

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 13. Juli 1928

Heft 30

Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von W. Soldan.

Genau hundert Jahre sind seit dem Tode Tullas, des Schöpfers der Oberrheinkorrektion, verstrichen. Nächst der Regulierung des Weichsel-deltas darf sein Werk als die größte Leistung des deutschen Flußbaues betrachtet werden. Nicht alles ist so eingetroffen, wie es Tulla erwartet hatte, und manches würden wir heute anders machen. Aber das ist angesichts der Tatsache, daß man vor hundert Jahren fast noch keine Erfahrungen in so umfangreichen Aufgaben des Flußbaus hatte, nicht zu verwundern. In der Hauptsache lobt das Werk seinen Meister.

Seit Tullas Zeiten ist der Rhein zur größten Schifffahrtsstraße Europas herangewachsen. Immer stärker wird der Verkehr und immer größer werden die Schiffe. Zugleich wächst das Bedürfnis, den Wasserverkehr immer weiter landeinwärts vorzutreiben. Für diese neuen Aufgaben reicht die Rheinkorrektion in ihrer ursprünglichen Gestalt nicht mehr aus. Nach unseren heutigen Begriffen war sie in der Hauptsache ein Ausbau für Hochwasser, der nun noch durch einen Ausbau für Mittel- und Niedrigwasser ergänzt werden muß. Bis Straßburg herauf ist auch dieser Ausbau vollendet, bis Basel geht die Schifffahrt zurzeit nur im Sommer bei günstigem Wasserstände, und der Ausbau des freien Stromes ohne Schleusen und Wehre ist vorgesehen. Oberhalb von Basel bis zum Bodensee denkt man an die Kanalisierung.

In neuerer Zeit ist in der Fachpresse wiederholt bezweifelt worden, ob auf dem Rheine zwischen Basel und Straßburg die Regulierung, das ist der Ausbau ohne Schleusen und Wehre, überhaupt am Platze sei. Der Oberrhein führt zwar bei Niedrigwasser mehr Wasser als die Elbe und die Oder an ihrer Mündung in die See, aber das Gefälle zwischen Basel und Straßburg ist wesentlich größer als auf den nicht kanalisierten Strecken irgend eines anderen deutschen Stromes, der von der Großschifffahrt benutzt wird. Die Bedenken gegen den einfachen Ausbau der Strecke von Basel bis Straßburg können deshalb nicht ohne weiteres zurückgewiesen werden. Außerdem werden gewisse Folgen der Oberrheinkorrektion als ein Beweis dafür angeführt, daß man die Strecke zwischen Basel und Straßburg besser nicht reguliere, sondern kanalisierere. Man glaubt, daß mit dem Ausbau bis Straßburg aufwärts die Grenze erreicht sei, bis wohin der einfache Ausbau zum Ziele führen könne.

Tatsächlich besteht ein enger Zusammenhang zwischen der Korrektion und dem beabsichtigten Ausbau, der in sie eingefügt werden muß und in der Hauptsache nur eine Ergänzung des älteren Werkes darstellen kann. Wer die Aussichten des vorgesehenen Ausbaues beurteilen will, muß deshalb die Wirkungen der Korrektion beachten und wird auch die Erfolge des Ausbaues zwischen Straßburg und Sondernheim prüfen müssen.

Bisher waren wir über die Folgen der Korrektion hauptsächlich durch die Arbeit Honsells in Heft 3 der Beiträge zur Hydrographie Badens unterrichtet. Aber diese Arbeit stammt schon aus dem Jahre 1883, als die Korrektion in der Hauptsache gerade vollendet war. Damals konnte man also die Wirkungen dieses großen Werkes noch nicht ganz übersehen. Es ist daher zu begrüßen, daß wir neuerdings durch zwei fast gleichzeitig erschienene Arbeiten des Oberbaurats Kupferschmid¹⁾ und des Regierungsbaurats Wittmann²⁾ in Karlsruhe über die Wirkungen der Korrektion bis in die neueste Zeit unterrichtet worden sind.

Wittmann verfolgt die Änderungen des Wasserspiegels und der Sohle von 1815 bis 1925, um daraus Schlüsse auf die Geschiebebewegung zu ziehen. Der Oberrhein ist eine von den wenigen Flußstrecken, auf denen es nach unserer gegenwärtigen Kenntnis möglich ist, die durchschnittliche Größe der jährlichen Geschiebefracht zahlenmäßig zu fassen. Wittmann hat diese seltene Gelegenheit mit großer Sachkenntnis ausgenutzt. Wenn man auch nicht allen seinen Ausführungen beistimmen wird, so ist seine Arbeit doch ein sehr wertvoller Beitrag zur Geschiebeforschung, die noch

1) „Die Höher- und Tieferbettung des Rheins zwischen Basel und Mannheim von 1882 bis 1921 und ihre Bedeutung für die Schiffbarmachung dieser Stromstrecke durch Regulierung“. Ein Beitrag zur Kenntnis des Oberrheins. Von Dr.-Ing. ehr. Karl Kupferschmid in Karlsruhe. Mit 9 Textabbildungen. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 9 R.-M.

2) „Der Einfluß der Korrektion des Oberrheins zwischen Basel und Mannheim auf die Geschiebebewegung des Rheins“. Ein Beitrag zur Frage der Geschiebebewegung in Flüssen. Von Dr.-Ing. Wittmann, Regierungsbaurat, Karlsruhe. Deutsche Wasserwirtschaft 1927, Heft 10, 11 und 12.

in ihren ersten Anfängen steht. Kupferschmid untersucht die Wasserspiegeländerungen von 1882 bis 1921 nach einem Verfahren, das dem Wittmannschen sehr ähnlich ist, und zieht aus den Ergebnissen Schlüsse auf den Erfolg des Ausbaues zwischen Straßburg und Sondernheim und auf den beabsichtigten Ausbau bis Basel.

Bei allen Untersuchungen über die Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße muß man von einem bestimmten Wasserstände oder der ihm entsprechenden Abflußmenge ausgehen, bei denen die gewünschte Fahrwassertiefe vorhanden sein soll. In den Erörterungen über den Oberrhein spielt dieser Wasserstände eine große Rolle. Es wird bezweifelt, ob die Wasserstände, die heute als maßgebend gelten, noch der ursprünglichen Absicht entsprechen. Die Schifffahrt auf dem Oberrhein ist aber keine Lokalschifffahrt, sondern sie dient in der Hauptsache dem Verkehr vom Niederrhein nach Süddeutschland, dem Elsaß und der Schweiz. Die Zweifel an der Brauchbarkeit der Regulierungswasserstände des Oberrheins enthalten also zugleich den Zweifel, ob die Regulierungswasserstände für den ganzen Rhein nach richtigen Grundsätzen ermittelt worden sind. Eine kurze Übersicht über diese Grundsätze ist daher unerlässlich.

Selbst in dem einfachsten Falle einer Flußstrecke mit unveränderlicher Sohle und ohne nennenswerte Seitenzuflüsse besteht nur bei beharrendem Wasser eine einfache Beziehung zwischen den Wasserständen an zwei benachbarten Pegeln, die sich in einer eindeutigen mathematischen Formel ausdrücken läßt. Sobald das Wasser steigt oder fällt, treten noch die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle, die Zeitfolge der Wasserstände am oberen Pegel und die Form der Querschnitte als unabhängige Veränderliche hinzu. Nimmt der Fluß zwischen den beiden Pegeln nennenswerte Nebenflüsse auf, so wird die Aufgabe noch verwickelter. Nun wird aber das Fahrwasser eines Flusses stets nach seiner Leistungsfähigkeit bei Niedrigwasser beurteilt, und das Niedrigwasser ist in der Regel die Zeit beharrender Wasserstände. Ferner genügt es, wenn die Regulierungswasserstände an den verschiedenen Pegeln eines Flusses nur im durchschnittlichen Verhalten einander zugeordnet sind, da ja eine eindeutige, im Einzelfalle richtige Zuordnung nicht möglich ist. Infolgedessen kann man unter einfachen Verhältnissen, wenn der Hauptfluß und seine Nebenflüsse in der Regel unter gleichen klimatischen Bedingungen stehen, die Regulierungswasserstände eines Flusses aus den durchschnittlichen Beziehungen zwischen niedrigen Beharrungsständen an den verschiedenen Pegeln ableiten. Je mehr aber der Hauptfluß und seine Nebenflüsse unter verschiedenen klimatischen Bedingungen stehen, um so unsicherer wird das Verfahren.

Man kann es deshalb im allgemeinen nur in kleineren Flußgebieten anwenden.

Im Rheingebiet bestehen zwischen dem Hochgebirge und Alpenvorland einerseits und dem Mittelgebirge, Hügel- und Flachland andererseits größere klimatische Gegensätze als in allen anderen norddeutschen Stromgebieten. Sie sind an der bekannten Tatsache zu erkennen, daß die Zu-

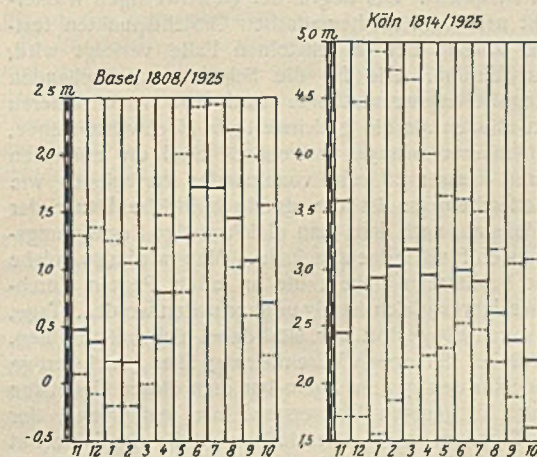


Abb. 1. MHW, MW und MNW der Monate.

