

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 1. August 1930

Heft 33

Alle Rechte vorbehalten.

Roll-Klappbrücke über den Georgsfehnkanal.

Von Direktor bei der Reichsbahn Paul Schlodtmann in Oldenburg.

Im Jahre 1928/29 wurde die Eisenbahndrehbrücke über den Georgsfehnkanal in km 40,65 der eingleisigen Hauptbahnstrecke Oldenburg—Leer durch eine Roll-Klappbrücke nach Art der Scherzerbrücken ersetzt. Wenn das Bauwerk in seinen Ausmaßen auch bescheiden ist, so verdient es wegen der zweckmäßigen Gesamtanordnung und der Durchbildung im einzelnen doch besondere Beachtung.

Der Georgsfehnkanal, in dem der Wasserstand bei Ebbe und Flut um durchschnittlich etwa 0,90 m schwankt, hat eine Sohlenbreite von rd. 14 m und eine Wassertiefe von rd. 2,50 m bei NW und von rd. 4,20 m bei HW (Sturmflut). Bei gewöhnlichem HW beträgt die obere Breite des Wasserspiegels im Kanal rd. 17 m. Auf dem Kanal findet ziemlich lebhafter Schiffsverkehr statt, und es war daher notwendig, die Bahn auf einer mit einem Schiffsdurchlaß versehenen Brücke über den Kanal zu führen. Beim Bau der im Jahre 1867 in Betrieb genommenen Bahn wurde für den Schiffsdurchlaß eine „Kranbrücke“ von 6 m lichter Durchfahrweite hergestellt, eine inzwischen völlig aufgegebene Bauart beweglicher Brücken, bei denen die Hauptträger kranartig ausgebildet waren. Die Hauptträger bestanden aus Blechträgern; der Obergurt war waagrecht und nahm die Fahrschienen unmittelbar auf, der Untergurt verlief von dem niedrigen Schnabelende gekrümmt nach dem hohen anderen Ende, das als Kransäule ausgebildet sich unten auf einer Spurpfanne drehte und oben durch ein im Mauerwerk verankertes Halslager gehalten wurde. Als Querbindung waren nur einige im Obergurt angebrachte Gelenkstangen vorhanden. Beim Öffnen der Brücke zum Durchlassen von Schiffen dreht sich beide Hauptträger nach derselben Seite bis an das Widerlager, wo sie dann dicht nebeneinander lagen. Derartige Kran-

Schienenstoßblöcken zwischen den Widerlagern und der Drehbrücke auftreten und bei so kleinen Brücken, wie im vorliegenden Falle, besonders schädlich sind. Es zeigten sich dauernd Zerstörungen am Mauerwerk

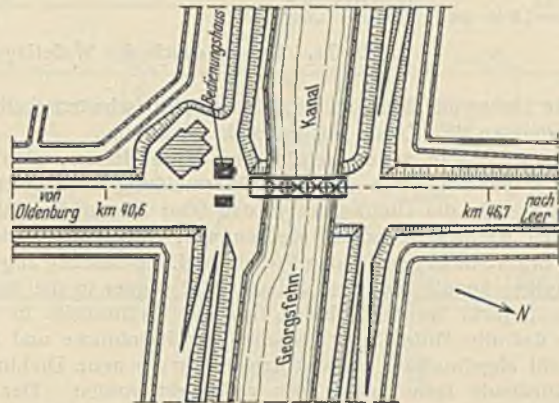


Abb. 1. Lageplan.

des Widerlagers und des Mittelpfeilers, der das freie Ende der Drehbrücke und ein Ende des anschließenden festen eisernen Überbaues trug. Da sich eine Verstärkung des Mauerwerks des Widerlagers und des Mittelpfeilers wegen der äußerst beschränkten Abmessungen des Bauwerks

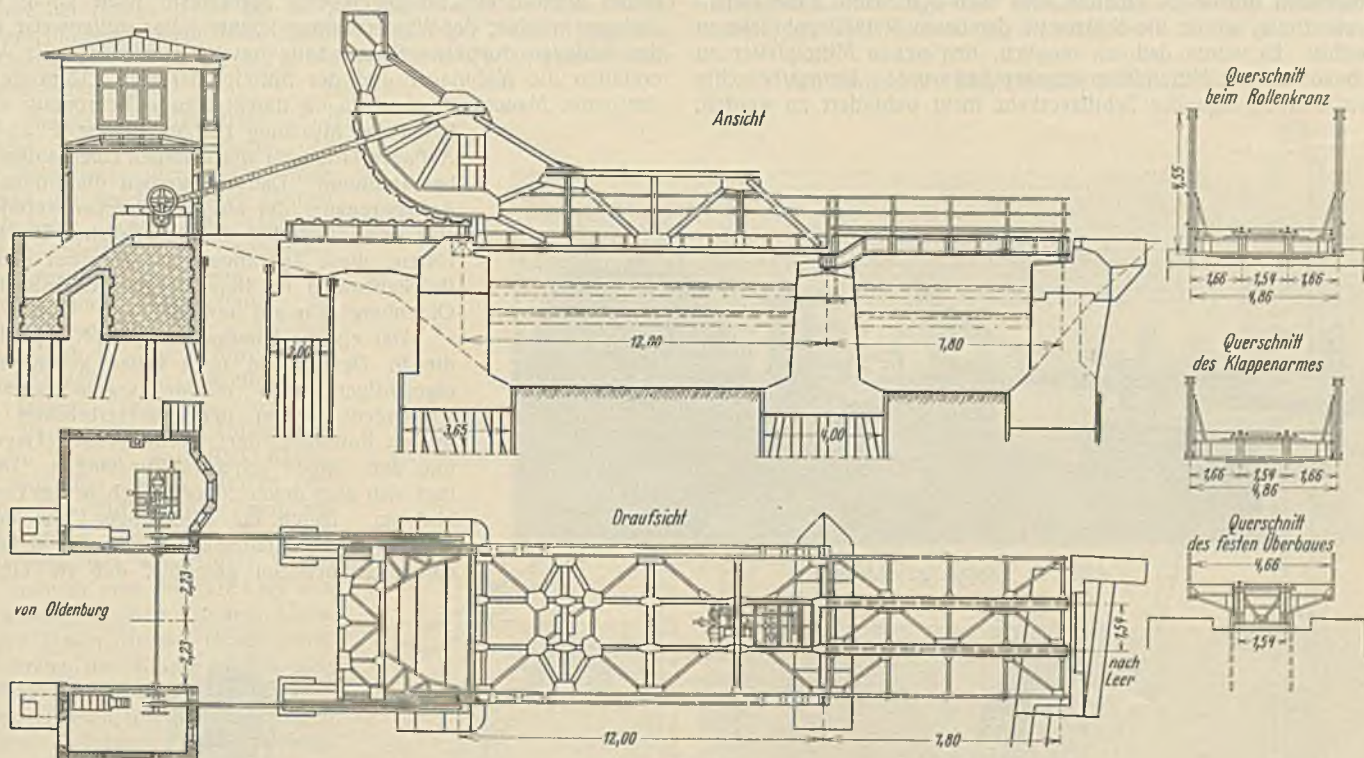


Abb. 2.

brücken waren ursprünglich mehrfach im Bereiche der früher oldenburgischen Staatseisenbahnen vorhanden. Sie wurden als veraltet und unzulänglich in den 90er Jahren des 19. Jahrhunderts beseitigt. Die Georgsfehnkanalbrücke erhielt damals als Ersatz für die Kranbrücke eine ungleicharmige Drehbrücke nach der Schwedlerschen Bauart. Die lichte Durchfahrweite für die Schifffahrt von 6 m wurde beibehalten. Diese Drehbrücke, an die eine feste Brücke von 7,80 m Stützweite anschloß, zeigte im Laufe der Jahre unter der Einwirkung des Eisenbahnbetriebes, namentlich auch infolge des durch die Badezüge nach den Nordseeinseln im Sommer bedingten stärkeren Schnellzugverkehrs, die den Eisenbahndrehbrücken wohl durchweg anhaftenden Mängel. Diese Mängel bestehen hauptsächlich in den heftigen Schlagwirkungen, die beim Überfahren der

nicht hätte durchführen lassen und weil auch eine Änderung des Schienenüberganges von der Drehbrücke auf die anschließenden festen Schienenstränge, wie sie bei den größeren Drehbrücken im Bezirke der Reichsbahndirektion Oldenburg mit gutem Erfolge durchgeführt worden ist, sich ebenfalls wegen der zu geringen Abmessungen des Bauwerks nicht durchführen ließ, wurde die Beseitigung der auch im übrigen als abgänglich und für die neuen schweren Lokomotiven zu schwach zu bezeichnenden Brücke und der Neubau einer kräftigen, neuzeitlichen Roll-Klappbrücke beschlossen, bei der die Mängel der Drehbrücken vermieden werden und bei der alle für den Eisenbahn- und den Schifffahrtverkehr nötigen Einrichtungen einwandfrei ausgebildet werden konnten. Der Neubau der Brücke ermöglichte ferner die Erhöhung der wegen der alten

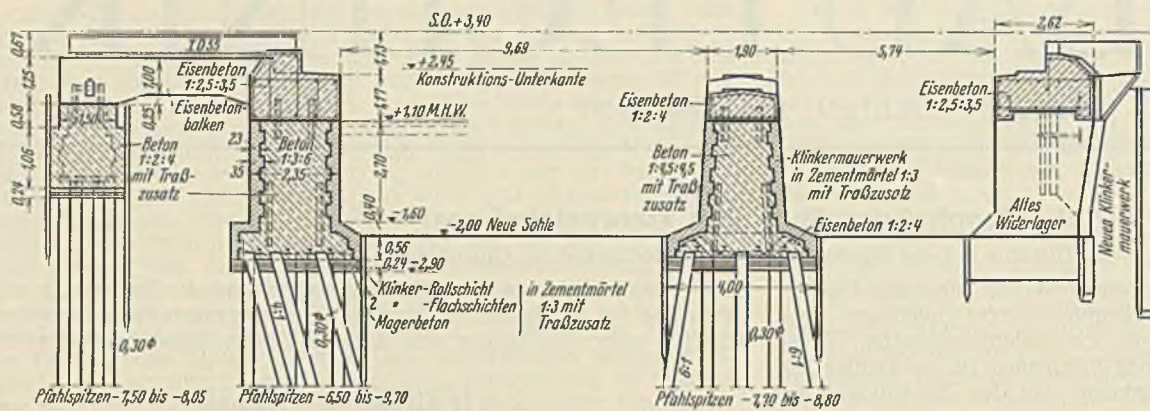


Abb. 3a. Schnitt durch die Widerlager und den Mittelpfeiler.

Bohrloch		Bohrloch	
+1,52	auf gefüllter Sand	-1,55	(alte Sohle) Strengmaß
+0,00		-2,30	brauner Schlamm
-0,37	Schlack	-2,85	heller Schlamm
-1,07	Moor		weißer gewaschener Schlamm
-2,01	brauner Sand		weißer Schlamm
-2,67	weißer Schlamm	-2,60	Kies
-3,57	Feinweißer Schlamm	-3,60	Fein Schlamm
-4,27	alt. Schlamm	-4,85	Dung mit Holz
		-5,85	Gurkseil
		-6,87	Fein grober Sand
		-7,07	Sand
		-7,50	schwarzer rüber Sand
		-8,57	Kies mit Sand
		-9,57	reiner Sand
		-11,25	

Abb. 3b.

Drehbrücke bisher auf 30 km/h ermäßigten Fahrgeschwindigkeit der Züge beim Überqueren des Kanals auf nunmehr 60 km/h.

Die neue Brücke wurde seitlich der alten Brücke, also ungestört durch den Eisenbahnbetrieb und unter Vermeidung einer Notbrücke erbaut (Abb. 1). Da die Drehbrücke in den 90er Jahren ebenfalls seitlich der früheren Kranbrücke erbaut worden war, wobei das Gleis vor und hinter der Brücke nicht gerade zum Vorteil der Linienführung abgeschwenkt werden mußte, konnte die neue Brücke jetzt wieder in die bessere alte Gleisachse gerückt werden. Beim Bau der Drehbrücke in den 90er Jahren ist der alte Mittelpfeiler zwischen der Kranbrücke und der festen Brücke nicht abgebrochen, sondern damals für die neue Drehbrücke und die anschließende feste Brücke nur verlängert worden. Der alte Teil des Mittelpfeilers stand also jetzt im Zuge der neuen Roll-Klappbrücke. Mit Rücksicht auf den mangelhaften Zustand des Mittelpfeilers schien es bedenklich, ihn, solange seine Verlängerung noch zur Unterstützung der alten Brücke dienen mußte, zum Teil abzubrechen. Da es ferner ratsam war, die lichte Durchfahrweite der neuen Brücke zu vergrößern, um dadurch die Vorteile einer größeren, schwereren und daher im Betriebe ruhiger liegenden Brücke zu erhalten und auch den Schiffen die Durchfahrt zu erleichtern, wurde die Stützweite der neuen Roll-Klappbrücke zu 12 m gewählt. Es wurde dadurch möglich, den neuen Mittelpfeiler zu erbauen, bevor der alte Mittelpfeiler abgebrochen wurde. Ferner brauchte bei diesem Bauvorgange der Schiffsverkehr nicht behindert zu werden,

was sonst durch Einbau von Spundwänden in die sehr enge Durchfahröffnung von nur 6 m lichter Weite notwendig geworden wäre. Abb. 2 zeigt die Gesamtanordnung der Brücke.

Die in Abb. 3 dargestellten neuen Widerlager und der neue Mittelpfeiler bestehen aus einem Betonkern der Mischung 1 : 3 : 6 bzw. 1 : 4,5 : 4,5 mit Ummantelung aus Klinkermauerwerk in Zementmörtel mit 30% Traßzusatz zum Zement, um schädliche Einflüsse des moorsäurehaltigen Kanalwassers auf den Beton zu verhüten. Auch in der Sohle der Mauerwerkskörper wurde zunächst eine Lage aus Klinkermauerwerk in 0,24 m Stärke hergestellt. Die Baugruben wurden nach Rammung der Fundamentpfähle mit Spundwänden eingefäßt, und das Mauerwerk wurde dann nach dem Auspumpen der Baugruben und dem Ausheben der Bodenmassen im Trockenen aufgeführt. Die Bauausführung fiel leider zum Teil in den ungewöhnlich strengen Winter 1928/29 und bereitete daher manche Schwierigkeiten, im übrigen bot sie aber nichts besonders Bemerkenswertes. Die Spundwände konnten wegen der in der Kanalsohle befindlichen alten Steinschüttungen und Mauerreste nicht völlig dicht geschlagen werden; der Wasserandrang konnte daher stellenweise nur durch das Schlagen doppelter Spundwände bewältigt werden. Als Abdeckung erhielten die Widerlager und der Mittelpfeiler eine 1,13 m starke, über das ganze Mauerwerk ohne Fugen durchlaufende Bekrönung aus Eisenbeton der Mischung 1 : 2,5 : 3,5 bzw. 1 : 2 : 4, die die Auflagerplatten für die eisernen Überbauten unmittelbar aufnimmt. Dadurch werden die früher üblichen Auflagerquader der eisernen Brücken vermieden, die sich namentlich bei den beweglichen Brücken leicht lösten; diese Anordnung hat sich bei den neueren Brückenbauten im Bereiche der Reichsbahndirektion Oldenburg sehr gut bewährt.

Der eiserne Überbau der Roll-Klappbrücke zeigt die in Deutschland noch selten gesehene, etwas eigenartige, man möchte sagen „amerikanisch“ wirkenden Formen der Scherzerbrücken mit dem großen Rollkranz, dem hochliegenden Gegengewicht und den langen schrägen Zugstangen. Die Brücke fügt sich aber dennoch vortrefflich in das Landschaftsbild ein. Durch die eigenartige Form der Brücke werden die heranfahrenden Schiffe schon von weitem darauf aufmerksam gemacht, daß sie eine Brücke



Abb. 4. Klappe geschlossen.

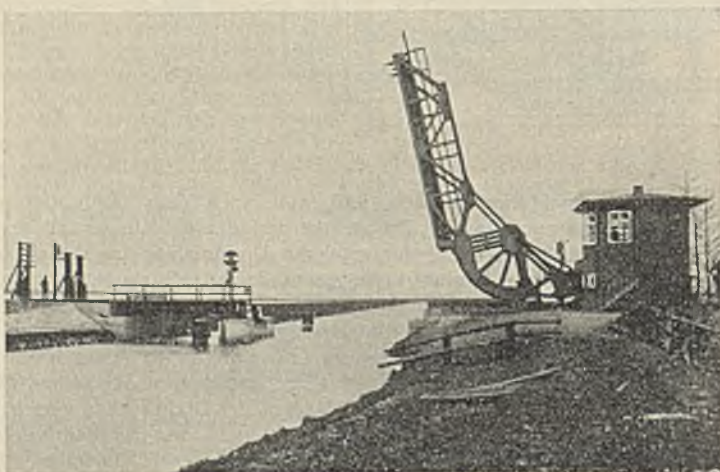


Abb. 5a. Klappe geöffnet.

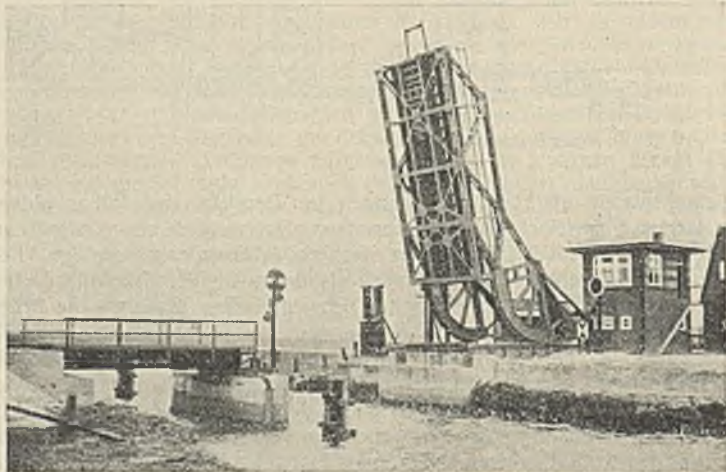


Abb. 5b. Klappe geöffnet.

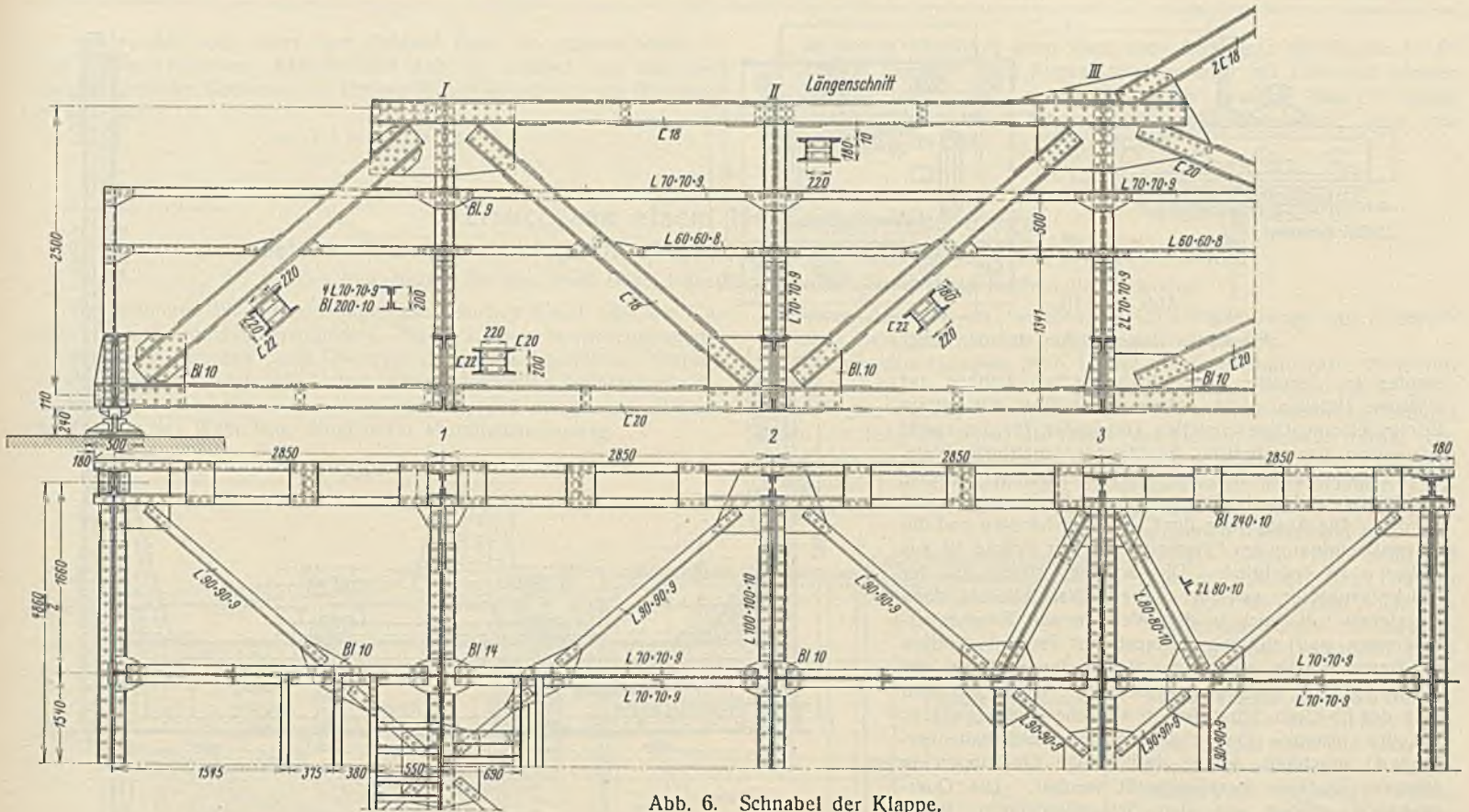


Abb. 6. Schnabel der Klappe.

durchfahren müssen, wobei erhöhte Vorsicht anzuwenden ist. Mildernd und ausgleichend wirkt am Rollkranz und Gegengewicht das massive Brückenbedienungshaus, das auch die Zugstangen aufnimmt. Am anderen Ende der Brücke leiten der leichter ausgebildete Brückenschnabel und die anschließende kurze feste Brücke in gefälliger Weise in die flache Kanallandschaft über. Abb. 4 u. 5 a u. b zeigen die Brücke in geschlossener und in geöffneter Lage.

