

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 15. April 1927

Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Silizium-Baustahl aus dem Siemens-Martin-Ofen.

Unter obiger Überschrift¹⁾ ist kürzlich vom Walzwerkchef J. Meiser der Abteilung Dortmunder Union der Vereinigten Stahlwerke A.-G. über die Ergebnisse berichtet worden, die in jüngster Zeit bei der Herstellung größerer Mengen von Silizium-Baustahl im Siemens-Martin-Ofen im Betriebe der Dortmunder Union selbst und bei einem rheinischen Stahlwerke erzielt wurden. Bei der Dortmunder Union handelt es sich um den für den Neubau der Weserbrücke bei Dreye erforderlichen Baustahl von insgesamt rd. 900 t, wovon schon rd. 600 t in acht Schmelzungen hergestellt und geprüft sind, im zweiten Falle handelt es sich um Baustahl für den Eisenbahnwagenbau der Reichsbahn. Die Ergebnisse sind bei beiden Werken so günstig, daß sie volle Beachtung verdienen, namentlich im Vergleich mit dem anderwärts und nach einem anderen Verfahren hergestellten Silizium-Baustahl.

Die 600 t der Dortmunder Union wurden in einem kippbaren Siemens-Martin-Ofen von etwa 80 t Fassung erschmolzen. Aus den Blöcken und Brammen wurden ausgewalzt: Winkelleisen 75·75 und 130·130, □ 12 und □ 14, Breiteisen bis zu 980 mm Breite und bis zu 12 mm Dicke. Der Siliziumgehalt betrug rd. 1%, die Grenzwerte und das Gesamtmittel sind folgende:

		Mittelwert
C-Gehalt	0,13 bis 0,19 %	0,155 %
Si- „	0,80 „ 1,37 „	1,070 „
Mn- „	0,84 „ 1,14 „	0,980 „
P- „	0,018 „ 0,044 „	0,029 „
S- „	0,033 „ 0,048 „	0,037 „

Bei den Festigkeitsprüfungen wurde die Streckgrenze durch Beobachtungen des Abfalles des Wagebalkens der Prüfmaschine ermittelt, als Probestäbe dienten bei der Abnahme Proportionalstäbe mit einer Meßlänge von $l = 11,3\sqrt{F}$. Die Grenzwerte und das Gesamtmittel der Probeentnahmen aus den angeführten Profilen betragen:

		Mittelwert
Streckgrenze	37,0 bis 43,0 kg/mm ²	39,6 kg/mm ²
Zugfestigkeit	51,0 „ 58,0 „	54,5 „
Streckgrenze	67,8 „ 77,8 %	72,6 %
Zugfestigkeit		
Dehnung	23,0 „ 27,0 „	24,9 „

Die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn lauten für Silizium-Baustahl bekanntlich:

Mindeststreckgrenze	36 kg/mm ²
Zugfestigkeit mindestens	48 „ und höchstens 62 kg/mm ²
Mindestdehnung längs	20 %, quer 18 %.

Ein Baustahl mit diesen Festigkeitswerten darf um 50% höher beansprucht werden als Baustahl St 37.

Der auf der Dortmunder Union erschmolzene und zu Baueisen ausgewalzte Siliziumstahl hat also die geforderten Vorschriften vollständig erfüllt. Ebenso befriedigend sind die Ergebnisse von sechs Schmelzungen eines rheinischen Werkes, die in üblichen Siemens-Martin-Öfen von 17 t Fassung hergestellt worden sind. Die Grenzwerte und das Gesamtmittel der chemischen Zusammensetzung dieser Schmelzungen zeigen folgendes Bild:

		Mittelwert
C-Gehalt	0,15 bis 0,19 %	0,175 %
Si- „	0,85 „ 1,10 „	0,913 „
Mn- „	0,90 „ 1,10 „	0,973 „
P- „	0,030 „ 0,035 „	0,032 „
S- „	0,030 „ 0,040 „	0,035 „

Die Grenzwerte und das Gesamtmittel der Festigkeitsprüfungen betragen bei der Abnahme:

		Mittelwert
Streckgrenze	37,1 bis 43,2 kg/mm ²	39,7 kg/mm ²
Zugfestigkeit	51,3 „ 56,4 „	54,7 „
Streckgrenze	68,8 „ 76,6 %	72,7 %
Zugfestigkeit		
Dehnung	22 „ 27 „	24,2 „
Einschnürung	39 „ 63 „	54,2 „

Auch hier wurden also die vorgeschriebenen Werte durchweg eingehalten. Die Walzstäbe, denen die Proben entnommen waren, waren

□ 10 und □ 20 und Z 6, und zwar wurden bei den □-Eisen jeweils der Steg und der Flansch geprübt.

Mit diesen Ergebnissen mögen nun die verglichen werden, die in der Materialprüfungsanstalt der Eidgen. Technischen Hochschule Zürich mit Proben aus F-Stahl erzielt worden sind und über die vor einigen Monaten in der „Bautechnik“ kurz berichtet worden ist.²⁾ Auch da handelte es sich um einen ausgesprochenen Silizium-Baustahl mit rd. 1% Siliziumgehalt. Zur Prüfung standen Rundsenstäbe von 32 und 45 mm Durchm. zur Verfügung, die nach dem Diskussionsbericht Nr. 9 der genannten Hochschule — verfaßt von Prof. Dr. ing. h. c. M. Roß, dem Direktor der Eidgen. Materialprüfungsanstalt — folgende Grenz- und Mittelwerte ihrer physikalischen Eigenschaften zeigten:

		Mittelwert
obere Streckgrenze σ_f^o	34,1 bis 46,5 kg/mm ²	38,1 kg/mm ²
untere Streckgrenze σ_f^u	33,5 „ 41,0 „	36,6 „
Zugfestigkeit	47,3 „ 52,8 „	49,4 „
obere Streckgrenze		
Zugfestigkeit	72 „ 95 (!) %	77 %
untere Streckgrenze		
Zugfestigkeit	71 „ 79 „	74 „
Dehnung	23,6 „ 30,0 „	25,9 „
Einschnürung	60,2 „ 69,0 „	65,1 „

Die Zusammenstellung zeigt, daß die vorgeschriebenen Werte der Reichsbahn von diesen Stäben aus F-Stahl nur teilweise erreicht wurden und namentlich im entscheidenden Werte, der Streckgrenze, zu einem großen Teil versagten (5 von 11 Proben). Diese hätten also im Gebrauchsfall zurückgewiesen werden müssen. Auffallend ist der von Roß festgestellte und zum Teil sehr große Unterschied in der oberen und unteren Streckgrenze einiger Probestäbe. Während die Mehrzahl eine Dehnungskurve besitzt, wie man sie allgemein kennt (Abb. 1), springt bei einigen Proben die Dehnungslinie anfänglich zu einem Werte der oberen Streckgrenze nahe an die Bruchfestigkeit hinauf (Abb. 2).³⁾ Eine Erklärung für

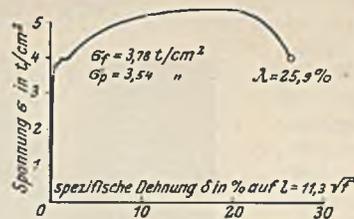


Abb. 1.

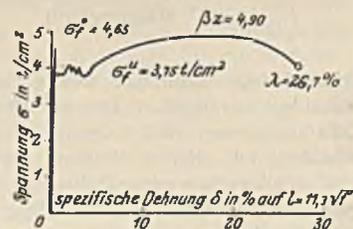


Abb. 2.

dieses eigenartige Verhalten besteht bislang nicht. Roß glaubt, daß beim Übergang in den plastischen Bereich unter Umständen eine plötzliche Störung des inneren molekularen Gleichgewichtes eintreten kann. Für die Güte des Baustoffes und für die Wahl seiner zulässigen Beanspruchung darf aber die obere Fließgrenze niemals entscheidend sein, sondern immer nur die untere Fließgrenze. Nur diese ist bei der Abnahme festzustellen und hat den Vorschriften zu genügen. Hätte man von vornherein beim F-Stahl die beiden Werte der Streckgrenze sorgfältiger beobachtet und verfolgt, so wäre die anfängliche Überschätzung des neuen Stahles unterblieben, ohne daß dadurch sein wirklicher Wert als glänzender neuer Baustoff geschädigt worden wäre. Die Erscheinung zeigt, wie vorsichtig man bei der Beurteilung neuer Baustoffe sein soll.

Ebenso verhält es sich mit der Angabe von Preisen neuer Baustoffe. Es ist noch in aller Erinnerung, wie bei Einführung des Baustahles St 48 vom einem Mehrpreis kaum die Rede war. Daß eine sorgfältigere Auswahl des Einsatzes im Ofen, eine gewissenhafte Überwachung der Güsse im Stahlwerk und eine ebenso gewissenhafte Verfolgung der Blöcke bis zum ausgewalzten Stab im Walzwerk und bis zur Abnahme Arbeit, Platz und Zeit, also Geld kosten, wurde übersehen. Übersehen wurde ferner die Arbeit des unbedingt notwendigen, sorgfältigen und getrennten Lagerns und Registrierens der Baustahlstäbe von ungewöhnlicher Güte, ihre doch

²⁾ Siehe Kleinlogel, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 1, S. 17/18.

³⁾ Auch in Berlin-Dahlem ist bei den ersten Versuchen mit F-Stahl diese Erscheinung festgestellt worden.

¹⁾ „Stahl und Eisen“ 1927, Nr. 11, S. 446 bis 448.

etwas schwierigere Bearbeitung in den Brückenbauwerkstätten und die Handhabung wesentlich kleinerer Gewichte im Werk und auf der Baustelle bei nahezu gleichen Lohnsummen und bei gleichen Gerüstkosten wie bei denen eines Bauwerkes aus St 37. Gerade in dieser Hinsicht sind die von Meiser mitgeteilten Ergebnisse der Erzeugung von Silizium-Baustahl im gewöhnlichen Siemens-Martin-Ofen sehr wertvoll. Sie

zeigen, daß es besonderer Schmelzverfahren und besonderer Ofenbauweisen nicht bedarf, um einen in jeder Hinsicht guten und allen Bedingungen entsprechenden Baustahl zu erzielen. Ich behalte mir vor demnächst über weitere Ergebnisse von im Siemens-Martin-Ofen erzeugtem Silizium-Baustahl zu berichten.

Sterkrade, den 26. März 1927.

Dr. Bohny.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Wasserkraftausbau in Baden.

Von Reg.-Baumeister Karl Köbler, Waldshut.

(Schluß aus Heft 14.)

4. Die Hochdruckanlagen der Gemeinden Gausbach, Lauf und Sasbachwalden.

Diese drei kleinen Hochdruckwerke (O. Z. 6, 7, 8 der Aufstellung S. 213) können kurz gemeinsam beschrieben werden, da die Bauelemente jeweils dieselben sind: Wehre oder Talsperren, Hangrohrleitung, Druckrohrleitung und Krafthaus. Krafthaus und die Maschinen zeigen keine Besonderheiten. Auf das Krafthaus der Gemeinde Sasbachwalden sei immerhin besonders aufmerksam gemacht, da es eine vorbildliche architektonische Lösung für den Schwarzwald darstellt. Vom gleichen Gesichtspunkte aus

zeitig eine Grenze gezogen, da bei kleinen Einzugsgebieten, langen Leitungen und hohen Gefällen der durch den Sickerverlust bedingte Energieausfall so beträchtlich werden kann, daß sich ein bedeutendes Aufgeld für die Erstellung einer völlig dichten eisernen Leitung bezahlt macht. Holzrohre sind außerdem durchaus nicht in jedem Fall und jederzeit billiger als andere Bauarten.¹⁰⁾ So wurden z. B. bei dem mit rd. 500 m Gefälle arbeitenden Zweribachwerk sämtliche Leitungen in Eisen gebaut, um auch die geringsten Wasserverluste zu vermeiden. Zugunsten der Holzrohre ist besonders zu nennen ihre Widerstandsfähigkeit gegen Wasser



Abb. 9. Kraftwerk Lauf. Wasserschloß.



Abb. 10. Kraftwerk Lauf. Fallrohrleitung aus Holz.



Abb. 11. Kraftwerk Sasbachwalden. Hangrohrleitung aus Holz.

sei auch die Stauwand des gleichen Werkes besonders genannt. Druckrohrprobleme im Zusammenhang mit der Turbinenregelung scheidet bei diesen Werken, wie bei den Hochdruckwerken im Schwarzwald im allgemeinen, wegen der Steilheit der Trasse (1:2 bis 1:3) aus, so daß nur noch die Frage des zweckmäßigsten Baustoffes bleibt. (Die bei derart kleinen Anlagen viel zu selten angewendete, in Steigrohr und Pufferschacht aufgelöste Bauart des Wasserschlosses wurde bei den drei Werken angewendet. Abb. 9 zeigt den oberen Teil des Eisenbetonsteigrohres und den Pufferschacht des Kraftwerkes Lauf.)

Die Bauzeit der drei Werke fällt in die Inflationszeit; damit soll gesagt sein, daß es sich darum handelte, nach Möglichkeit Ersatz für Eisen zu finden. Bei der Anlage von Sasbachwalden und Lauf wurde nun für die gesamte Hangleitung von rd. 1800 + 1200 = 3000 m bei rd. 0,5 m Durchm. und bis 2 at Innendruck, außerdem für die oberste Strecke der Falldruckrohrleitung auf 400 + 300 = 700 m bis 8 at Innendruck zum erstenmal für Deutschland Holzrohre in größerem Umfange verwendet (Abb. 10). Der Versuch stellte damals noch ein gewisses Wagnis dar, da der Holzrohrbau noch nicht alle Kinderkrankheiten überwunden hatte. Die Bauausführung gestaltete sich demgemäß nicht einfach. Der Erfolg war aber eine im großen ganzen durchaus befriedigende Arbeit bei einem gesamten Sickerverlust von etwa 1 bis 1,5 l/Sek. km. Lediglich ein Stück der Fallrohrleitung des Werkes Sasbachwalden (etwa 100 m) hat sich vermutlich wegen schlechter Holzbeschaffenheit und unrichtiger Montage nicht gehalten und soll nunmehr ausgewechselt werden (Abb. 11). Mit den obengenannten Sickerverlusten ist für den Holzrohrbau gleich-



Abb. 12. Kraftwerk Gausbach. Hangrohrleitung aus Vianinirohren.

mit freier Saure und kleinem Sandgehalt, gegen kleine Senkungen der Rohrlager und ihre leichte Transportfähigkeit in dem Gebirge. Beim Kraftwerk der Gemeinde Gausbach wurde bei der Hangleitung ein Versuch mit Eisenbetonrohren, hergestellt im Schleuderverfahren (Vianinirohre), gemacht. Es sind dies Rohre von 0,55 m lichter Weite, etwa 1 m Baulänge, mit Muffen für einen Innendruck von 2 bis 3 at (Abb. 12). Es zeigte sich indessen, daß die in der Fabrik geschleuderten Rohre sehr unbequem zu transportieren und leicht Beschädigungen ausgesetzt waren, ferner daß die Dichtung der zahlreichen Muffen wegen noch unvollkommener Ausbildung recht mühsam war und erst nach mehrmaliger Änderung einigermaßen gelang. Die Dichtigkeit der Rohrwand, die ohne Glattstrich oder Anstrich durch das Schleudern selbst erreicht wird, war im allgemeinen nicht zu beanstanden. — Für die Falldruckrohrleitungen mußten, sobald ein statischer Druck von 8 at überschritten war, Ausführungen in Eisen gewählt werden. Unter den heutigen Verhältnissen dürfte diese Grenze, besonders bei Anwendung autogengeschweißter Rohre, zugunsten des Eisens bei einem geringeren Überdruck liegen.