flüsse aus den Alpen im Sommer hohes und im Winter niedriges Wasser und die übrigen Zuflüsse im Winter hohes und im Sommer niedriges Wasser führen. Abb. 1 enthält die mittleren Hochwasser-, Mittelwasser- und Niedrigwasserstände der einzelnen Monate für den Pegel an der Schiff-lände in Basel von 1808 bis 1925 und für den Pegel in Köln von 1814 bis 1926. Die Pegelstände in Basel sind der Arbeit von Ghezzi, „Die Abflußverhältnisse des Rheins in Basel, 1926“ entnommen und gelten für den Zustand des Flußbettes von 1925, während die Pegelstände von Köln

die arithmetischen Mittel der tatsächlichen Ablesungen ohne Rücksicht auf die inzwischen eingetretenen Sohlensenkungen darstellen. Da es aber hier nur auf den Gang der Wasserstände von Monat zu Monat ankommt, ist dieser Unterschied ohne Bedeutung. Das mittlere Niedrigwasser der Monate mit kleiner Wasserführung trifft in der Regel mit niedrigen Beharrungsständen zusammen. Man sieht aus der Abbildung, daß solche für den ganzen Rhein gültigen Beharrungsstände am ersten noch in den Herbst- und Wintermonaten zu erwarten sind. Wie aus Abb. 1 ohne weiteres zu erkennen ist, liegen aber die niedrigen Wasserstände im Spätsommer und Herbst am Oberrhein verhältnismäßig höher als am Niederrhein. In den eigentlichen Wintermonaten stimmen die Niedrigwasserstände am Oberrhein und Niederrhein besser miteinander überein. Wie verschieden sich die Herbst- und Winterbeharrungsstände verhalten, zeigt auch folgender Vergleich der Beharrungsstände von Ende Oktober bis Anfang November 1910 und vom Februar 1911, die zwischen Koblenz und Düsseldorf fast genau miteinander übereinstimmen. Stromauf steigt der Herbststand erheblich über den Winterstand, stromab fällt er darunter.

Niedrige Beharrungsstände (Meter am Pegel).

Pegel	Oktober-	Februar	Unterschied
	November 1910	1911	
1	2	3	4
Waldshut	+ 2,01	+ 1,55	+ 0,46
Kehl	+ 2,17	+ 1,79	+ 0,38
Maximiliansau	+ 3,39	+ 2,98	+ 0,41
Mannheim	+ 2,57	+ 2,19	+ 0,38
Mainz	+ 0,47	+ 0,31	+ 0,16
Bingen	+ 1,31	+ 1,22	+ 0,09
Kaub	+ 1,47	+ 1,36	+ 0,11
Koblenz	+ 1,59	+ 1,63	- 0,04
Andernach	+ 1,94	+ 1,97	- 0,03
Köln	+ 1,27	+ 1,31	- 0,04
Düsseldorf	+ 1,07	+ 1,11	- 0,04
Ruhrort	+ 0,41	+ 0,51	- 0,10
Emmerich	+ 0,89	+ 1,03	- 0,14

Nun treten aber niedrige Beharrungsstände nur selten gleichzeitig am ganzen Rhein auf, und die wenigen, die vorkommen, liegen fast alle im Spätsommer und Herbst. Wenn man niedrige Beharrungswasserstände an den verschiedenen Pegeln des ganzen Rheins einander zuordnen will, ist man also wegen der geringen Zahl der verfügbaren Fälle stark von zufälligen Schwankungen abhängig, und man muß außerdem erwarten, daß man für den Oberrhein im Vergleich zum Niederrhein zu hohe Wasserstände erhält. Wollte man nur die winterlichen Beharrungsstände benutzen, so würden wegen der sehr geringen Zahl dieser Fälle die zufälligen Fehler viel zu groß werden.

Der Rhein ist ein besonders lehrreiches Beispiel dafür, daß die Wasserstände an den verschiedenen Pegeln eines Flusses nicht in dem Sinne als gleichwertig einander zugeordnet werden können, daß stets einem bestimmten Wasserstand an einem Pegel ein ganz bestimmter Wasserstand an einem anderen Pegel entspricht. Der Begriff der gleichwertigen Wasserstände kann daher nicht nach rein mathematischen Gesichtspunkten festgelegt werden, und der Zweck, der im einzelnen Falle verfolgt wird, gewinnt entscheidenden Einfluß. Die für die Schifffahrt maßgebenden gleichwertigen oder Regulierungswasserstände wird man nach anderen Grundsätzen bestimmen müssen als die gleichwertigen Hochwasserstände, die man bei der Hochwasservoraussage verwendet. Sind die einzelnen Strecken eines schiffbaren Flusses so sehr voneinander verschieden wie der Oberrhein und Niederrhein, so ist die durchschnittliche Dauer der Schifffahrt der einzige Maßstab, nach dem man gleichwertige Regulierungswasserstände für den ganzen Fluß festsetzen kann. Man wird also solche Niedrigwasserstände zu bestimmen haben, die an allen Pegeln durchschnittlich innerhalb eines Jahres gleich häufig unterschritten werden. Tage, an denen die Schifffahrt durch Eis gestört war, sind dabei nicht mitzuzählen.

Schon im Jahre 1849 bei der ersten Vereinbarung über gleichwertige Regulierungswasserstände für den ganzen Rhein hat man diesen Gedanken angewandt. Man wählte denjenigen Wasserstand als maßgebend, der durchschnittlich an zehn Tagen im Jahre unterschritten wurde. Im Jahrzehnt 1839/1848 war der Wasserstand von + 1,50 m am Pegel in Köln jährlich durchschnittlich an 15 und nach Abzug der Tage mit Eis an 10 Tagen unterschritten worden. Da am Pegel in Köln bis ungefähr zum Jahre 1890 keine Änderungen eingetreten sind, war er lange Zeit gut als Ausgangspunkt geeignet. Man fand aber später, daß das Jahrzehnt 1839/1848 verhältnismäßig feucht gewesen war und daß im langjährigen Durchschnitt der Wasserstand + 1,50 m in Köln an mehr als zehn eisfreien Tagen unterschritten worden ist. Berücksichtigt man die Senkungen, die seit 1890 in Köln eingetreten sind, so findet man, daß die Wasserführung, die vor 1890 dem Wasserstande + 1,50 m entsprach, in der 89-jährigen Reihe 1817/1905 an 20,7 eisfreien Tagen unterschritten worden ist. Tatsächlich

war also für die Vereinbarungen von 1849 nicht die zehntägige, sondern die ungefähr zwanzigtägige Unterschreitung maßgebend.

Von den Vereinbarungen von 1849 hat man später zwar den Wasserstand von + 1,50 m am Pegel in Köln, nicht aber den maßgebenden Grundsatz der gleichen Unterschreitungsdauer an allen Pegeln festgehalten. Auf der Konferenz der Techniker der Uferstaaten vom 1. Oktober 1885 hat man die Regulierungswasserstände aus Beharrungsständen der Jahresreihe 1853/1881 abgeleitet. Dazu hat man am Mittel- und Niederrhein 12 Beharrungsstände aus den Herbstmonaten September bis November und einen aus dem Februar benutzt. Am Oberrhein kamen noch zwei Beharrungsstände aus dem Sommer und einer aus dem Winter (Dezember) hinzu. Die Herbstform der Beharrungsstände überwog also erheblich. Die Folge war, daß mit zunehmender Entfernung von Köln stromaufwärts wachsend zu hohe und stromabwärts zu niedrige Wasserstände bestimmt wurden.

Die Festsetzung von 1885 enthielt aber an verschiedenen Pegeln noch einen anderen Fehler, der nicht minder bedeutsam ist. Die Sohle eines Flusses ist selten im Gleichgewicht. Längere Zeit dauernde Hebungen oder Senkungen sind eine häufige Erscheinung. Infolgedessen können sich auch im Laufe der Jahre die Wasserstände ändern, die einer bestimmten Wasserführung entsprechen. Diese Änderungen muß man bei der Festsetzung der gleichwertigen Wasserstände berücksichtigen. Im Jahre 1885 hat man aber die arithmetischen Mittel von 16 Beharrungsständen aus einer 29-jährigen Reihe benutzt, ohne auf Hebungen oder Senkungen des Wasserspiegels zu achten. Wo in dieser Zeit Senkungen vorgekommen waren, fand man also zu hohe, und wo Hebungen vorgekommen waren, zu niedrige Wasserstände.

Im Jahre 1908 wurden die gleichwertigen Schifffahrtswasserstände von Straßburg bis Bommel in Holland auf Grund eines Gutachtens der preussischen Landesanstalt für Gewässerkunde vom 19. August 1907 neu festgesetzt. Die Landesanstalt ist wieder zu dem Grundsatz von 1849 zurückgekehrt und hat für den ganzen Rhein Wasserstände gleicher Unterschreitungsdauer ermittelt. Sie hat für die Jahresreihe 1886 bis 1905 von Jahrfünft zu Jahrfünft die Wasserstandsdauerlinien für jeden einzelnen Pegel bestimmt, wobei alle Tage ausgeschieden wurden, an denen die Wasserstandsbeziehungen der Pegel auf dem ganzen untersuchten Stromlauf oder auch nur auf einem Teil durch treibendes oder stehendes Eis in nachweisbarem Maße gestört waren. Sodann wurden für jedes einzelne Jahrfünft Bezugslinien der Wasserstände zwischen je zwei benachbarten Pegeln in der Weise gezeichnet, daß immer die Wasserstände gleicher Unterschreitungsdauer einander zugeordnet wurden. Endlich wurden die Wasserstände sämtlicher Pegel auf einen Richtpegel bezogen. Hierzu wurde der Pegel Andernach gewählt, weil sich aus einer besonderen Untersuchung ergeben hatte, daß in seiner Gegend innerhalb der untersuchten zwanzigjährigen Reihe das Strombett sich nicht wesentlich geändert hatte. Nach einem sorgfältigen Ausgleich der Bezugslinien, zu dem außer den Bezugslinien für das ganze Abflußjahr vom 1. November bis 31. Oktober auch die Bezugslinien für die Halbjahre jedes Jahrfünftes benutzt wurden, hat man endlich diejenigen Wasserstände, die nach den Jahreslinien des Jahrfünftes 1901 bis 1905 an allen Pegeln gleich lang unterschritten worden sind, einander zugeordnet.