Die bauliche Ausbildung der Hauptträger und der Fahrbahn des eisernen Überbaues der Roll-Klappbrücke und der anschließenden kleinen festen Brücke, sowie die statische Berechnung bieten nichts besonders Bemerkenswertes. Es kann daher hier von einer Beschreibung im einzelnen abgesehen werden; die beigegebenen Abb. 6, 7 u. 8 dürften die Einzelausbildungen zur Genüge erkennen lassen. Besonders sei nur auf die Vereinigung der Auflagerung der freien Enden der Roll-Klappbrücke und der festen Brücke auf der Mitte des Mittelpfellers und auf die Verankerung des festen Überbaues im Mauerwerk des Widerlagers hingewiesen, wodurch eine ruhigere Lage des verhältnismäßig kleinen eisernen Überbaues der festen Brücke erzielt wird. Der Rollkranz der Klappe wälzt sich beim Öffnen und Schließen der Brücke auf festgegründeten, mit den Zahnstangen versehenen I-Trägern den Rollbahnträgern ab. Die Abdeckung der Brückenfahrbahn besteht in voller Brückenbreite aus Waflblechen. Der Baustoff der Klappe und des festen Überbaues ist St 37. Das Gewicht der Klappe beträgt rd. 36 t, das des festen Überbaues rund 11,1 t. Das Gegengewicht der Klappe enthält im ganzen rd. 44 t Eisenschrot und Beton.

Eine von den sonst üblichen Ausbildungen abweichende Behandlung hat der Oberbau auf der Brücke und der

Übergang des Oberbaues vom beweglichen Brückenteil auf das Widerlager und auf die anschließende feste eiserne Brücke erfahren, die sich in ganz ähnlicher Ausführung bei der vor einigen Jahren erbauten Roll-Klappbrücke im Zuge der Friesenbrücke über die Ems bei Weener¹⁾ bereits als sehr zweckmäßig bewährt hat. Schon seit etwa 40 Jahren

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1925, Heft 23, S. 297 ff.

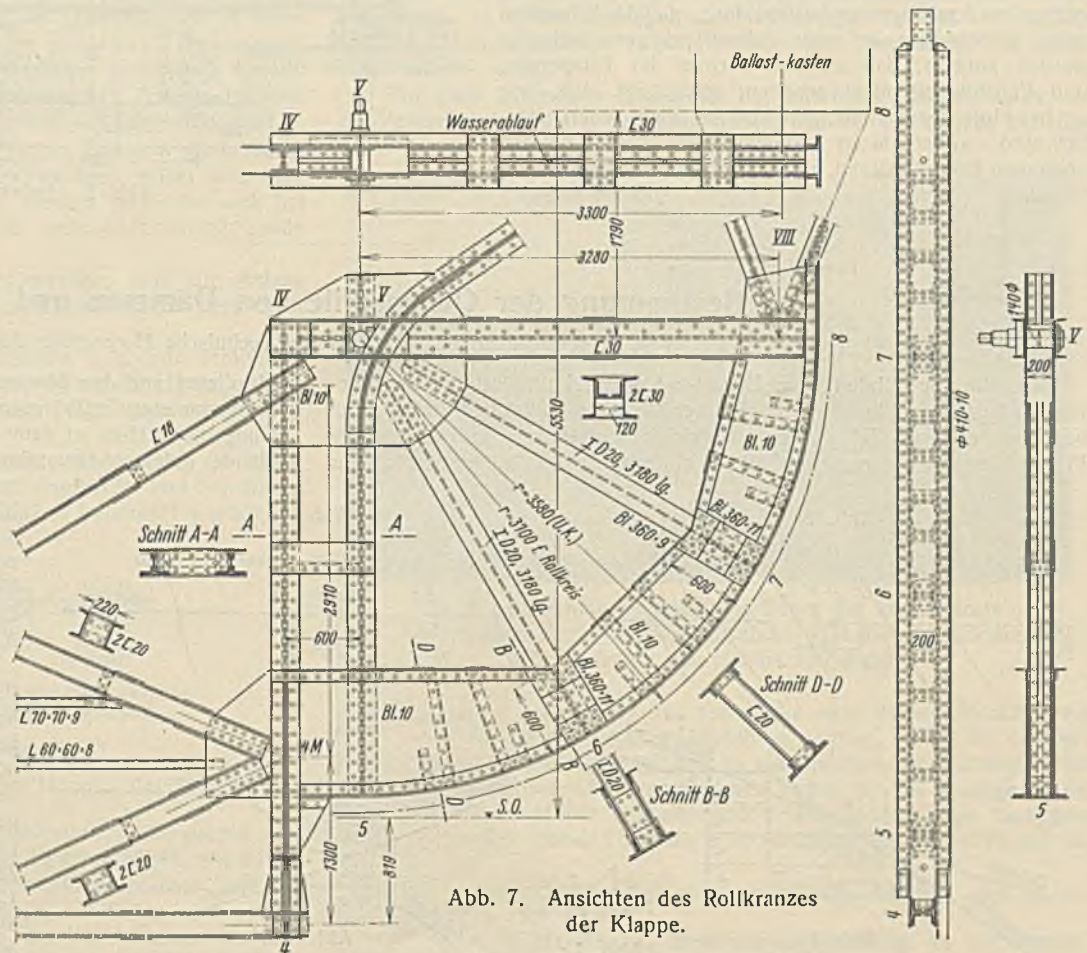


Abb. 7. Ansichten des Rollkranzes der Klappe.

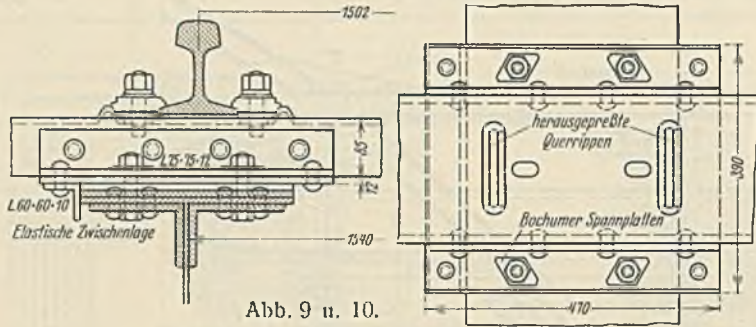


Abb. 9 u. 10.

Eisenschwellen-Oberbau auf der Brücke.

werden im Bereiche der oldenburgischen Bahnen auf eisernen Brücken nicht hölzerne, sondern mit gutem Erfolge eiserne Querschwellen verwendet, für die zuerst Zoresisen bzw. ähnliche im Handel erhältliche Walzeisen, später besonders für Brückenschwellen gewalzte Profileisen und seit einigen Jahren \square -Eisen benutzt werden. Die Ausbildung der \square -Eisen-Schwellen und die Gesamtanordnung des Oberbaues auf der Brücke ist aus Abb. 9 u. 10 ersichtlich. Die Schienen stehen auf der Brücke senkrecht, was aber keinerlei Nachteile hat, denn sie stehen z. B. auch in den Weichen und Weichenverbindungen und stellenweise auch auf Probeabschnitten der freien Strecke senkrecht. Sie werden nach Art des oldenburgischen Oberbaues O befestigt, wobei aus dem Steg der \square -Eisen-Schwellen in ähnlicher Weise, wie es bei den eisernen Querschwellen des Reichsbahnoberbaues O geschieht, kleine dachförmige Querrippen in warmem Zustande herausgepreßt werden. Die Querschwellen werden auf den Schwellenträgern durch Schrauben befestigt. Die Schwellenträger liegen im Abstände von 1,54 m, also nahezu unter Schienenmitte. Zwischen Schienenfuß und Querschwelle, sowie zwischen Querschwelle und Schwellenträger sind elastische Zwischenlagen eingefügt, die den Verschleiß der nicht miteinander vernieteten Eisenteile, die sich sonst berühren würden, vermindern sollen und ferner auch ein Wandern der Schienen verhindern und das Geräusch beim Befahren der Brücke mildern. Der Vorteil der eisernen Schwellen gegenüber den hölzernen besteht darin, daß die Schwellen leicht einwandfrei auf den Schwellenträgern befestigt werden können, daß sie bei Wechsel der Temperatur und Feuchtigkeit nicht arbeiten, reißen od. dgl., wie es bei Holz der Fall ist, und daß sie nicht feuergefährlich sind. Außerdem ist ihr Gewicht geringer als bei den hölzernen Brückenbalken, und sie erfordern eine kleinere Bauhöhe. (Schluß folgt.)

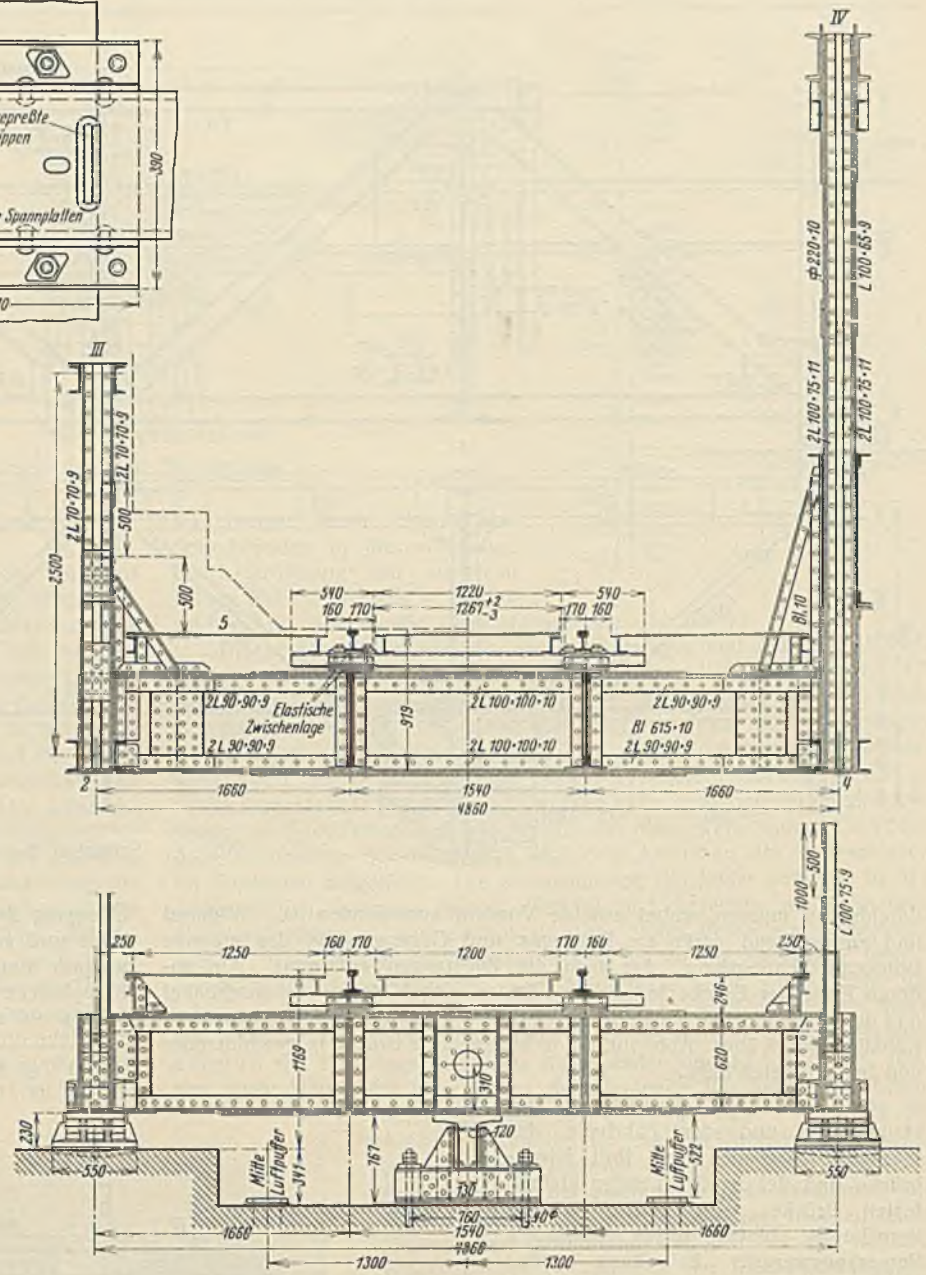


Abb. 8. Brückenquerschnitte.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Bestimmung der Querprofile von Dämmen und Einschnitten.

Von Regierungsbaumeister R. Ramge, Technische Hochschule Aachen.

Um die Umrisslinien einer Damm- oder Einschnittböschung im Lageplan zu bestimmen, bedient man sich bei kleineren Maßstäben und ebenem oder fast ebenem Gelände gewöhnlich der Schätzung, indem man die Planumhöhe über oder unter Gelände einfach mit dem Neigungscotangens

multipliziert und den Böschungspunkt seitlich markiert. Bei größeren Maßstäben von etwa 1 : 250 aufwärts wird dies Verfahren für manche Zwecke zu ungenau. Hier ist dann die regelrechte Aufzeichnung des durch das Gelände gelegten Querschnitts und Einzeichnung des Bahnprofils notwendig (z. B. unter Verwendung einer Schablone). Da dies jedoch bei jedem Querschnitt wiederholt werden muß, ist das Verfahren sehr zeitraubend und umständlich. Ein einfacheres Verfahren wird in den Vorlesungen über Eisenbahnbau an der Technischen Hochschule Aachen vorgetragen (vgl. Abb. 1a).

Es sei die Planumbreite B eingetragen, ihre Höhe sei z. B. + 66. Es handle sich um einen Damm mit der Neigung von 1 : 1,5. Der Höhenabstand der Schichtlinien sei 1 m oder allgemein h Meter. Denkt man sich den Querschnitt durch das Gelände aufgezeichnet (Abb. 1b), so wird gesucht der Punkt P . Man setzt nun mit Hilfe des Zirkels, von Punkt A ausgehend, immer $1,5 \cdot h$ m, allgemein $1,5 \cdot h$ ab, wobei man also mit jedesmaligem Absetzen 1 m bzw. h Meter tiefer kommt. Der Punkt P' ist

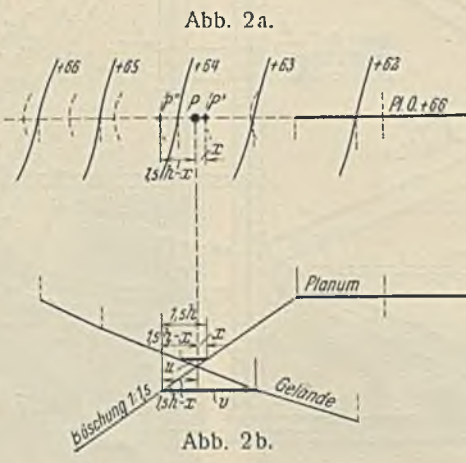
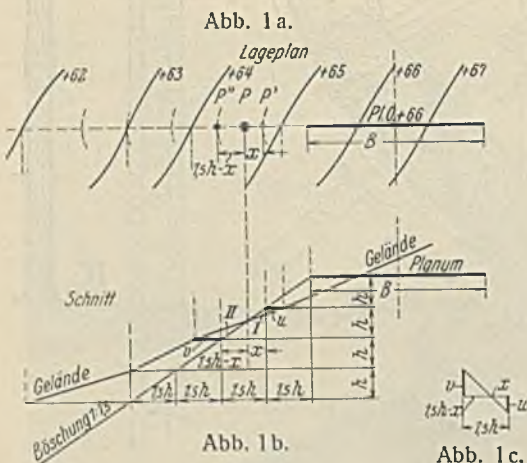


Abb. 1a.

Abb. 2a.

Abb. 1b.

Abb. 1c.

Abb. 2b.

der letzte, der noch über dem Gelände liegt, der nächste Punkt P'' liegt schon darunter. Entsprechend Abb. 1b ergeben sich nun zwei ähnliche Dreiecke, Dreieck I und Dreieck II, aus denen sich die Beziehung ableiten läßt:

$$x : (1,5 h - x) = u : v.$$

In diesem Verhältnis kann dann nach Augenmaß die Strecke $P' P'' = 1,5 h$ im Lageplan nach Augenmaß oder auch mit Hilfe der kleinen Abb. 1c unterteilt werden, wodurch sich der gesuchte Punkt P ergibt. Das Verfahren ist selbstverständlich auch anwendbar, wenn das Gelände nach der Bahn zu fällt (Abb. 2).

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche an einem Heynschen Wasseregel bei der Wasserkraftanlage der Papierfabrik Schoeller & Hoesch in Gernsbach.

Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Paul Böss, Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Bei mehreren Wasserkraftanlagen am gleichen Kanal wird der Umstand oft sehr störend empfunden, daß bei einem unvorhergesehenen Abschluß der Turbinen eines Oberliegigers, infolge irgendeiner Störung, der Unterlieger so lange eine Unterbrechung des vollen Zuflusses erleidet, bis der Kanal oberhalb so weit aufgestaut ist, daß die gesamte Wassermenge über das Wehr bzw. Streichwehr abzufließen vermag.

gesehenen Abschluß der Turbinen die volle Wassermenge von 13 m³/sek in kurzer Zeit dem Werk des Unterliegigers zuzuführen.

Wie aus dem Lageplan (Abb. 1) und dem Querschnitt (Abb. 2) hervorgeht¹⁾, besteht die Heberanlage aus drei einzelnen Hebern von je 2,9 m lichter Weite, wobei das vorhandene Streichwehr im wesentlichen bestehen blieb und lediglich durch die Haube des Hebers überbaut wurde. Die drei Heber stehen durch eine Öffnung in den Trennungswänden sowohl untereinander als auch mit einer Hilfssaugschnauze in Verbindung. Letztere hat den Zweck, das Abspringen (Lüften) des Hebers für einen bestimmten Wasserstand genau festzulegen. Jeder Heber besitzt an seinem Scheitel eine Öffnung von 0,50 m Durchm., um das Innere des Hebers zu beobachten und unter Umständen durch Öffnen der Deckel die Heber außer Tätigkeit setzen zu können.