5. Das Zweribachwerk.

Diese Anlage sei hier nur kurz behandelt unter Verweisung auf andere Veröffentlichungen.¹¹⁾ Es bietet, abgesehen von schwierigen

¹⁰⁾ Vergl. Rabovsky, Holzdaubenrohre. Berlin 1926. VDI-Verlag. — Baumann, Wasserkraftjahrbuch 1924. Erfahrung mit dem Bau von Holzrohrleitungen. — Köbler, Wasserkraft 1924, Nr. 2. Hangrohrleitungen im Schwarzwald.

Transportverhältnissen, nichts bautechnisch Interessantes. Seine Bedeutung liegt in der Ausnutzung des einzigartigen Gefalles von fast 500 m, mit dem der Abfluß aus nur 3,6 km² zu rd. 3,6 Mill. kWh verarbeitet wird. Energiewirtschaftlich bedeutsam ist die Anlage noch dadurch, daß eine neunstufige Hochdruckzentrifugalpumpe von 1000 PS Aufnahmeleistung zur Veredelung von Überschußenergie aufgestellt wurde. Weiterhin ist zur Erfassung von unterhalb der kleinen Tagessperre auftretenden Quellwassers (etwa 20 l/Sek., wovon etwa 3 bis 4 l/Sek. durch tiefliegende Felsspalten unter der Sperre durchdrücken) ein kleines Pumpwerk erstellt, das mit 25 m Förderhöhe das Quellwasser in das Becken fördert und damit in der 500-m-Stufe nutzbar macht¹²⁾. Bei der zuerst 900 m mit schwachem Gefälle bis zum Steilabfall, dann 1350 m mit Neigung 1:3 ins Wildgutachtal führenden Fallrohrleitung ($d = 600$ bis 425 mm, bis 19 mm Wandstärke) konnten interessante Versuche zur Bestätigung der Theorie von Allievi gemacht werden.¹³⁾

6. Das Speicherkraftwerk Überlingen.

Dieses Werk ist durch das Mißgeschick zahlreicher Rohrbrüche bekanntgeworden.

Nach Einleitung des Wassers in den Andelshofer Weiher, der gestaut einen nutzbaren Beckeninhalte von 1,5 Mill. m³ aufweist, wird das Betriebswasser durch eine 2200 m lange Falldruckrohrleitung unmittelbar zum Krafthaus am Bodensee geführt. Das Rohgefälle beträgt 110 m, das Neigungsverhältnis also im Durchschnitt rd. 1:20. Pufferschacht, Wasserschloß oder dergl. weist die Leitung nicht auf, dagegen zahlreiche Knickpunkte

1. Oberrhein: Konstanz—Basel.¹⁴⁾ (Abb. 13.)

Abgesehen von vier älteren Anlagen der Stadt Schaffhausen sind zurzeit folgende Werke gebaut und in Betrieb und dienen teilweise der Überlandversorgung Badens:

Werk	Größtes Gefälle m	Kleinste Gefälle m	Höchstleistung PS	Kleinste Leistung PS	Ausbauwasser- menge m ³ /Sek.	Kleinste Wasser- menge m ³ /Sek.	Jahres- arbeit Mill.kWh	Baujahr
Rheinfelden	6,5	2,5	24 000	18 000	520	240	105	1895/98
Augst-Wyhlen	7,8	4,0	50 000	24 000	760	330	240	1907/12
Laufenburg	11,0	8,0	65 000	36 000	600	330	350	1908/14
Eglisau (oberhalb der Aare- mündung), im Bau	10,8	8,2	42 000	13 500	395	115	200	1915/20
Schwörstadt	12,1	8,5	106 000 (136 000)	40 000	960 (1200)	330	500	seit Ende 1926

Aus dieser Zahlentafel geht schon fast alles für die Oberrheinwerke Wesentliche hervor. Von den genannten Werken ist nur Eglisau in dem hier behandelten Zeitraum erbaut worden. Entsprechend den Grenzverhältnissen in der ausgenutzten Flußstrecke ist der badische Anteil an Eglisau ungefähr 10% (bei den übrigen Werken ungefähr die Hälfte). Mit Ausnahme von Augst-Wyhlen, in dem die Kraftzentralen der beiden Uferstaaten getrennt angeordnet sind (Abb. 14), sind bei den übrigen

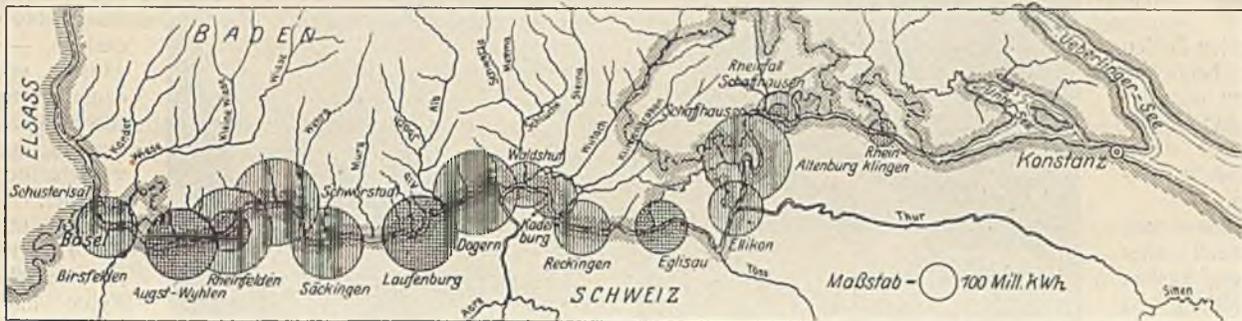


Abb. 13. Die Oberrhein-Wasserkräfte zwischen Basel und Konstanz.

und eine im unteren Drittel liegende nahezu wagerechte Strecke. Die Leidensgeschichte dieser Druckrohrleitung, die nach Inbetriebnahme in kurzer Zeit siebenmal, und zwar fast immer an der etwa 20 m über dem Krafthause, liegenden längeren Flachstrecke zerrissen ist, kann im einzelnen hier nicht wiedergegeben werden. Die einzige Entlastung gegenüber Druckschwankungen, die beim Öffnen oder Schließen auch beim teilweisen Regeln des Zuflusses entstehen, bestand in einem Synchronauslaß an beiden Turbinen. Als Ersatz für eine vermutlich durch ungeschickte Bedienung zerrissene, wassergasüberlapptgeschweißte 10 mm starke Rohrleitung der Flachstrecke ließ man sich eine einseitig autogengeschweißte 4 bis 5 mm starke Rohrleitung liefern. Zerreißproben ergaben, daß die Ersatzleitung nicht einmal normalen Betriebsverhältnissen standgehalten hätte, geschweige denn Druckanstiegen, die unter Umständen den doppelten statischen Druck erreichen konnten. Die von vornherein ungenügend ausgebildeten Festpunkte, zusammen mit den wiederholten Unterspülungen, ließen die hohe Zahl der Rohrbrüche erreichen. Auf dieser Strecke wurden nun Mannesmannrohre von 8 mm Wandstärke verlegt; der Betrieb wird aus Gründen der Kostenersparnis vorläufig ohne das notwendige Wasserschloß vorsichtig weitergeführt.

III. Die für die Überlandversorgung arbeitenden Niederdruckwerke am Rhein und Neckar.

Eine Beschreibung der großen Niederdruckwerke am Rhein und Neckar in der gleichen Weise, wie die Hochdruckwerke geschildert wurden, würde den Rahmen dieses Aufsatzes überschreiten. Es schien gerechtfertigt, die Hochdruckanlagen etwas ausführlicher zu behandeln, da diese, weniger bekannt, zusammenfassend bis jetzt noch nicht gewürdigt wurden und da der Ausbau von Hochdruckspeicherwerken im badischen Schwarzwald auch in Zukunft aus wasser- und energiewirtschaftlichen Gründen der Förderung wert sein wird. Da andererseits die verschiedenen am Neckar und am Oberrhein erstellten oder im Bau befindlichen Anlagen in Fachzeitschriften schon besprochen sind, soll hier nur der Vollständigkeit halber eine kurze charakteristische, mehr zahlenmäßige Übersicht des bisher Geleisteten und Bevorstehenden gegeben werden.

Werken die Zentralen gemeinsam. Der für den Ausbau der Oberrheinwerke allmählich ausgebildete Typ geht aus Abb. 15 hervor. Lediglich das bei Dogern geplante Werk macht durch einen längeren Kanal eine Ausnahme. Die ungemein zahlreich hier auftretenden Probleme, begonnen an der Stufeneinteilung (Rückstau, Schiffahrt, Rheinfall) und Grundrißanordnung (Wehr, Einlauf, Krafthaus, Schleuse) bis zu baulichen Einzelfragen (Gründung, Wehrausbildung, Schützen, Geschiebeführung), können hier nicht besprochen werden. Es sei nur erwähnt, daß größere Schwierigkeiten bis jetzt lediglich die Sicherung der Wehre gegen die ausschleifende Wirkung des Geschiebes auf den vor dem Schußboden liegenden Fels gemacht hat, und z. B. bei Augst-Wyhlen außerordentliche Aufwendungen bereits einige Jahre nach Inbetriebnahme hierfür erforderlich geworden sind.¹⁵⁾ Hier konnten durch systematische Modellversuche über den Zusammenhang zwischen Schützöffnung und Wehrform bzw. Sturzboden Fehlschläge vermieden werden. Sonstige noch nicht durchweg gelöste Probleme sind sehr klar im Bericht des Ingenieur Gruner und im Generalbericht des Direktors Payot zur Weltkraftkonferenz, Basel 1926, dargestellt (Schutz aller Wehrteile gegen schleifende Wirkung des Geschiebes, Auftrieb, Dichtung der Schützen, Schützenanstrich, Rechenreinigung, Dehnungsfugen bei Zentralen, stehende und liegende Turbinen).

Mit dem Bau des Werkes von Niederschwörstadt wurde bereits begonnen. Das Werk ist als das wirtschaftlichste der größeren baureifen Oberrheinwerke bekannt. Es wird schon seiner Größe wegen (über 100 000 PS) zu den interessantesten Wasserkraftanlagen Deutschlands gehören; außerdem werden auch die letzten Erfahrungen und Forschungsergebnisse zur Erzielung größter Wirtschaftlichkeit ausgenutzt werden können und zu bemerkenswerten Lösungen führen.

2. Neckarwerke.

Während die Oberrheinwerke der Kraftnutzung wegen gebaut werden und die Einrichtungen für die künftige Großschiffahrt Basel—Bodensee gleichzeitig durch sie finanziert werden müssen und können, sind die wesentlich ungünstigeren Wasserkräfte, die bei der Neckarkanalisierung mit ausgebaut werden, mehr als Dreingabe anzusehen und heute nicht

¹¹⁾ Vergl. Köbler, Wasserkraft 1924, Nr. 24 und E.T.Z. 1925, Heft 43.
¹²⁾ Vergl. Köbler, Bauingenieur 1926, Heft 38. Wasserverluste bei Talsperrren.
¹³⁾ Bundschuh, Druckrohrleitungen. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer.

¹⁴⁾ Vergl. besonders: Führer durch die Schweiz. Wasserwirtschaft, Zürich 1926, Sekretariat des schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes (hier sind auch die wichtigsten Veröffentlichungen angezeigt).
¹⁵⁾ Vergl. Schweiz. Bauztg. 1925, Band 85, Nr. 26.

Zahlenübersicht.^{*)}

Staustufe	Wehr	Gefälle m	Schleusen	Ausbau- leistung PS	Jahres- erzeugung Mill. kWh	Gründung der Bauwerke	Umfang der wich- tigsten Bauarbeiten	
							Erd- aushub 1000 m ³	Beton und Eisen- beton 1000 m ³
Ladenburg . .	3 Öffnungen: 2 Walzen, je 45,45 m, 1 Segment mit Aufsatz, 36,55 m	Schleuse 10,0, Kraftwerk 7,0	1 Doppelschleuse, O. H. Versenkto- re, U. H. Hubto- re	7070	29,6	Auf Kies mit Grundwasser- senkung zwischen eis. Spundwänden	2400	114 u. 15
Wieblingen . .	6 Öffnungen: 3 Walzen, je 27,1 m weit u. 23,9, 4,8 u. 5,5 m hoch, 2 Doppelschützen, je 20 m weit, 3,9 und 5,5 m hoch	8,5	1 Kammerschleuse, O. H. Stemmtore, U. H. Schlagto- re	8400	34,5	desgl.	1860	100 u. 4

^{*)} Vergl. Konz, Bericht Nr. 20, Sektion A, zur Weltkraftkonferenz Basel. Die Kanalisierung des Neckars von Mannheim bis Plochingen.

mehr in der Lage, Überschüsse zur Verbilligung der Kanalschiffahrt abzuwerfen.

Die wichtigsten Zahlen für die auf der badischen Strecke gebauten oder im Bau befindlichen beiden Werke mögen aus obestehender Übersicht entnommen werden.

Abb. 16 gibt noch weiteren Aufschluß über die Bauten. Dem Ausbau der Neckarkraftwerke gehen zahlreiche theoretische und praktische Untersuchungen über Schiffahrt und Kraftkanal voraus. Von besonderer Bedeutung wurden diese Gegensätze bei dem Vorschlag, die Neckarkräfte mittels einer Durchlaufspeicherung als Tages-speicherwerke zu betreiben.¹⁶⁾ Andere Vorschläge suchen die geringwertige Energie der Laufwerke durch eine Veredelung in einem hydraulischen Speicherpumpwerk absatzfähiger zu machen, ohne weitere Belastung der Schiffahrt durch die Kraftnutzung.¹⁷⁾

IV. Geplante Hochdruckwerke und energiewirtschaftliche Aufgaben.

In vorderster Reihe steht heute der Ausbau der Oberrheinwerke, der nicht nur billige Energie bringt, sondern dessen Ausbau gleichzeitig der Rheinschiffahrt den Weg nach dem Bodensee freimacht. Die Frage des Energieabsatzes ist hier in erster Linie durch Ansedlung von chemischer Großindustrie und in zweiter Linie durch Veredelung der hier in großem Maße anfallenden Saisonüberschuß- und Nachtkraft in hydraulischen Speicher-

¹⁶⁾ Vergl. Ludin, Schweiz. Wasserwirtschaft 1924, Nr. 5. Durchlaufspeicherung an Kraftstaffelflässen.

¹⁷⁾ Vergl. Köbler, Südwestdeutschland 1926, Heft 4 u. 5. Lösung der Speicherfragen für die badischen Neckarstufen.

¹⁸⁾ Vergl. Köbler, Wasserkraftjahrbuch 1924, Hydraulische Pumpenspeicherung und E. T. Z. 1927, Nr. 10, Veredelung von Überschubkraft in hydraulischen Speicherpumpwerken.