Diese gleichwertigen Wasserstände mußten nach dem Verhalten des letzten verfügbaren Jahrfünftes 1901/1905 bestimmt werden, weil innerhalb des ganzen zwanzigjährigen Zeitabschnitts an einzelnen Pegeln Hebungen und Senkungen vorgekommen sein konnten und die Wasserstände, die innerhalb der zwanzigjährigen Reihe an allen Pegeln gleich lang unterschritten worden waren, nicht ohne weiteres als gleichwertig gelten durften.

Aus den so ermittelten Reihen von gleichwertigen Wasserständen des Jahrfünftes 1901/1905 waren nunmehr die gleichwertigen Regulierungswasserstände auszuwählen. Hierbei durfte man nicht ohne weiteres die Unterschreitungsdauer von 20 Tagen im Jahrfünft 1901 bis 1905 als ausschlaggebend betrachten, sondern man mußte diejenige Wasserführung zugrunde legen, die im langjährigen Durchschnitt an 20 Tagen unterschritten wird, wenn man die ursprüngliche Bedeutung des Regulierungswasserstandes beibehalten wollte. Während bis ungefähr zum Jahre 1890 bei Köln keine Änderung eingetreten war, hatten sich hier die Wasserstände bis 1901/1905 um 28 cm gesenkt. Der Wasserstand + 1,50 m hatte also seine alte Bedeutung verloren, und der 20-tägigen Unterschreitung entsprach nunmehr der Wasserstand + 1,22 m am Pegel Köln. Der Wasserstand + 1,50 m gehörte dagegen im Mittel des Jahrfünftes 1901/1905 zu derjenigen Wasserführung, die im langjährigen Durchschnitt an 47 eisfreien Tagen unterschritten wird. Die Landesanstalt hat endlich zwei Reihen gleichwertiger Wasserstände für 1901/1905 bestimmt, von denen die eine dem alten Wasserstande + 1,50 m und die andere dem Wasserstande + 1,22 m in Köln entsprach. Die mit 1,50 m gleichwertigen, an 47 Tagen unterschrittenen Wasserstände wurden später als „Gleichwertiger Wasserstand 1908“ (GlW 1908) und die zu + 1,22 m gleichwertigen Wasserstände als „Regulierungswasserstand 1908“ (RW 1908) bezeichnet. Da aber die festgesetzten Wasserstände nicht dem Sohlenszustand von 1908, sondern dem mittleren Sohlenszustand von 1901/1905 entsprechen, sind die Bezeichnungen GlW 1901/1905 und RW 1901/1905 sachlich richtiger

Eine nähere Prüfung der vier untersuchten Jahrfünfte ergab, daß die Unterschreitungsdauer der niedrigen Wasserstände in den Jahrfünften 1886/1890 und 1901/1905 ungefähr normal, im Jahrfünft 1891/1895 dagegen etwas größer und 1896/1900 wesentlich größer als in der langjährigen Reihe 1817/1905 war. Daß das entscheidende Jahrfünft 1901/1905 ungefähr normal war, ist ein günstiger Zufall, der die Zuverlässigkeit des ganzen Verfahrens erhöht, aber keine notwendige Bedingung. Denn das Jahrfünft 1901/1905 ist nur dazu benutzt worden, um die Beziehungen zwischen den Wasserständen an den einzelnen Pegeln festzustellen. An wieviel Tagen die Wasserstände + 1,50 m und + 1,22 m am Pegel in Köln im Jahrfünft 1901/1905 tatsächlich unterschritten worden sind, war dagegen gleichgültig. Sie sind lediglich nach der Unterschreitungsdauer, die ihnen im langjährigen Durchschnitt unter Berücksichtigung der vorgekommenen Hebungen und Senkungen zukommt, ausgewählt worden.

Die Untersuchung der Landesanstalt hatte ergeben, daß sich das Flußbett von 1885 bis 1905 an fast allen Pegeln geändert hatte. Mit solchen Änderungen muß auch in Zukunft gerechnet werden, und die Regulierungswasserstände müssen deshalb von Zeit zu Zeit neu festgesetzt werden. In einem Gutachten vom 20. Juni 1923 hat die Landesanstalt für Gewässerkunde neue Vorschläge gemacht. Sie hat ihre Untersuchungen stromaufwärts bis nach Waldshut ausgedehnt und die gleichwertigen Wasserstände für das Jahrfünft 1916/1920 ermittelt. Es kam diesmal nur darauf an, die seit 1901/1905 an den einzelnen Pegeln eingetretenen Hebungen und Senkungen festzustellen. Hierzu sind wieder wie bei der Ermittlung von 1907 Bezugslinien der Wasserstände gleicher Dauer benutzt worden. Die Ergebnisse konnten bei Basel, Kaub, Andernach, Linz, Köln, Düsseldorf und Emmerich an Abflußmengenlinien geprüft werden. Hierbei ergab sich nur bei Basel eine nennenswerte Abweichung. Nach den Bezugslinien wurde dort die Senkung zu 37,4 cm gefunden, während sie nach den Angaben des schweizerischen Amtes für Wasserwirtschaft auf Grund von Abflußmengenmessungen nur 28,5 cm betragen sollte. Dieser Wert wurde als richtig angenommen und der Unterschied von 8,9 cm auf der Strecke zwischen Basel und Kaub, wo sowohl nach den Bezugslinien als auch nach den Abflußmengenmessungen bis 1920 fast keine Änderung eingetreten ist, ausgeglichen.

Die Landesanstalt hat auch im zweiten Gutachten die gleichwertigen Wasserstände für 20 und für 47 eisfreie Tage ermittelt. Die Rheinschiff-fahrtkommission hat beschlossen, die Wasserstände von 47 tägiger Unterschreitungsdauer als Regulierungswasserstände einzuführen. Nach dem Vorschlage der Landesanstalt sind sie zweckmäßig als „Gleichwertiger Wasserstand 1916/1920“ (Gl W 1916/1920) zu bezeichnen.

In der folgenden Tafel sind die Regulierungswasserstände von 1885, die von der Landesanstalt ermittelten Regulierungswasserstände (RW) mit 20 tägiger Unterschreitungsdauer 1886/1890 und 1901/1905 sowie die „Gleichwertigen Wasserstände“ (Gl W) mit 47 tägiger Unterschreitungsdauer 1901/1905 und 1916/1920 miteinander verglichen.

Die Unterschiede in den Spalten 8 und 9 sind wirkliche Hebungen und Senkungen, während in Spalte 7 noch die übrigen Fehler der Er-

Gleichwertige Wasserstände des Rheins.

Pegel	Regulierungs- wasserstand 1885 m. a. P.	RW (20 Tage Unter- schreitung)		Gl W (47 Tage Unter- schreitung)		Unterschiede		
		1886/90	1901/05	1901/05	1916/20	Spalte 3-2	Spalte 4-3	Spalte 6-5
		m. a. P.	m. a. P.	m. a. P.	m. a. P.	m	m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Waldshut . . .	—	—	1,55	1,73	1,88	—	—	+0,15
Basel	—	—	0,22	0,42	0,13	—	—	-0,29
Breisach	—	—	1,38	1,65	1,31	—	—	-0,34
Rheinau	—	—	2,27	2,47	2,76	—	—	+0,29
Straßburg . . .	2,30	1,83	1,56	1,79	1,91	-0,47	-0,27	+0,12
Maxau	3,20	2,90	2,98	3,13	3,42	-0,30	+0,08	+0,29
Speyer	3,30	2,45	2,30	2,53	2,55	-0,85	-0,15	+0,02
Mannheim . . .	3,35	2,53	2,25	2,49	2,30	-0,82	-0,28	-0,19
Worms	—	0,08	-0,37	0,14	-0,43	—	-0,45	-0,29
Kostheim . . .	—	—	-0,10	0,12	-0,07	—	—	-0,19
Mainz	0,70	0,51	0,25	0,45	0,28	-0,19	-0,26	-0,17
Bingen	1,25	1,16	1,11	1,28	1,35	-0,09	-0,05	+0,07
Trechtinghausen	—	—	1,12	1,30	1,32	—	—	+0,02
Kaub	1,30	1,23	1,24	1,43	1,44	-0,07	+0,01	+0,01
Oberlahnstein .	—	1,65	1,61	1,86	1,83	—	-0,04	-0,03
Koblenz	1,70	1,67	1,54	1,73	1,62	-0,03	-0,13	-0,11
Andernach . . .	—	1,75	1,75	2,00	1,93	—	±0	-0,07
Linz	—	1,50	1,48	1,76	1,64	—	-0,02	-0,12
Köln	1,50	1,50	1,22	1,50	1,27	±0	-0,28	-0,23
Düsseldorf . . .	1,35	1,39	1,01	1,29	1,01	+0,04	-0,38	-0,28
Ruhrort	1,00	0,85	0,60	0,91	0,31	-0,15	-0,25	-0,60
Emmerich . . .	0,90	0,67	0,68	1,03	0,92	-0,23	+0,01	-0,11
Nymwegen . . .	7,60	7,54	7,30	7,60	7,73	-0,06	-0,24	+0,13
Tiel	4,55	4,44	3,84	4,13	4,17	-0,11	-0,60	+0,04
Bommel	2,25	2,24	1,91	2,16	1,89	-0,01	-0,33	-0,27

mittlung von 1885 hinzukommen. Von dem Unterschied von 0,82 m bei Mannheim fallen zum Beispiel nach den Untersuchungen der Landesanstalt 0,47 m auf die ungenügende Berücksichtigung der Senkung des Wasserspiegels zwischen 1853 und 1881 und 0,35 m auf den Umstand, daß man damals vorwiegend Beharrungswasserstände aus den Herbstmonaten benutzt hat und infolgedessen am Oberrhein zu hohe Wasserstände finden mußte. Bei Maxau ist in der Jahresreihe 1876/1895 der Wasserstand + 2,90 m an 24 Tagen jährlich unterschritten worden. Zieht man die Störungen durch Eis in dem oben angedeuteten Sinne ab, so kommt man auf ungefähr 20 Tage. Da innerhalb dieser Zeit bei Maxau nur ganz geringfügige Änderungen vorgekommen sind, war im Jahre 1885 dieser Wasserstand gleichwertig mit + 1,50 m am Pegel Köln. Nach der Tafel der gleichwertigen Wasserstände ist also der Regulierungswasserstand von 1885 um 3,20 - 2,90 = 0,30 m zu hoch festgesetzt worden.