Den Bau des Hebers zeigt Abb. 3, auf dem die zickzackförmige Überlaufkante, die auf das Streichwehr aufgesetzt wurde, deutlich zu sehen ist. Die Wirkungsweise und die Theorie des selbsttätigen Hebers darf als bekannt vorausgesetzt werden.²⁾ Das überfallende Wasser wird durch die Sprungkante (s. Abb. 2) an die Heberglocke geleitet, so daß das Heberinnere vollständig abgeschlossen ist, wobei durch

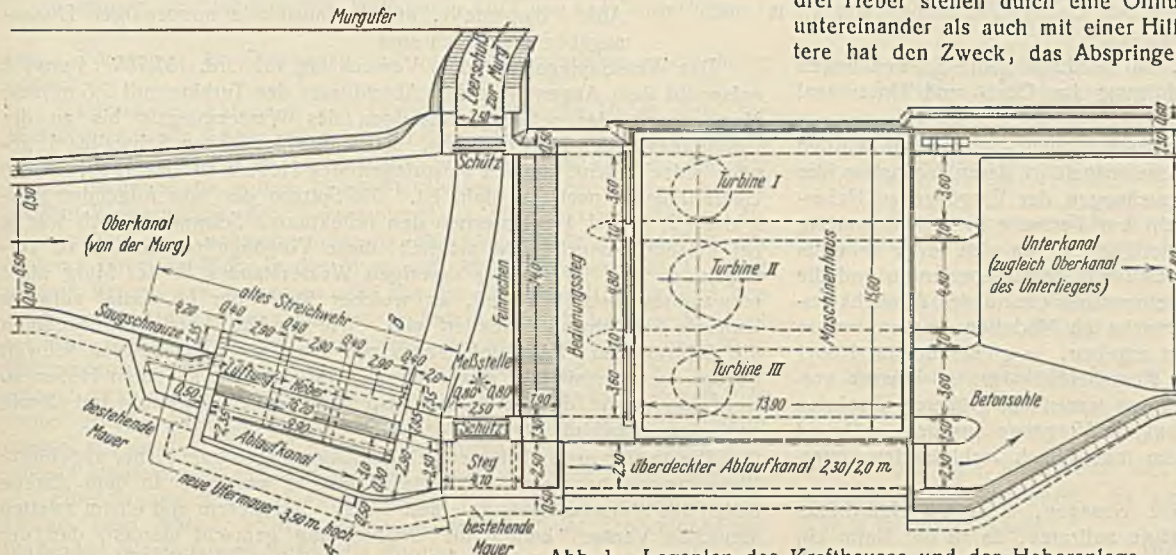


Abb. 1. Lageplan des Krafthauses und der Heberanlage.
M. 1 : 400.

In allen diesen Fällen ist eine selbsttätig einsetzende Vorrichtung am Platze, die durch einen geringen Anstau am Kraftwerk, wie er durch den beim Abschluß der Turbinen entstehenden Stauschwall stets erzeugt wird, in Tätigkeit tritt und die volle dem Unterlieger zustehende Wassermenge abführt. Die Forderungen an eine derartige Anlage müssen, wenn sie als zweckmäßig bezeichnet werden soll, die folgenden sein:

1. Die volle Wirkung soll in möglichst kurzer Zeit und schon durch einen geringen Schwall hervorgerufen werden, wobei aber eine übergroße Empfindlichkeit vermieden werden muß, da auch bei normalen Belastungsänderungen bereits mehr oder weniger große Schwalle auftreten.
2. Sobald die Turbinen wieder belastet werden, muß die Anlage selbsttätig aussetzen, damit unnötige Wasserverluste vermieden werden.
3. Die Anlage muß möglichst stoßfrei arbeiten, d. h. jede dem Oberkanal zufließende Wassermenge, die kleiner als die Höchstleistung der Anlage ist, ohne allzu große Wasserspiegelschwankungen zur Ableitung bringen.
4. Die Anlage muß möglichst einfach sein, wenig oder gar keine empfindlichen Teile besitzen und darf durch Eis- und Schwimmstoffe nicht wesentlich in ihrer Wirksamkeit behindert werden.

Absaugen der Luft ein Unterdruck in dem Heberaum entsteht, der das Anspringen, d. h. das Ansaugen der Wassersäule bewirkt, so daß der gesamte Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser als Druckhöhe wirksam wird.

Von ganz besonderer Bedeutung bei derartigen Anlagen ist es, wie die Versuche einwandfrei bewiesen haben, daß der Heber jede beliebige

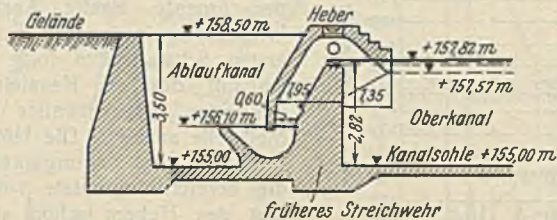


Abb. 2. Querschnitt A—B durch den Heber. M. 1 : 200.

Von den bestehenden Einrichtungen, die diesem Zwecke dienen und die sich auch bereits in vielen Fällen bestens bewährt haben, wurde für die Anlage der Papierfabrik Schoeller & Hoesch in Gernsbach, bei der die eingangs beschriebenen Verhältnisse vorlagen, der Einbau eines selbstanspringenden Heynschen Hebers an Stelle des vorhandenen 16,50 m langen Streichwehres vom Verfasser entworfen, um bei einem unvorher-

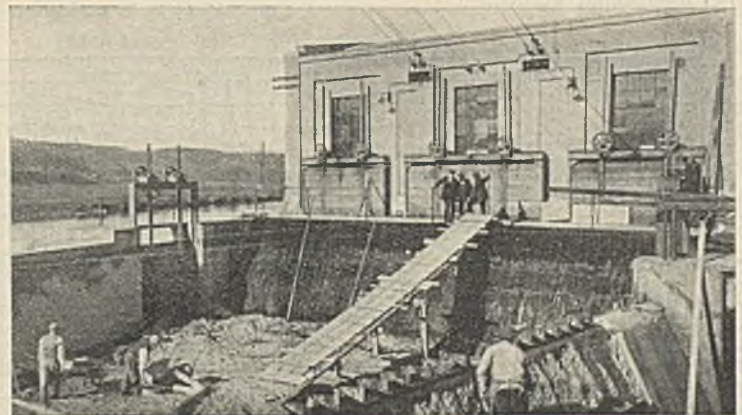


Abb. 3. Aufnahme während des Baues der Heberanlage.
Auf der früheren Krone des Streichwehres wird die zickzackförmige Überlaufkante des Hebers aufgesetzt.

Wassermenge — naturgemäß nur soweit sie unter seiner Höchstleistung liegt — vollständig gleichmäßig abzuführen vermag, wobei ein Gemisch von Wasser und Luft angesaugt und so ein Gleichgewichtszustand erzielt wird. Bei einem normalen gewöhnlichen Heber ist dies keineswegs der Fall, da hier der Heber entweder voll arbeitet oder infolge Ansaugens von Luft abreißt. Dieser Umstand muß zweifellos als großer Vorteil der

¹⁾ Ein Übersichtsplan der gesamten Anlage befindet sich in der Bautechn. 1924, Heft 32.

²⁾ S. u. a. A. Hinderks, Strömungsuntersuchung an selbsttätigen Saugüberfällen in der Bautechn. 1929, Heft 19 u. 22.

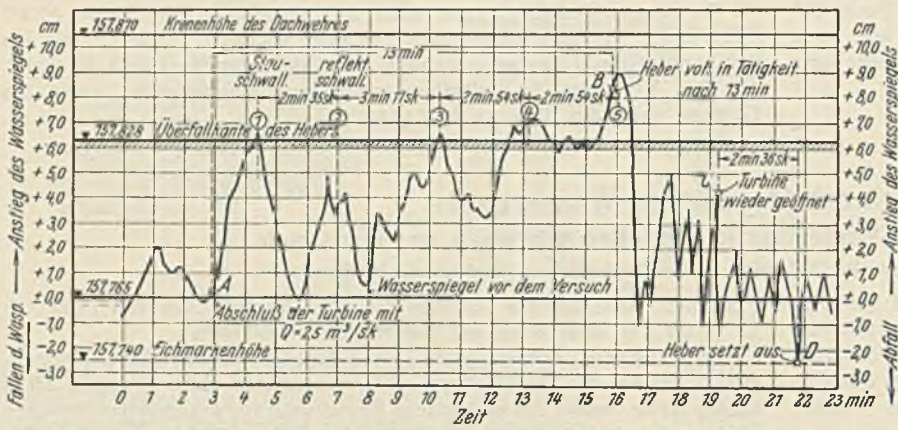


Abb. 4. Versuch 1. Wasserspiegelbewegung im Oberkanal beim Abschluß und Wiederöffnen einer Turbine bei einer Wassermenge von 2,5 m³/sec.

1. die zum Anspringen notwendige Zeit bei verschiedenen Zuflüßmengen und die dazu erforderliche Mindestüberfallhöhe;
2. die Wasserspiegelschwankungen und Schwallerschwankungen im Oberkanal beim Anspringen und während der Tätigkeit des Hebers;
3. das Arbeiten des Hebers bei teilweiser Lüftung, wodurch der Einfluß von Undichtigkeiten festgestellt werden kann;
4. die Vorgänge und die erforderliche Zeit für das Abreißen (Lüften) des Hebers beim Wiederöffnen der Turbinen.

Versuch 1.

Dieser Versuch wurde bei einer Wasserführung der Murg von nur 2,5 m³/sec durchgeführt. Die Wasserspiegelbewegungen im Oberkanal unmittelbar in der Nähe des Hebers wurden mittels eines selbstschreibenden, besonders schnell umlaufenden Pegels aufgezeichnet und sind in Abb. 4 dargestellt, aus der auch alle notwendigen Höhenangaben ersichtlich sind.

Heynschen Heber gewertet werden, da hierdurch keine Schwankungen des Wasserspiegels und der Wasserführung im Ober- und Unterkanal auftreten.

Zur Überprüfung der vorstehend beschriebenen Heberanlage wurden nach deren Fertigstellung einige Versuche ausgeführt, deren Ergebnisse hier mitgeteilt werden sollen. Die Untersuchungen der Vorgänge an Hebermodellen stoßen, wenn es sich nicht um Versuche in verhältnismäßig großem Maßstabe handelt, auf Schwierigkeiten, da sich unter anderem die Verhältnisse beim Mitreißen der Luft aus dem Heberinnern und die dazu erforderliche Zeit nicht ohne weiteres auf Grund des Ähnlichkeitsgesetzes übertragen lassen. Die Versuche an Modellen werden um so größere Abweichungen von der Natur ergeben, je größer der im Heber auftretende Unterdruck wird. Das Ausscheiden der im Wasser vorhandenen Luft kann in der Natur bei den wesentlich größeren absoluten Unterdrücken bereits einen Einfluß auf die Vorgänge ausüben, während im Modell diese Erscheinung bei dem maßstäblich verkleinerten Unterdruck kaum von Einfluß ist.

Die Modellversuche müssen ganz versagen, wenn im Naturheber Unterdrücke von etwa 10 m Wassersäule auftreten, da in der Natur ein größeres Vakuum als 10,33 m Wassersäule vermindert um den Dampfdruck nicht möglich ist, während im Modell diese Grenze je nach dem Modellmaßstab noch lange nicht erreicht zu sein braucht.

Die Untersuchungen in der Natur erstreckten sich auf die Beobachtung der folgenden Vorgänge³⁾:

³⁾ Die Versuche wurden ursprünglich auf Veranlassung der Aufsichtsbehörde vorgenommen, konnten jedoch durch das liebenswürdige Entgegenkommen des Herrn Direktor Böhm der genannten Firma noch weiter ausgedehnt werden.

Der Wasserspiegel vor dem Versuch lag auf Ord. 157,765. Punkt A entspricht dem Augenblicke des Abschlusses der Turbine mit 2,5 m³/sec. Man erkennt das sofortige Ansteigen des Wasserspiegels bis an die Überfallkante des Hebers heran. Die Höhe des ersten Schalles 1 genügt jedoch nicht, um ein Anspringen des Hebers zu bewirken, da die Überfallmenge noch zu klein ist. Die Spitzen der nun folgenden Ausschläge 2, 3 und 4 entsprechen den reflektierten Schwallen, doch war es bei diesem Versuch nicht möglich, diese Vorgänge rechnerisch zu verfolgen, da sich infolge des niedrigen Wasserstandes in der Murg nicht einwandfrei feststellen ließ, an welcher Stelle der im Kanal aufwärts laufende Stauschwall reflektiert wird. Wie aus Abb. 4 ersichtlich, nehmen die Schwallen an Höhe stets etwas zu, aber erst beim fünften Schwall genügt die überfallende Wassermenge, um die Luft aus dem Heber so weit abzusaugen, daß der Heber anspringt. Dieser Zeitpunkt trat 13 min nach dem Abschluß der Turbine ein.

Die in der ersten Minute nach dem Anspringen vom Heber abgeführte Wassermenge betrug etwa 15 bis 18 m³/sec, was auch an dem starken Abfall des Wasserspiegels zu erkennen ist. Bei diesem und einem zweiten ähnlichen Versuch konnte die Beobachtung gemacht werden, daß der Heber, obschon er für 13 m³/sec gebaut war, auch eine Wassermenge von nur 2,5 m³/sec, d. h. nur 20% seiner Höchstwassermenge durchaus gleichmäßig ohne nennenswerte Schwankungen in der Wasserführung und im Oberkanal abzuführen vermag.

Punkt C entspricht dem Wiederöffnen der Turbine; 2 min 36 sek nach diesem Zeitpunkte reißt der Heber vollständig ab, so daß der Anfangszustand wiederhergestellt ist.

Versuch 2.

Das Ergebnis dieses Versuches ist in Abb. 5 dargestellt. Die Wasserführung der Murg betrug hierbei 18 m³/sec, die von dem Kraftwerk verarbeitet wurden. Punkt A entspricht dem Abschluß von zwei Turbinen mit zusammen 13 m³/sec. Der dadurch entstehende Schwall erreichte eine Höhe von 23 cm, so daß der Heber schon 8,1 sek nach dem Abschluß voll in Tätigkeit war. Abb. 6 zeigt eine Aufnahme sofort nach dem Abschluß der Turbinen, wobei die starke Luftabsaugung des Wassers aus dem Heberaum zu erkennen ist. Bemerkenswert ist der erneute zweite Anstieg des Wasserspiegels in Abb. 5, der der ersten Schwallspitze folgt und die Ankunft des am Kanaleinlauf reflektierten Stauschalles an der Meßstelle anzeigt. Die Höhe dieses Schalles ist naturgemäß durch die bereits eingesetzte volle Tätigkeit des Hebers schon stark vermindert.

Eine rechnerische Nachprüfung der Laufzeit des ersten Schalles ergab an Stelle des beobachteten Wertes von 1 min 18 sek den Wert von 1 min 31 sek, wobei sich die verhältnismäßig große Abweichung aus den nicht ganz genau erfaß-

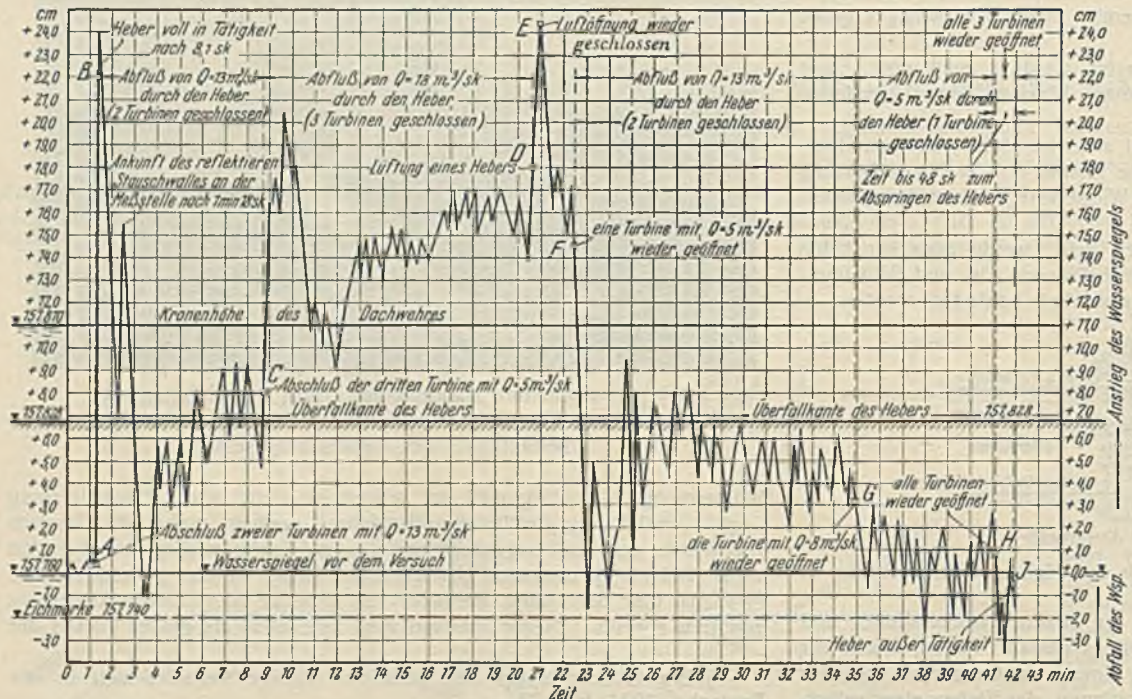


Abb. 5. Versuch 2. Wasserspiegelbewegung im Oberkanal beim stufenweisen Abschluß und Wiederöffnen von drei Turbinen bei einem Gesamtzufluß von 18 m³/sec.

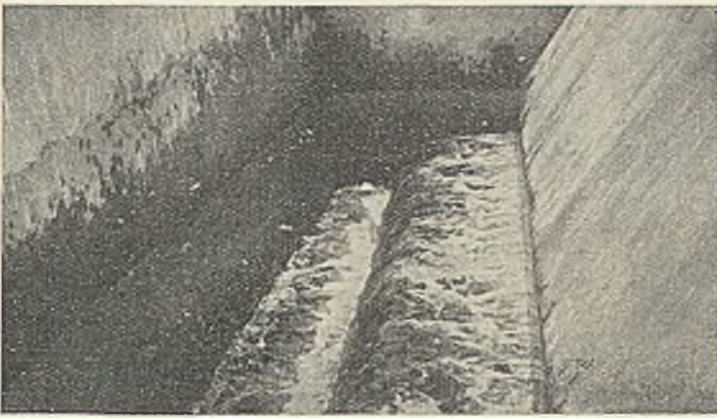


Abb. 6.

Absaugen der Luft aus dem Heberaum kurz vor dem Anspringen.

baren Vorgängen im Oberkanal und an der Einmündung in die Murg erklärt.

Während der Ableitung von 13 m³/sek durch den Heber steht der Wasserspiegel nur 6,8 cm höher als vor dem Versuch. Bei Punkt C folgte der Abschluß der dritten Turbine mit weiteren 5 m³/sek, so daß der Heber nunmehr die vollen 18 m³/sek abführte, wobei infolge der zu großen Wassermenge der Wasserspiegel so hoch anstieg, daß er die Kronenhöhe des Dachwehres bereits überstieg, wodurch ein Teil des Wassers über das Wehr in der Murg zum Abfluß gelangen mußte. Der weitere Verlauf des Versuches geht aus der Pegelaufzeichnung und den Angaben an den einzelnen Punkten in Abb. 5 deutlich hervor. Erwähnt sei noch, daß Punkt D dem Öffnen eines der Abschlußdeckel von 0,50 m Durchmesser in dem mittleren Heber entspricht, wodurch der Wasserspiegel zwar schnell ansteigt, der Heber jedoch durchaus einwandfrei weiter arbeitet, obschon ein äußerst kräftiger Luftstrom durch die Öffnung eingesogen wurde. Es muß hieraus geschlossen werden, daß selbst eine größere Undichtigkeit die Wirkung des Hebers nur wenig beeinträchtigt.

Einen Vergleich der Oberwasserstände vor und nach dem Einbau des Hebers zeigt Abb. 7. Zur Berechnung der über das Streichwehr abfließenden Wassermenge wurde die Formel

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \sqrt{2g} \sqrt{B^{2,5} h^{3,5}}$$

benutzt, wobei der Wert μ zu 0,65 angenommen wurde. Gegenüber dem ursprünglich vorhandenen Streichwehr von 16,5 m Länge beträgt die Senkung des Wasserspiegels durch den Einbau des Hebers beim Abfluß

von 13 m³/sek 0,65 m, während sie bei einem Streichwehr von der gleichen Breite wie der Heber sogar 0,96 m betragen würde.

Die genaue Bestimmung des Wirkungsgrades des Hebers gestaltete sich insofern schwierig, als der Stand des Unterwasserspiegels bei Vollleistung infolge der wilden Wasserbewegung nicht ganz genau zu bestimmen war.