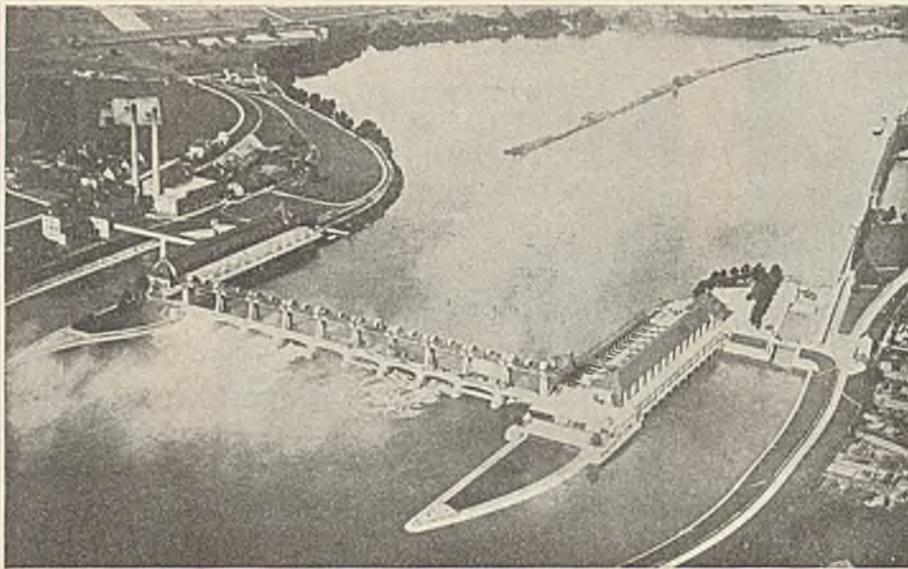


Abb. 14. Kleinkraftwerk Augst-Wyhlen (Flicgeraufnahme).

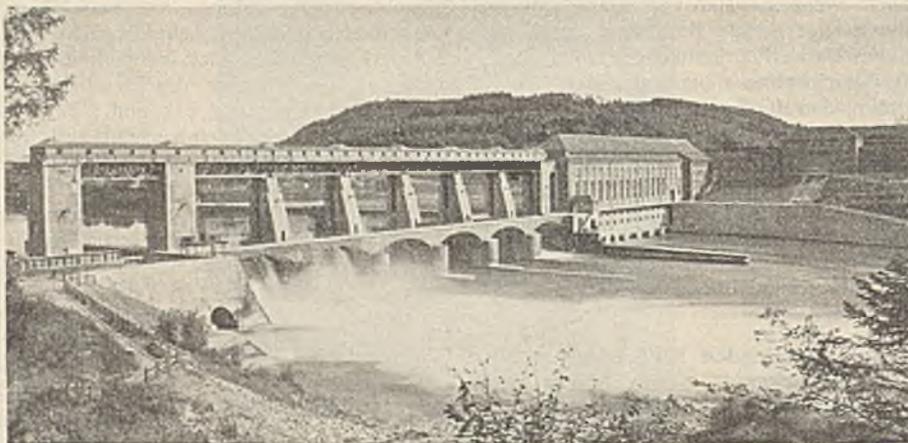


Abb. 15. Gesamtansicht des Kraftwerkes Eglisau, vom badischen Ufer aus gesehen (Unterwasser).

pumpwerken bzw. durch Mangelzeitenwerke zu lösen.¹⁸⁾ Der Ausbau der Oberrheinwerke bedingt deshalb — neben einem günstig gelegenen Großdampfkräftwerk als Reserve (Mannheim) — den Ausbau geeigneter und wirtschaftlicher Ergänzungsspeicher. Diese führen wieder in das Gebiet der Hochdruckanlagen im Schwarzwald, die von der Kohle am meisten bekämpft, in wirtschaftlicher Beziehung der scharfsten Rechnung standhalten müssen. Wenn auch viele dieser namentlich während der Inflationszeit geplanten Anlagen heute aus den anfangs genannten Gründen dieser Forderung nicht mehr genügen, so werden sich doch einige, dank außergewöhnlich natürlicher Vorbedingungen, allmählich durchsetzen. Zu diesen gehört das Schluchsee- und das Elzwerk. Beide Werke sind dazu berufen, als ausgesprochene Mangelzeitenwerke zu arbeiten. Während das Schluchsee- (drei Kraftzentralen mit zusammen etwa 400 Mill. kWh bei rd. 200 000 kW, im Anschluß an den zu 108 Mill. m³ Nutzinhalt aufgestauten Schluchsee und zusammen rd. 600 m Gefälle) wegen der Einzigartigkeit des Speichers und der Größe

der insgesamt erreichbaren Leistung dem Badenwerk zum Ausbau vorbehalten ist, wurde das Elzwerk (eine Gefällstunde von rd. 600 m bei 50 Mill. kWh und bei 100 prozentigem künstlichen Becken) von der Stadt Freiburg i. B. aufgegriffen. Beide Werke haben als Aufnahmepumpwerke für Sommerüberschubkraft aus Rheinwerken erhöhte energiewirtschaftliche Bedeutung. Schwergewichtssperren, Druckstollen, Hangdruckrohre aus Eisen oder Holz, Fallrohre aus Eisen, Krafthaus mit Ausgleichbecken sind jeweils die hauptsächlichsten Bauwerke, wobei aber durch sorgfältige Einzeluntersuchungen die jeweils wirtschaftlichste Bauweise festzustellen ist, die weniger durch geologische und Untergrundverhältnisse, als durch die zum Teil sehr schwierige Zugänglichkeit der Baustellen bedingt ist.

Eine besonders wichtige Frage beim Ausbau mittlerer und kleinerer Hochdruckwerke wird immer die sein, mit welcher Speicherfähigkeit ein Werk auszustatten ist. Es kann von grundlegender Bedeutung sein, bei den jeweiligen Untersuchungen zu überlegen, wieweit bei ungenügender Lösung der Speicherfrage beim Werk selbst eine hydraulische Pumpenspeicherung zur Veredelung des etwa anfallenden Überschubstromes mitwirken kann. Besonders bei Zusammenarbeit mit ergänzenden Dampfwerken beginnt die hydraulische Pumpenspeicherung durch Aufnahme auch von Dampfabfallkraft zur Veredelung an Bedeutung zu gewinnen.¹⁹⁾ Jedenfalls sollte kein Speicherwerk gebaut werden, ohne daß es nicht auf Angliederung einer Pumpen-

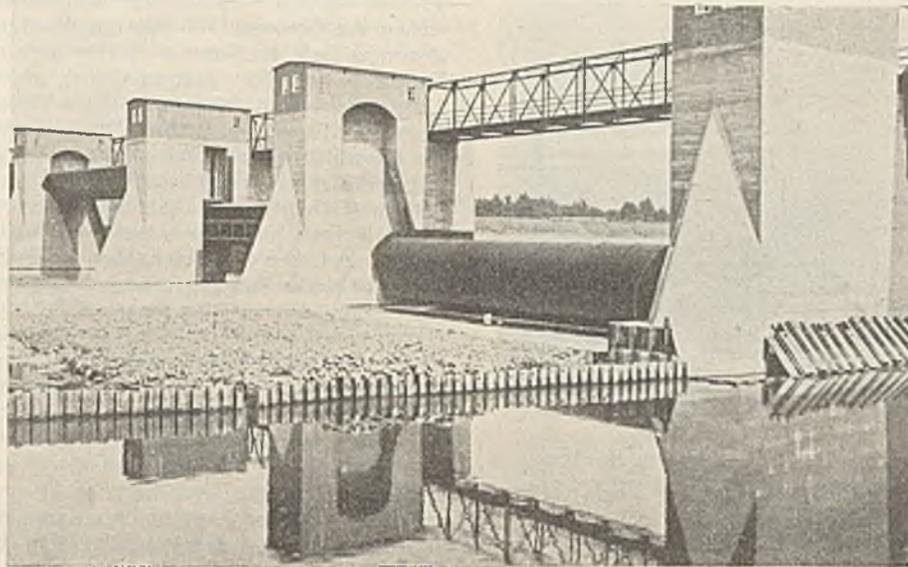


Abb. 16. Neckarwehr bei Wieblingen.

speicherung untersucht worden wäre. — Besondere Aufmerksamkeit ist dann jeweils noch der bautechnischen Einzelgestaltung zu widmen. Nicht nur, daß der Gesamtaufwand dem erzielbaren Nutzen angemessen sein soll, auch die einzelnen Bauteile sollen durch Anpassen an ihre Aufgabe zweckhaft, ohne Verschwendung, aber auch ohne falsches Sparen durchgeführt werden. Gewissenhafte Vorarbeiten und „immer wieder“: nicht nur technisches Können, sondern namentlich auch Gefühl für das wirtschaftlich Tragbare werden dem Ingenieur Wegweiser sein müssen.

¹⁹⁾ Vergl. Maas, Wasserkraftjahrbuch 1925/26. Untersuchung über die hydraulische Speicherung von Dampfkraftenergie.

Die Böschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin - Frankfurt (Oder).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. Guttstadt.

(Schluß aus Heft 15.)

Das Ergebnis der neuen Untersuchungen ist dahin zusammenzufassen, daß die Böschungsrutsche nicht etwa auf die geologische Schichtung in dem Einschnitt zurückzuführen sind, sondern nur auf physikalische Erscheinungen. Die Ursachen der Rutschungen sind die Tone selbst. Durch das Herstellen eines Einschnitts von solcher Tiefe wurden die Tone freigelegt und damit der Witterung ausgesetzt. Es kommt also auf die Zusammensetzung und auf die physikalische Beschaffenheit der Tone an. Auch Wasseradern oder Wassersäcke kommen nicht in Frage. Wasserführende Schichten oder ein einheitlicher, durchgehender Wasserhorizont sind nicht gefunden worden, was aber nicht ausschließt, daß sich unter der bei den Bohrungen erreichten Tiefe von 56 m Wasser befindet. Ein weiterer Beweis für die jetzige Erkenntnis ist das Fehlen von Gleitflächen. Derartige Flächen bilden sich vielmehr erst, wenn der Ton den Zusammenhang verliert und in Bewegung gerät. Daher sind diese Flächen nach Ansicht der Geologischen Landesanstalt nicht als Gleitflächen, sondern besser als Abrißflächen zu bezeichnen (Abb. 8 u. 9).

Durch das Vertiefen des Einschnitts und das Abtragen der Sande fand eine Druckentlastung des Tones statt und damit eine Änderung im Kapillardrucke seines Porenwassers, d. h. der Kraft, die die einzelnen Tonteilchen zusammenhält. Begünstigt wurde dieser Vorgang noch dadurch, daß der freigelegte Ton dem Oberflächenwasser ausgesetzt wurde. Die elastische Reaktion des Tones gegen diesen Vorgang ist sein Schwellen, das unter Wasseraufnahme eintritt. Bei eintretender Trockenheit schrumpft dann der Ton wieder. Durch wiederholtes Schrumpfen und Schwellen bilden sich Risse, die den ursprünglich zusammenhängenden Erdkörper in senkrechte

Erdprismen zertrümmern. In den Spalten sammelt sich das Oberflächenwasser, da es in dem wasserundurchlässigen Ton keinen Abfluß findet. Bei Eintritt von Frost zertrümmert dann das sich bildende Eis die Erdprismen. Durch diese gelockerte Oberschicht kann die Witterung auf die tiefer liegenden Schichten einwirken, wobei sich das Spiel immer wieder wiederholt, so daß der Ton, wenn auch sehr langsam, allmählich morsch wird. Selbstverständlich werden die Vorgänge in den Einzelheiten verwickelter sein, sie bedürfen noch weiterer genauere Untersuchung.

Durch das Morschwerden gerät der Ton in einen labilen Zustand und setzt sich schließlich in Bewegung. Es bildet sich zwischen dem morschen und dem gesunden Ton eine Abrißfläche, wobei der in den Spalten angesammelte Tonbrei als Schmiermittel wirkt. Die Fläche wird spiegelblank und zeigt auch im dunklen Boden helle Farben. Dabei ist die Oberfläche mit einem feinen Film schmierigen Tons bedeckt. Etwaige im Ton befindliche Sandkörner hinterlassen auf der Abrißfläche Rutschstreifen. Die Neigung der Abrißflächen gegen die Wagerechte schwankt sehr, es wurden Winkel von 35° bis fast 90° beobachtet. In den abgerutschten Massen zeigen sich ferner Zerrungsrisse.

Der labile Zustand des morschen Tons zeigte sich auch bei den Arbeiten zum Freilegen der im Dezember 1925 zerstörten Strecke. Infolge der ungünstigen Witterung dauerte es einige Zeit, bis mit dem Abtragen der oberen Bodenmassen als Druckentlastung begonnen werden konnte. Trotzdem nur Feldbahngleise mit 60 cm Spur verlegt wurden, kostete es große Mühe, für diese Gleise ein sicheres Planum in dem schmierigen Ton herzustellen. Es waren nur Handschächte möglich, da auch ein

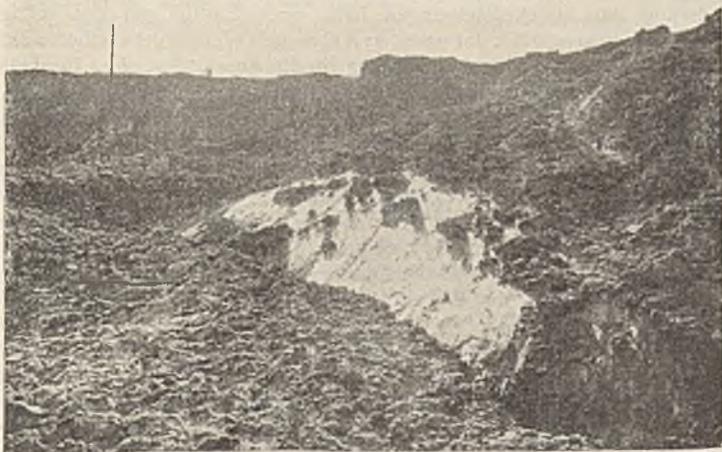


Abb. 8.



Abb. 9.

Rutschungen im Sommer 1926. Abrißfläche und morscher Ton.

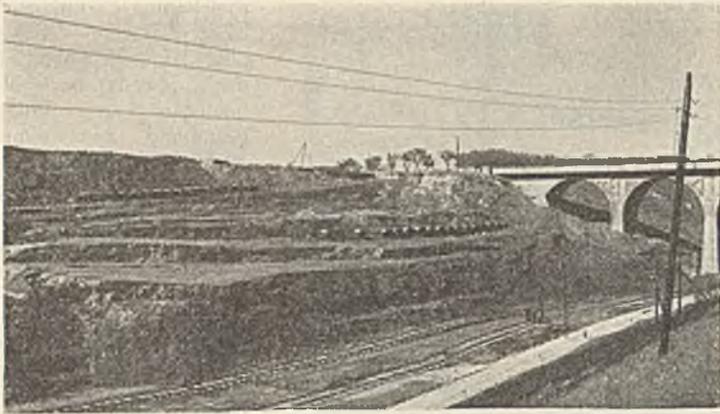


Abb. 10. Freilegen der verschütteten Strecke.
Abbefördern der am 27. Dezember 1925 abgerutschten Böschung.
Bei Trockenheit steht der Ton fast senkrecht. Im Vordergrund
das Umfahrgleis.

kleinerer Bagger in diesem Boden nicht zu halten gewesen wäre. Um durch die Schwierigkeiten beim Verlegen der Schmalspurgleise nicht zu viel Zeit zu verlieren, mußte notgedrungen schon vorher mit dem Abbefördern der unteren Bodenmassen auf dem Planum begonnen werden. Sobald aber die unteren Arbeiten schneller fortschritten als die oberen, trat ein Gewichtsausgleich des abgerutschten Erdkörpers ein und das Planum wurde wieder hochgestaucht (Abb. 10, 11 u. 11a).