Da die gleichwertigen Wasserstände auch in Zukunft von Zeit zu Zeit neu festgesetzt werden müssen, war es erwünscht, hierfür einen unveränderlichen Maßstab zu finden, der auch die Größe von Hebungen und Senkungen des Flußbettes zuverlässig anzeigt. Das einzige untrügliche Kennzeichen dafür, ob derartige Änderungen auf die Höhe des Wasserstandes an einem Pegel gewirkt haben, ist die Beziehung zwischen Wasserstand und Abflußmenge. Hebungen und Senkungen der gedachten Art sind mit Sicherheit an einer Verschiebung der Abflußmengenlinie des Pegels zu erkennen. Diese Vorstellung liegt mehr oder weniger deutlich allen Erörterungen über die Hebung oder Senkung von Wasserständen zugrunde und war auch bereits für die erste Untersuchung der Landesanstalt über die gleichwertigen Wasserstände des Rheins entscheidend. Die Abflußmenge darf aber auch als unveränderlich gelten, weil sie nach unserer Kenntnis zwar im Laufe der Jahre schwankt, aber innerhalb von Zeiträumen, die für wasserwirtschaftliche Betrachtungen in Frage kommen, nicht einseitig zu- oder abnimmt. Schon im Durchschnitt weniger Jahrzehnte dürfen wir die Abflußmenge als praktisch unveränderlich ansehen. Die Landesanstalt hat deshalb in ihrem zweiten Gutachten vorgeschlagen, an einer bestimmten Zahl von Richtpegeln mit Hilfe von Abflußmengenmessungen die Abflußmengen gleicher Unterschreitungsdauer ein für allemal festzustellen. Die entsprechenden Wasserstände sind dann leicht aus der Abflußmengenlinie zu ermitteln und ebenso leicht zu berichtigen, wenn die Abflußmengenlinie sich ändert. Auch die gleichwertigen Wasserstände an den Zwischenpegeln können leicht eingeschaltet werden. Da inzwischen eine große Menge von Abflußmengenmessungen auf dem Rhein ausgeführt worden ist, können in absehbarer Zeit die gleichwertigen Abflußmengen für den ganzen Rhein bestimmt werden, und dann werden die Schwierigkeiten, die bisher immer wieder bei der Ermittlung der gleichwertigen Wasserstände aufgetreten sind, endgültig überwunden sein. Als gleichwertig ist dabei nach dem Beschluß der Rheinschiffahrtkommission diejenige Abflußmenge anzusehen, die im langjährigen Durchschnitt an 47 eisfreien Tagen eines Jahres unterschritten wird.

In einer Veröffentlichung im „Bauingenieur“³⁾ beschäftigt sich Herr Kupferschmid eingehend mit den neuen gleichwertigen Wasserständen. Er beschränkt sich in dieser Arbeit auf die Strecke von Mainz an abwärts, behandelt aber die Strecke von Basel bis Mannheim in seiner oben bereits erwähnten Arbeit. Bei der Betrachtung des Rheins unterhalb von Mainz berührt er die Grundsätze der beiden Gutachten der Landesanstalt und glaubt, das angewandte Verfahren verwerfen zu müssen. Er bezeichnet „die Vergleichung der Unterschreitungsdauer als ein wenig zuverlässiges und genaues Mittel zur Bestimmung der gleichwertigen Wasserstände“ und kehrt wieder zur Bestimmung aus Beharrungswasserständen zurück. Dabei übersieht er aber, daß es auf dem von ihm gewählten Wege ganz unmöglich ist, für den ganzen Rhein brauchbare gleichwertige Wasserstände zu finden. Auch die von ihm gewählte Aufteilung in die Etappen

Mainz—Bingen, Bingen—Andernach, Andernach—Düsseldorf

nutzt gar nichts. Die von ihm benutzten Beharrungswasserstände fallen zum weitaus größten Teil in den Spätsommer und Herbst. Er bekommt also notwendig von seinem Vergleichspegel aus aufwärts zu hohe und abwärts zu niedrige Wasserstände. Ferner wendet er sich gegen die Aufteilung in Jahrfünfte. Er bringt von sechs Pegeln Wasserstandsdauerlinien für je zehn Jahrfünfte und weist darauf hin, daß „sich zum Beispiel für Mainz bei einer 40tägigen Unterschreitung Pegelstände zwischen 1 cm und 43 cm, für Kaub bei einer 30tägigen Unterschreitung solche zwischen 100 cm und 144 cm ergeben. Er meint, „ein rechnungsmäßiger Nachweis dafür, daß eine der zehn Dauerlinien und welche die richtige sei, dürfte wohl nicht zu erbringen, die Wahl des Vergleichsjahrfünfts also mehr oder weniger Gefühlssache sein“. Das ist ein Irrtum. Für jeden Pegel, von dem man weiß, daß keine Änderungen eingetreten sind oder an dem die Änderungen bekannt sind, kann man eine einwandfreie langfristige Dauerlinie festlegen und sodann diejenige Jahrfünftlinie aussuchen, die ihr am nächsten kommt. (Schluß folgt.)

³⁾ „Der für den Ausbau der Rheinwasserstraße maßgebende Wasserstand“. Von Oberbaurat Dr.-Ing. chr. Kupferschmid, Karlsruhe. „Der Bauingenieur“ 1927, Heft 28, S. 503.

Alle Rechte vorbehalten.

Einige neuere Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken.

Vortrag, gehalten von Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. Walter Nakonz, Vorstandsmitglied der Beton- u. Monierbau-A.-G., auf der 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in München.

Die Braunkohlengruben in der Lausitz sind im Laufe der letzten Jahre immer mehr zu der sogenannten Großraumförderung übergegangen. Die Tagebaue, die ursprünglich in unmittelbarer Nähe der Brikettfabriken lagen, waren allmählich ausgebeutet; es mußten in größerer Entfernung von ihnen neue Tagebaue erschlossen werden. Der Transport der Rohbraunkohle, die in den Tagebauen mittels großer Bagger gewonnen wird, geschieht nach der Fabrik bei geringer Entfernung zwischen dieser und der Grube im allgemeinen mit einer Kettenbahn. Bei den jetzt häufiger

Die Untergrundverhältnisse waren auf der Strecke zwischen dem Bunker und dem Anschlußdamm schlecht und machten dort eine Gründung auf Eisenbetonpfählen erforderlich. Eingehende Untersuchungen der für die Ausbildung des Tragwerkes bestehenden Möglichkeiten führten zu den in Abb. 1 dargestellten Sprengwerken von 27,4 m Spannweite; sie erwiesen sich bei der Höhe der Brücke besonders vorteilhaft, um die beträchtlichen Bremskräfte auf die Fundamente zu übertragen. Die verhältnismäßig große Spannweite ergab sich aus der Überlegung, bei den

Abb. 1. Ansicht.

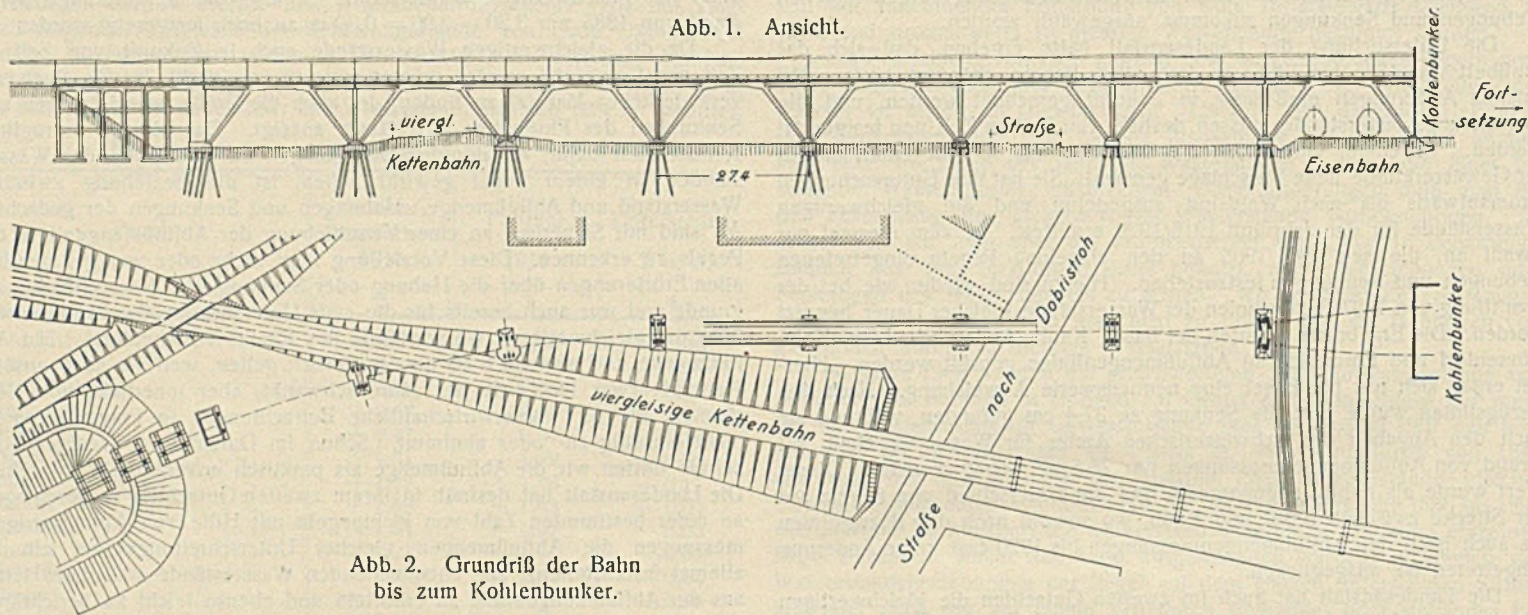
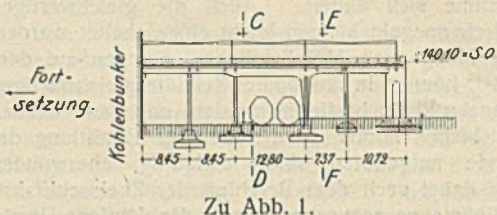


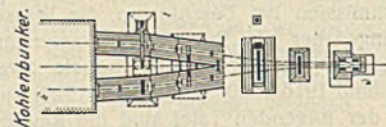
Abb. 2. Grundriß der Bahn bis zum Kohlenbunker.