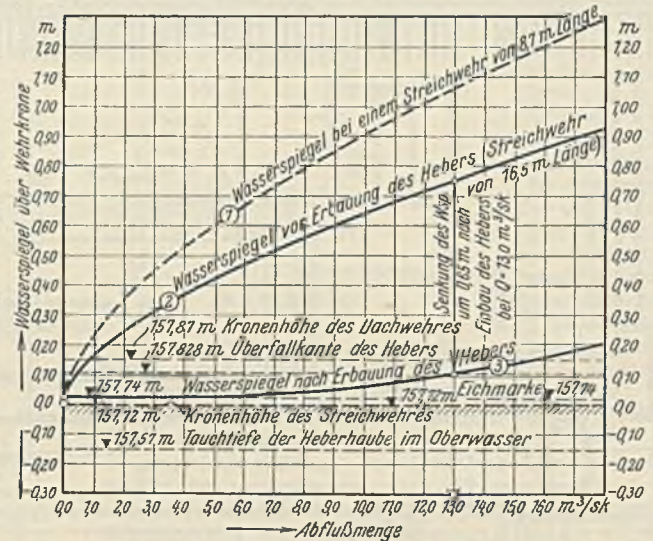


Abb. 7. Änderung der Wasserspiegellage im Oberkanal bei wechselnden Abflußmengen durch den Einbau der Heber von 3 · 2,90 m = 8,70 m lichter Breite.

Der Wirkungsgrad des Hebers ergibt sich zu:

$$\eta = \frac{Q}{ab \sqrt{2g H_0}}$$

worin a die Tiefe, b die Breite und H_0 das Gesamtgefälle zwischen Ober- und Unterwasser bedeutet. Es wird für $Q = 18 \text{ m}^3/\text{sek}$, wobei H_0 zu 1,30 m gemessen wurde:

$$\eta = \frac{18,0}{0,60 \cdot 3 \cdot 2,90 \cdot 4,43 \cdot 1,14} = 0,68.$$

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die an der Heberanlage vorgenommenen Versuche sehr befriedigende Ergebnisse gezeigt haben, wobei die stoßfreie Abführung kleiner Wassermengen besonders hervorzuheben werden muß.

Alle Rechte vorbehalten

Zur Trockenlegung der Zuidersee.

Von Anton van Rinsum, Regierungsbaurat in Regensburg.



Abb. 1. Lageplan.

Die Arbeiten zur Trockenlegung der Zuidersee haben, wie aus den früheren Veröffentlichungen in der Bautechn.¹⁾ bekannt ist, im Jahre 1924 mit der Herstellung des 2,3 km langen Hauptabschlußdeiches zwischen dem Festlande von Nordholland und der Insel Wieringen begonnen. Gleichzeitig damit wurde das Schlußstück eines Kanals ausgeführt, der zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt und zur Schaffung der Vorflut für die Poldergebiete Nordhollands, die bisher an die offene See grenzen, dient. Es ist der Balgzandkanal, der bei der Van Ewijkschen Schleuse beginnt, der Küste entlang zieht und, durch einen neuen Seedeich gegen das offene Meer geschützt, in das „Neue Tief“ bei Den Helder in die See mündet (Abb. 1).

Die Fortsetzung der Arbeiten erstreckte sich, da die finanziellen Schwierigkeiten der Nachkriegszeit eine Änderung und Verlangsamung des Baufortschritts notwendig gemacht hatten, vor allem auf den Abschluß des nordwestlichen der geplanten vier Polder, des Wieringer-Meer-Polders. Neben den Hauptbestandteilen dieses Polders, dem Abschlußdamm gegen die Zuidersee (Yssmeer) und den beiden bei Medemblik und Den Oever geplanten Schöpfwerken wurde eine Reihe baulicher Anlagen erforderlich, die in Anlehnung an die treffende holländische Bezeichnungswiese als „Randwerke“ bezeichnet und auf Grund einer Veröffentlichung in einer holländischen Fachzeitschrift²⁾ im folgenden kurz behandelt werden sollen.

In Medemblik wird der Zugang für die Schifffahrt aus der abzuschließenden Zuidersee zum Wieringer-Meer-Polder durch ein Kanalstück und zwei Schleusen vermittelt. Die eine Schleuse ist mit dem Westhafen von Medemblik verbunden. Ihre Haltung liegt auf gleicher Höhe mit dem Polderwasser der Vier Norder Koggen auf ungefähr 2,30 m unter NAP (= Nullpunkt des Amsterdamer Pegels). Die Länge dieses Kanals beträgt 800 m. Durch eine zweite Kammerschleuse geschieht der Abstieg zum Wieringer Polder mit einem Polderspiegel von vorläufig 5,30 m unter NAP, der jedoch künftig auf 6 m unter NAP erniedrigt

¹⁾ Bautechn. 1925, Heft 9, S. 97 und Heft 42, S. 595.

²⁾ De Ingenieur 1929, Nr. 20S, B. 164.

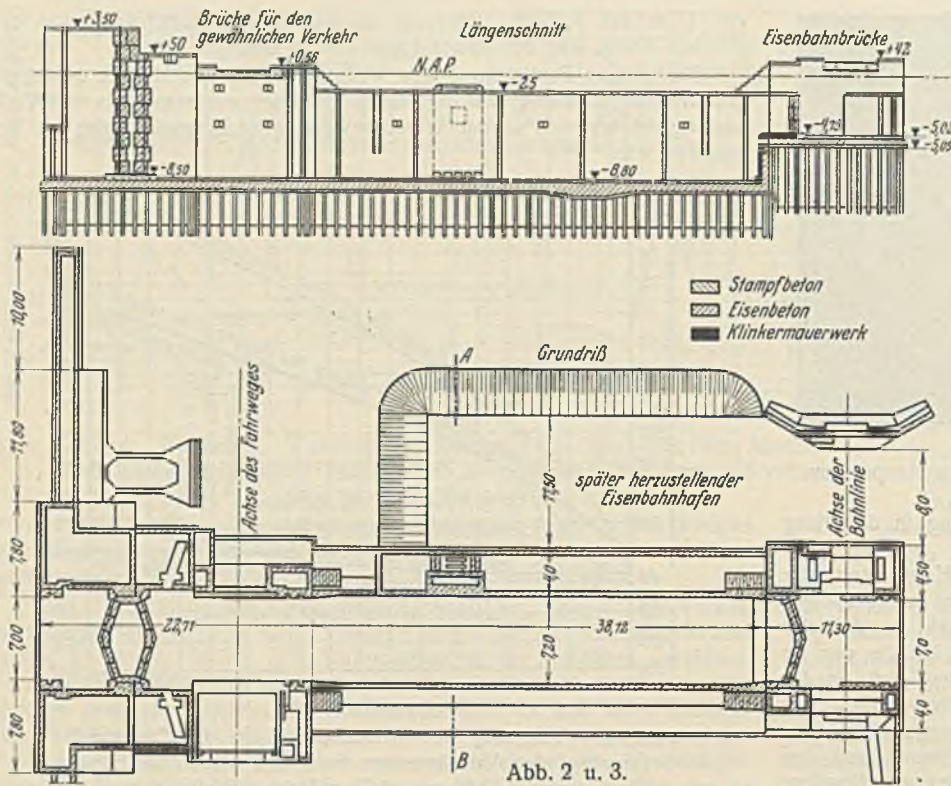


Abb. 2 u. 3.

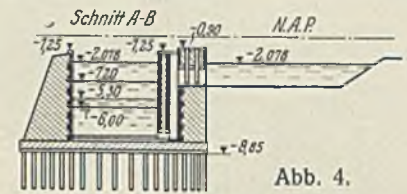


Abb. 4.

Abb. 2 bis 4. Schleuse westlich von Medemblik.

werden kann. Da diese Schleuse im Zuge des westfriesischen Seedeiches liegt, der dem Schutze von Nordholland dient, mußte die Schleuse gleichzeitig den Sturmfluten angepaßt werden, also bis 3,50 m über NAP reichen. Das Unterhaupt der Schleuse, deren Drempel auf 8,50 m unter NAP liegt, erhielt daher zwei 12 m hohe Tore. Dies gibt der Schleuse ein ungewöhnliches Gepräge.

Eine andere Eigentümlichkeit der Schleuse ist, daß die Kammerfüllung durch einen in der östlichen Kammermauer ausgesparten Überfall geschehen soll. Dies ist dadurch möglich geworden, daß die Kammermauer an ein Becken grenzt, das später zu einem Eisenbahnhafen erweitert wird. Der Bau von Umlaufkanälen konnte daher unterbleiben; eine sehr billige Lösung für die Kammerfüllung! Die Bahnlinie Hoorn—Medemblik wird mit einer beweglichen Brücke über das Oberhaupt der Schleuse geführt (Abb. 2 bis 4).

Das Auspumpen des Wieringer-Meer-Polders geschieht durch zwei Pumpstationen, deren eine, angetrieben durch Dieselmotoren, bei Den Oever erbaut wird, während die andere mit Elektromotoren bei Medemblik seit kurzem in Betrieb ist.

Diese Pumpstation wurde innerhalb eines in den See geschütteten Ringdeiches gebaut, in dessen Innerem nach der Trockenlegung der Seeböden bis auf die Fundierungstiefe (≈ 10 m unter NAP) ausgehoben wurde. Grundwasserabsenkung wurde erforderlich.

Der zur Entwässerung der bestehenden Poldergebiete Nordhollands und zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt notwendig gewordene Kanal beginnt bei Aartswoud und reicht bis Oostpunt, wo er in das Amstelmeer ausmündet, einen neuen Binnensee, der zwischen Wieringen und dem festen Ufer von Nordholland südlich des Hauptabschlußdeiches durch das Amsteltief gebildet wird. Er hat insgesamt eine Oberfläche

von 950 ha und nimmt das gesamte von einer Polderoberfläche von rd. 31 000 ha abgepumpte Wasser auf. Bei einer Schleusenweite von 20 m in Oostpunt kann bei einer Gezeitenperiode die Wassermenge eines halben Tages (1100 000 m³) in das „Neue Tief“ bei Helder abgeführt werden, wobei im Mittel der Pegel im Amstelmeer auf 0,40 m unter NAP gehalten werden kann. Ist die Wasserabfuhr wegen hoher Außenwasserstände behindert, so kann unter den ungünstigsten Annahmen der Wasserstand im Amstelmeer bis zu einem höchsten Pegelstande von 0,50 m über NAP steigen. Darum erhalten die Abschlüsse am Rande des Amstelmeeres eine Mindesthöhe von 1,50 m über NAP.

Für den Kanalabschnitt Aartswoud—Kolhorn (4300 m) ordnen sich die Bedürfnisse der Schifffahrt den Anforderungen an die Entwässerung unter. Die Kanalsohle erhielt eine Breite von 14 m bei einer Tiefe von 3 m unter NAP mit Böschungen von 1:3. Bei dem Kanalabschnitt Kolhorn—Oostpunt (8900 m lang) dagegen bestimmten die Wünsche der Schifffahrt (600-t-Schiffe) die Abmessungen des Querschnittes. Die Sohle ist hier 19 bis 22 m breit bei einer Tiefe von 4 bis 4,20 m unter NAP und Böschungen von 1:3. Der Damm, der den Abschluß gegen den Wieringer-Meer-Polder bildet, erhielt einen vorläufigen Querschnitt, der nach der Trockenlegung und die danach zu erwartende Einsenkung des Bodens in einen endgültigen Querschnitt umgeändert werden soll. Der vorläufige Querschnitt mit einer Kronenhöhe von 2 m über NAP besteht aus einem auf den Seeboden aufgespülten Sandkörper, abgedeckt mit Lehm und auf der Ostseite begrenzt durch eine bis auf 1,20 m unter NAP reichende, mit Karbolium gestrichene hölzerne Spundwand. Das aus dem Kanalquerschnitt angesaugte Material wurde über den Damm in das Wieringer Meer gedrückt. Der Sand für den Damm selbst wurde im Amsteltief gewonnen und in den Dammquerschnitt eingespült. Der benötigte Lehm wurde teilweise dem Kanalquerschnitt selbst, teilweise den Kanalbaggerungen im Wieringer Meer entnommen.

In der Nähe von Oostpunt kreuzt der Kanal Aartswoud—Oostpunt den hier an den bestehenden Seedeich des Anna Paulownapolders anschließenden neuen Amstelmeerdeich. An dieser Stelle wurde eine Stauschleuse gebaut (Abb. 5 bis 7), die kraft ihrer Bestimmung nur bei einem unverhofften Durchbruch des Hauptabschlußdeiches durch das Amsteltief geschlossen wird und im allgemeinen offen bleiben soll. Das dem Kanal Aartswoud—Oostpunt zugeführte Wasser muß durchweg durch diese Schleuse zum Amstelmeer abströmen. Der hierfür vorgesehene Querschnitt ist so bestimmt, daß beim Durchfahren keine für die Schiffe hinderliche Fließgeschwindigkeit entsteht. Dementsprechend wurde die Gesamtweite der Schleuse auf 22 m bemessen, und zwar eine Mittelöffnung für die Schifffahrt auf 10 m und beiderseits davon je eine 6 m breite oben geschlossene Öffnung, die ausschließlich der Entwässerung dient. Jede Öffnung erhielt aus Sicherheitsgründen zwei Tore. Über die Schleuse führt eine Klappbrücke. Die Keller, in die die Gegengewichte sich hineindrehen, liegen noch über den seitlichen Durchlaßöffnungen. Im Hinblick auf die sehr ungleichmäßige Zusammensetzung des alluvialen Seebodens an der Baustelle wurde die Schleuse auf Pfählen gegründet und in Eisenbeton hergestellt.

Der Bau wurde innerhalb eines an den Ostdeich des Anna Paulownapolders anschließenden Ringdeiches ausgeführt. Ein genügend hoher Erdamm, der in der Lage ist, während der Ausführung des Bauwerkes Sturmfluten abzuhalten, wäre nach der Sachlage zu kostspielig geworden. Auch bestand wegen der unzuverlässigen Tragfähigkeit des Seebodens die Gefahr der Versackung während oder nach dem Ausheben und Trockenlegen der Baugrube. Es wurde daher der Erdamm mit einer 10 m breiten Krone nur auf 1,50 m über NAP angelegt. In diese Krone wurde eine bis auf 4 m über NAP reichende Larssen-Spundwand Profil II eingerammt, die durch hölzerne Pfähle abgestützt wurde. Bevor der Ringdamm geschlossen wurde, war die Baugrube durch Ausbaggerung nahezu auf die erforderliche Tiefe gebracht worden.

Die Kammerschleuse bei De Haukes (Abb. 8 bis 11) bildet einen der vier Zugänge für die Schifffahrt

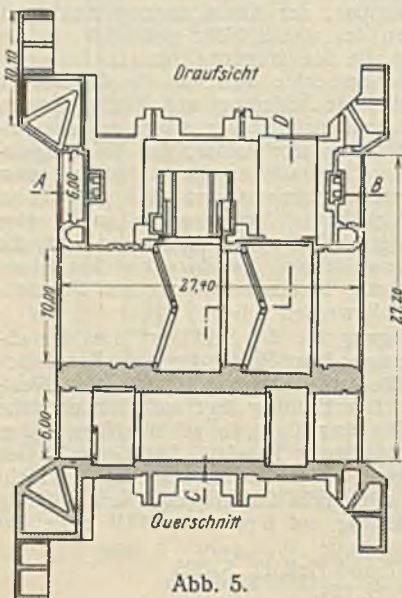


Abb. 5.

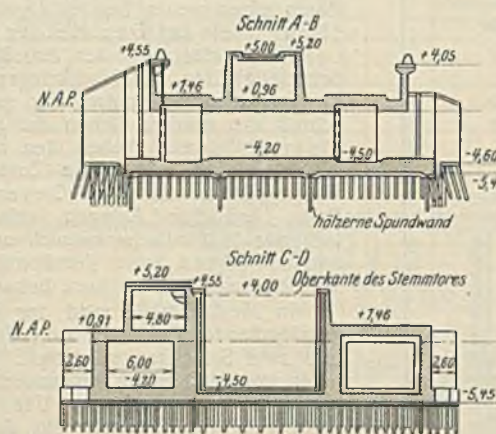


Abb. 6 u. 7.

Abb. 5 bis 7. Stauschleuse in Oostpunt.

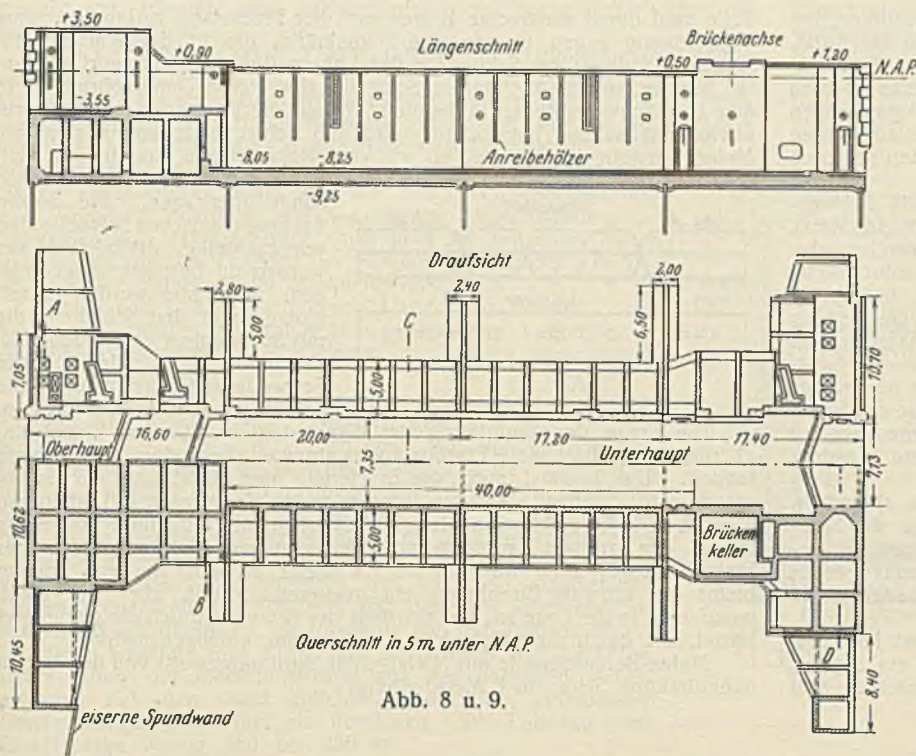


Abb. 8 u. 9.

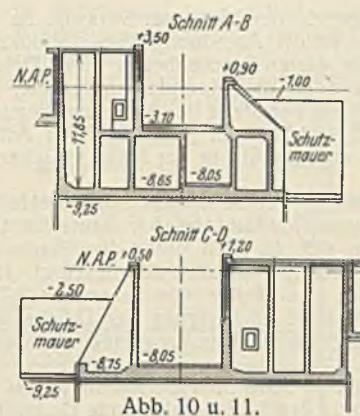


Abb. 10 u. 11.

Abb. 8 bis 11. Kammerschleuse in De Haukes.

zum Wieringer-Meer-Polder und verbindet die erste Abteilung dieses Polders mit dem Amstelmeer. Nach den ausgeführten Bohrungen besteht der Untergrund der Schleuse aus festen diluvialen Lagen „Kellehm“ (Geschiebemergel) und Sand. Die Schleuse wurde daher auf eine durchgehende Betonplatte gesetzt und in Eisenbeton ausgeführt. Der Aufbau wurde im Hinblick auf mögliche kleine Setzungen und Temperatureinwirkungen in vier Abschnitte unterteilt, die durch Arbeitsfugen getrennt sind, und zwar in die beiden Schleusenhäupter und die einmal in der Mitte unterteilte Kammer. Die Arbeitsfugen wurden mit einbetonierten Bleiplatten gedichtet.

Da diese Schleuse einen ziemlich großen Wasserstandsunterschied auszuhalten hat (abgesehen vom Durchbruch des Hauptabschlußdeiches, für den ein eigenes Tor mit der Oberkante auf 3,50 m über NAP vorgesehen ist, einen Unterschied vom höchsten Binnenwasserstand auf 0,50 m über NAP zum Polderwasserstand auf 5,50 m unter NAP, d. s. 5,80 m) sind sorgfältige Vorkehrungen gegen Hinter- und Unterspülung durch Anordnung von langen Flügeln, Quermauern und drei quer durchgehenden Spundwänden getroffen worden. Der Raum zwischen dem Dremmelboden und dem durchgehenden Schleusenboden ist in eine Anzahl Kammern unterteilt. Einige davon stehen miteinander in Verbindung und leiten das Wasser der Umlaufkanäle in die Schleusenkommer. Über die Schleuse führt eine Klappbrücke. Wie in Oostpunt wurde der Bau der Schleuse in einer offenen, mit Ringdamm und eiserner Spundwand umgebenen Baugrube hergestellt.