Nachdem die Ursachen der Böschungsrutsche geklärt waren, konnte an die Entwürfe zur endgültigen Beseitigung der Rutschgefahr heran-

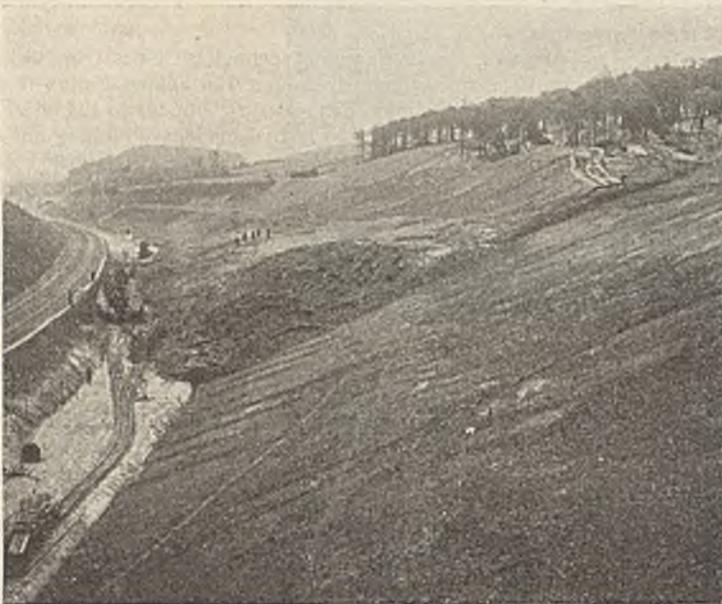


Abb. 11. Rutschung vom 27. Mai 1914.
In den Einschnitt vorgedrungene und aufgequollene Tonmasse.



Abb. 11a. Rutschung vom 27. Mai 1914.
In den Einschnitt vorgedrungene und aufgequollene Tonmasse.

getreten werden. Da es sich um physikalische Erscheinungen handelt, stehen die Geologen auf dem Standpunkte, daß in einem Einschnitt von derartiger Tiefe der Natur nicht Herr zu werden ist. Sie raten dazu, den Einschnitt in seiner jetzigen Gestalt zu verlassen. Als weitestgehende Maßnahme kommt daher ein völliges Verlassen des Einschnitts, also eine Streckenverlegung, in Frage. Diese erwies sich aber als sehr schwierig. Ein Verschieben nach Süden war unmöglich, da bei dieser die Güterzugstrecke zum Verschiebebahnhof, der ja nördlich liegt, doch durch das gefährdete Gebiet hätte geführt werden müssen. Aber auch ein Verschieben nach Norden war sehr bedenklich, da stets die hohe Wasserscheide zwischen Elbe und Oder zu überschreiten ist. Dieses bedingte entweder starke Steigungen oder tiefe Einschnitte. Bei letzteren bestand die Gefahr, daß man in dieselben Schwierigkeiten wie bei Rosengarten geraten würde. Um betrieblich günstige Neigungsverhältnisse zu erhalten, hätte weit nach Norden ausgebogen werden müssen, was den Neubau einer Strecke von rd. 17 km mit einer Mehrlänge von 5 km gegen die bisherige Strecke erfordert hätte. Dazu kam die wegen der dichten Bebauung fast unmögliche Vorbeiführung an dem Verschiebebahnhof sowie die Einführung in den Personenbahnhof.

Auch Bauwerke irgendwelcher Art mußten gewisse Bedenken hervorrufen, da jedes Bauwerk nur dazu helfen kann, die Wirkungen der Böschungsrutsche abzuschwächen. Ein Bauwerk kann den durch die Herstellung eines so tiefen Einschnitts hervorgerufenen Zersetzungs Vorgang nicht aufhalten; es kann also die Ursachen der Rutschungen nicht beseitigen. Auch ist das Herstellen von Bauwerken sehr schwierig, da es bei diesem Boden sehr zweifelhaft ist, ob bei ungünstigem Wetter eine Baugrube überhaupt zu halten wäre. Bei dem nun einmal in Zersetzung befindlichen Boden sind auch Befürchtungen wegen der späteren Standsicherheit der Bauwerke nicht von der Hand zu weisen, sie können also gerade zur Quelle einer Betriebsgefährdung werden. Ferner wird der Witterung, sobald noch weiter, als bisher geschehen, in den Ton hineingegangen wird, der Angriff auf bisher gesunden Ton ermöglicht. Es kommt hinzu, daß das in dem Einschnitt abfließende Wasser nach chemischer Untersuchung betonzerstörende Eigenschaften hat.

Trotzdem wurden aber auch Bauwerke erwogen. Eine Fundamentplatte, ein Rost und ein Trog schieden schon nach überschläglichen Prüfen aus, da sie bei einer Berechnung zu wirtschaftlich unmöglichen Abmessungen geführt hätten. Es wurden aber Entwürfe für eine Futtermauer, für ein trogähnliches Gebilde sowie für einen Tunnel aufgestellt. Gegen letzteren sprach außer den vorstehenden Gründen noch der, daß ein Tunnel stets, hier aber wegen der örtlichen Verhältnisse sogar ganz besonders, betrieblich unerwünscht ist und erhöhte Unterhaltungskosten nicht nur für das Bauwerk selbst, sondern auch für den Oberbau erfordert. Damit ferner der Tunnel überhaupt standhaft wird, muß er auch genügend stark überschüttet werden. Es müßte also der Einschnitt, aus dem seit dem Vertiefen im Laufe der Jahre etwa 2 Mill. m³ Bodenmassen entfernt sind, zu einem mehr oder minder großen Teil wieder zugeschüttet werden.

Da notgedrungen die Strecke an der alten Stelle belassen werden muß, kommen nach den vorstehenden Gründen nur Erdarbeiten zur Beseitigung der Rutschgefahr in Frage. Hierbei ist die weitestgehende Maßnahme die, daß der durch das Vertiefen unbewußt begangene Fehler wieder beseitigt wird. Man hat eben die Tone bis zu einer zu großen Tiefe freigelegt. Also mußte der Einschnitt wieder teilweise aufgefüllt werden. Wenn die jetzigen stärksten Steigungen der Personenzugstrecke nicht überschritten werden sollen, erscheint ein Höherlegen der Scheitelstrecke bis zu 8 m zulässig. Die Güterzüge vom Verschiebebahnhof müßten aber wegen der Steigung 1 : 115 des gehobenen Gütergleises ständig von Drucklokomotiven nachgeschoben werden. Ein Verlängern der Strecke durch Ausfahren von Bogen oder Schleifen, um eine günstigere Steigung zu erreichen, würde die jetzt schon betrieblich unangenehmen Krümmungsverhältnisse der Güterzugstrecke noch mehr verschlechtern. Diese Veränderung der Streckensteigungen hätte auch Einfluß auf den jetzigen Haltepunkt Rosengarten, der um etwa 800 m nach Westen verschoben werden müßte, wo erst die zulässige Steigung für die Anschlußweichen der Güterzugstrecke erreicht sein würde. Die Güterladestelle Rosengarten müßte um etwa 4,5 m gehoben werden. Aber nicht nur diese erheblichen Baukosten und die stärkere Steigung würden den Betrieb erheblich verteuern, schon das Höherlegen der Scheitelstrecke um 8 m, das für alle Züge eine verlorene Steigung von 8 m Höhe bedeutet, würde die Betriebskosten gewaltig anschwellen lassen. Neben dem Auffüllen des Planums wäre aber auch noch außerdem ein Abflachen der Böschungen erforderlich geworden, da diese nur bei flacheren Neigungen standhaft sind.

Wenn die von den Zügen zu überwindende Höhe nicht vergrößert werden durfte, so blieb nur das Beibehalten der jetzigen Scheitelhöhe übrig. Ein Nachprüfen des Längenschnittes der Strecke ergab, daß ein Verlängern der jetzigen Scheitelstrecke um etwa 800 m nach Osten, also nach Frankfurt (Oder), möglich ist, ohne daß die Steigungsverhältnisse der Strecke nach Frankfurt verschlechtert werden, indem am Haltepunkte Rosengarten eine jetzt in dem Längenschnitt vorhandene Senkung herausgehoben wird. Das Einschalten dieser Senkung hatte sich beim Bau

als nötig erwiesen, um die Anschlußweichen der Güterzugstrecke in betrieblich zulässiges Gefälle legen zu können. Das Herausheben der Senkung würde aber andererseits ein Verlegen dieser Weichen und damit auch des Haltepunktes Rosengarten nach Westen in die neue Scheitelstrecke nötig machen. Dieses Verlängern der Scheitelstrecke würde sich auf etwa 1,6 km Länge erstrecken und ein Hoherlegen des Planums um etwa 4 m ermöglichen, was aber nach Ansicht der Geologen nicht ausreichen würde, um ein etwa im Ton auftretendes Schwellen zu unterdrücken, selbst wenn dabei außerdem die Böschungen abgeflacht werden. Weitere Bedenken wurden vom Betriebe erhoben, der sich gegen ein durch Herausheben der Senkung bedingtes Verlängern der Aufstiegsrampe von Frankfurt (Oder) aus sträubt. Es kommt aber noch drittens eine bautechnische Schwierigkeit hinzu. Das nach Westen zu verlängernde Gütergleis würde dann gerade in dem jetzigen Einschnitt tiefer als die Personengleise liegen. Das erstrebte Auffüllen des Planums würde sich demnach nicht auf die ganze Breite des Einschnitts erstrecken, würde infolgedessen den beabsichtigten Zweck nicht voll erfüllen. Außerdem würde bei der Verbreiterung des Einschnitts für dieses Gleis ein auf der Nordseite zu Tage tretender Tonbuckel tiefer zu legen sein, d. h. der Zersetzungsvorgang würde auch dorthin ausgedehnt werden.

Aus den vorstehenden Gründen bleibt also tatsächlich nichts anderes übrig, als das jetzige Planum beizubehalten. Hierbei käme in Frage, die erforderliche Sicherheit außer einem Abflachen der Böschungen durch einen seitlichen Belastungs- und Sicherungsdamm zu erzielen. Dieser würde aber, wie schon sein Name sagt, die Ursachen der Böschungsrutsche nicht beseitigen, sondern nur ihre Wirkungen abschwächen. Als Sicherungsdamm soll er abrutschende Bodenmassen abfangen, als Belastungsdamm auftretende Drucke niederhalten. Zu letzterem Zweck müßte er nicht nur aus sehr schweren Bodenarten geschüttet werden, er müßte auch erhebliche Höhe und Breite erhalten. Ein Durcharbeiten der Querschnitte unter Einzeichnung dieses Dammes ergab umfangreiche Bodenbewegungen, wobei die Kosten durch das Ausschachten für den Damm und nachheriges Wiederfüllen dieser Querschnitte erheblich verteuert werden würden.

Nach all diesen Erwägungen bleibt nur als einziger Weg das Entfernen der gefährlichen Tone, d. h. die Herstellung einer Böschung von der Neigung, in der morsch gewordener Ton standfest ist. Einwandfrei ist aber leider der natürliche Böschungswinkel dieses Tones weder durch Rechnung noch durch Versuche zu ermitteln. Beobachtungen haben ergeben, daß eine Neigung 1:5 derart flach ist, daß Bewegungen in dem Ton keinen Einfluß mehr auf die Standsicherheit der Böschungen ausüben können. Es ist daher beschlossen worden, die Ursache der Rutschungen dadurch zu beseitigen, daß die Böschungen auf 1:5 abgeflacht werden. Diese Maßnahme genügt natürlich allein noch nicht. Es müssen auch noch weitere Sicherungen hinzukommen.

Zuerst soll der Druck in dem Einschnitt beseitigt werden. Es werden daher nicht nur die zu Tage tretenden Tone abgeflacht, auch alle anderen Bodenarten sollen einen anderen Böschungswinkel erhalten, der von dem örtlichen Befund abhängt und zwischen den Neigungen 1:4, 1:3 und 1:2 schwankt. Die auflagernden reinen Sande werden völlig abgegraben und zu dem nachstehend angegebenen Abdecken der Böschungen benutzt. Eine weitere Druckentlastung tritt durch das Herstellen eines breiten Vorlandes in Höhe des Planums ein, das ganz flach, 1:10, geneigt wird. Die weiteren Sicherungen sollen die freigelegten Tone gegen das Oberflächenwasser schützen. Der Einschnitt entwässert nicht nur ein gewaltiges Gebiet von etwa 250 ha, sondern fangt auch auf seinen Böschungen, deren Flächeninhalt durch das Abflachen von erheblicher Größe geworden ist, sehr große Wassermengen auf. Infolgedessen wird oben im Gelände in etwa 10 m Abstand von der Böschungsoberkante ein Randgraben zum Abfangen des von dem Gelände herbeiströmenden Wassers ausgeführt. In der Sohle des Grabens werden Drainrohre auf Betonplatten verlegt, der Schacht wird mit Steinen verfüllt. Eine Verfüllung mit Schlacke kann leicht verschlammten, wenn sie nicht ständig von Wasser durchflossen ist, würde also Wassersäcke bilden und damit erst recht Gefährdungen durch Zer-

setzen des Tones herbeiführen. Die Betonplatte soll verhindern, daß das Wasser sich einen Weg in tiefere Schichten sucht. Lage und Tiefe des Randgrabens und das Abführen des Wassers muß sich natürlich immer nach dem örtlichen Befunde richten. Einerseits soll der Randgraben möglichst tief liegen, andererseits soll er dem Wasser keinen Zutritt zu den Tonen eröffnen. In gleicher Weise wie an der Oberkante des Einschnitts soll auch am Böschungsfuß das Wasser abgeführt werden. Hier wird einmal eine Rohrleitung von 0,50 m Durchmesser, ebenfalls auf Betonplatten, fast in der ganzen Länge des Einschnitts, mit einer Tiefe bis zu 2 m unter Planum wegen des besseren Gefälles verlegt.