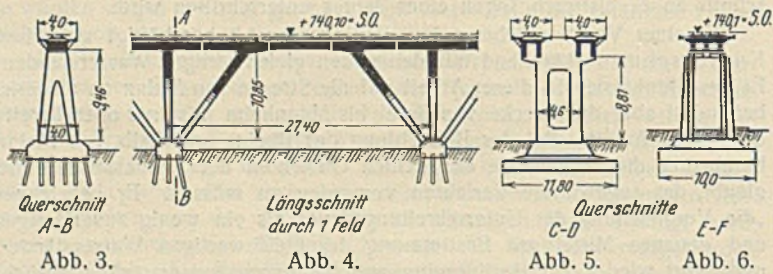
Zu Abb. 1.

Abb. 1 u. 2.

Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau-A.-G. auf Grube Eva-Renate.



Zu Abb. 2.



vorkommenden größeren Entfernungen ist die Kettenbahn jedoch nicht mehr genügend leistungsfähig und unwirtschaftlich. Sie wird durch die sogenannte Großraumförderung ersetzt, bei der die Rohbraunkohle in großräumigen Selbstkippern befördert wird.

Auf ihrer Grube Eva-Renate hat die Ilse-Bergbau-A.-G. im Jahre 1927 die Großraumförderung eingerichtet. In unmittelbarer Nähe der Brikettfabriken ist ein Bunker gebaut worden, in dem die mit den Zügen ankommende Rohbraunkohle gesammelt wird, um mit Hilfe von Bändern auf die Fabriken verteilt zu werden.

Die Zufahrt zu dem Bunker geschieht auf dem Fabrikgelände durch eine Hochbahn, außerhalb durch eine Dammschüttung. Die Hochbahn weist manche Sonderheiten auf und möge daher kurz beschrieben werden. Abb. 1 bis 6 zeigen das Bauwerk im Längsschnitt, Grundriß und Querschnitten. Die Schienenoberkante liegt rd. 11 m über Gelände. Außer der viergleisigen Kettenbahn zwischen dem früheren Tagebau und der Fabrik quert die Hochbahn mehrere Straßen und Anschlußgleise. Sie ist auf dem größten Teil der Strecke eingleisig, etwa 50 m vor dem Kohlenbunker wird sie zweigleisig. Hinter dem Kohlenbunker liegt noch eine etwa 50 m lange Ausstoßbrücke. Die auf der Hochbahn verlegten Gleise haben 90 cm Spurweite. Der Berechnung zugrunde gelegt ist als größte Verkehrslast eine elektrische 50-t-Lokomotive mit 12,5 t Achsdruck. Die Selbstentlader von 16 m³ Inhalt haben einen etwas geringeren Achsdruck von 8,0 t.

schlechten Untergrundverhältnissen die Fundamente möglichst zusammenzufassen. Die Pfahlgründung versagte beim Beginn der Kohlenhochbahn an dem Übergange zur Dammschüttung. An dieser Stelle befand sich früher ein alter Tagebau, der später mit Kohlenschlamm zugefüllt worden war. Bei dem Versuche, den Kohlenschlamm mit Eisenbetonpfählen zu durchrammen, erwies sich dieser als so elastisch, daß es unmöglich war, die Pfähle hindurchzubekommen. Sie federten nach jedem Schläge des schweren Dampf-Rambjärens fast ebensoviel zurück, wie sie durch den Schlag eingepreßt wurden. Aus diesem Grunde mußte dort die Pfahlgründung verlassen werden, und es wurde eine Eisenbetonjochbrücke gewählt, bei der die größten Bodenpressungen unter den Fundamentplatten nur 1,30 kg/cm² betragen. Es bestand von vornherein Klarheit darüber, daß sich die Jochbrücke zunächst stark setzen würde. Die Auflösung in einzelne in sich genügend steife Gerüstpfiler machte die Setzungen für das Bauwerk unschädlich; der Bahnkörper brauchte später nur um das Maß der Setzung wieder gehoben zu werden (Abb. 2). Tatsächlich ergaben sich bei Schüttung des Anschlußdamms Setzungen bis zu 40 cm. Die leichten Verbindungsbalken zwischen den Gerüstpfeilern, die, ohne konstruktive Bedeutung, nur den gegenseitigen Abstand der Gerüstpfiler sichern sollten, brachen, wie erwartet, und wurden, nachdem die Setzungen verhältnismäßig schnell zur Ruhe gekommen waren, wieder ausgebessert. Die Gerüstpfiler selbst erlitten trotz der ungewöhnlichen Setzungen nicht den kleinsten Schaden.

Dem Eisenbetonbau wird häufiger vorgeworfen, daß er infolge seiner starren Ausbildung gegen Setzungen der Fundamente besonders empfindlich ist. Hier ist ein Beispiel dafür, daß auch bei starken Setzungen der Eisenbetonbau durchaus am Platze ist; nur muß das Tragwerk von vornherein entsprechend ausgebildet werden.

Bei der Ausstoßbrücke hinter dem Kohlenbunker war eine künstliche Gründung nicht mehr notwendig; eine gewöhnliche Balkenbrücke mit statisch bestimmter Lagerung ergab sich dort als die wirtschaftlichste Lösung. Der Schlußpfiler ist als Bremspfiler ausgebildet worden und hat als solcher seine Feuerprobe schon erfolgreich bestanden. Abb. 7 bis 12 zeigen die Lehrgerüste für die zweigleisige Sprengwerkstrecke vor dem Kohlenbunker; in Abb. 7 ist außerdem für die eine Hälfte eines Sprengwerkes die Eisenbewehrung eingetragen. Abb. 13 u. 14 sind Teil-

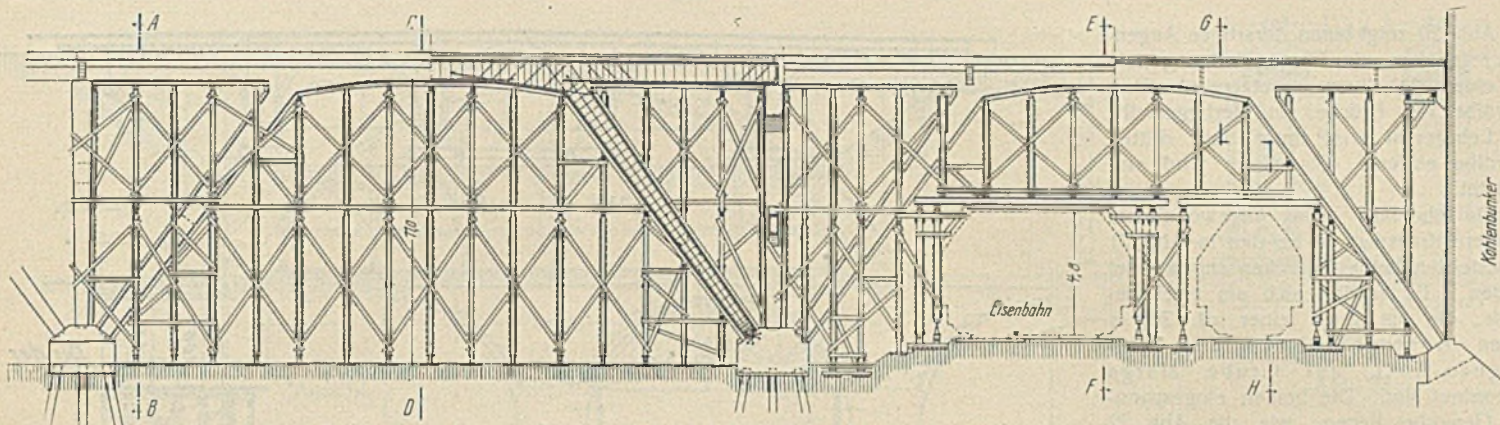


Abb. 7. Längsschnitt und Einrüstung der beiden zweigleisigen Felder vor dem Kohlenbunker.

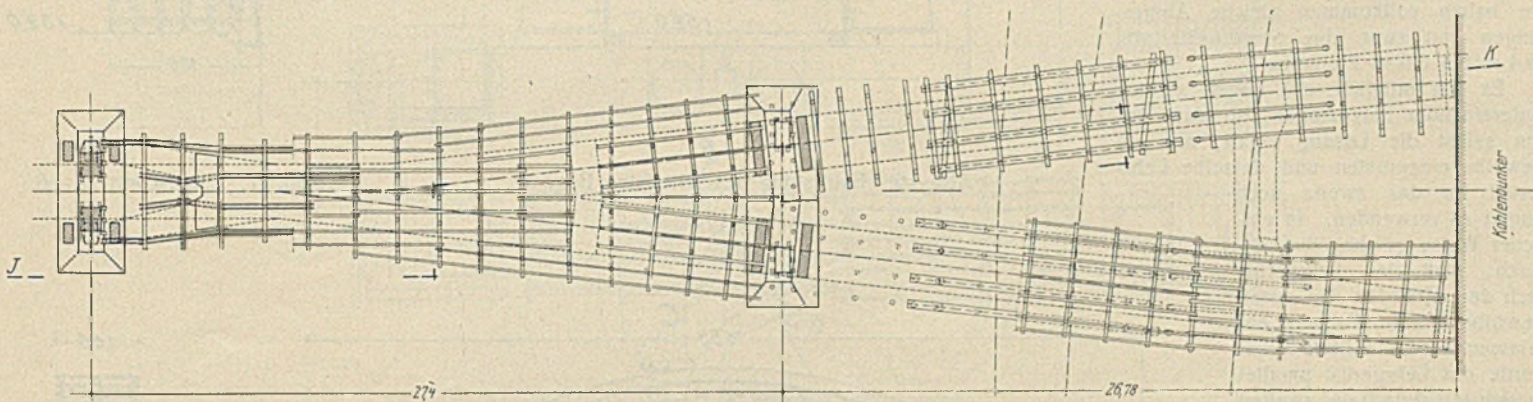


Abb. 8. Ansicht J-K.