Die Kammerschleuse bei Kolhorn, die den Zugang aus dem

nötige Tragfähigkeit besitzt, wurde diese Schleuse auf hölzerne Pfähle gegründet. Auch hier wurde, wie in De Haukes, eine Baugrube in der See hergestellt und vorher ausgebagert.

Die Linienführung des Deiches längs des Amstelmeeres ist so festgelegt, daß die gewünschte Seefläche mit der kürzesten Deichlänge erhalten wird. Seine Ausführungsweise und seine Abmessungen sind im allgemeinen denen des IJsselmeerdeiches zwischen Den Oever und Medemblik gleich (Abb. 12).

Mit dem Abschluß des Wieringer-Meer-Polders und die Inbetriebnahme des großen Schöpfwerkes in Medemblik dürfte zunächst ein gewisser Teilabschluß erreicht sein. Die nächste Aufgabe wird es sein, den neugewonnenen Polder zu entsalzen und seinem Zweck zuzuführen. Die Fortsetzung der Bauarbeiten wird wesentlich von den bisher ge-

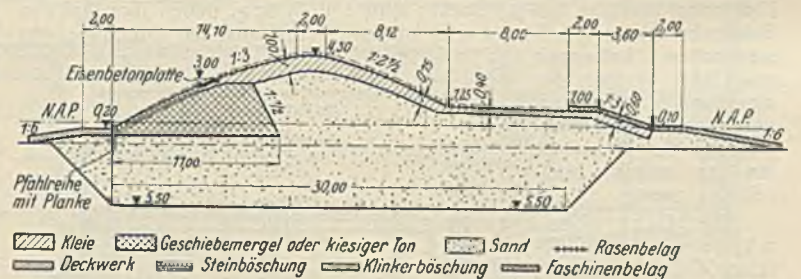


Abb. 12. Regelquerschnitt des Amstelmeerdeiches.

machten Erfahrungen, insbesondere von dem Werte des neugewonnenen Landes abhängen. Inwieweit eine Pressemeldung, die von einer Enttäuschung über das wirtschaftliche Ergebnis der bisherigen Bauten spricht, in diesem Zusammenhang berechtigt ist, wird an dem weiteren Fortschreiten der Arbeiten zu erkennen sein.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Eisenbeton-Querschwellen der Eisenbahnen.

Von Oberregierungsbaurat Roudolf, Berlin-Friedenau.

In Madrid wurde im Mai 1930 auf dem Kongreß der Internationalen Vereinigung der Eisenbahnen über die Anwendung von Beton und Eisenbeton bei den Eisenbahnen beraten (Gén. Civ. 1930, 15. März, S. 267). Der erste Teil der Verhandlungen erstreckt sich auf Eisenbetonschwellen für Eisenbahnen. Derselbe Gegenstand wird später auf dem 1. internationalen Kongreß für Beton und Eisenbeton am 1. bis 6. September 1930 in Lüttich behandelt (Gén. Civ. 1930, 8. März, S. 252). Außerdem wird in Lüttich noch über die Verwendung von Eisenbeton in den Kolonien verhandelt. Die Frage der Anwendung von Eisenbetonschwellen im Bahngleis wird immer brennender. Dies ist nicht zu verwundern bei den großen Kosten des Eisenbahnobebauwerkes, der bei uns allein für Holzschwellen rd. 40 Mill. RM. im Jahre verschlingt, von denen wir rd. 70% vom Auslande beziehen müssen (Dorp-müller, Verk. Woche 1926, S. 255).

Wir müssen mit unseren Rohstoffen Holz und Eisen wirtschaftlicher umgehen, wir müssen sie in verfeinertem Zustande auf den Markt bringen. Hierzu bietet der Eisenbeton als Ersatz für Holz und Eisen bei der Eisenbahnquerschwellen die beste Gelegenheit. Hat doch jetzt schon der Eisenbeton als Baustoff sich überall als einwandfrei erwiesen.

Die starre Betonschwelle hat aber große Nachteile, die beseitigt werden müssen. Wie ich in Bautechn. 1926, Heft 41, S. 617, an drei Abbildungen gezeigt habe, müssen die in der Mitte der Schwelle bis jetzt immer aufgetretenen Risse vermieden werden. Diese Mittellrisse treten ganz unabhängig von der Breite der Schwelle bei den jetzigen starren Betonschwellen zwischen den Schienen auf. Merkwürdigerweise zeigt die Doppelschwelle die größte Beschädigung (vgl. Abb. 2 u. 3 in Bautechn. 1928, S. 132). Die Risse liegen fast immer in der Mitte der Schwelle. Es

müssen Biegungsspannungen auftreten, denen die Schwelle nicht gewachsen ist.

Diese Biegungsspannungen kommen daher, daß die beiden Räder eines Fahrzeuges, die starr durch die Achse miteinander verbunden sind, gleichzeitig auf die Schwelle einwirken. Die Beanspruchung in der Mitte der Schwelle ist erheblich. Diesen Übelstand hat man bisher nicht beseitigen können. Hierzu kommt noch, daß die Betonschwellen mit Rücksicht auf ihr großes Gewicht nur 2,4 m statt 2,7 m lang gemacht wurden. Dadurch wurde der Bettungsdruck an den Enden der kurzen Schwelle erheblich vergrößert.

In Frankreich haben (nach Gén. Civ. 1930, 15. März, S. 267) drei große Eisenbahnnetze le Nord, le Paris-Lyon-Méditerrané, le Paris-L'Est seit einigen Jahren große Mengen bewehrter Betonschwellen auf ihren Strecken eingebaut. „Es ist schwer, Vergleiche anzustellen zwischen dem Einkaufspreis der verschiedenen Schwellentypen. Der Hauptunterschied liegt in dem Gewichte des Betons und dem Eisen, das die Schwellen enthalten. Im Vergleich zur Holzschwelle kann man sagen, daß die Betonschwelle bei der ersten Anlage teurer ist. Aber man muß berücksichtigen, daß die Betonschwelle weniger Unterhaltung verursacht und länger liegt. Man darf hieraus den Schluß ziehen, daß die Betonschwelle billiger ist“ (Gén. Civ. 1930, 15. März, S. 267). Weiter wird ebendort berichtet, daß Eisenbetonschwellen verwendet werden auch auf durchgehenden Linien mit großen Fahrgeschwindigkeiten. So hat die französische Nordbahn seit 1925 rd. 50 000 Eisenbetonschwellen auf ihre Strecken eingebaut. Die Hauptvorteile der Betonschwelle sind, wie weiter gesagt wird, das große Gewicht und die gute Konservierung der Schwelle.

Um die Rissebildungen in der Mitte der Schwelle zu beseitigen, hat man nur ein Mittel, das ist die Anordnung eines Gelenks in der Mitte. Genau so wie man bei den starren Brückenbögen durch Gelenke die Rissebildungen im Scheitel und an den Kämpfern beseitigte, genau so muß man bei der Betonschwelle an der Stelle der stärksten Biegungsspannungen ein Gelenk vorsehen. Es wirkt dann jedes Rad der Achse auf seinen getrennten Schwellentheil, und der Riß in der Mitte zwischen den Schienen wird vermieden.

Diese Vorzüge hat die Eisenbeton-Querschwelle mit Mittelgelenk DRP. 438 922 Baurat Roudolf (Abb. 5 in Bautechn. 1928, 16. März). Jeder Schwellentheil kann sich für sich unter dem Rade einstellen, also Biegungsspannungen, die Risse hervorrufen, sind beseitigt. Die Roudolfsche Betonschwelle besteht aus zwei Teilen von zusammen 2,7 m Länge, die notwendig ist, um eine bessere Übertragung der Drücke auf die Bettung zu bewirken. Diese halbe Schwelle kann bequem von zwei Mann bewegt und eingebaut werden.

An Versuchen, gelenkige Schwellen herzustellen, hat es neuerdings nicht gefehlt. Es sind unter den Schienen liegende Einzelklötze aus Beton konstruiert worden, die mit einer Verbindungsstange zusammengehalten werden. Die waagerechte Steifigkeit, die in Kurven und beim Wandern der Schienen notwendig ist, fehlt dieser Anordnung.

Die Einzelstücke unter jeder Schiene, die sich bei den allerersten Bahnanlagen nicht bewährt haben, sind von Nachteil, ebenso die Spurstange, die sich bei dem Haarmannschen Langschwellenoberbau als unvorteilhaft erwiesen hat. Die Betonschwelle muß ein zusammenhängendes Ganzes sein wie meine Gelenkschwelle, um den nicht unbedeutenden waagerechten Kräften entgegenzuwirken.

Auch die amerikanische Schwelle, Abb. 1 (Amerik. Patent 1325994) hat ähnliche Nachteile. Hier liegt ein Flacheisen unten und ein zweites in der Mitte der Schwelle, in der neutralen Faser. Die einzelnen fünf

Telle sind durch senkrechte Bolzen mit den Flacheisen verbunden, ohne Verspannung gegen waagerechte Seitenkräfte, die in den Kurven entstehen und durch das Schlingern der Lokomotive noch vermehrt werden. Bei meiner vollständig steifen Schwelle sind keine Durchbohrungen in den zwei Schwellentteilen vorhanden. Durch die Verspannung des Flacheisens mit seinen Eckwinkeln wird die Schwelle zusammengehalten. Meine Schwelle wirkt genau so wie eine Holzschwelle aus einem Stück, alle waagerechten Kräfte werden somit übertragen. Die Bolzen der amerikanischen Schwelle sind sehr nachteilig, die Bolzenlöcher werden im Betriebe ausgeschlagen. Auch hier werden Einzelklötze unter den Schienen, die mit Spurstangen verbunden sind, als nachteilig vermieden. Die Schwelle besteht aus 5 Teilen, die gelenkig nebeneinander liegen.

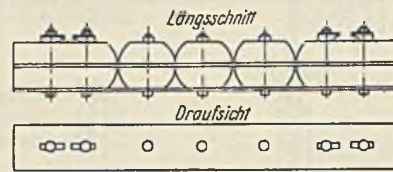


Abb. 1.

Die Frage der Einführung der Eisenbetonschwellen im Eisenbahnoberbau beschäftigt viele Eisenbahnverwaltungen, besonders im Auslande lebhaft. Das beweist auch die Erörterung der Einführung der Betonschwelle für Eisenbahn auf den internationalen Kongressen in Lüttich und Madrid. Die Gewichtsvermehrung im Oberbau, die unbedingt notwendig ist bei den größten Radlasten und der größeren Geschwindigkeit der Eisenbahnzüge, kann nur bei der Schwelle erreicht werden. Hierzu bietet der schwere Eisenbeton ein geeignetes Mittel, aber nur dann, wenn man in der Lage ist, der Starrheit der Schwelle durch ein geeignetes Mittel, wie durch mein Gelenk in der Schwelle, entgegenzuwirken.

Meine Betonschwelle mit Mittelgelenk wird hergestellt von der Reichsbahndirektion Schwerin i. Mecklenburg.

Untergrundbahnbau Berlin, Frankfurter Allee.

Nach den „Techn. Blättern d. Wayss & Freytag AG.“ 1929, S. 35 ff. umfaßt die Ausführung insgesamt 1750 lfd. m der neuen Berliner Schnellbahnstrecke Alexanderplatz—Friedrichsfelde und enthält zwei Haltestellen und die westliche Abstellanlage des Bahnhofs Lichtenberg-West. Über dem Fahrunnel (auf der freien Strecke: Abb. 1 u. 2) bzw. neben ihm (auf den Bahnhofstrecken: vgl. Abb. 4 u. 5) ist ferner ein Kanal zur Aufnahme von städtischen Leitungen ausgeführt worden, der ursprünglich nicht vorgesehen war und daher während der Bauarbeiten zu neuen Maßnahmen zwang.

Die Baugrubenwände wurden in üblicher Weise hergestellt, indem man zunächst in Abständen von etwa 2 m beiderseits Träger I 30 einrammte, hinter deren baugrubenseitigen Flanschen dann mit fortschreitendem Bodenaushub die waagerechten Bohlenstücke eingebracht und verkeilt wurden; teilweise mußten gegen das Ausfließen des feinen Sandes die Fugen der Bohlenwand mit Deckleisten benagelt werden. In angemessenen

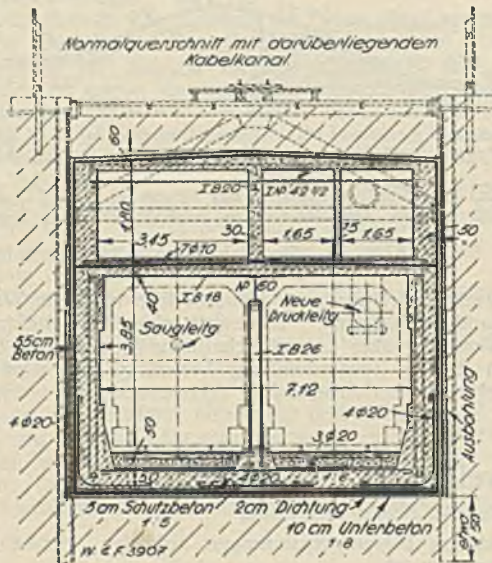


Abb. 1.

senen senkrechten Abständen wurden die Rammträger durch hölzerne Baugrubenseiten gegeneinander abgestützt; wo die Breite der Baugrube über 10 m hinausging, wurden in der Mitte noch eine oder zwei Längsreihen von Rammträgern (I 32) vorgesehen, wodurch die Durchsteiflänge verkleinert wurde. Die Mittelrammträger wurden in der Längsrichtung durch eingebaute Sprengwerke und hölzerne Zwischenstützen entlastet, damit sie nicht bei fortschreitender Ausschachtung und damit abnehmendem Reibungswiderstand im Boden versanken. Während die Bohlen der Baugrubenwände im Bauwerk verblieben, wurden die Rammträger, soweit möglich, am Schluß der Bauarbeiten wieder gezogen; damit beim späteren Wiederherausziehen der Rammträger die innen davor gesetzte Asphalt-pappe-Isolierung der Tunnelwand nicht beschädigt wurde, wurden schmale senkrechte Schutzblechstreifen an die Bohlenwand genagelt, die die Rammträger-Innenflanschen und die Bohlenverkleidung überbrückten, worauf zunächst die Vorbeton-Schutzschicht und dann die Isolierschicht angebracht wurde.

Zur vollständigen Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs mußte die Baugrube, die im Zuge der Mittelpromenade der Frankfurter Allee verlief, teilweise abgedeckt werden, und zwar in erster Linie an den Straßenkreuzungen, außerdem dort, wo die Mittelpromenade selbst dem Verkehr nicht entzogen werden konnte und schließlich überall dort, wo die Baugrube infolge größerer Breite — also an den Bahnhöfen — sich unter die Seitenfahrdämme erstreckte. Die Baugrubenüberbrückung und behelfsmäßige Straßendecke bestand aus I-Trägern, die in Längsabständen von 2 m querüber verlegt wurden, einer Lage von Kanthölzern von 16/16 cm mit 2 cm breiten Lüftungsfugen und einer dichten Abdeckung mit 5 cm starken Buchenbohlen, die am Anschluß an das Straßenpflaster durch eingelassene Winkeleisen geschützt wurden (Abb. 3, 4 u. 5). Die behelfsmäßigen Fahrbahnträger fanden ihre Auflager an den Seiten auf C-Eisen, die an die Rammträger angebolzt waren, in der Mitte, sofern mittlere Rammträger überhaupt vorgesehen waren, auf Längs-Unterzügen aus I-Trägern. Abb. 6 zeigt die behelfsmäßige Ab-

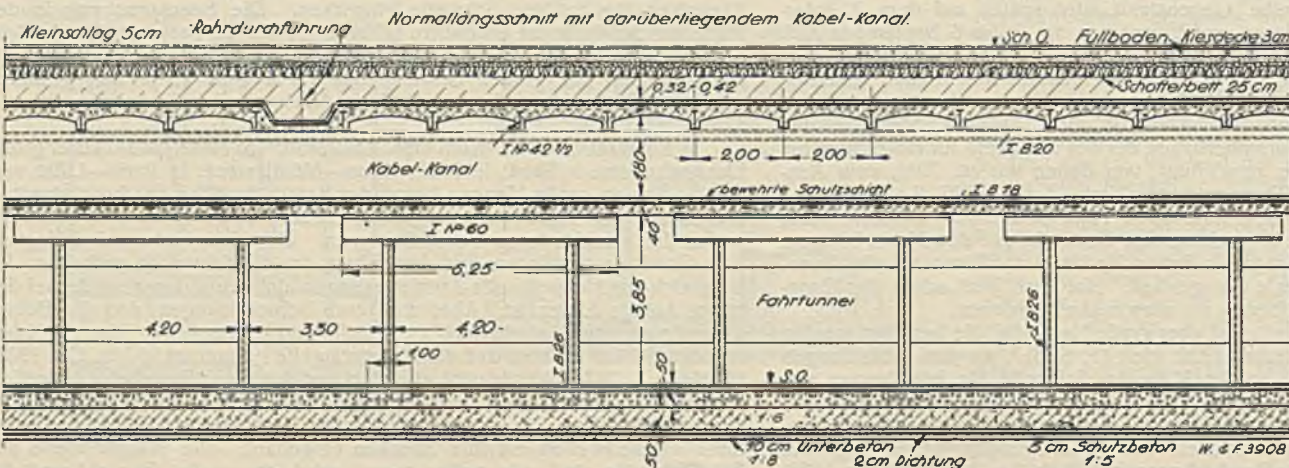


Abb. 2.

stützung des Mittelrammträgers. Unter den Straßenbahnschienen wurden längsdurchgehende Kanthölzer von 20/20 cm angeordnet, die auf die Unterflanschen der Fahrbahnträger gelagert waren; für letztere wurden je nach den statischen Erfordernissen I-Profile von 38 bis 50 cm Höhe verwendet. Nach Möglichkeit wurden sämtliche Eisenbohrarbeiten mit elektrischen Handbohrmaschinen erledigt; anfangs, ehe Stromanschluß her-

gestellt war, arbeitete man mit Preßluftbohrern, deren Betrieb aber das siebenfache kostete.

Der Erdaushub (etwa 220 000 m³) für die Hauptbaugrube geschah mit im ganzen 5 Anlagen; deren Lage war dadurch festgelegt, daß die Gesamtlänge der Baustelle durch kreuzende Rohrleitungen größeren Durchmessers solange in 5 Hauptabschnitte geteilt war, bis die Grundwasser-senkung eine Unterfahrung dieser Hindernisse ermöglichte. Im allgemeinen wurde zu oberst auf 1 bis 2 m Tiefe aufgefüllter Boden angeschnitten, dann kam die alte Chausseebefestigung zum Vorschein, darunter waren durchweg Diluvialsande; nur beim Bahnhof Mainzer Straße fand man im untersten Meter grauen Ton und am Ostende der gesamten Baustrecke (Los Va) im untersten halben Meter Moränengeröll.

Lösen und Laden geschah von Hand; maschinelles Lösen verbot sich wegen der zahlreichen städtischen Leitungen in der oberen Aushubschicht und weiter unten wegen der schweren Baugrubenaussteifung.

Die Bodenbewegung in der Baugrube zu den 5 Förderanlagen hin geschah mit Transportzügen aus Blechmuldenkippern von $\frac{3}{4}$ bis 1 m³ Inhalt und Motorlokomotiven auf 600-mm-Gleisen. Für die Bodenförderung aus der Baugrube heraus wurden 2 Förderbandanlagen (Abb. 7 u. 8) und 3 Greifer verwendet; Förderbänder, die je nach der Tiefe bis zu 57 m lang waren, beschickten den oberhalb der Baugrube stehenden Überladebunker (Abb. 8), aus dem der Boden in Autolastzüge abgefüllt wurde. Die oberhalb der Baugrube aufgestellten Greifer entnahmen den Boden in der Baugrube angeordneten, ausgebohrten Erdbunkern, die ihrerseits von den Transportzügen beschickt wurden, und luden ihn unmittelbar auf Lastzüge. Beide Arten der Bodenförderung aus der Baugrube heraus erwiesen sich den sonst üblichen, unmittelbar aufladenden Schrägaufzügen gegenüber als überlegen. Die Leistung jeder Einzelanlage betrug 150 bis 250 m³ fester Masse in 8 Stunden bei beiden Arbeitsverfahren.