Weitere Vorkehrungen zum Abführen des Wassers sind zwei ausgepflasterte Längsgraben, je einer am Fuß und an der Oberkante des vorerwähnten Vorlandes, die durch Schächte in die tiefliegende Rohrleitung entwässern. Die wichtigste Sicherheit liegt aber in dem Schutze des Tones gegen das Einwirken der Witterung, d. h. einerseits das Fernhalten zu vielen Wassers, andererseits das Festhalten des für seine Standfestigkeit notwendigen Porenwassers. Der Ton wird daher mit einer Schutzschicht bedeckt aus Sand von 70 cm Stärke und darauf Mutterboden von 30 cm Stärke. Dieser muß von tadelloser Beschaffenheit und möglichst dicht besamt sein, so daß das Oberflächenwasser nicht nur rasch abfließen kann, sondern auch an einem Durchdringen auf tiefere Schichten verhindert wird. Aus diesem Grunde sind tiefwurzelnde Pflanzen zu vermeiden. Diese eröffnen nur dem Wasser einen Weg in das Innere, besonders durch die nach ihrem Absterben zurückbleibenden Wurzelröhren. Eine derartige Böschung erfordert also auch nach sorgfältigster Herstellung noch sorgfältiges Unterhalten. Die zwischen Mutterboden und Ton eingebrachte Sandschicht soll ein weiterer Schutz des Tones einerseits gegen Austrocknen, andererseits gegen Durchfeuchten sein und soll etwa doch durch den Mutterboden eingedrungenes Wasser abführen. Von Bermen wird abgesehen, da diese bei derartig flachen Neigungen nicht erforderlich sind. Sie würden sogar den gerade bei so flachen Neigungen sowieso schon verlangsamten Abfluß des Oberflächenwasser noch weiter verzögern. Die Hauptsache ist aber, irgendwelche Stauungen des Wassers zu vermeiden. Ob daher aus diesem Grunde auf der Böschungsoberfläche noch außerdem schräg von oben nach unten führende gepflasterte Rinnen zum schnelleren Ableiten des Oberflächenwassers anzulegen sind, kann nur von Fall zu Fall und erst nach dem Vollenden der Böschungsarbeiten entschieden werden. Ferner bleibt der Prüfung vorbehalten, ob und wo nach dieser gewaltigen Druckentlastung auf dem Planum noch irgendeine Anlage zu schaffen ist, die einen Gegendruck gegen etwaiges Hochstauchen des Planums schaffen kann. Gedacht ist hierbei an eine Eisenbetonausführung, die auf dem Planum aufgelagert werden soll. Selbstverständlich ist bei der gesamten Arbeit, daß an allen Stellen bereits angegriffener Ton entfernt wird.

Die mitten in dem Rutschgebiet stehende hohe Bogenbrücke aus Beton ist schon vor einigen Jahren gesichert worden.¹⁾ Jetzt sind diese Sicherungsarbeiten auch auf das Widerlager ausgedehnt worden, indem dieses durch eine Art Gürtel aus Eisenbeton umklammert wurde, wobei sich dieser Gürtel auf Aba-Betonpfähle, die seitwärts und hinter dem Widerlager in einer Länge von 8 bis 10 m ausgeführt wurden. Von einem Verlängern der Brücke wird abgesehen, sie wird vielmehr mit einem Sandkegel auf beiden Seiten umschüttet.

Inzwischen gehen aber die technischen und die geologischen Untersuchungen noch weiter, und erst nach ihrem endgültigen Abschluß kann dazu Stellung genommen werden, welche Lehren aus dem Erdrutsch bei Rosengarten zu ziehen sind. Dieses muß später Berichterstattung vorbehalten bleiben. Die Geologische Landesanstalt hat ihre Untersuchungen in ihrem Jahrbuch 1926, Band 47, Beyschlag-Band, unter der Überschrift „Die Rutschungen im Eisenbahneinschnitt Rosengarten“ von Herren R. Michael und W. Dienemann veröffentlicht.

¹⁾ Siehe hierüber „Die Bautechnik“ 1927, Heft 3, S. 33.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Pfahlrammung im Tonboden.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Der Ingenieur steht oft vor einer schweren Entscheidung, wenn er Gründungen an Stellen vornehmen muß, wo der unmittelbare Baugrund aus an sich ziemlich festgelagertem, aber wasserhaltigem Ton besteht und der tragfähigere Kiessand in so großer Tiefe liegt, daß er mit Holzpfählen üblicher Längen nicht erreicht werden kann. Es entsteht dann die Frage, ob man mit hohen Kosten Brunnen absenken, besonders lange Eisenbetonpfähle, die bis in den tief gelagerten Kiessand reichen, rammen, oder schließlich kürzeren Holzpfählen, die also nur im Tonboden stehen werden, den Vorzug geben soll. Im letztgenannten Falle, der eine Art „schwebende“ Gründung darstellt, bieten die bekannten Rammformeln keinen sicheren Anhalt für die Tragfähigkeit der Pfähle; man ist vielmehr auf Probelastungen angewiesen. Es ist unter solchen Umständen sehr

zu empfehlen, den Rat eines erfahrenen und mit den Bodenlagerungen der fraglichen Gegend vertrauten Geologen einzuholen.

Bei der von mir während des Krieges ausgeführten hamburgischen Walddorferbahn lag ein ähnlicher Fall im Tal des Hopfenbaches bei Ahrensburg vor. Hier befinden sich seltsame, unregelmäßig gestaltete Wälle, die teilweise aus dem ebenen Wiesengrund aufsteigen. Sie bestehen in erster Linie aus Sanden und Kiesen, doch ist auch Geschiebemergel auf- und eingelagert. Es handelt sich bei diesen Wällen um sogenannte Äser, die durch Schmelzwasserströme unter dem Eise der glazialen Zeit entstanden sein können, oder auch, wie möglicherweise hier, durch Aufpressung in Eisspalten. Das Profil (Abb. 1) zeigt einen Längsschnitt in

der Bahntrasse durch die Niederung am Hopfenbach. Etwa an der Stelle, wo im Untergrunde der Tonboden am tiefsten gelagert ist — er erreichte eine Tiefe von rd. 28 m unter Geländeoberfläche —, wird der Bahnkörper von einer Straße und von dem Hopfenbach gekreuzt, die überbrückt werden mußten. Neben der Straße war auch eine Haltestelle vorgesehen. Es entstand somit die Notwendigkeit, die Brücke, einen Bachdurchlaß und das Haltestellengebäude unter zum Teil besonders erschwerenden Umständen zu gründen. Da der Tonboden zwar Wasser enthielt (Porenwasser), aber verhältnismäßig fest war, wurde aus wirtschaftlichen Gründen der Entschluß gefaßt, diese Schicht nicht überall zu durchrammen, sondern an den Stellen, wo die Tonschicht sehr große Dicke besitzt, durch die

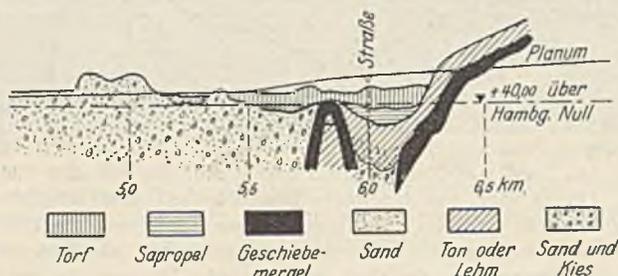


Abb. 1. Längenschnitt durch die Niederung beim Hopfenbach.

Pfahlgründung eine solche Verdichtung des Tonbodens herbeizuführen, daß er fest genug werden würde, um Bauwerkteile zu tragen. Dieser Entschluß war nicht leicht, denn die Pfahlgründung einzelner Bauwerkteile reichte infolge der stellenweise geringeren Dicke der Tonschicht in der Tat bis in den Kiessand hinab, so daß also für die drei Bauwerke eine nicht einheitliche Gründung entstand, die unter Umständen verschiedenen große Setzungen und daher Rissebildungen zur Folge haben konnte. Jetzt, nachdem die Bauwerke etwa acht Jahre gestanden haben, ohne erhebliche Risse zu zeigen, darf die Gründung als gelungen angesehen werden.

Wenn ein Pfahl in festen, wasserhaltigen Tonboden hineingerammt wird, findet in der den Pfahl umgebenden Tonschicht eine Verdichtung des Bodens statt, die dadurch entsteht, daß das Wasser aus der Bodenschicht ausgepreßt wird. Auf Grund der geringen Wasserdurchlässigkeit des Tons geht diese Wasserabgabe, die durch eine Strömung des Kapillarswassers bedingt wird, nur langsam vonstatten. Das Wasser, das aus der Schicht, die den Pfahl umgibt, ausgepreßt wird, strömt schließlich in der Fuge zwischen Pfahl und Boden nach oben, wodurch die Reibung zwischen Pfahloberfläche und Boden während der Rammung hydrodynamisch, also verhältnismäßig klein wird. Läßt man aber den Pfahl eine Zeit lang in Ruhe, so wird das Wasser nach und nach wieder durch den Boden aufgesaugt, und die Fuge schließt sich. Wird nun, nachdem dieses geschehen ist, mit der Rammung fortgefahren, so begegnet die Stoßkraft dem gesamten hydrostatischen Widerstande, solange bis sich die Fuge zwischen Pfahl und Erdboden wieder geöffnet hat. Das Eindringen ist demgemäß anfänglich klein, bis sich die Fuge wieder geöffnet hat und das Wasser ungehindert zutage treten kann.

Bei dem vorgenannten Bau kam es stellenweise vor, daß die Pfähle infolge des Druckes des verdichteten Tonbodens um ein wahrnehmbares Maß wieder nach oben gepreßt wurden, sobald der Druck des Rammbaren nachließ. Da bei der Rammung in der Tat ein Teil des Tonbodens nach oben entweicht, also die Zusammenpressung des Erdreichs nicht mehr fördert, so darf man die Tragfähigkeit der eingerammten Pfähle nicht ohne weiteres mit Hilfe der üblichen Formeln bestimmen. Die Erfahrung hat gezeigt, daß für Tonboden Dampfrahmen älterer Bauart mit längeren Zeiträumen zwischen den einzelnen Schlägen vorteilhafter sind als unmittelbar wirkende Rammen. Bei der Probelastung einzelner Pfähle wurden diese bis zu etwa 30 t belastet, wobei sich Einsinktiefen bis zu 18 mm ergaben.

Im elastischen, wasserhaltigen Tonboden sind stark verjüngte Pfähle vorteilhafter als schlank gewachsene, da jene eine größere Bodenver-

dichtung und bessere Lastverteilung auf den Baugrund ermöglichen. Von Betonpfählen sind Bohrpfähle am vorteilhaftesten. Die Spannungsverhältnisse in dem Boden, der den Pfahl umgibt, ergeben sich aus den physikalischen Eigenschaften der Bodenschicht; diese bestimmen durch den Grad der Zusammenpressung die Tragfähigkeit des einzelnen Pfahles. Die beobachteten Verhältnisse im tonigen Erdreich lassen erkennen, daß es für die Bestimmung der Tragfähigkeit ganz falsch ist, von dem dynamischen Widerstande beim Rammen auszugehen.

Nach Prof. Terzaghi verteilt sich die Last, die ein Pfahl aufnimmt, im Baugrunde nach der gestrichelten Linie in Abb. 2. Für eine Pfahlgruppe werden sich die Druckverteilungskegel der einzelnen Pfähle gegenseitig überschneiden, wenn, was bei schweren Bauwerken wohl meistens der Fall sein wird, die Pfähle sehr dicht gestellt werden müssen. Das Einsinken eines Pfahlbündels wird daher, gleiche Einheitsbelastung für den Pfahl vorausgesetzt, größer sein als dasjenige eines allein stehenden Pfahles. Eine „schwebende“ Gründung ist ihrer Art nach im wesentlichen eine Flächengründung, deren tragfähige Schicht etwa in der Tiefe der Pfahlspitzen liegt.

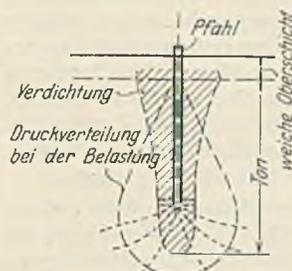


Abb. 2. Druckschema.

Um eine möglichst große Tragfläche zu gewinnen, empfiehlt es sich, nach allen Richtungen schräg gerichtete Pfähle zu rammen. Terzaghi sagt in seiner „Erdbaumechanik“, daß die Probelastung für Pfähle, die im Tonboden stehen, frühestens sieben Tage nach der Rammung vorgenommen werden sollte. Diese Zeit ist sicherlich nicht zu lang bemessen. Ich habe in solchen Fällen stets vorgezogen, die Probelastung erst nach etwa zwei Wochen vorzunehmen, möchte aber anheimgeben, wenn möglich noch länger zu warten. Besteht der Untergrund dagegen aus sandigem Boden, sind keine Bedenken dagegen zu erheben, daß die Probelastung schon nach zwei bis drei Tagen ausgeführt wird. Die bei der Probelastung angewendete Last oder Kraft darf nicht rasch vergrößert werden, weil die ermittelte Tragfähigkeit bei rasch wachsender Belastung kleiner ist als bei langsamer Kraftsteigerung. Man würde also bei rasch zunehmender Last ein falsches Bild von der wirklichen Tragfähigkeit bekommen. Im übrigen wird auf „Die Rammwirkung im Erdreich, Versuche auf neuer Grundlage“ von Dr. Ing. K. Zimmermann, Berlin 1915, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, verwiesen.

Die Pfähle der genannten, im Hopfenbachtal errichteten Bauwerke stehen, wie bereits angedeutet, nur zum Teil ganz im Tonboden; der Rest konnte die tragfähige Kiessandschicht erreichen. Es wurde trotzdem gewagt, die Bauwerke ohne Ausgleichfugen zu betonieren. Die einzige Maßregel, die getroffen wurde, bestand darin, an besonders gefährdeten Stellen einige Verteilungseisen einzulegen. In der Tat sind Risse entstanden, die aber ihrer Zahl und Größe nach nicht umfangreicher waren als bei anderen ähnlichen Bauwerken der Bahnstrecke, deren Pfahlgründung gleichmäßig in die tragfähige Kiesschicht hinuntergeführt werden konnte. Die Risse wurden etwa ein Jahr lang offengelassen und andauernd beobachtet. Nachdem jede Bewegung aufgehört hatte, wurden sie gedichtet; sie sind erneut nicht wieder aufgetreten.

Die Hinterfüllung der Bauwerke war besonders schwierig, denn es fand infolge Entweichens des Moorbodens ein ruckweises Wegsacken ganzer, meist hoch aufgeschütteter Dammenteile statt. Einmal stürzte sogar ein ganzer Erdförderzug beim plötzlichen Wegsacken des Dammes in den Morast. Es mußte bei der Dammschüttung schließlich darauf Rücksicht genommen werden, daß in wasserhaltigem Tonboden, wenn er, wie hier, in ziemlich steil abfallender Schicht gelagert ist, Gleichgewichtstörungen, die eine Gefährdung der Bauwerke und des Dammes zur Folge haben können, möglich sind. Diesen wurde durch gute Entwässerung der ansteigenden Tonschicht vorgebeugt.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 10. April ausgegebene Heft 7 (2 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. H. Rühle: Das Wochenendhaus. — Paul Rettig: Holzhausbau und Hypothekenbeleihung.