Querschnitte

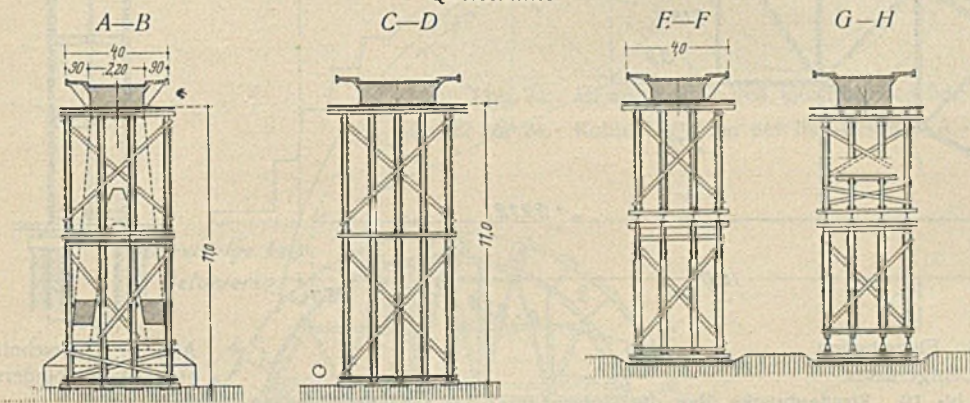


Abb. 9.

Abb. 10.

Abb. 11.

Abb. 12.

Abb. 7 bis 12. Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau-A.-G. auf Grube Eva-Renate.

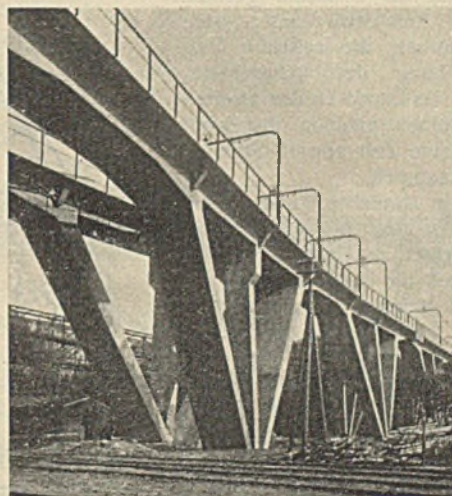


Abb. 14.

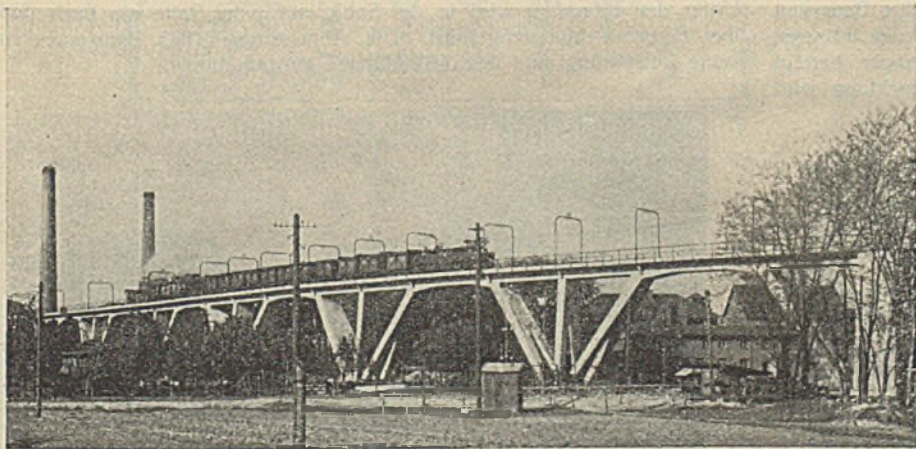


Abb. 13. Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau-A.-G. auf Grube Eva-Renate.

aufnahmen von der fertigen Bahnstrecke und lassen deutlich erkennen, daß die im Eisenbetonbau etwas ungewöhnlichen Sprengwerke schön und sehr leicht wirken. Abb. 14 insbesondere gibt die Stelle wieder, wo die eingleisige Strecke vor dem Bunker in die zweigleisige Strecke übergeht.

In den nächsten Abb. 15 bis 19 ist die Straßenbrücke über die Unterhäupter der beiden Schachtschleusen Anderten bei

Hannover dargestellt. Es sind fünf halbkreisförmige Gewölbe von je 17,5 m Spannweite vorhanden. Ihre große Höhe erklärt sich durch das hohe Gefälle der beiden Schleusen von 15 m. Die soeben fertiggestellte Brücke weist keine besonderen konstruktiven Schwierigkeiten auf. Bemerkenswert ist indessen die Verwendung eines eisernen Lehrgerüsts. Bei fünf gleichen Öffnungen lag es nahe, nur ein und dasselbe Lehrgerüst zu verwenden und dieses fünfmal hintereinander zu benutzen. Für die Herstellung der beiden Schleusen und auch der Unterhauptbrücke standen zwei fahrbare Kabelkrane mit einer Tragkraft von je 2,6 t zur Verfügung. Um die Kabelkrane auch für das Umsetzen des Lehrgerüsts nutzbar zu machen, durften dessen Teile nicht schwerer als 2,6 t sein. Aus diesem Grunde werden eiserner Lehrgerüstbinder gewählt, die im Gewicht leichter als hölzerne auszubilden waren. Im ganzen waren für ein rd. 8 m breites Gewölbe 10 Lehrgerüstbinder erforderlich, die paarweise gemäß Abb. 19 miteinander verbunden waren. Der Unterbau der Lehrgerüstbinder bestand aus einem schweren Pfahljoch auf jeder Seite, das so lang war, daß ein Doppelbinder nach dem Ausrüsten des Gewölbes unter dem Gewölbe herausgefahren und von dem Kabelkran ergriffen werden konnte, der ihn dann in der nächsten Öffnung gleich wieder einsetzte.

Abb. 20 zeigt einen derartigen Augenblick, in dem ein Doppelbinder gerade von einem Kabelkran versetzt wird. Drei Gewölbe der Brücke sind fertiggestellt; das Lehrgerüst wird unter dem dritten Gewölbe entfernt, das vierte wird eingerüstet.

Ein ebenfalls etwas ungewöhnlicher Lehrgerüsttransport ist bei den in Abb. 21 dargestellten beiden Brücken angewendet worden. Es handelt sich um zwei Gewölbe, die im Zuge einer rd. 700 m langen Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau-A.-G. auf Grube Marga angeordnet sind. Die beiden eingespannten Gewölbe liegen, wie die Abb. 22 bis 24 erkennen lassen, nebeneinander. Sie haben vollkommen gleiche Abmessungen und zwar eine Spannweite von 25,4 m bei 6,6 m Pfeilhöhe.

Es war möglich, die Bogen zeitlich hintereinander herzustellen, so daß sich von selbst die Lösung ergab, nur ein Gewölbe einzurüsten und dasselbe Lehrgerüst für das zweite noch einmal zu verwenden. In einfacher Weise geschah dies dadurch, daß das Lehrgerüst nach dem Erhärten des ersten Gewölbes auf Walzen abgesehen wurde. Mittels dieser wurde das Lehrgerüst parallel zu sich selbst nach der zweiten Öffnung verschoben und dort wieder auf Spindeln gesetzt. Das Ausrüsten des ersten Gewölbes, die seitliche Verschiebung des Lehrgerüsts und das Einrüsten des zweiten Gewölbes nahmen insgesamt nur eine Zeit von 10 Stunden in Anspruch.

In ähnlicher Weise ist bei der in den Abb. 25 bis 29 dargestellten Unterführung an Kosten für das Lehrgerüst gespart worden. Das Bauwerk liegt in Pommernsdorf bei Stettin, ist von der Reichsbahndirektion Stettin errichtet und führt eine Straße mit Kleinbahn unter den neuen Bahnanlagen hindurch. Der Tunnel ist noch nicht in seiner ganzen Länge ausgebaut. Vorläufig kreuzen ihn nur drei Staatsbahngleise, während es nach vollem Ausbau neun Gleise sein werden. Der tragfähige Baugrund liegt erst in größerer Tiefe, so daß das ganze Bauwerk auf hölzerne Pfähle gesetzt worden ist. Die lichte Breite des Tunnels beträgt 16 m, seine lichte Höhe 11,74 m; eine ausreichende Beleuchtung wird

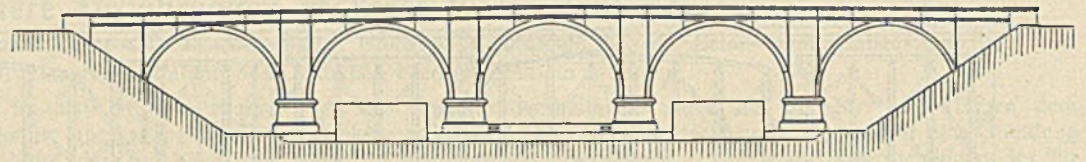


Abb. 15. Ansicht.

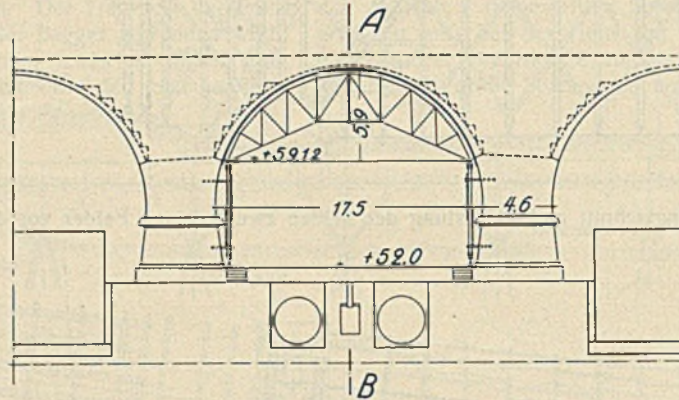


Abb. 16. Einrüstung des mittelsten Bogens.

