdichtigkeit geprüft wurden, entschloß man sich nach Eng. News-Rec. vom 15. Dezember 1927, S. 948 bis 953, zur Herstellung des Tunnelausbaues in Beton 1:2:3 von 53 cm Stärke für die 3,66 m i. l. weiten und von 64 cm Stärke für die 4,27 m weiten Tunnelstrecken. Da der Tunnel wegen der Höhenlage zum Fluß und der Kreuzung mit den Entwässerungskanälen und künftigen Subways 18 bis 34 m unter dem Gelände geführt ist, mußte er bergmännisch vorgetrieben werden. Die Massen wurden durch acht Schächte abgefördert; die Arbeiten konnten hiernach in sechs Lose geteilt werden.

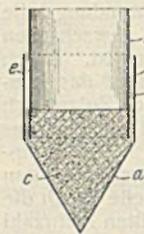
Weiter enthält der Aufsatz Angaben über die Organisation und die Gedinge-Verträge, schließlich über die verschiedenen Formen der Auszimmerung und über die Betonierung und Torkretierung. Bemerkenswert ist, daß je nach dem Gebirgsdruck teils leichtere, sattelförmige Holzgespärre, teils Halbkreisbogen aus Walzeisen, die dann mit einbetoniert wurden, teils auch Zentralstrebenzimmerung zur Anwendung kam. R. F.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Am Freitag, den 20. April 1928, abends 8 Uhr, spricht im Ingenieurhause, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27¹ (im großen Saale) Herr Ir. Joosting, Hoofdingenieur der Nederlandsche Spoorwegen (Dezernent der Niederländischen Staatseisenbahnen) aus Utrecht über „Die neue Hubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam“. Eintritt frei, Gäste willkommen.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Abdichtung des unteren Endes eines Vortreibrohres. (Kl. 84 c, Nr. 453211 vom 24. 2. 1924 von Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin.) — Die Blechspitze *a* läuft nach oben in einen zylindrischen Mantel *e* aus; in die Betonmasse *c* wird der Blechzylinder *b* eingesetzt, der einen kleineren Durchmesser hat als der Mantel *e*. Nach dem Erhärten des Betons ergibt sich daher eine durch zwei starre Mäntel begrenzte tiefe Rinne *d*, in die das Dichtungsmittel eingebracht wird, um nach Einhängung des Vortreibrohres die Abdichtung zu ergeben.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Drache, Mitglied der R. B. D. Erfurt, nach Berlin zur Wahrnehmung der Geschäfte eines Referenten bei der Hauptverwaltung daselbst, Dr. jur. Sperber, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Mitglied zur R. B. D. Stettin, Dr. jur. Johannes Schultz, Mitglied des R. Z. A. in Berlin, als Mitglied zur R. B. D. Berlin und Jüsgen, Mitglied der R. B. D. Magdeburg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Köln, die Reichsbahnräte Gehrman, Mitglied der R. B. D. Stettin, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Frankfurt (Main), Dr. jur. Nonweiler, Mitglied der R. B. D. Erfurt, in gleicher Eigenschaft zum R. Z. A. in Berlin, Dr. jur., Dr. rer. pol. Lohse, Vorstand des R. V. A. Magdeburg 2, als Vorstand zum R. V. A. Berlin 3, Dr. jur. Kintscher, bisher bei der R. B. D. Erfurt, zur R. B. D. Essen, Danco, Vorstand des R. V. A. Weimar, als Hilfsarbeiter zur Hauptverwaltung in Berlin, Brunner, Vorstand des R. V. A. Coblenz 1, als Mitglied zur R. B. D. Magdeburg, Dr. jur. Kuhberg, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Vorstand zum R. V. A. Magdeburg 2, Kadatz, bisher bei der R. B. D. Essen, zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Dr. jur. Genest, Vorstand des R. V. A. Hameln, als Hilfsarbeiter zur Hauptverwaltung in Berlin, von Koschembahr-Bruck, Direktionsdezernent bei der R. B. D. Dresden, als Mitglied zur R. B. D. Erfurt, Menne, Vorstand des R. B. A. Braunschweig 1, als Vorstand zum R. B. A. Halberstadt, August Hammer, Vorstand des R. B. A. Siegen, als Vorstand zum R. B. A. Kassel 2, Rosien, Vorstand des R. B. A. Magdeburg 3, als Vorstand zum R. B. A. Gleiwitz, Eyert, Vorstand des R. B. A. Hagen (Westf.) 3, als Vorstand zum R. B. A. Siegen, Geier, Vorstand des R. B. A. Halberstadt, als Vorstand zum R. B. A. Braunschweig 1, Erbe, Vorstand des R. B. A. Lennepe, als Vorstand zum R. B. A. Hagen (Westf.) 3, Rempp, bisher beim R. B. A. Hamburg, als Vorstand zum R. B. A. Magdeburg 3, Lindenberg, bisher beim R. B. A. Bremen 2, als Vorstand zum R. B. A. Lennepe, Lohc, bisher bei der R. B. D. Altona, zum R. B. A. Hamburg und Wedell, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Berlin, zum R. Z. A. in Berlin.