Entwässerungskanal „Gran Colector“ in Argentinien. In der argentinischen Provinz Buenos Aires, südlich von der Hauptstadt gleichen Namens, zieht sich der Lauf des Flusses Rio Salado durch außerordentlich

fruchtbares Gebiet, das aber einstweilen landwirtschaftlich nicht voll ausgenutzt werden kann, weil die Flußniederung während der Regenzeit und bei den häufig auftretenden Gewiterniederschlägen Überschwemmungen größten Umfangs ausgesetzt ist. In Zeiten starker Regenfälle hat man an der Flußmündung einen Wasserablauf von über 1400 m³/Sek. beobachtet. Das niedrig gelegene, flache Gelände zu beiden Seiten des Flusses verwandelt sich während der Regenzeiten in ein ungeheures Lagunen- und Seengebiet, das sich nur langsam entleert. Die wertvollen Ländereien konnten daher fast nur als Viehweiden dienen.

Dieses veranlaßte die Provinzialregierung, die Ingenieure A. Mercau und J. Waldorp mit der Aufstellung eines allgemeinen Entwässerungsplanes zu beauftragen. Die Arbeiten, die mehrere Jahre dauerten, sind nunmehr abgeschlossen; sie bestanden zum großen Teil

¹⁾ Nach „Obras de Desagüe. Informe de los ingenieros Augustin Mercau y Juan A. Waldorp“, Buenos Aires 1922, sowie nach Mitteilung des Ing. Falkenberg in „Teknisk Ukeblad“, Oslo, vom 7. 1. 27.

aus umfangreichen Gelandaufnahmen und Messungen der Niederschläge und Abflüßmengen. Das untersuchte Gebiet, dessen Lageplan die Abb. zeigt, umfaßt eine Gesamtfläche von 85 450 km². Es zerfällt in fünf Teilgebiete (I bis V), von denen die Gebiete I und II einen ziemlich steil abfallenden Hang bilden, der die Niederschläge sehr rasch in die Flußniederung (Gebiete III bis V) ableitet.

Der Entwurf von Mercau und Waldorp geht darauf hinaus, die Niederschläge, die auf den Hang fallen, aufzunehmen und unmittelbar abzuleiten, bevor sie die Niederung erreichen. Zu diesem Zwecke sieht der Plan den Bau eines Sammelkanals („Gran Colector“) vor, der etwa 100 bis 150 km südlich von dem Flusse Rio Salado verläuft. Dieser Kanal, der in den Hang eingeschnitten und auf der Talseite mit einem Deich versehen ist, soll zur Vermeidung von Überschwemmung, die bei besonders starken und andauernden Niederschlägen doch noch auftreten könnte, mehrere Entlastungskanäle (Querkanäle) erhalten, die an geeigneten Stellen abzweigen und das überschießende Wasser auf kürzerem Wege der Meeresbucht „Ensenada de Samborombon“ zuführen sollen. Außerdem wird das Gebiet noch von einer Anzahl kleinerer Stichkanäle durchzogen, deren Aufgabe es ist, örtliche Aufstauungen zu verhindern. Der Kanal „Gran Colector“ wird zunächst in 300 km Länge ausgeführt; es ist aber vorgesehen, ihn später um etwa 50 km zu verlängern. Die Breite des Kanals beträgt an der Mündung 3,5 km, sie nimmt nach dem Ende zu entsprechend dem Höchstzufluß ab. Die Wasserspiegelhöhe ist bei ganzer Füllung etwa 45 000 ha.

Die Baukosten des „Gran Colector“ nebst Entlastungs- und Stichkanälen sind auf etwa 80 Mill. Pesos veranschlagt. Die Gesamtfläche, die durch die Kanalisierung von Überschwemmungen befreit wird, ist etwa 6,5 Mill. ha groß. Die Kosten stellen sich also auf etwa 12,50 Pesos je ha. Bei der gegenwärtig recht ungünstigen Wirtschaftslage Argentiniens wird die Ausführung wohl nur langsam vorstatten gehen. Nils Buer.

30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Schluß.) Auch der nächste Vortrag von Regierungsbaumeister Fraenkel der Torkret G. m. b. H.

„Entwicklung und gegenwärtige Anwendung des pneumatischen Betontransportes“

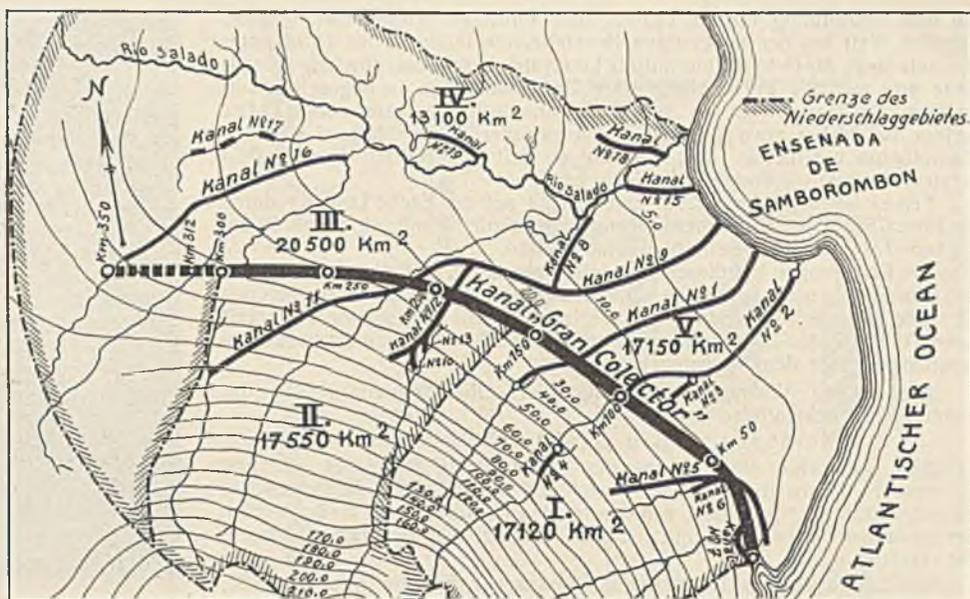
behandelte neue Wege zur technisch und wirtschaftlich vollendeten Baustoff-Förderung und Verarbeitung:

Die Aufgabe, Beton in größeren Mengen und auf große Entfernungen durch Druckluft zu fördern, wird seit vielen Jahren und in verschiedensten Ländern bearbeitet, bisher jedoch in der Praxis nur bei kleinen Mörtelmengen, und zwar beim Beton-Einpreßverfahren und beim Torkret-Beton-Spritzverfahren benutzt, die hier als bekannt angenommen werden dürfen.

Die Versuche der pneumatischen Betonförderung für große Mengen bauten sich in falscher Erkenntnis der Fördervorgänge fast immer auf dem System des Pressens von nassem Material auf. Dagegen hat die Weiterentwicklung des Torkretverfahrens, das ja mit dem Prinzip der Trockenförderung arbeitet, zu Verfahren geführt, die Betriebssicherheit und ausgedehnte Verwendungsmöglichkeit versprechen. Nachprüfungen über Materialbedarf, Luftverbrauch, Betriebsdruck und Kraftbedarf haben ergeben, daß bei steigender Fördermenge die Torkretanlagen um so wirtschaftlicher arbeiten, je größer ihre Leistung wird.

Aus diesen Erwägungen heraus wurde zunächst eine Spritzmaschine gebaut, die das noch von dem Düsenführer zu verarbeitende Höchstmaß an Leistung bewältigt. Die Maschine, Zement-Kanone S 5, leistet stündlich rd. 5 m³ lose Masse, was einem Antrag von 2,5 m³ fester Masse gegen lotrechte Flächen entspricht und eine stündliche Leistung von 50 m² 5 cm starke Wand ergibt. Bei gleichbleibenden Materialkosten fällt hierbei der Anteil für Lohn, Abschreibungskosten und Betriebskosten um 35%, auf 1 m³ Torkretmaterial mithin um 17%.

Schreitet man in dieser Richtung fort bis zu Aggregaten mit noch höherer Leistung, so kommt man zwangsläufig zum Betonförderverfahren, da es nicht möglich ist, größere Mengen als 5 m³ lose Masse stündlich im Spritzvorgang anzutragen. Das Material muß in diesem Falle in Schalungen eingefüllt werden. Während bei den bisherigen Spritzmaschinen die zum Transport des Materials notwendige Geschwindigkeit ungefähr mit der Antragsgeschwindigkeit beim Spritzvorgang gleich war, muß bei den Betonfördermaschinen zum Transport des Materials die hohe Geschwindigkeit beibehalten werden. Beim Austritt aus der Förderleitung hingegen muß diese Geschwindigkeit fast ganz vernichtet werden, damit das Material auch in enge Formen eingefüllt werden kann, ohne durch die Wucht des Anprallens wieder herauszuspritzen oder Sandnester zu bilden.



Lageplan.

Deshalb setzt eine Pralldüse die Geschwindigkeit dadurch herab, daß das Fördergut gegen eine elastische Platte schlägt und dann nach mehrmaligem Hin- und Herprallen mit geringer Geschwindigkeit aus der Düse austritt. Die bei den Zement-Kanonen durch das Ausspritzen erzeugte Verdichtung des Materials fällt hierdurch weg, und die Maschine wird ausschließlich zur Beton-Fördermaschine.

Die bisher gebauten Bauarten haben eine Leistung von 8, 10 und 30 m³ in der Stunde. Der Energiebedarf beträgt bei 10 m³ Stundenleistung und 200 m Förderweite für 1 m³ Fördergut rd. 6 kW, bei einer Entfernung von 500 m etwa 12 kW. Bei den größeren Maschinen verringert sich, wie oben bemerkt, diese Zahl.

Bei Arbeiten mit einem Rohölmotor kann man rd. 3 Pf. für 1 kWh rechnen. Man würde also bei 500 m Entfernung etwa 36 Pf. an Energiekosten für reine Materialförderung aufzuwenden haben, das gleiche etwa bei Anlagen für Talsperrenbauten, bei denen Strom durch Hilfs- oder benachbarte Wasserkraft-Elektrizitätswerke geliefert werden kann. In Berlin wird bei größeren Stromabnahmen mit einem Preise von rd. 8 Pf. zu rechnen sein, wodurch 1 m³ Material beim Transport mit rd. 1 R.-M. belastet würde.

Eine im Juni 1926 auf der Baustelle Chiavenna der Società Elettrica Interregionale Cisalpina in Mailand für die Betonierung von Druckrohrstollen verwendete Maschine hat bisher 4000 m³ Material gefordert und ist jetzt neben einer zweiten Anlage am höher gelegenen Stollenmunde aufgestellt worden, um den zweiten Abschnitt zu betonieren.

Eine weitere Anlage ist zu Anfang dieses Jahres auf der Baustelle der Firma Tesch am Opernhaus in Berlin aufgestellt worden (Abb. 10). Die Maschine (Type G 6) fördert hier durchschnittlich 10 m³ in der Stunde

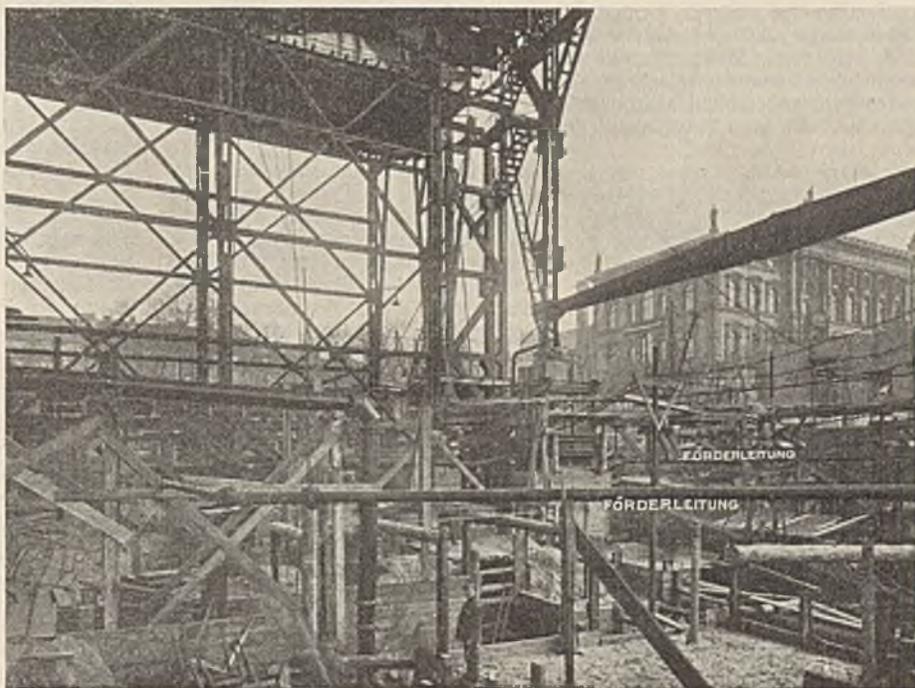


Abb. 10. Vortrag Fraenkel: Pneumatische Betonförderung beim Neubau des Opernhauses in Berlin. Gesamtansicht der Baustelle mit zwei Förderleitungen.

auf eine Entfernung bis zu 120 m. Die Förderart wurde hier deshalb gewählt, weil bei der schwierigen Baustelle, die teilweise bis 16 m unter Gelände liegt, die Betonzufuhr mittels Loren sich besonders schwierig gestellt hätte und weil die Verwendung einer Gußbetonanlage — abgesehen von anderen Schwierigkeiten — bei Frost unmöglich gewesen wäre. Die Anlage hat bisher etwa 2000 m³ Beton gefördert. Das Material wird als Stampfbeton verarbeitet. Die vor einiger Zeit angestellten Druckproben zeigten eine sehr befriedigende Festigkeit.

Ferner ist im Januar ds. Js. eine Anlage auf der Zeche Lohberg durch die Firma Schlüter zur Ausbetonierung eines Stollens mit rd. 40 bis 50 cm starkem Eisenbeton in Betrieb gesetzt worden.

Die Erfahrungen bei diesen Baustellen beweisen, daß die pneumatische Betonförderung in vielen Fällen anderen Betonierungsverfahren vorzuziehen ist. Die weitere Verwendung des Verfahrens wird ebenso wie seinerzeit beim Torkret-Beton-Spritzverfahren ergeben, welche sonstigen Anwendungsmöglichkeiten es dem Ingenieur bietet.

Den letzten Vortrag der Tagung hielt Oberingenieur Kisse der Bayerischen Stickstoffwerke über

„Neuerungen im Bau von Eisenbetonmasten“.

Er führte nach einer Besprechung der bekanntesten Maste aus, wie erst die neueren „Vorschriften für die Errichtung und den Betrieb elektrischer Starkstromanlagen“ gestatten, von den für den Hochbau sonst maßgebenden Bestimmungen abzusehen, und lediglich die dreifache Nutzlast als Bruchlast verlangen.

Die Leitungen zur Übertragung elektrischer Energie gliedern sich:

1. in die für große Entfernungen bestimmten Leitungen mit Spannungen über 100000 und zurzeit bis zu 380000 V,
2. in die Hauptverteilungsleitungen mit Spannungen von 20000 bis 60000 V,
3. in die Ortsnetzleitungen mit Spannungen bis 20000 V.