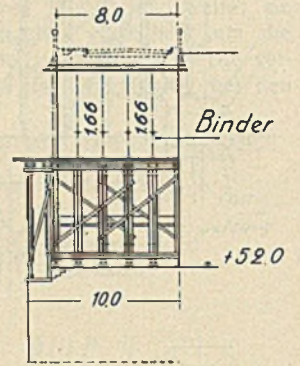


Abb. 17. Querschnitt A-B.

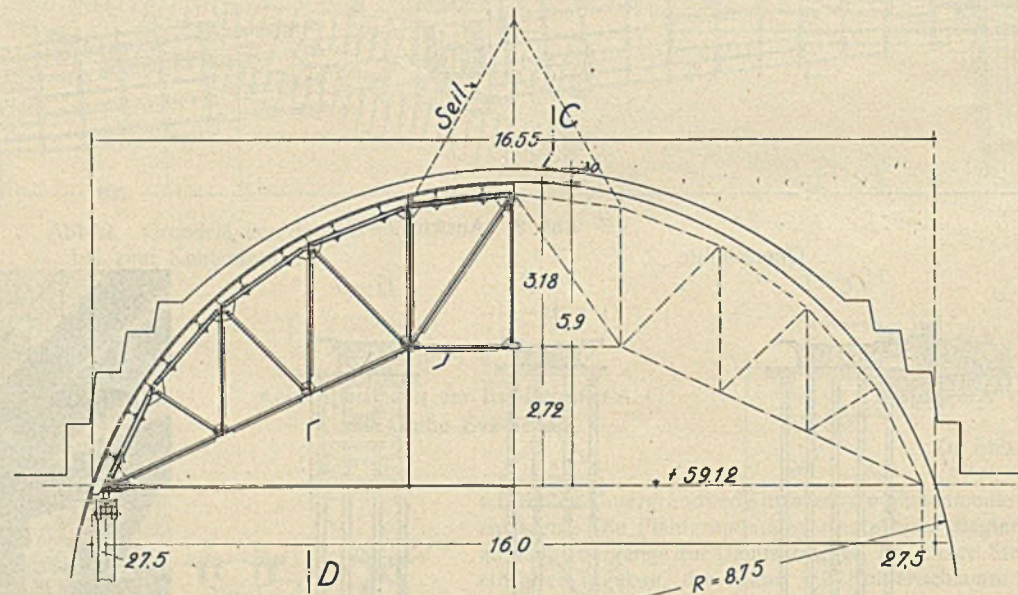


Abb. 18. Einzelheiten des Lehrgerüsts.

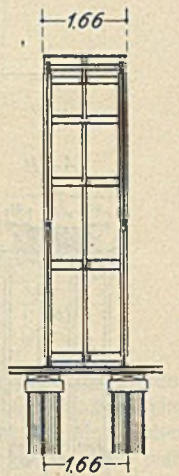


Abb. 19. Querschnitt eines Doppelbinders.

Abb. 15 bis 19. Straßenbrücke über die Unterhäupter der Schachtschleuse Anderten.

durch das Licht, das von den großen Stirnflächen aus einfällt, und durch zwei Lichtschächte erzielt, die oben zwischen den Gleisen münden. Unter den Kämpfern wird in der Sohle auf jeder Seite ein Bach durch das Bauwerk hindurchgeführt. Die Abmessungen des Bauwerkes und seine Bewehrung sind den Abbildungen zu entnehmen.

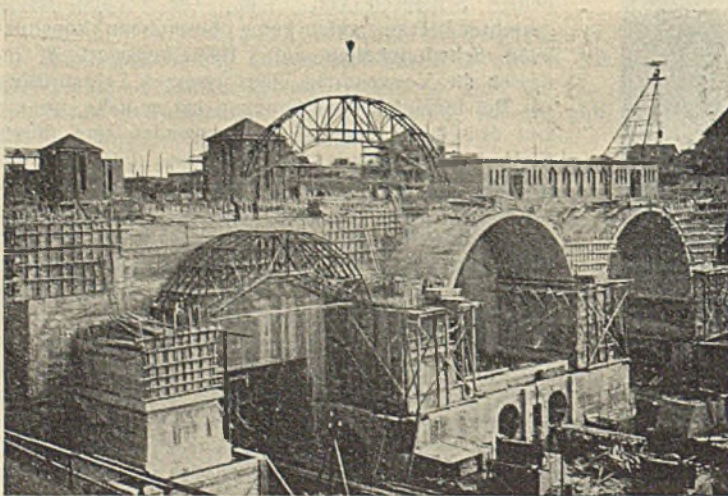
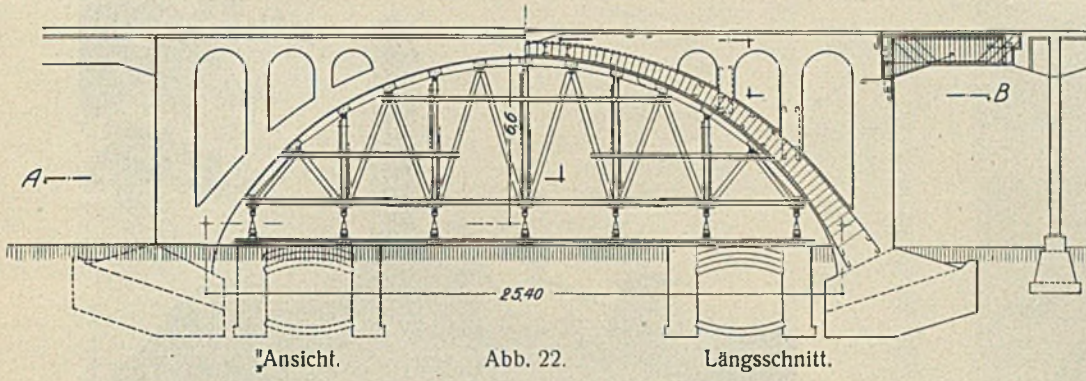


Abb. 20. Schachtschleuse Anderten.



Abb. 21. Kohlenhochbahn auf Grube Marga.



Ansicht.

Abb. 22.

Längsschnitt.

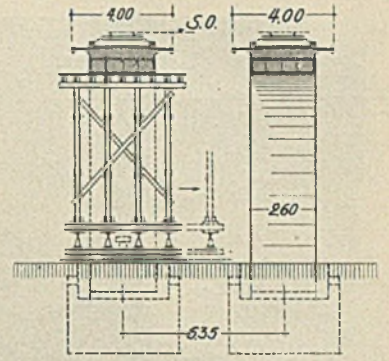


Abb. 23.

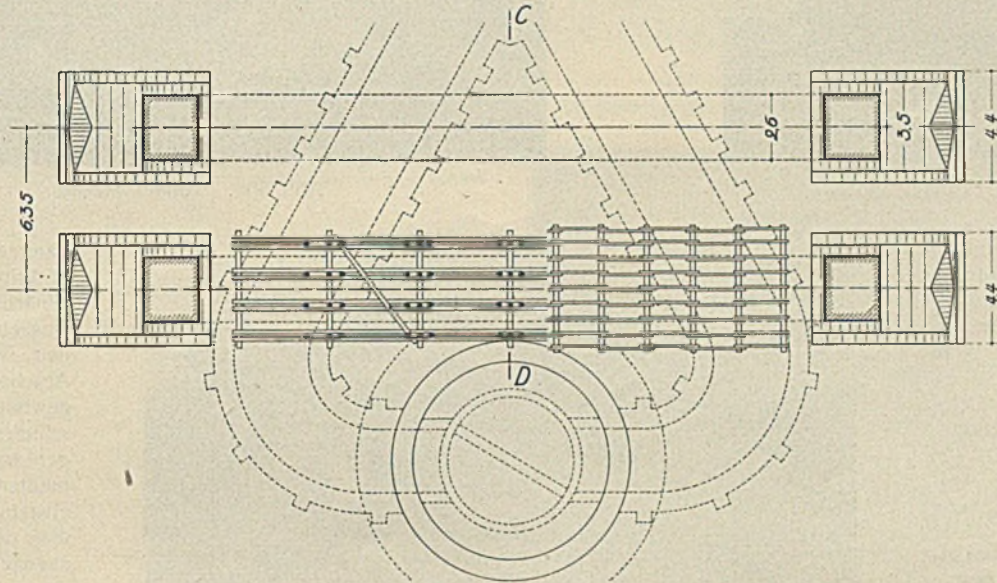


Abb. 24. Gewölbe über den Rauchkanälen bei Kesselhaus I.

Abb. 22 bis 24. Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau-A.-G. auf Grube Marga.

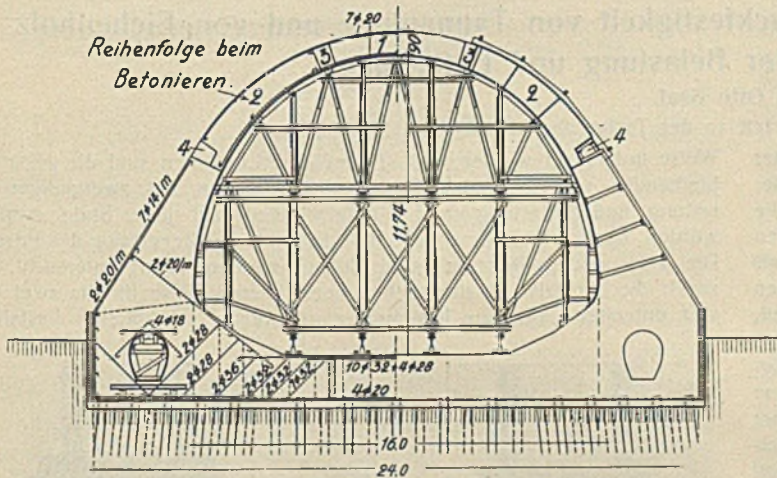


Abb. 25. Querschnitt.