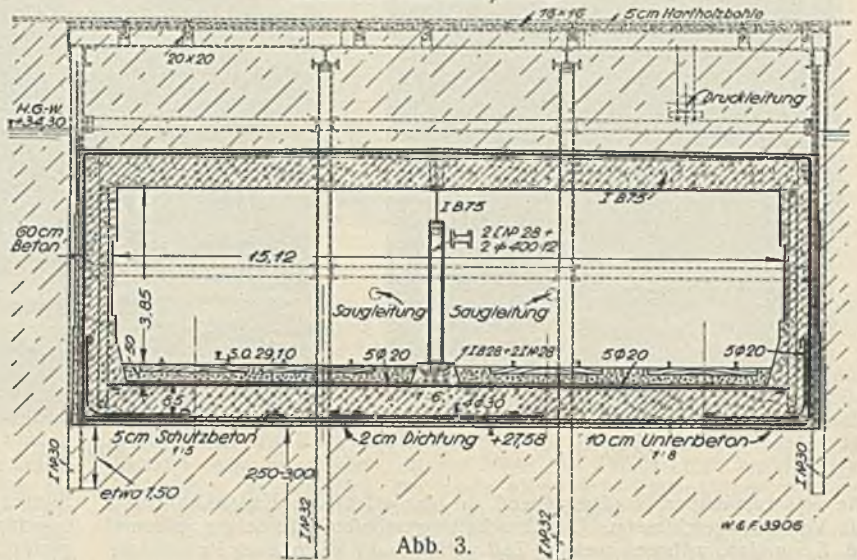
Die Grundwassersenkungsanlage bestand aus rd. 250 Brunnen, die auf 6 Pumpwerke verteilt waren; letztere hingen frei an eisernen, die Baugrube überbrückenden Trägern (Abb. 9) und enthielten vollständige Maschinen- und Stromreserve. Beim Einbau der Grundwassersenkungsanlagen mußte dem Umstande Rechnung getragen werden, daß der Grundwasserstand am westlichen Ende der Gesamtbaustrecke nur etwa 5 m abgesenkt zu werden brauchte, an deren östlichem Ende dagegen — infolge des Gefälles des Grundwasserspiegels — etwa 8 m Absenkung erforderlich wurden. Durch von Westen nach Osten fortschreitenden gestaffelten Einbau der einzelnen Pumpstuben und ihrer Brunnen gelang es, diese jeweils, im Schutze der vorher westwärts eingebauten Grundwassersenkungsstrecke, auf der östlich daran anschließenden Strecke soweit unter dem natürlichen Grundwasserspiegel anzuordnen, daß man mit einstufigem Pumpbetrieb auskam. Zur Ableitung des Grundwassers wurde innerhalb

der Baugrube auf deren ganze Länge eine sammelnde Druckleitung angeordnet und — vom Ende der Baugrube ausgehend — ein 2 km langer Notauslaßkanal einzig zur Abführung der geförderten Grundwassermengen zur Spree hin hergestellt. In seinem letzten Stück nahm dieser Kanal auch noch das Grundwasser des Nachbarlosen auf.

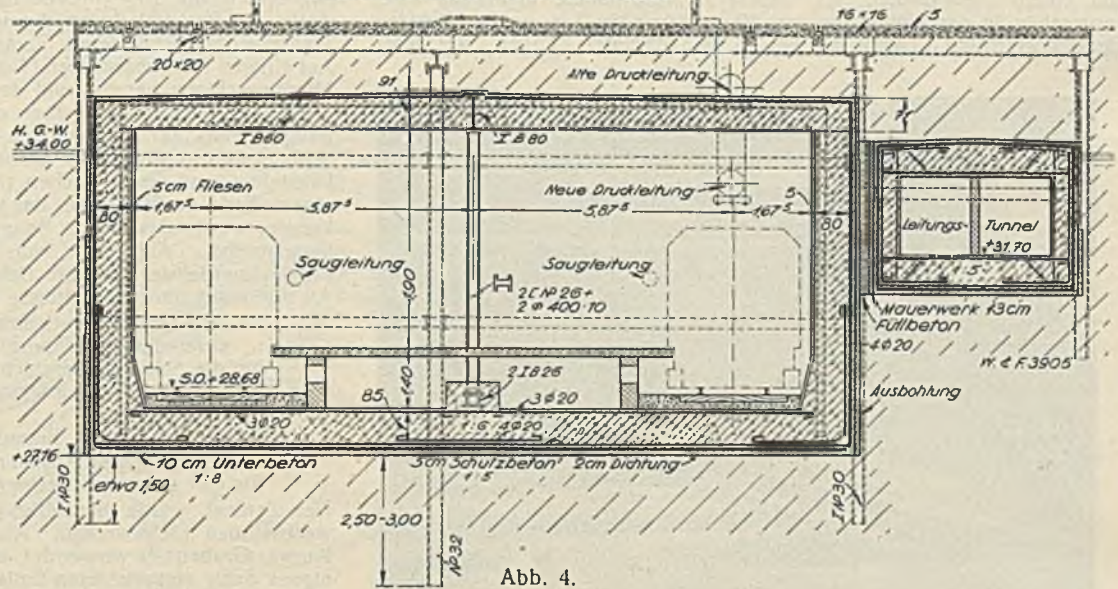
Das nachträgliche Hinzukommen des Kanals für städtische Leitungen oberhalb des Raumes für den Fahrtunnel machte es notwendig, die oberhalb des Fahrtunnels in der Baugrube bereits angeordnete Vorflutdruckleitung umzulegen, da sie dem hinzukommenden Bauwerk im Wege war (Abb. 3, 4 u. 5).

Man verlegte die Rohrleitung in den Lichtraum des bis auf die Decke fertiggestellten Fahrtunnels hinein; um diese Verlegung während des Betriebes der Grundwasserhaltung, d. h. ohne die Vorflut zu stören, vornehmen zu können, wurden die einzelnen Strecken der neuen Druckleitung zwischen je 2 Pumpstellen fertig vorgerichtet und während der Umschaltung der letzteren von der alten Vorflutleitung auf die neue

Querschnitt bei km. 42 + 68,391



Querschnitt durch den Bahnhof Mainzer Straße bei km. 3,6 + 45,829



Querschnitt durch den Bahnhof Petersburger Straße bei km 2,9 + 13,859

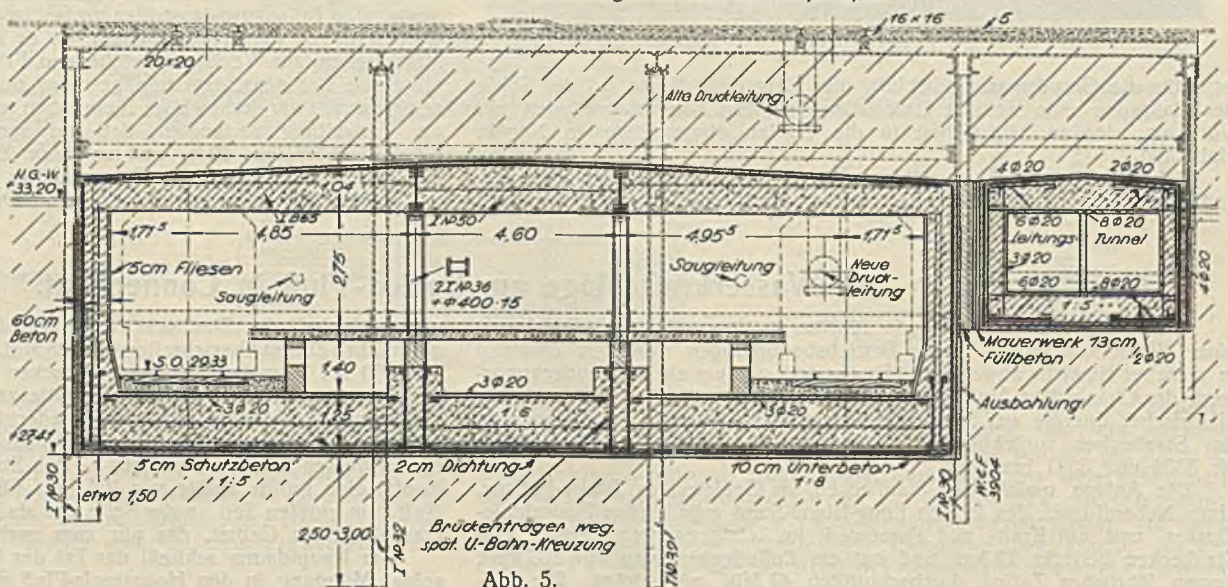




Abb. 6.



Abb. 8.

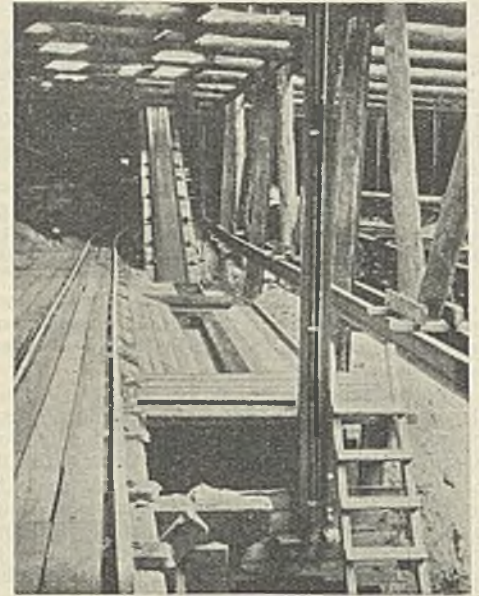


Abb. 7.

die Reservepumpen vorübergehend an das städtische Kanalisationsnetz als Vorflut angeschlossen. Die Umschaltungsarbeiten erforderten jedesmal rd. 8 Stunden, während welcher Zeit natürlich die betroffenen Pumpwerke ohne Reserve betrieben werden mußten.

Die Ausführung der Grundwasserabdichtung war hälftig den Firmen A. F. Malchow und Hans Biehn & Co. übertragen; sie besteht aus mehreren Lagen 80er Asphaltisolerpappe mit ebensoviel Deckanstrichen und einem Klebeanstrich aus reinem Mexikobitumen, und zwar waren vorgesehen in der Höhenlage von 30 cm über bis 3 m unter höchstem Grundwasserstand 3 Lagen, darüber 2 Lagen, darunter 4 Lagen. Als Unter-

Bunker erneut Verwendung; unter letzteren wurden nunmehr je 2 Mischmaschinen (Bauart Kaiser & Schlaudecker, je 750 l Trommelinhalt) aufgestellt. Der Kies wurde mit Lastkraftwagen angefahren, auf der Baugrubenabdeckung abgekippt und dem Förderband zugeführt, das ihn in die Bunker füllte; aus den Bunkern gelangte der Kies dann über Meßgefäße in die Mischer. Der Zement wurde von Hand unmittelbar zugesetzt. Die Anlage machte es möglich, auf dem beiderseits durch Straßenbahnen begrenzten, nur 10 m breiten Bauplatz die Zuführung der Betonzuschlagstoffe, die Beladung des fertigen Betongemisches in Transportzüge und deren Verschiebebetrieb reibungslos durchzuführen. Auf einigen Nebenbaustellen (Tunnelausgänge usw.) wurden fahrbare kleine Mischmaschinen benutzt und der Beton in nächster Nähe der Einbaustelle hergestellt. Auf einem über der ganzen Baugrube entlang laufenden Baugleis, das auf der obersten, sprengwerkartig abgestützten Stiefenlage (Abb. 9) ruhte, wurde der Beton von den Mischmaschinen über die Einbaustellen und auf Rutschen (Abb. 9 links) nach unten befördert. Zu einem Ende der Baugrube, das von dem Fördergleis nicht erreicht werden konnte, wurde das fertige Betongemisch in gummibereiften Schüttwagen herangeführt. Abgesehen von einigen wenigen, schwer zugänglichen Stellen wurde der gesamte Beton erdfreucht eingebracht und gestampft. Als Betonmischungsverhältnisse wurden gewählt

für den Seitenwand-Schuttbeton und den Sohlen-Unterbeton unter der Abdichtung	1:8
für die Schuttbetonschicht auf der Sohlenabdichtung	1:5
für die Schuttbetonschicht auf der Deckenabdichtung im allgemeinen	1:8
für den gesamten Beton (Eisenbeton) des Fahrtunnels mit geringfügigen Ausnahmen	1:6
für den gesamten Beton (Eisenbeton) des Leitungstunnels	1:5.

Der Zement wurde bauseitig geliefert und kontrolliert und kam aus wechselnden Lieferwerken. An Kies wurde fast ausschließlich Niederfinower Grubenkies verwendet, der auf dem Wasserweg bezogen, an einer eigens dafür eingerichteten Entladestelle am Rummelsburger See aus dem Kahn auf Lastautos umgeladen und zur Baustelle befördert wurde. Bei den beengten Baustellenverhältnissen hätte die Beimengung von verbessernden Betonzuschlagstoffen große Unbequemlichkeiten und erhebliche Verteuerungen im Gefolge gehabt, da es unmöglich war, auf der an den Mischstellen zur Verfügung stehenden Fläche von nur 10 m Breite verschiedene Betonzuschlagstoffe getrennt zu lagern. Der Kies wurde bauseitig, und zwar kahnweise, Siebproben unterworfen. Die Bedingungen der Verwaltung verlangten, daß der verwendete Kies an Korn unter 1 mm ϕ höchstens 40% und an Korn über 3 mm ϕ mindestens 30% bei höchstens 1,5% tonigen Bestandteilen enthielt; dabei wurden die von der Verwaltung vorgeschriebenen Beton-Druckfestigkeiten erreicht.

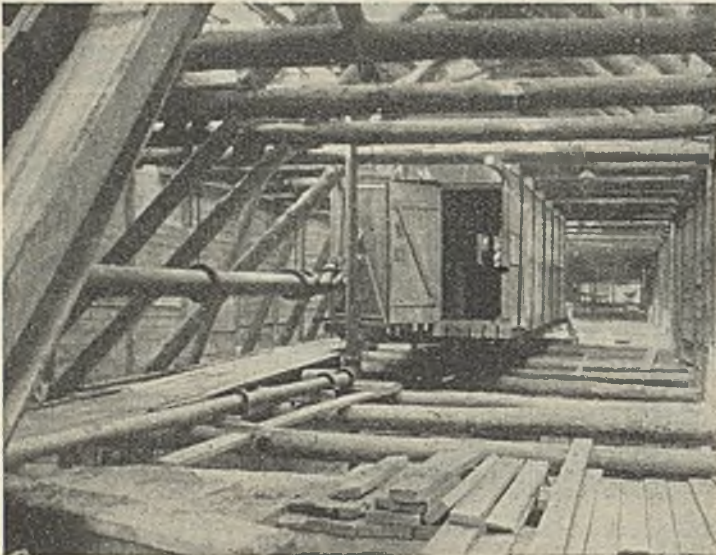


Abb. 9.

lage für die Grundwasserabdichtung des Bauwerks diente auf der Sohle der Baugrube eine Schicht Unterbeton, an den Baugrubenwänden ein Vorbeton, der an zahlreichen in die Bohlen eingeschlagenen Nägeln Halt fand.

Bei der Betonaufbereitung (etwa 60 000 m³) fanden nach Bedienung des Erdaushubes die bereits erwähnten Förderbänder und

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wasserkraftanlage am Rocky-Fluß in Connecticut.

Besondere örtliche Umstände führten in Connecticut zur Errichtung einer Wasserkraftanlage, deren Betriebsbedingungen von den üblichen in mancher Hinsicht abweichen. Es handelt sich um ein Spitzendeckungswerk der Connecticut Light and Power Co., das gewöhnlich zur Erzeugung elektrischer Energie aus Stauwasser dient, mitunter aber auch Wasser in das Staubecken zurückpumpt. Über die Anlage wird in Engng. 1930, Nr. 3339 und 3341 berichtet.

Die Anlage umfaßt ein Staubecken im Gebiete des Rocky-Flusses, eines Nebenflusses des in den Long-Island-Sund mündenden Housatonic-Flusses, und ein Kraft- und Pumpwerk im letztgenannten Flusse. Das Staubecken bedeckt 22 km² und hat ein Zuflußgebiet von nur 103 km², dessen jährlicher Zufluß durchschnittlich 42 Mill. m³ beträgt. Die Auf-

nahmefähigkeit des Staubeckens beträgt hingegen 167 Mill. m³. Die den natürlichen Zufluß überschreitenden 125 Mill. m³ werden aus dem Housatonic-Fluß 60 bis 70 m hoch in das Staubecken gepumpt. Ein erheblicher Teil der hierzu erforderlichen Energie hätte zwar mit der in dem genannten Werk erzeugten elektrischen Energie gedeckt werden können, doch wurde zur besseren Ausnutzung eines der Gesellschaft gehörenden Dampfkraftwerks hierzu dessen Energie benutzt. — Das Staubecken ist 16 km lang und besitzt eine größte Breite von 2,4 km. Die 105 km lange Uferlinie verläuft zum größten Teil an der Seite von steilen und felsigen Abhängen und umschließt ein Gebiet, das nur zum geringen Teil Kulturland darstellt.

Der Hauptdamm schließt das Tal des Rocky-Flusses etwa 1,5 km vor seiner Mündung in den Housatonic-Fluß ab. Er besteht aus einem Erd-



Abb. 1.

damm mit einem Kernwerk, das in seinem unteren Teil aus einer 0,6 m breiten Betonmauer gebildet wird. Die Betonmauer ist in festem, anstehendem Felsen durchschnittlich 1,5 m tief gegründet und etwa 3 m hoch. Auf der Betonmauer ist eine dreifache Lage von Baumstämmen aufgesetzt, die sich bis zur Höhe von 132 m über NN erhebt (Abb. 1).

Während des Dammbaus wurde das Flußwasser durch einen Betonkanal von 1,2 x 1,5 m Querschnitt geführt, der nach Fertigstellung des Dammes durch ein schweres hölzernes Tor verschlossen wurde. Der Baustoff für den Damm wurde aus dem Aushub des an das Staubecken anschließenden Kanals gewonnen und durch Einspülen eingebracht. Da unmittelbares Spülen zum größten Teil nicht möglich war, wurde der Boden zunächst durch Bagger ausgehoben und zu Lagern angeschüttet, von denen aus die Spülrohre dann entweder unmittelbar zu dem Damm führten, oder erst, beim weiteren Fortschreiten des Dammbaus, nachdem er durch Pumpen auf die Höhe von 114 m über NN gehoben war. Im letzteren Falle wurden vor den Pumpen Siebe angeordnet, die alle über 15 cm großen Gesteinstücke von den Pumpen fernhielten (Abb. 2).

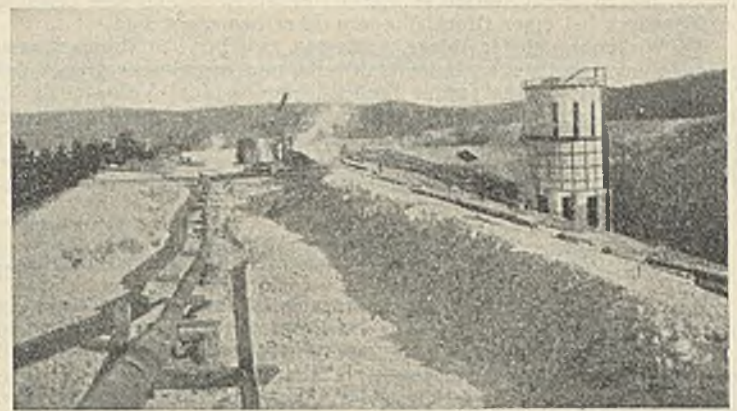


Abb. 2.

Fünf kleinere, zum Abschluß des Staubeckens erforderliche Dämme konnten wegen Mangels an Spülwasser nicht gespült werden, sondern wurden in Lagen geschüttet und gewalzt (Abb. 3).

Von dem Staubecken führt ein 1035 m langer Kanal zu dem Einlaufwerk. Der Kanal ist in dem Ostufer des Flußtales ausgehoben. Seine talwärts gelegene Einfassung mußte zum Teil durch einen Damm erhöht werden, der am Ende des Kanals in den Talhang geführt worden ist. Dadurch war es möglich, in der Mitte des Kanals einen kreisförmigen Einlauffurm zu errichten, der sechs gleichgroße Einlauföffnungen zeigt, die durch Schütze verschlossen werden können.