Für die erste Gruppe dürften nach der Ansicht des Vortragenden auch in Zukunft wohl ausschließlich eiserne Gittermaste verwendet und Eisenbetonmaste kaum brauchbar oder wettbewerbfähig werden. Die 20000- bis 60000-V-Leitungen bedingen schon einen erheblich höheren Bedarf an Masten, und zwar insbesondere solcher gleicher Bauart; sie sind auch bisher schon das Hauptgebiet der Eisenbetonmaste gewesen, die hier Eisen und Holz mit Erfolg verdrängt haben.

Weniger Eingang gefunden hat der Eisenbetonmast bei der letzten Gruppe der Ortsnetzleitungen, obschon gerade diese — die den größten Bedarf hat — ein besonders dankbares Feld böte. Wenn bei der ersten Gruppe die Größe der Maste der Anwendung des Betons hindernd im Wege steht, so liegt bei den Masten für Ortsnetze die Schwierigkeit darin, das leichte Gewicht und den geringen Preis der getränkten Holzmaste zu unterbieten. Bei der heutigen Kapitalnot, in der oft nicht auf die Wirtschaftlichkeit in Jahrzehnten, sondern nur auf den Beschaffungspreis Rücksicht genommen werden muß, kann der Hauptvorteil der Eisenbetonmaste, ihre lange Lebensdauer, sich nicht nach Gebühr auswirken.

Nachdem — wie oben mitgeteilt — die neuen Vorschriften auch hierin eine Besserung zu bringen versprechen, war es wichtig, einen Typ zu schaffen, dem gewisse bisherige Schwächen der Eisenbetonpfähle fehlen und der ebenso wie der Holzmast einerseits, wie Betonrohre, Platten, Pfosten, Mastfüße andererseits zur Handelsware werden kann.

Gegenüber der jetzt für Eisenbetonmaste geforderten dreifachen Sicherheit haben eiserne Gittermaste gewöhnlich nur eine 1½- bis 2fache Sicherheit. Das hat zur Folge, daß bei einem Bruch der Leitungen diese Gittermaste meist gleichfalls in einer ganzen Reihe zu Bruch gehen, besonders weil sie wegen ihrer großen Breite im Verhältnis zur Höhe nur eine geringe elastische Abbiegung vertragen und dadurch nicht imstande sind, auftretende Stöße elastisch aufzunehmen. Hierzu ist der fabrikmäßig hergestellte Eisenbetonmast viel besser imstande. Bei den genannten hohen Beanspruchungen sind besonders die Spannungen aus den Biege- und Querkraften zu berücksichtigen, die beim Fördern und Aufstellen auftreten. Es ist Grundbedingung, daß jeder Mast sich sowohl bei Auflagerung auf zwei Punkten frei ohne Überbeanspruchung trägt, als auch, daß er sich im eigenen Schwerpunkte fassen und anheben läßt. Er muß ferner eine solche Biegefestigkeit besitzen, daß diese Beanspruchungen nach jeder Querschnittsrichtung aufgenommen werden können.

Diese Überlegungen haben den Vortragenden zur Konstruktion des nach ihm genannten Kisse-Mastes geführt, von dem Abb. 11 einen Querschnitt, Abb. 12 die Ansicht des Pfahles einer 50 000-V-Leitung darstellt, während in Abb. 13 das leichte Besteigen eines Mastes während der Aufstellung und in Abb. 14 der große Unterschied gezeigt wird zwischen dem schlanken Eisenbetonmast und dem ihm gegenüber schwerfälliger wirkenden eisernen Gittermast.

Als dann gab Oberingenieur Kisse Einzelheiten der statischen Berechnung, der graphischen Untersuchung und einfacher tabellenförmiger Er-

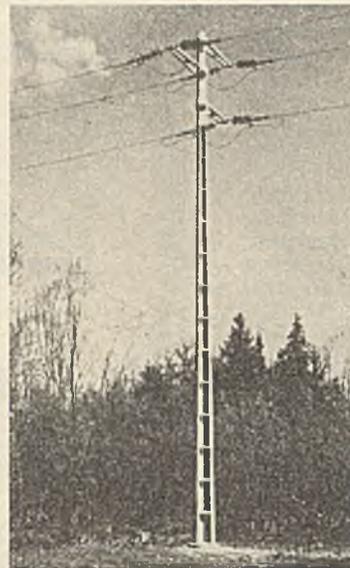


Abb. 12. Abspannmast der 50000-V-Leitung Trostberg—Schalchen.

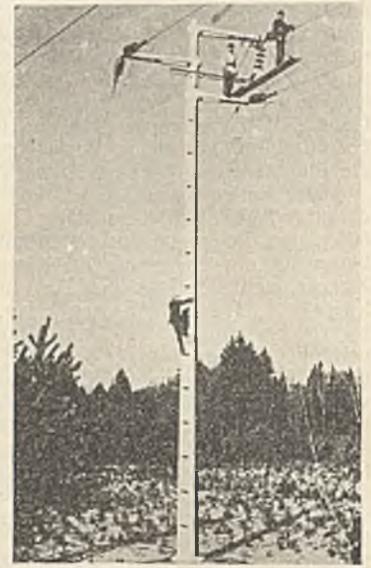


Abb. 13. Montage des Abspannmastes einer 50 000-V-Leitung, beachtenswert das leichte Besteigen ohne Kletterschuhe.

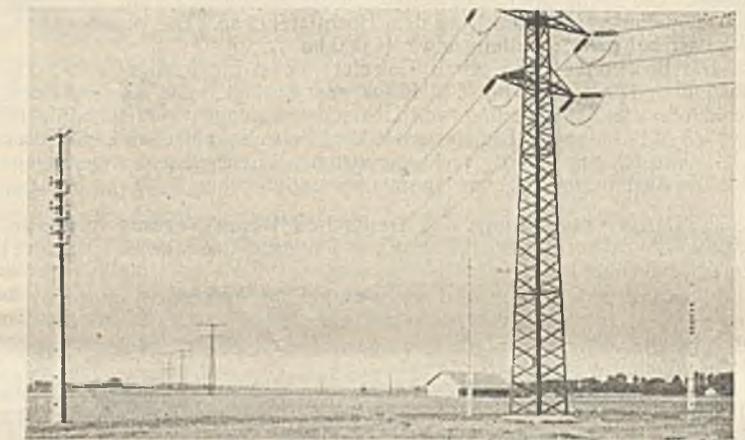


Abb. 14. Kreuzung einer 100 000-V-Leitung, zwei Abspannmaste, 1 Tragmast. Bemerkenswert der Unterschied des schweren Eisengittermastes und des schlanken Eisenbeton-Kisse-Mastes.

mittlung der Einzelquerschnitte, Zusammensetzung der Längsbewehrung, Ermittlung der Querkkräfte und wies ferner nach, daß mit einer Schalungstypen sämtliche Spitzenzüge von 100 bis 10000 kg und mehr sich herstellen lassen, was überhaupt erst einen Fabrikbetrieb ermöglicht.

Weiterhin wurde in einer Reihe von Bildern die Herstellung der Maste in allen Einzelheiten gezeigt, und neben einer Anzahl von Leicht- und Kleinmasten auch verschiedene Sondertypen, wie Kreuzungs-, Abspann-, A-, Licht- und Bahnmaste sowie Bilder einer 50 000-V-Leitung der Bayer. Stickstoffwerke vorgeführt, wobei Maste bis zu 28 m Höhe und 1150 kg Netto-Spitzenzug Verwendung fanden. Ki.

Der Großschiffahrtweg von den Großen Seen durch den St. Lorenzstrom. Die Schiffahrt auf dem St. Lorenzstrom vom Ontario-See bis Montreal wird jetzt dadurch ermöglicht, daß an einzelnen Stellen die Fahrinne bis auf 4,27 m künstlich vertieft ist und daß Umgehungs-kanäle an den Stromschnellen angelegt sind. Von Montreal abwärts ist das Fahrwasser auf 9,15 m ausgebaggert, und Arbeiten, durch die eine 10,67 m tiefe Fahrinne geschaffen werden soll, sind im Gange. Die Fertigstellung des Welland-Kanals, der die Landzunge zwischen Ontario- und Erie-See durchbricht, bringt den Ontario-See in Verbindung mit den anderen großen Seen Nordamerikas; damit aber durchgehende Schiffahrt für Seeschiffe zwischen Duluth am Lake Superior und Chicago am Michigan-See einerseits und der Mündung des St. Lorenzstromes und damit dem freien Meer andererseits möglich wird, bedarf es noch des Ausbaues der 295 km langen Strecke des St. Lorenzstromes oberhalb Montreal. Pläne für diesen Ausbau bestehen seit Jahren, ihre Durchführung begegnet außer technischen Schwierigkeiten auch noch solchen politischer Art, weil der St. Lorenzstrom die Grenze zwischen den Vereinigten Staaten und Kanada bildet, und keines dieser Länder kann daher etwas ohne das andere tun. Beide haben daher einen gemeinschaftlichen Ausschuß zur Erörterung der einschlägigen Fragen eingesetzt, und dieser hat wiederum einen Unterausschuß von sechs Fachleuten beauftragt, einen Plan für den Ausbau des St. Lorenzstromes zu einer für Seeschiffe befahrbaren Wasserstraße auszuarbeiten. Dieser Unterausschuß hat kürzlich seinen abschließenden Bericht vorgelegt, und die beiderseitigen Regierungen haben ihn gegen

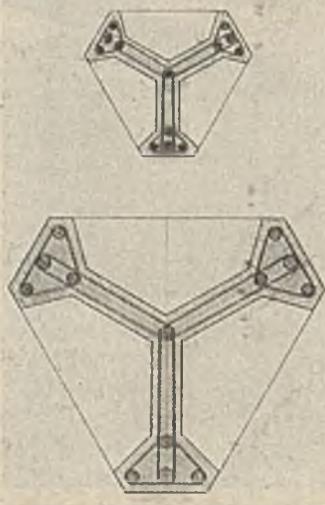


Abb. 11. Mastquerschnitte.

Ende des Jahres 1926 veröffentlicht. Er sollte im Dezember von den amerikanischen Mitgliedern des gemeinschaftlichen Ausschusses begutachtet und dem Präsidenten Coolidge vorgelegt werden.

Der Entwurf sieht eine fahrbare Wassertiefe von 7,5 m auf die ganze Länge der Schifffahrtstraße vor. Mit ihrer Schaffung soll zugleich die Gewinnung von Energie erreicht werden; es können dabei 2,6 bis 2,7 Mill. PS erzeugt werden. Je nachdem, ob der Plan im ganzen auf einmal oder in zwei Stufen durchgeführt wird, werden die Kosten auf 394 oder 423 Mill. Dollar, ohne Zinsen während der Bauzeit, geschätzt. Für wirtschaftlich richtig wird es bezeichnet, erst nur einen Teil der Wasserkraftwerke zu errichten. Der erste Ausbau würde sich auf etwa 1,4 Mill. PS zu erstrecken haben. Nachdem aber die jetzt ausgearbeiteten Planungen ganz durchgeführt sein werden, bleiben immer noch 2,5 Mill. PS unausgenutzt, die später mit einem Aufwande von etwa 225 Mill. Dollar nutzbar gemacht werden könnten. Bei vollständigem Ausbau wären also 5 Mill. PS verfügbar, für die 620 bis 650 Mill. Dollar aufzuwenden sein würden. Ob es selbst dem reichen Amerika möglich sein wird, einen so ungeheuren Betrag aufzubringen, darf zweifelhaft sein.

Die neuen Planungen stützen sich auf Vorarbeiten, die schon im Jahre 1921 aufgestellt worden sind und die ebenfalls eine 7,5 m tiefe Schifffahrtstraße zwischen dem Ontario-See und Montreal und daneben die Gewinnung von 1,5 Mill. PS mit einem Aufwande von etwas über 250 Mill. Dollar vorsahen. An erster Stelle sind bei ihrer Aufstellung die Belange der Schifffahrt berücksichtigt worden, wirtschaftliche Gründe zwingen aber dazu, bei Ausbau der Schifffahrtstraße auch auf die Gewinnung von Energie bedacht zu sein.

Die Leistungsfähigkeit der neuen Schifffahrtstraße soll zunächst 16 Mill. t im Jahre betragen. Durch Verdoppelung der Schleusen kann sie auf 24 Mill. t gesteigert werden. Man erwartet, daß die Schifffahrt etwa sieben bis acht Jahre, nachdem die Bauarbeiten ernsthaft in Angriff genommen sein werden, für Schiffe, die ein Fahrwasser von 7,5 m Tiefe brauchen, wird eröffnet werden können. Wkk.

Ankündigungsbaken für Eisenbahn-Vorsignale. Um dem Lokomotivführer ein wirksames Zeichen zu geben, daß er sich einem Vorsignal nähert, werden neuerdings, außer der bereits seit einigen Jahren eingeführten Merktafel (Abb. 1), Ankündigungsbaken verwendet. Sie werden auf den Hauptbahnen der Deutschen Reichsbahn vor allen Vorsignalen aufgestellt, die zu Einfahr- und Blocksignalen sowie den auf der freien Strecke stehenden Deckungssignalen gehören.

Die Ankündigungsbaken bestehen aus Holztafeln, die dem Zuge entgegen auf weißem Grunde schwarze Querstreifen zeigen, die von links nach rechts ansteigen. Dabei zeigt die dem Vorsignal am nächsten stehende Bake einen Querstreifen und die von ihm am weitesten entfernt stehende so viel Querstreifen, als Baken verwendet sind. Die Rückseiten der Tafeln erhalten grauen Anstrich.

In der Regel sollen drei Baken hintereinander aufgestellt werden. Diese Zahl darf ausnahmsweise auf fünf erhöht werden, wenn besondere örtliche Verhältnisse dies erfordern.

Abb. 2 zeigt Form und Abmessungen für Baken außerhalb von Gleisen. Müssen sie zwischen Gleisen aufgestellt werden, dann geschieht dies mit Rücksicht auf die Umgrenzung des lichten Raumes nach Abb. 3. Die mit 0,75 m vorgeschriebene Breite der Tafeln darf in diesem Falle auf 0,70 m eingeschränkt werden.