Überwiesen: die Reichsbahnrate Mantey, bisher beurlaubt, zur R. B. D. Berlin und Lüttich, bisher bei der Hauptverwaltung Berlin, zur R. B. D. Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Dr.-Ing. Karl Zimmermann bei der R. B. D. Stuttgart und die Reichsbahnamtänner Gustav Peters, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Stettin, und Buchsteiner, Hilfsdezernent und Vorstand des Verkehrsbureaus bei der R. B. D. Königsberg (Pr.).

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Werner Köpcke, Friedrich Gutberlet und Heinrich Casper (Wasser- und Straßenbau); — Waldemar Rütters (Eisenbahn- und Straßenbau).

Gestorben: der Regierungsbaurat (W.) Schliemann, Vorstand des Wasserbauamts in Leer.

Württemberg. Bei den im Dezember 1927 bis Februar 1928 abgehaltenen Staatsprüfungen im Ingenieurbaufach sind für befähigt erklärt worden: Franz Baur aus Ulm a. D., Paul Brucklacher aus Ofterdingen, Oberamt Rottenburg, Gerhard Bühler aus Stuttgart, Ernst Clement aus Nußdorf, Oberamt Vaihingen, Artur Erhardt aus Kapfenburg, Oberamt Neresheim, Max Ettwein aus Freudenstadt, Rudolf Franz aus Hanau a. M., Paul Gruner aus Niederstetten, Oberamt Gerabronn, Karl Hägele aus Eßlingen, Julius Hamberger und Adolf Heeb aus Stuttgart, Theodor Hummel aus Christophstal, Gemeinde Freudenstadt, Hermann Hutschenreuther aus Stuttgart, Max Irion aus Köngen, Oberamt Eßlingen, Ernst Kircher aus Stuttgart, Eugen Kitschenmann aus Metzingen, Oberamt Urach, Adolf Klein aus Wildberg, Oberamt Nagold, Eugen Kramer, Eduard Ludwig und Gustav Martin aus Stuttgart, Gustav Müller aus Stuttgart-Gaisburg, Wilhelm Noll aus Saarbrücken, Wilhelm Raff, Erwin Ruoff und Erich Schenk aus Stuttgart, Richard Scheuerle aus Lienzlingen, Oberamt Maulbronn, Franz Schneider aus Stuttgart, Hans Sehl aus Trachenberg in Schlesien, Georg Ströhle aus Essingen, Oberamt Aalen, Paul Ströle aus Nellingen, Oberamt Blaubeuren, Günther Tschanter aus Lipine, Kreis Beuthen, Erwin Zimmermann aus Stuttgart-Botnang. Sie haben die Bezeichnung „Regierungsbaumeister“ erhalten.

INHALT: Zur Kenntnis des Tidegebietes. — Die Hängebrücke von Florianopolis in Brasilien. — Die Bauplanen des Großkraftwerkes Klingenberg. — Vermischtes: Preuß. Ministerial-Erlaß, betr. Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen vom 24. Dezember 1919. — Sympher-Gedenkstein. — Wasserversorgung der Kanadischen Staatsbahnen. — Schutz und Befestigung der Meeresküste. — Seilrollenschiffshebwerk mit getauchten Gegengewichten. — Tunnelbau in weichem Tonboden in Detroit. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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