An den Turm schließt ein kurzes, durch den Kanaldamm führendes Betonrohr von 4,9 m l. Durchm. an, das außerhalb des Deiches in ein an dem Uferhang verlegtes 307 m langes, in etwa 1:200 Gefälle verlegtes Holzrohr von 4,6 m l. Durchm. mündet. Die Abmessungen des Einlaufbauwerks und der anschließenden Rohrleitungen reichen auch für die Versorgung einer im Kraftwerk zukünftig zu errichtenden zweiten Turbine aus. Am Ende des Holzrohrs ist ein stählernes V-Stück angeordnet, dessen einer gegenwärtig nur benutzter Zweig zum Wasserschloß führt, während der andere vorläufig mit einem Blindflansch abgeschlossen ist.

Lageplan

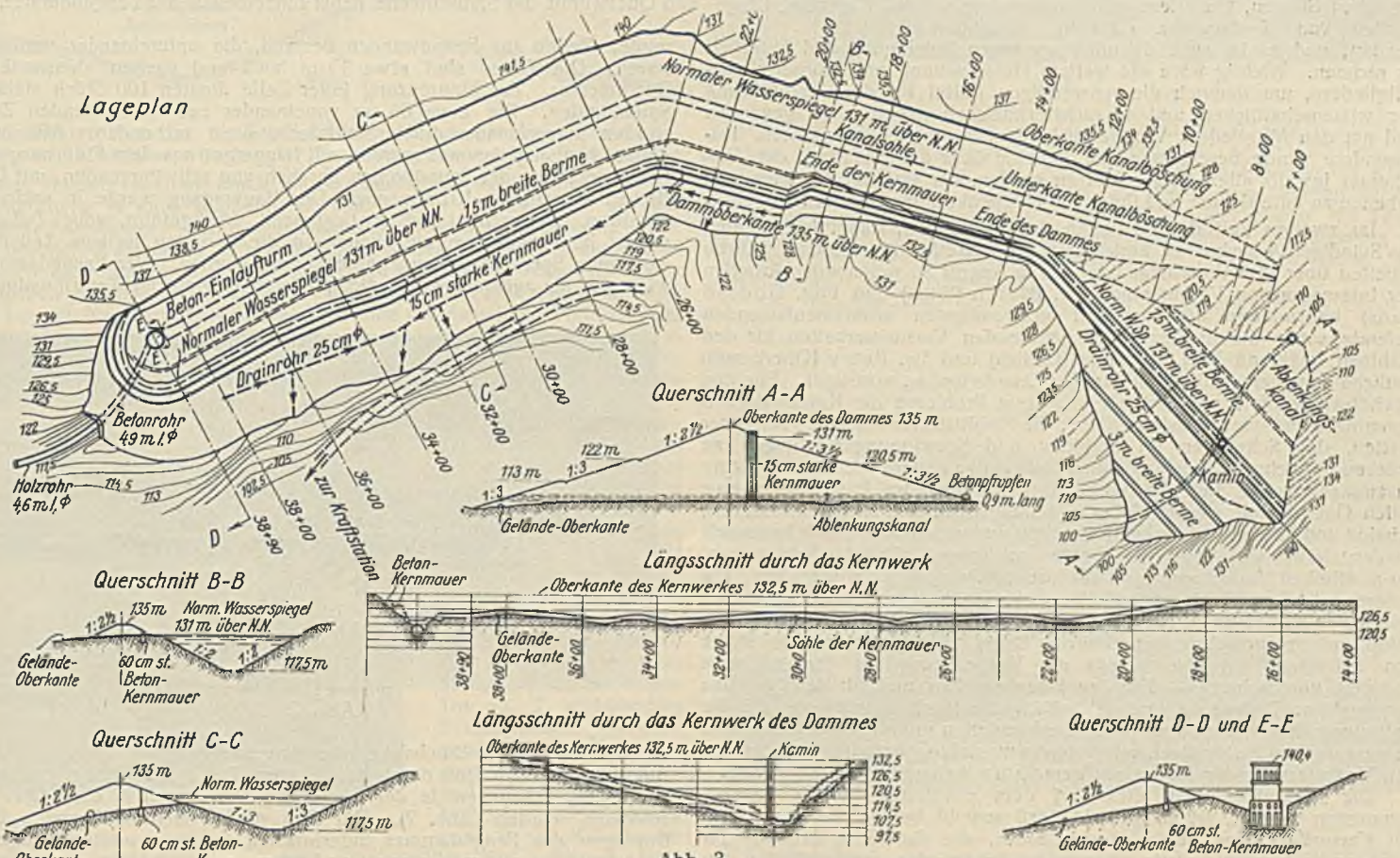


Abb. 3.

Auf dem Damm selbst waren während des Baus ebenfalls Bagger eingesetzt, die an beiden Rändern des Dammes kleine Deiche aufwarfen, um das Spülwasser einzuschließen und dem gespülten Boden Zeit zum Absetzen zu lassen. Nahe der Dammachse wurde ein Betonkamin errichtet, der mit dem vorher erwähnten Betonkanal zum Abführen des Flußwassers in Verbindung stand. Der Kamin war mit Öffnungen versehen, die als Überlauf für das Spülwasser dienten und mit dem Fortschreiten des Dammes verschlossen wurden.

Das Gefrieren des Wassers im Wasserschloß wird durch Aufwirbelung mit Druckluft verhindert. Von dem Wasserschloß führt ein stählernes Druckrohr zum Krafthaus hinab. Es hat einen von 4,0 auf 3,4 m abnehmenden Durchmesser und mündet unmittelbar vor dem Krafthaus in ein zweites V-Stück, dessen Zweige zur Turbine bzw. zu den Pumpen führen. Das Krafthaus ist auf Eisenbetonpfählen gegründet, auf denen sich ein mit Ziegeln ausgekleideter Eisenskelettbau erhebt. In dem Krafthaus stehen zur Zeit ein 30 000-KVA-Generator und zwei Zentrifugal-

pumpen, die zu ihrem Antrieb je 8100 PS erfordern und für eine Leistung von 56 m³/sek bei einer Druckhöhe von 73 m bemessen sind.

Der Wirkungsgrad der Anlage, gemessen zwischen den Stromschienen des die Pumpe treibenden Dampfkraftwerks und den Stromschienen des Wasserkraftwerks, beträgt unter Berücksichtigung aller Verluste 61 %. Hierbei ist zu beachten, daß unterhalb des Rocky-Fluß-Werks im Housatonic-Fluß noch ein zusätzliches Gefälle von 58 m vorhanden ist, von dem 21 m in einer bereits vorhandenen Wasserkraftanlage ausgenutzt werden. Wird auch dieses Gefälle noch berücksichtigt, so ergibt sich ein Wirkungs-

grad von 79 %, d. h. aus je 100 kWh Dampfenergie werden 79 kWh Wasserkraftenergie gewonnen. Wegen der unregelmäßigen Wasserführung des Housatonic-Flusses besaß das hier gelegene, für 19 000 kW bemessene Werk vor der Errichtung der Rocky-Fluß-Anlage eine Dauerleistung von 4000 kW, und auch diese nur, indem die wöchentliche Abflußmenge auf höchstens 55 Arbeitstunden einer Woche verteilt wurde. Nach dem Ausbau der neuen Anlage beträgt dagegen die 24stündige Dauerleistung der vereinigten und zusammenarbeitenden Kraftwerke 11 000 kW. Lp.

Vermischtes.

Die 1. Tagung des Ständigen Ausschusses der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau hat programmgemäß am 5. und 6. April im Stadthause von Lugano stattgefunden. Der Vorstand war vollzählig versammelt; insbesondere konnten der Präsident der Vereinigung, Prof. Dr. A. Rohn, und die Vize-Präsidenten, Dr.-Ing. ehr. Moritz Klönne (Deutschland), Prof. E. Pigeaud (Frankreich) und J. Mitchell Moncrieff (England), begrüßt werden. 18 europäische Staaten waren statutengemäß durch Delegierte des Ständigen Ausschusses vertreten. Sämtliche Sitzungen wurden vom Präsidenten geleitet.

Die vorbereitenden Verhandlungen des Vorstandes gliederten sich in einen allgemeinen Teil, der sich mit der bisherigen Entwicklung der Internationalen Vereinigung beschäftigte, und in einen wissenschaftlich-technischen Teil, in dem über die nunmehr in Angriff zu nehmenden Arbeiten der Vereinigung Beschlüsse gefaßt wurden. Dem Bericht des Generalsekretärs Prof. Dr. Karner ist zu entnehmen, daß, bis zum heutigen Tage, der Vereinigung bereits 22 Staaten angehören und sich den Statuten gemäß organisieren bzw. ihre Delegierten für den Ständigen Ausschuss ernannt haben. Die Mitglieder der Vereinigung stammen bisher aus 28 verschiedenen Staaten, es ist aber anzunehmen, daß noch erheblich mehr der Vereinigung offiziell beitreten und mitarbeiten werden. Insbesondere ist auch mit allen überseeischen Staaten, vor allem mit den Vereinigten Staaten von Nordamerika Fühlung genommen worden, und es ist auch da mit einer regen Beteiligung und Mitarbeit zu rechnen. Wichtig wäre die weitere Heranziehung von Körperschaftsmitgliedern, um dadurch die notwendigen Mittel für die Durchführung der wissenschaftlichen und versuchstechnischen Arbeiten zu gewinnen und um den Mitgliedern Veröffentlichungen zugänglich zu machen. Insbesondere wurde beschlossen, die Berichte über die Sitzungen des Ausschusses jeweils allen Mitgliedern zu senden, um sie über die laufenden Arbeiten zu unterrichten und ihnen die Möglichkeit der Mitarbeit zu geben.

Im zweiten Teil der Sitzungen des Vorstandes, hauptsächlich aber des Ständigen Ausschusses, berichteten die Sekretäre für wissenschaftliche Arbeiten über ihre Vorschläge über die in Angriff zu nehmenden Arbeiten der Internationalen Vereinigung. Dr. Bleich (Wien) und Prof. Godard (Paris) behandelten die zur Zeit notwendigsten zusammenfassenden Referate sowie die in Angriff zu nehmenden Versuchsarbeiten für den Stahlbau, während Prof. Campus (Lüttich) und Dr. Petry (Oberkassel) ähnliche Zusammenstellungen für den Eisenbetonbau vortrugen. Für den Stahlbau wurden zunächst als wichtigste Probleme die Knickfestigkeit exzentrisch und quer belasteter Stäbe, die Stabilitätsverhältnisse gedrückter Platten, das Schweißen im Stahlbau und Schwingungsmessungen an Brücken bezeichnet. Daneben sollen über einige andere wichtige Probleme zusammenfassende Referate vorbereitet werden. Im Eisenbetonbau sollen Gebilde mit zweiachsigem Spannungszustand (Platten, Pilzdecken, Schalen und Flächentragwerke) theoretisch und versuchstechnisch behandelt werden; ferner sind Versuche über den zeitlichen Einfluß des Schwindens, der plastischen Verformung usw. auf Eisenbetonbauwerke vorgesehen. Ein anderes wichtiges Gebiet betrifft Versuche an zentrisch und exzentrisch gedrückten schlanken Säulen und gekrümmten Stäben für normalen Eisenbeton und stahlbewehrten umschnürten Beton. Auch hier sind eine Reihe von Referaten, teilweise bereits als Vorbereitung für den nächsten Kongreß, vorgesehen. — Für den Eisenbetonbau und für den Stahlbau von gleicher Bedeutung sind schließlich die Hochbauprobleme, die die Entlastung der Deckenträger durch Deckenplatten und die Berechnung und Bemessung von Stahlstützen mit Betonummantelung betreffen und die von den Vertretern beider Bauweisen gemeinsam behandelt werden sollen.

Die Zusammenarbeit, dies darf dem erwähnten Bericht vorweggenommen werden, ist so gedacht, daß sowohl bei Referaten als auch bei Versuchsarbeiten verschiedene Länder, die für diese Arbeiten ihr Interesse in Lugano bereits angemeldet haben oder noch späterhin anmelden werden, sich unter der Leitung der Sekretäre für wissenschaftliche Arbeiten über die beabsichtigten Einzelarbeiten verständigen; diese sollen dann durch die Internationale Vereinigung eine Zusammenfassung erfahren.

Es ist bestimmt zu hoffen, daß diese erste Ausschuß-Tagung den Auftakt zu engerer Fühlungnahme der wissenschaftlichen und technischen Vertreter der beteiligten Staaten untereinander führen wird, um die Ziele der Vereinigung zu fördern und eine großzügige internationale Zusammenarbeit auf den Arbeitsgebieten des Hoch- und Brückenbaues zu erreichen. K.

Deadman Island Stauschwelle. Im Ohio-Flußbett bei Shields, 13 1/2 englische Meilen (22 km) stromabwärts von Pittsburgh, wurde im Winter 1928/29 nach Eng. News-Rec. vom 9. Januar 1930 eine 483 m lange Stauschwelle im Anschluß an eine Schleuse eingebaut. Diese im Querschnitt und in der Aufsicht in Abb. 1 dargestellte Überfallschwelle wurde innerhalb eines eigenartigen Fangedammes hergestellt, der aus einzelnen

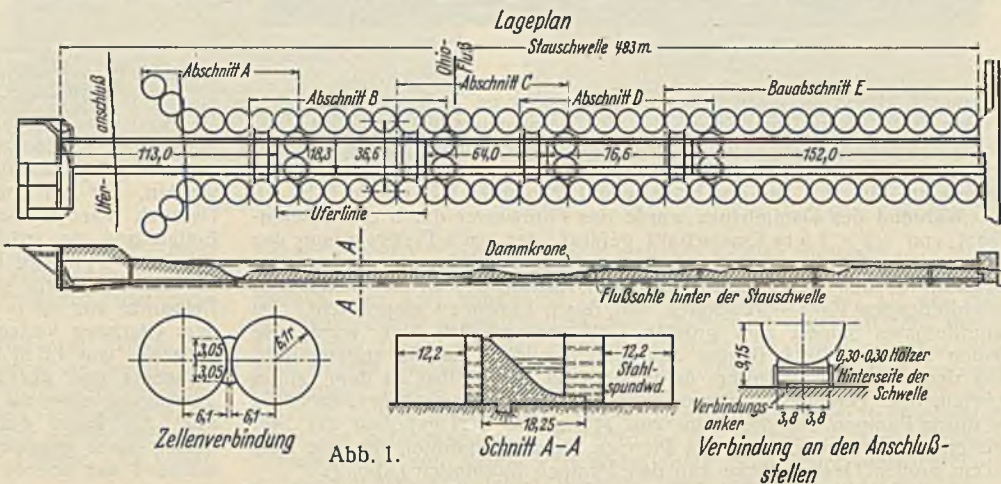


Abb. 1. Lageplan, Längs- und Querschnitt der Stauschwelle nebst Einzelheiten des Fangedammes.

runden Zellen aus Spundwänden bestand, die untereinander verbunden waren. Die Zellen sind etwa 13 m hoch und messen ebensoviel im Durchmesser. Zur Eingrenzung jeder Zelle dienten 100 Stück stählerne Spundbohlen. Die etwa 66 cm voneinander entfernt stehenden Zellen wurden untereinander durch Stahlbleche dicht verbunden. Alle Innenräume des Fangedammes wurden mit Baggergut aus dem Fluß ausgefüllt. Das Einrammen der Spundbohlen geschah von schwimmenden, mit Drehtischen versehenen Kranen aus. Der Bauvorgang wurde in sechs Abschnitten, vom rechten Flußufer beginnend, durchgeführt, wobei Zwischenwände im Fangedamm eingebaut und die von den fertigen Teilen gewonnenen Spundbohlen erneut verwendet wurden. Der Fangedamm erwies sich als außerordentlich dicht, so daß eine einzige Zentrifugalpumpe

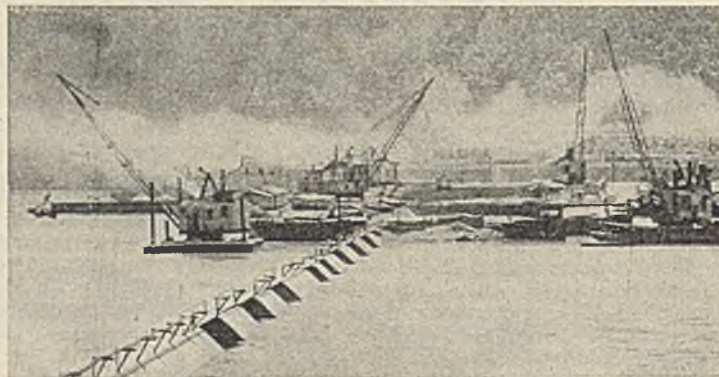


Abb. 2.

zur Beseitigung des durchsickernden Wassers genügte. Um während des Bauvorganges den Fluß durch den fertigen Teil hindurchtreten zu lassen, wurden 20 Öffnungen in der Stauschwelle vorgesehen, die später verschlossen wurden (Abb. 2). Der Bau mußte mehrmals wegen Überflutungen des Fangedammes unterbrochen werden, wodurch insgesamt 53 Arbeitstage verloren gingen, und zwar im besonderen durch Beseitigung der vom Fluß abgelagerten Sinkstoffe. Zs.

Die Årstabrücke bei Stockholm, ihre Geschichte und ihren Bau, behandelt ein Aufsatz des Majors Ernst Hilsson, Stockholm in der „Nordisk Järnbanetidsskrift“ 1929, Heft 12. Die am 25. November 1929 eingeweihte Brücke, deren Gesamtbauzeit 4 Jahre und 7 Monate betrug und die einen Kostenaufwand von rd. 14 Mill. Kr. einschließlich der Nebenanlagen erforderte, stellt ein besonders wichtiges Glied des Eisenbahn- und Schiffverkehrs dar. Durch sie werden die schon seit langer

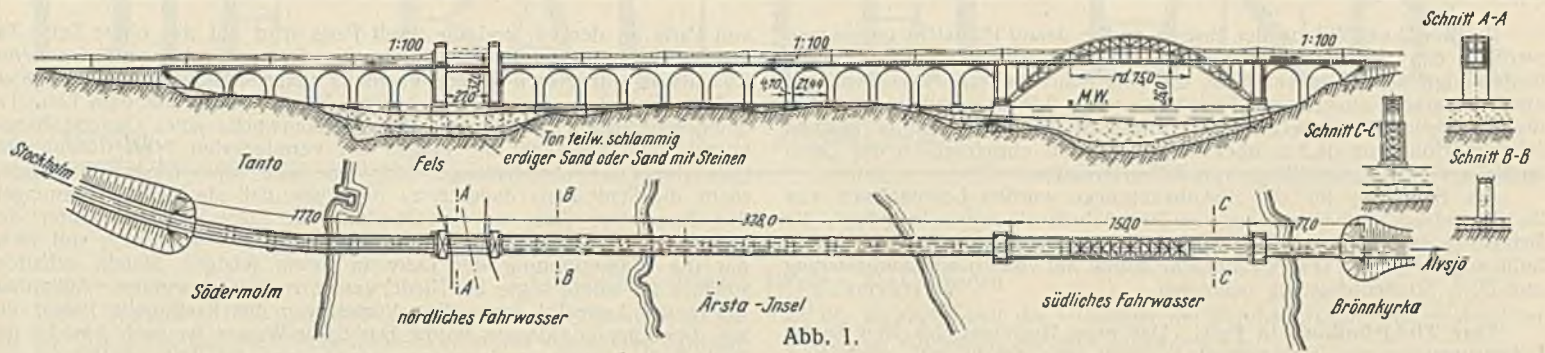


Abb. 1.

Quer- und Längsträgern. Als Baustoff wurde hochgekohter Stahl mit einer untersten Streckgrenze von 30 kg/mm² und einer geringsten Bruchfestigkeit von 50 kg/mm² verwendet. Der Antrieb der durch Gegengewichte ausgewuchteten Hubbrücke geschieht elektrisch durch zwei in der Mitte der Brücke aufgestellte gekuppelte Gleichstrommotoren von je 30 PS. Hier sind auch die Umformer aufgestellt, die den für den Bahnbetrieb verwendeten einphasigen Wechselstrom von 16²/₃ Perioden in

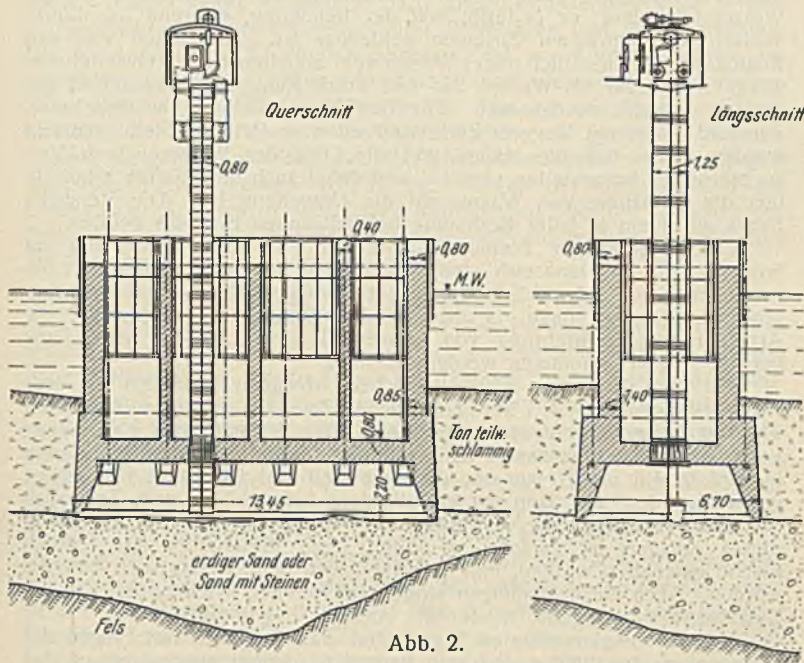


Abb. 2.