Die Baken werden rechts vom Fahrgleis, für das sie gelten, und tunlichst nahe an diesem mit einer Neigung von 60° aufgestellt. Ihr Abstand beträgt unmittelbar vor dem Vorsignal 100 m, sonst 75 m (Abb. 4). Diese Entfernungen sollen auch eingehalten werden, wenn die Raumverhältnisse be-

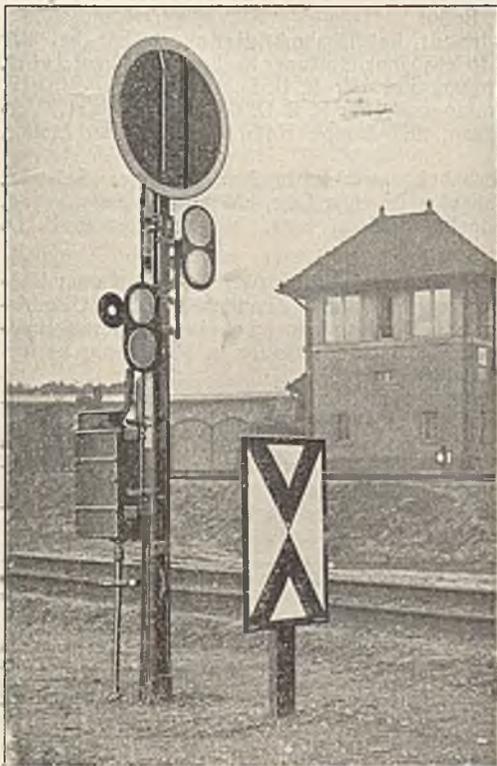
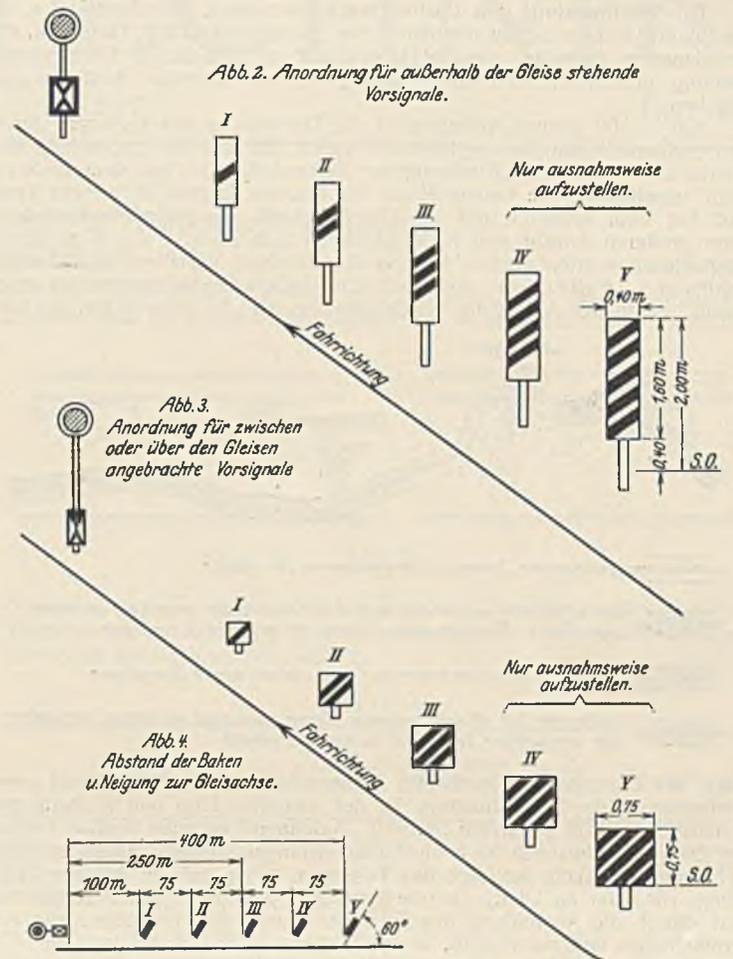


Abb. 1. Vorsignal mit Merktafel.



schränkt sind. Jedoch darf zwischen dem Vorsignal und den Baken kein Hauptsignal stehen. Wo zwischen Vorsignal und einem Hauptsignal der nötige Raum für die Baken fehlt, ist zugelassen, das Vorsignal an das zugehörige Hauptsignal heranzurücken.

Auch sollen Geschwindigkeitstafeln, Langsamfahrtsignale, Haltescheiben und dergl. zwischen dem Vorsignal und den Ankündigungsbaken tunlichst nicht aufgestellt werden. Wo sich dieses in besonders gearteten oder dringenden Fällen nicht umgehen läßt, müssen die Tafeln so gestellt werden, daß sie die Wirksamkeit der Baken nicht beeinträchtigen. Damit diese auch im übrigen gewahrt bleibt, müssen die Baken dauernd in gutem Anstrich erhalten werden und in ihrer nächsten Umgebung von Sträuchern, Ginster, Unkraut u. dergl. frei sein.

Ing. Karl Becker, techn. Reichsbahninspektor, Darmstadt.

Ergebnis des internationalen Wettbewerbs für die feste Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno, Litauen. Für diesen Wettbewerb wurden bis zum 1. Februar 1927 etwa 15 Entwürfe eingereicht. Die preisgekrönten und angekauften Entwürfe rühren von den nachbenannten Verfassern her: erster Preis von 15 000 Lit. (= 6300 R.-M.): Skodawerke, Pilsen, Tschechoslowakei; zweiter Preis von 9000 Lit. (= 3800 R.-M.): Ceskomoravská-Kolben A.-G., Prof. Ing. G. Kriwoschein und Architekt B. Hübschmann, Prag, Tschechoslowakei; dritter Preis von 6000 Lit. (= 2500 R.-M.): Siemens-Bauunion, Berlin; angekauft für 6000 Lit. (= 2500 R.-M.): Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf.

Ein Bild des mit dem zweiten Preise bedachten Entwurfs verdanken wir Prof. Ing. G. Kriwoschein (s. Abb.).



Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno, Litauen.

Die Bestimmung von Flußbettveränderungen. Ministerialrat a. D. Dr. Eduard Faber hat zu meinem in der „Bautechnik“ 1927, Heft 47 u. 49, erschienenen Aufsatz gleicher Überschrift in mündlicher Unterredung Stellung genommen und die Anregung zu nachfolgenden Ausführungen gegeben.

Auf S. 700 meines Aufsatzes ist die Darstellung des Talweges durch den „schematischen Talwegplan“ und auf S. 721 u. f. die Darstellung der Kiesbänke durch den „Kiesbankplan“ behandelt. Da bei dem ersteren nicht unmittelbar die Grundrißform des Flusses dargestellt werden kann und bei dem letzteren auf die Unmöglichkeit des Ineinanderzeichnens einer größeren Anzahl von Kiesbankplänen zum Zwecke des Vergleiches hingewiesen werden mußte, können diese beiden Verfahren nicht immer befriedigen. Faber hat nun noch eine andere Darstellungsweise angewandt, die in der Abbildung wiedergegeben ist. Er untersuchte im Auf-



trage des Bayerischen Vereins für Binnenschifffahrt die Möglichkeit einer Verbesserung der Schifffahrt in der zwischen Ulm und Kelheim mit Durchstichen stark gekürzten Donau¹⁾. Anlehnend an seine Beobachtungen am Oberrhein bezogen sich die Untersuchungen zunächst auf den Grad der Veränderlichkeit der Lage des Talweges, sowie auf die Art der Übergänge von Ufer zu Ufer. Da die Formung des beweglichen Flußbettes und damit die Ausbildung des Talweges durch die jeweilige Lage des Stromstriches beherrscht wird, so wurde dieser nach den bis ins Jahr 1874 zurückreichenden Aufnahmen der Flußbauämter in einen Grundrißplan eingezeichnet. Danach wurde das Verhalten des Stromstriches und damit auch das Verhalten des Talweges nach vier Abstufungen gekennzeichnet, wie dies die Abbildung erkennen läßt, die ein Ausschnitt aus Blatt IV der Donau-Denkschrift 1905 ist.

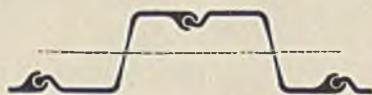
Diese Darstellungsweise zeigt, daß der Talweg im allgemeinen um so veränderlicher ist und um so schroffere Übergänge besitzt, je stärker der Flußlauf mit Durchstichen gekürzt und begradigt wurde. Weiterhin ergab sich, daß zwischen den geraden oder schwach gekrümmten Donaustrecken eine größere Anzahl S-förmig gewundener Strecken besteht, die in ihren Ausmaßen der Natur des Flusses derart entsprechen, daß der Stromstrich in diesen Windungen eine beharrende — nur durch den Wechsel der Wasserstände beeinflusste — Leitung findet, wodurch dann auch der Talweg gut ausgebildet wird. In meinem Aufsatz ist auf S. 699 als Beispiel eines Talwegplanes ein Stück der Donau bei Lauingen wiedergegeben, wobei die Ursache für den auf S. 700 und 701 beschriebenen Wechsel in der Ausbildung des Flußbettes in der Beschaffenheit des Flußbettuntergrundes gesucht wurde. Faber dagegen schreibt auf Grund seiner von der Grundrißform des Flusses ausgehenden Untersuchungen über das Verhalten des Stromstriches dies allein der Grundrißform der Donau bei Lauingen zu. In den Donausriften 1903 und 1905 wird die Ausbildung des Donaabettes an diesen Stellen eingehend besprochen und gesagt, daß die bei Lauingen vorhandene S-förmige Windung dem Stromstrich eine beharrende Lage zu geben vermag, die er auch in der nachfolgenden geraden Strecke noch auf eine gewisse Länge beibehält. Als ein Hauptergebnis der vorbezeichneten Untersuchungen ergab sich auch, daß sich in der Donau die gleichen Erscheinungen finden, wie sie im Oberrhein in der S-förmig gewundenen Strombahn bei Sondernheim-Dettenheim vor der Rheinregulierung bestanden haben. Düll.

¹⁾ „Studien über die Verbesserung der Schifffahrt der Donau von Kelheim bis nach Ulm“. Berlin-Grünwald 1903. Verlag von A. Troschel. S. 10 bis 20 und Tafel I, II u. III. — Diese Veröffentlichung fand Aufnahme in der 1905 im Verlag von R. Oldenbourg in München erschienenen Donau-Denkschrift (S. 70 bis 73 und Blatt IV, V u. VI).

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Spundwand aus Z-Eisen. (Kl. 84c, Nr. 434 205 vom 25. 11. 1924 von Firma Wessels & Wilhelmi in Hamburg.) — Zur Erzielung günstigeren Stoffaufwandes in den Stegen werden die Stege der Z-Eisen, deren Flanschen mit der Mittelachse der Spundwand gleichlaufen, so ausgebildet, daß ihre Dicke von der Mittelachse nach den Flanschen hin gleich- oder ungleichmäßig zunimmt.

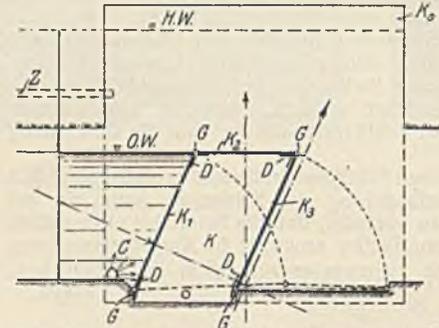


Spundwand aus H-Eisen. (Kl. 84c, Nr. 437 523 vom 19. 7. 1923 von Eduard Le Bas und Ernest Albert Garratt in London.) — Zur Erhöhung der Knickfestigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen windstiefes Einstellen der Flanschenpaare wird das Abschlußglied c zwischen den mit Flanschen a und wellenförmigem Steg b versehenen Spundwandabschnitten I-förmig ausgebildet und mit Flanschen d versehen, die umgebogen werden, um die Nuten e zur Aufnahme der Flanschen a zu bilden, der wellenförmige Steg k des Abschlußgliedes besitzt parallele verdickte Schultern f.



gebogen werden, um die Nuten e zur Aufnahme der Flanschen a zu bilden, der wellenförmige Steg k des Abschlußgliedes besitzt parallele verdickte Schultern f.

Wehranlage. (Kl. 84a, Nr. 426 420 vom 30. 5. 1923 von Dipl.-Ing. Edmund Groh in Zittau i. Sa.) — Der Wehrkörper K hat den Querschnitt eines Parallelogramms und besteht aus den um Gelenke G drehbaren Seitenwänden K₁, K₂ und der an deren oberen Enden angelenkten wagerechten Wand K₃; bei der Schwenkung der Wände K₁ und K₂ wird K₃ parallel zum Wehrboden bewegt. Das Stauwasser drückt den Wehrkörper K flußabwärts, soweit nicht der im Innern des Wehrkörpers von der Kammer K₀ oder von der Uferkammer über die Leitung Z erzeugte Druck dies verhindert. Durch entsprechende Höhenlage der Uferkammer und auch des Querschnitts der Zuleitung Z zur Kammer K₀ wird die Stauhöhe selbsttätig geregelt. Die Gelenke des Wehrkörpers sind durch Leder oder Gummistreifen D abgedichtet.



und auch des Querschnitts der Zuleitung Z zur Kammer K₀ wird die Stauhöhe selbsttätig geregelt. Die Gelenke des Wehrkörpers sind durch Leder oder Gummistreifen D abgedichtet.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnrate Rempp, bisher bei der Oberbetriebsleitung West in Essen, zur R. B. D. Altona, Beer, bisher bei der R. B. D. Altona, zur Oberbetriebsleitung West in Essen, Ammer, bisher bei dem Reichsbahn-Neubauamt Stuttgart, zum R. B. A. 1 Hagen (Westf.), Wolfgang Köhler, bisher bei der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), als Vorstand zum R. M. A. Schneidemühl, Gräfe, Vorstand des R. M. A. Schneidemühl, als Vorstand zum R. M. A. Limburg (Lahn), Sassenfeld, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Mülheim-Speldorf, als Vorstand zum R. M. A. Gleiwitz, Drissl, Vorstand des R. M. A. Würzburg, als Vorstand zur Reichsbahn-Materialbeschaffungsinspektion München und Mayrwieser, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Neuaubing, zur R. B. D. München, Reichsbahnamtmann Henkel, Vorstand des Vermessungsbureaus der R. B. D. Erfurt, als Vorstand zum Vermessungsbureau der R. B. D. Berlin sowie der Reichsbahnbaumeister Opitz, bisher beim R. Z. A., zur R. B. D. Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Brück, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, und die Reichsbahnamtänner Rechnungsrat Paul Jahn, Rechnungsrevisor beim Prüfungsamt der R. B. D. Essen, Sprockhoff, Rechnungsrevisor beim Prüfungsamt der R. B. D. Breslau, Rupert, Vorstand des R. B. W. in Gießen, und Joseph Häfner, Leiter der Station München-Süd.

Ausgeschieden: Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Johannes Schulz, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Beuthen (Oberschles.), auf seinen Antrag.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Schirmer, Mitglied der R. B. D. Münster (Westf.).

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Wilhelm vom Bauamt für die Regulierung der unteren Oder in Greifenhagen nach Glindenberg, Bezirk des Kanalbauamts in Magdeburg; — der Regierungsbaumeister (W.) Roloff vom Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg an das Kanalbauamt in Neuhaldensleben.

Überwiesen: der Regierungsbaumeister (W.) Baus vom Kanalbauamt in Magdeburg dem Neubauamt Kanalabstieg daselbst.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind überwiesen: die Regierungsbaumeister (W.) Witt dem Wasserbauamt in Kiel und Möhlmann dem Staubeckenbauamt in Ottmachau.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Walter Höft (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Stilizium-Baustahl aus dem Siemens-Martin-Ofen. — Der Wasserkraftausbau in Baden. (Schluß.) — Die Büschungsrutschungen im Rosengartener Einschnitt der Eisenbahnlinie Berlin-Frankfurt (Oder). (Schluß.) — Über Pfahlrammung im Tonboden. — Vermischtes Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnung- und Siedlungswesen. — Entwässerungskanal „Gran Colector“ in Argentinien. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. (Schluß.) — Großschiffahrtsweg von den Großen Seen durch den St. Lorenzstrom. — Ankündigungsbaken für Eisenbahn-Vorsignale. — Ergebnis des internationalen Wettbewerbs für die feste Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno, Litauen. — Bestimmung von Flußbettveränderungen. — Patentschau. — Personalnachrichten.