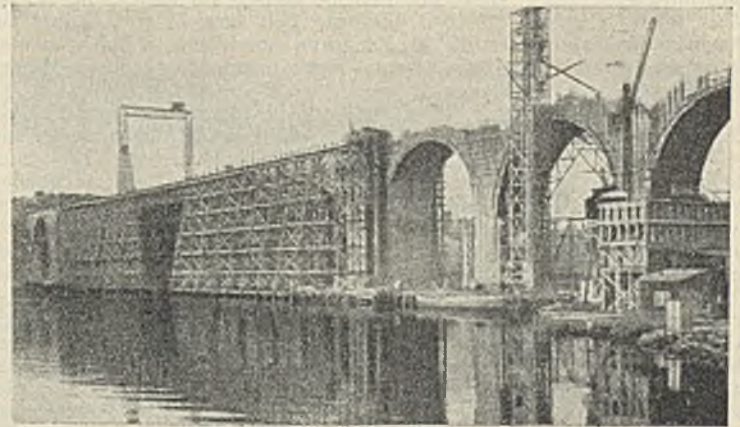


Abb. 4.

Zeit gehegten Wünsche, die Schifffahrt zum Mälarsee und die Eisenbahnlinie nach Stockholm voneinander unabhängig zu machen, erfüllt. Die Brücke überschreitet den durch die Ärstainseln in zwei Teile gespaltenen Schifffahrtsweg in einer Bogenbrücke von 150,8 m Spannweite — für das südliche Fahrwasser — und einer Hubbrücke von 28 m Spannweite — für das nördliche Fahrwasser. Zwischen diese beiden Schifffahrtöffnungen sind über die Insel hinweg 12 Eisenbetongewölbe von 21,44 m lichter Weite eingefügt; an die Bogenbrücke schließen sich nach Süden zwei und an die Hubbrücke nach Norden sechs Eisenbetongewölbe von derselben Weite an. Die Bogenbrücke besitzt auf 75 m Länge eine lichte Durchfahrhöhe von 26 m über MW; durch sie verkehren etwa 85% aller Schiffe. Die Hubbrücke kann bei 24 m freier Durchfahrbreite bis zu einer lichten Durchfahrhöhe von 32 m über MW gehoben werden. Die Breite der Brücke beträgt auf der in Beton errichteten Strecke 9 m zwischen den Stirnmauern, der Gleisabstand von Mitte zu Mitte Gleis 4,5 m. Die Gesamtlänge der Brücke zwischen den Landwiderlagern beträgt 753 m. Der Untergrund besteht aus Fels, der in einer Stärke bis zu 20 m von Ton, z. T. schlammiger Beschaffenheit, und erdigem Sand oder Sand mit eingelagertem größeren und kleineren Geröll überlagert ist. Die Gründung geschah auf Betonfundamenten, die bis auf den Felsen herabgeführt sind. Bis zu einer Gründungstiefe von 14 m wurden die Pfeiler innerhalb einer Spundwand oder eines Fangedamms, darüber hinaus bis zu einer Tiefe von 20 m im Druckluftverfahren hinabgeführt. Ein Pfeiler, bei dem sich erst nachträglich herausstellte, daß er über eine tiefe Einsenkung des Felsens zu stehen kam, wurde nicht auf dem Felsen gegründet. — Die Eisenbetongewölbe haben Halbkreisform, sie besitzen eine Gewölbstärke von 0,65 m im Scheitel und 1,32 m im Kämpfer. Oberhalb der Gewölbe sind massive Stirnmauern aufgeführt. Die Dichtung der Gewölbe und Pfeiler geschieht durch Asphaltplatten, die durch bewehrten Beton geschützt sind.



Abb. 3.

Der Überbau der Hubbrücke besteht aus zwei genieteten Vollwandträgern als Hauptträger in 10,2 m Abstand mit dazwischen angeordneten

Gleichstrom umformen. Die von den Motoren angetriebenen Zahnräder greifen in vier, je zwei auf jeder Brückenseite, an den Pfeilern verankerten Zahnstangen an. Als Zuleitung dient ein bewegliches Kabel. Die gleichfalls in dem Motorenraum auf der Brücke untergebrachten Sicherungseinrichtungen blockieren vor Anheben der Brücke die Gleise und machen die Fahrleitung auf der Brücke stromlos. Die Regelung des Schifffverkehrs geschieht durch Lichtsignale und elektrische Sirene. Die Öffnungsdauer der Brücke beträgt 90 sek.

Die Hauptträger der Bogenbrücke sind Zweigelenkfachwerkbogen mit

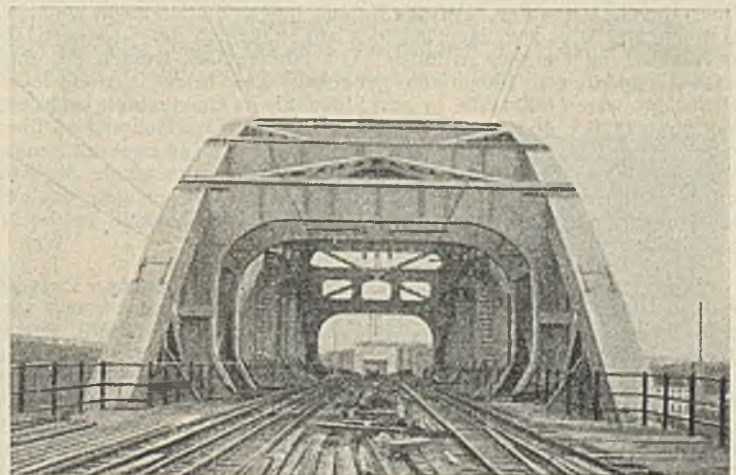


Abb. 5.

in Fahrbahnhöhe angeordnetem Zugband. Der Hauptträgerabstand beträgt 12,7 m. Die Gleise ruhen auf Längsträgern aus Walzprofilen und genieteten Querträgern. Der Baustoff der Hauptträger ist der auch für die Hubbrücke verwendete Stahl. Die Montage der Bogenbrücke geschah von einem umfangreichen, festen Lehrgerüst aus, in dem eine Schifffahrtöffnung von 21 m Breite und 21 m Höhe über MW freigehalten werden mußte. Zum Bau dieses Lehrgerüsts wurden bei etwa 10 m größter Wassertiefe bis zu 32 m lange Pfähle gerammt. Die Hauptträger wurden gleichmäßig von beiden Auflagern aus aufgestellt mittels einer elektrisch betriebenen, fahrbaren Montagebrücke von 22 t Hubkraft. Der Bogen der Hauptträger wurde durch die besonders zugepaßten Endstäbe geschlossen und danach durch Absenken des Lehrgerüsts belastet.

Bei der Durchbildung der Brücke mußte darauf Rücksicht genommen werden, daß sie später auch als Straßenbrücke dienen soll. Es ist beabsichtigt, diese Straßenbrücke, die eine Fahrbahnbreite von 11 m und zwei beiderseits ausgekragte Fußwege von je 2,50 m erhalten soll, über der Eisenbahnbrücke anzuordnen. Diese Straßenbrücke würde alsdann in einer Höhe von 38,3 m über MW liegen und einschließlich der Landanschlässe eine Gesamtlänge von 820 m erhalten.

Als Belastung für die Eisenbahnbrücke wurden Lokomotiven von 25 t Achsdruck und Fahrzeuge von 20 t Achsdruck zugrunde gelegt, die Belastung der Straßenbrücke wurde nach den Normen der Stadt Stockholm angenommen. Die Bogenbrücke wurde auf volle Eisenbahnbelastung und 60% Straßenbelastung bemessen. Westermann.

Eine Tiefgründung in Fels. Das neue Hochhaus der New Yorker Lebensversicherungs-Gesellschaft in New York erhebt sich nach Eng. News-Rec. auf 186 m über einer Grundfläche von $61,0 \times 129,6$ m in Straßenhöhe und hat in seinen 38 Geschossen eine nutzbare Bodenfläche von rd. 90 000 m²; im Keller liegen noch fünf Geschosse untereinander. Beim Bau war die größte Eile geboten. Um die Gründungen des Gebäudes, das vorher an der Baustelle gestanden hatte, die Aufschüttungsmassen und den gewachsenen Boden, der den in 3 bis 10 m Tiefe entstehenden Fels bedeckte, zu beseitigen, wurden drei Löffelbagger von 0,75 m³ Fassungsraum eingestellt, die die 25 000 m³ Massen in kurzer Zeit gewannen und auf Kraftwagen luden. Diese brachten die Massen auf Kahn, die sie ins Meer schütten sollten. Sobald der feste Fels erreicht war, wurde auf ihm eine Mauer errichtet, die die Baugrube einschließt, so daß man eine Spundwand und andere Maßnahmen zum Stützen der erdigen Massen über dem Fels ersparen konnte.

Der Fels, harter Gneis, wurde mit Hilfe von Druckluftbohrern gelöst. Zu ihrem Betrieb wurde eine elektrisch betriebene Verdichteranlage eingebaut, die in der Minute 34 m³ Last von 7 at Druck lieferte. Die ganze Baustelle wurde mit einem 3660 m langen Netz von Druckluftleitungen mit 10 bis 20 cm Durchm. umgeben, von denen aus zahlreiche sich verzweigende Leitungen abwärts führten, so daß an mehr als 40 Stellen die Druckluftbohrer arbeiten konnten. Jeder solche Bohrer leistete täglich in achtstündiger Schicht 24 bis 30 lfd. m Bohrlöcher von 5 cm Durchm. Das einzelne Bohrloch war im allgemeinen 3,7 m tief. Die Bohrlöcher wurden mit Dynamit besetzt und früh am Morgen, am Mittag und am Abend abgefeuert, wobei steinige Massen in solcher Größe entstanden, daß sie mit dem Löffelbagger aufgeladen werden könnten. Die Sprengstelle wurde mit etwa 4×4 m großen Tafeln aus Dralitgeflecht im Gewicht von 1 bis 1,5 t abgedeckt, die das Herumfliegen von Steinbrocken verhinderten.

Der Fels wurde zunächst bis auf 13,4 m unter Straßenhöhe abgetragen; dann wurde ein Drittel der Baugrube noch auf 22 m vertieft. Im ganzen wurden etwa 90 000 m³ Fels gewonnen. Dazu kamen noch die kleinen Gruben für die Füße der Säulen, die das Gebäude im Innern tragen.

Um die Massen aus der Baugrube herauszuheben, wurden in Straßenhöhe acht große Krane aufgestellt. Als die erdigen Massen abgegraben waren, wurden unter die Krane hölzerne Gerüste untergebaut, die sich auf den Fels stützten. Dieser wurde um die Krane herum abgearbeitet, so daß ein turmartiger Felsblock als Fuß des Krangerüstes stehen blieb, der dann zuletzt noch beseitigt wurde, nachdem der Kran abgebaut war. Für den tiefen Teil der Baugrube wurden zwei Krane auf Kragträgern aufgestellt, die in die den oberen Teil der Baugrube umfassende Stützmauer eingelassen waren. An den Kranen hingen Fördergefäße von etwa 1,5 m³ Inhalt. Drei von ihnen reichten aus, um einen der 5-t-Wagen, die zur Abförderung dienen, zu füllen. Die Fördergefäße wurden mit einer Geschwindigkeit von 100 m/min gehoben. Die beste Leistung eines Arbeitstages waren 200 Hübe in acht Stunden. Im Durchschnitt beförderte jeder Kran täglich 40 t Massen. Es war starker Wasserandrang zu überwinden. Eine Förderpumpe mit elektrischem Antrieb und zwei mit Benzinmotor arbeiteten Tag und Nacht. Wegen des Pumpens wurde die Baustelle nachts mit einer Anzahl 1000-Watt-Lampen beleuchtet, obgleich nachts nicht gearbeitet wurde. Die Belegschaft der Baustelle betrug bis zu 325 Mann. Wkk.

Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung in Paris. Paris hat im Jahre 1928 einen Bedarf von 483 Mill. m³ Wasser gehabt, und man schätzt, daß bis 1970 die täglich verbrauchte Menge auf 1,8 Mill. steigen wird, gegen den heutigen Zustand eine Steigerung um fast 50%. Nutzwasser wird heute aus der Seine, der Marne und dem Ourcq-Kanal entnommen, das Trinkwasser rührt aus einer Anzahl von Entnahmestellen hier, die je 20 000 bis 120 000 m³ täglich liefern. Auch wird Wasser aus der Seine und der Marne durch Filtern und Entkeimen für Trinkzwecke brauchbar gemacht. Die Wasserwerke von Ivry und von Saint Maur haben für diesen Zweck Filterflächen von 60 000 m², die demnächst auf 80 000 m² gebracht werden sollen. Die jetzige Wasserversorgung von Paris ist aber ungenügend, und es besteht daher nach Gén. Civ. der Plan, sie durch die Heranführung von Wasser aus dem Tal der Loire zu ergänzen. Hierzu wäre der Bau einer 140 km langen Wasserleitung aus der Gegend von Cosne bis Paris nötig; dem Grundwasser sollen durch sie 12 m³/sek entzogen werden. Mit einer Tagesleistung von rd. 750 000 m³ würde sie also die ergiebigste der jetzigen Wasserleitungen um ein mehrfaches übertreffen und den Bedarf nach den eingangs genannten Zahlen noch über das Jahr 1950 hinaus decken. Der Plan der Stadt Paris stößt in der Gegend, aus der das Wasser entnommen werden soll, auf heftigen Widerspruch, der von der Handelskammer von Orléans tatkräftig vertreten wird. Es wird von dort geltend gemacht, daß die im Loire-Tal verfügbare Menge Wasser nicht ausreichte, um den Bedarf

von Paris zu decken, und die Stadt Paris wird auf das obere Seine-Tal als Bezugsquelle für ihr Trinkwasser verwiesen, eine Gegend, zu deren Ausnutzung für diesen Zweck ebenfalls Pläne bestehen. Man fürchtet, daß die Entnahme einer so erheblichen Menge Wasser aus dem Loire-Tal einen schädlichen Einfluß auf den Pflanzenwuchs jener Gegend haben könne, und weist auf die Folgen der verminderten Wasserführung im Bett der Loire unterhalb der Entnahmestelle hin. Diesen Einwänden sucht die Stadt Paris dadurch zu begegnen, daß sie in ihren Planungen den Bau einer Talsperre im Oberlauf der Loire vorsieht, hinter der 160 Mill. m³ Wasser aufgespeichert werden sollen. Hierdurch soll nicht nur die Wasserführung der Loire in ihrem jetzigen Stande erhalten, sondern sie würde sogar bei Niederwasser verbessert werden. Außerdem würde das Loire-Tal den vollen Vorteil von der Kraftquelle haben, die auf diese Art erschlossen wird. Das Seine-Wasser ist nach Ansicht der Stadt Paris weniger geeignet zur Verwendung für Trinkzwecke als das Wasser der Loire; es bedürfte erst der Reinigung, während das Loire-Wasser im natürlichen Zustande genießbar ist. Abgesehen von den Kosten gilt auch natürlich reines Wasser vom Standpunkte der Gesundheitspflege für besser als Wasser, das erst durch Reinigung einwandfrei genießbar gemacht werden muß. Für die Wasserentnahme aus dem Loire-Tal sind schon seit längerer Zeit Vorarbeiten an Ort und Stelle gemacht worden. Man hat die Menge und die Güte des Wassers durch Versuchsbrunnen festzustellen versucht und dabei auch den Einfluß ermittelt, den die Entnahme von Wasser auf die Umgebung hat. Die Versuche haben zu einem in jeder Beziehung befriedigenden Ergebnis geführt.

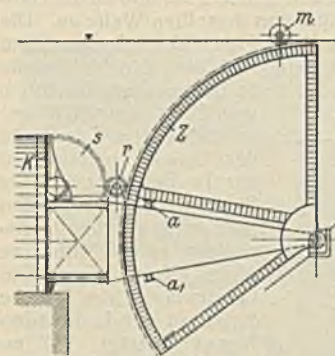
Eine Tagung für Binnenschifffahrt und Wasserwirtschaft, die im Sommer 1929 in Frankreich stattgefunden hat, hat sich in der hier behandelten Frage auf die Seite der Stadt Paris gestellt. Sie hat eine Entscheidung angenommen, in der sie den Wunsch ausspricht, daß die Arbeiten zur Heranführung von Wasser aus dem Loire-Tal nach Paris bald in Angriff genommen werden möchten.

Für die Abführung der städtischen Abwässer bestehen in Paris Hauptleitungen von 107,7 km Länge, denen Zweigleitungen von insgesamt 1160 km Länge das Abwasser zuführen; dazu kommt noch eine Länge von 9,7 km Ableitungskanäle außerhalb des Stadtgebiets. Täglich fließen hier rd. 1 Mill. m³ Wasser ab, die zum Teil bei Cléchy in Klärbecken geleitet werden, um dann auf Rieselfeldern bei Achères, zum Teil auch bei Gennevilliers weiterverwendet zu werden. Eine Vergrößerung dieser Anlagen ist geplant; es sollen neue Rieselfelder mit 1000 ha Fläche geschaffen werden, und es sollen auch neue Kläranlagen errichtet werden. Auch diese Planungen stoßen auf heftigen Widerspruch bei den Bewohnern der Gegend, in der die Anlagen liegen sollen.

Bei der oben erwähnten Tagung hat man sich auch mit Fragen des Wassersports beschäftigt und sein Bedauern darüber ausgesprochen, daß dieser durch den zunehmenden Ausbau der Flüsse zum Zwecke der Kraftgewinnung in seiner Entwicklung schwer behindert wird. Es wird gewünscht, daß die Unbequemlichkeiten, die der Ausbau der Flüsse dem Wassersport bereitet, auf das geringste mögliche Maß beschränkt bleiben. Wkk.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Drehschütz mit waagerechter Drehachse und mit Eisklappe. (Kl. 84a, Nr. 479 820 vom 7. 12. 1926 von Firma Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen. Zusatz zum Patent 369 815.) Als gemeinsames Antriebsmittel für beide Wehrteile ist auf der Drehachse des Hauptwehres eine drehbare Sektorscheibe gelagert. Mit *m* ist der Wehrantrieb, mit *K* die Eisklappe bezeichnet; ein Zwischensektor *s* greift in ein Zahnrad *r* ein, das wiederum in eine besondere Verzahnung des Hauptantriebssektors *Z* eingreift, dessen Bewegung durch Anschläge *a* und *a*₁ gegen den Hauptwehrrkörper begrenzt ist.

Personalnachrichten.

Bayern. Vom Staatsministerium für Unterricht und Kultus wurde mit Wirkung vom 1. August an der Regierungsbaurat mit dem Titel und Rang eines Regierungsbaurates 1. Klasse im Staatsministerium des Innern (Oberste Baubehörde) Karl Hetzel zum ordentl. Professor für Tunnelbau und Baumaschinenkunde in der Bauingenieurabteilung der Technischen Hochschule München in etatsmäßiger Weise ernannt.

INHALT: Roll-Klappbrücke über den Georgsfehnkanal. — Zur Bestimmung der Querprofile von Dämmen und Einschnitten. — Versuche an einem Heynschen Wasseregul. — Zur Trockenlegung der Zuidersee. — Die Eisenbeton-Querschwebe der Eisenbahnen. — Untergrundbahnbau Berlin, Frankfurter Allee. — Die Wasserkraftanlage am Rocky-Fluß in Connecticut. — Vermischtes: 1. Tagung des Ständigen Ausschusses der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. — Deadman Island Stausehwele. — Arstabrücke bei Stockholm. — Eine Tiefgründung in Fels. — Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung in Paris. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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