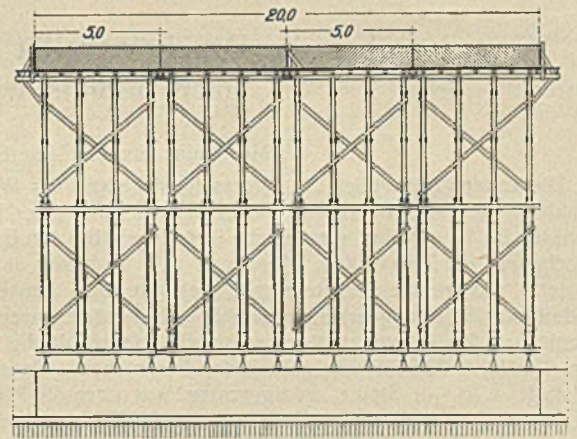


Abb. 26. Längsschnitt.

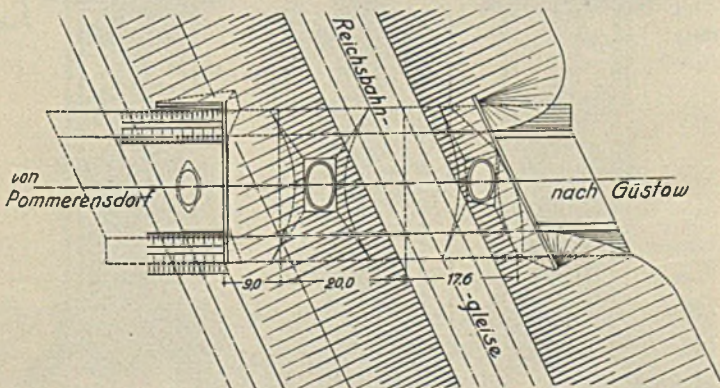


Abb. 27. Grundriß.

Abb. 25 bis 29. Tunnel Stettin-Pommerensdorf.

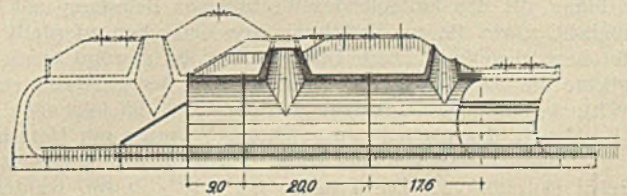


Abb. 28. Längsschnitt.

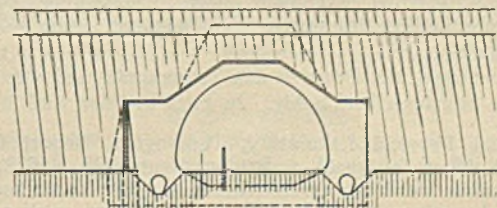


Abb. 29. Ansicht.

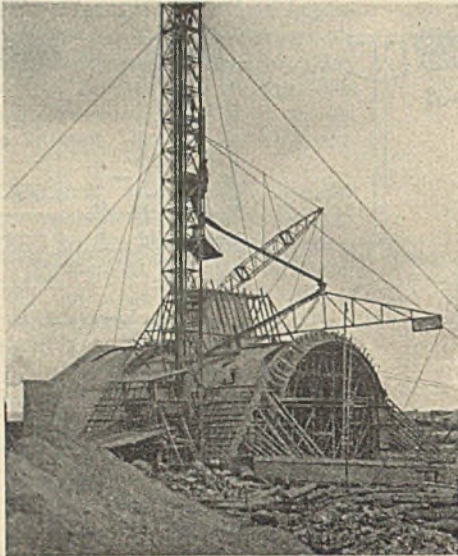


Abb. 30. Tunnel Stettin.

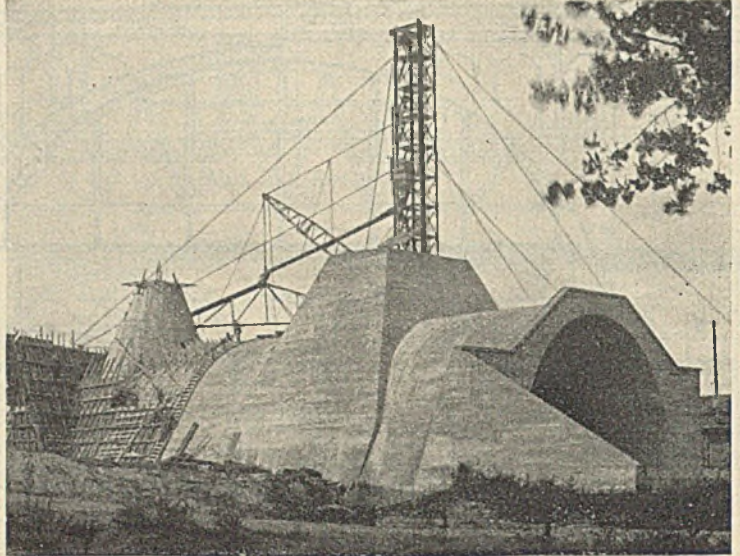


Abb. 30a. Tunnel Stettin.

Das in den Abb. 25 u. 26 dargestellte Lehrgerüst wurde in vier je 5 m langen Abschnitten auf eine Länge von 20 m errichtet. Nachdem die ersten 20 m des Gewölbes betoniert und erhärtet waren, wurde das Lehrgerüst auf Walzen abgelassen; die vier je 5 m langen Teile wurden um 20 m versetzt. Insgesamt fand diese Verschiebung zweimal statt.

Das Einbringen des Betons geschah mittels eines 38 m hohen eisernen Gießturmes (Abb. 30 u. 30a). Es wurde nach dem

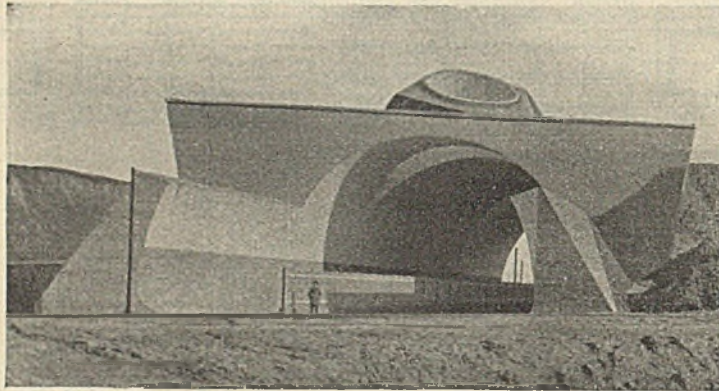


Abb. 31. Tunnel Stettin.

Rammen der Pfähle und dem Einbringen der Sohlenbewehrung zunächst die Sohle in ihrer ganzen Ausdehnung geschüttet. Der Aufbau wurde in 20 m langen Abschnitten hergestellt, wobei gewisse Erschwerisse durch den schiefen Grundriß zu berücksichtigen waren. Die Gewölbe selbst mußten ihres hohen Stiches wegen in einzelnen Lamellen betoniert werden, deren Reihenfolge in Abb. 25 angegeben ist. Das fertige, allerdings noch nicht vollkommen hinterfüllte Bauwerk ist in Abb. 31 aufgenommen. (Schluß folgt.)

Versuche über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Tannenholz und von Eichenholz nach oftmals wiederholter Belastung und Entlastung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Otto Graf.

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Die Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Werkstoffe unter oftmals wiederholter Belastung und Entlastung oder unter lang dauernder ruhender Belastung sind wesentliche Unterlagen für den Entwurf und die Berechnung von Bauwerken, Maschinen usw. In bezug auf Holz wurden bis jetzt nur wenige Feststellungen bekannt, die den Einfluß oftmals wiederholter Belastung erkennen lassen.¹⁾ Bei Erörterungen mit führenden Ingenieuren des Ingenieurholzbaues wurde wiederholt die Notwendigkeit, hier allmählich Klarstellung zu suchen, besprochen. Da auch für andere Baustoffe, z. B. für Steine, wenig vorlag, was über die Widerstandsfähigkeit bei oftmals wiederholter Belastung Auskunft gibt, war Anlaß zu einem Antrag an die Helmholtz-Gesellschaft zur Förderung physikalisch-technischer Forschung gegeben für Beschaffung von zwei Pressen mit einer Sonder-einrichtung, die den fortlaufenden Wechsel von Belastung und Entlastung ermöglicht, sowie die zur Ausführung von Versuchen erforderlichen Geldmittel bereitzustellen. Diese Unterstützung ist gewährt worden; sie ermöglichte die Beschaffung und Ausgestaltung der in Abb. 1 ersichtlichen Einrichtung, sowie die Aufnahme der Versuche. Im folgenden wird über die Ergebnisse der bis jetzt ausgeführten Versuche mit Holz berichtet.²⁾ Die Probekörper stammen aus alten, luftgetrockneten, geradfaserigen und astfreien Holzstücken. Die Prismen (10 × 10 × 20 cm) wurden allseitig sauber bearbeitet sowie mit genau ebenen, senkrecht zur Prismenachse bearbeiteten Stirnflächen versehen. Die bearbeiteten Versuchskörper lagerten längere Zeit in trockenen Arbeitsräumen. Alle Körper wurden gleich behandelt.

Geprüft wurden vier Prismen aus Tannenholz und vier Prismen aus Eichenholz, je aus derselben Bohle. Je zwei Prismen sind in der üblichen

Weise untersucht worden, d. h. für mehrere Laststufen sind die gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen bei zweimaliger Belastung und Entlastung (je 1 Minute wirkend) auf jeder Stufe ermittelt worden, dann folgte allmähliche Belastung bis zur Zerstörung des Prismas. Die zwei anderen Prismen jeder Holzart wurden derart untersucht, daß zuerst die Elastizität in der soeben bezeichneten Weise für die zwei oder vier untersten Laststufen bestimmt wurde, dann auf höheren Laststufen

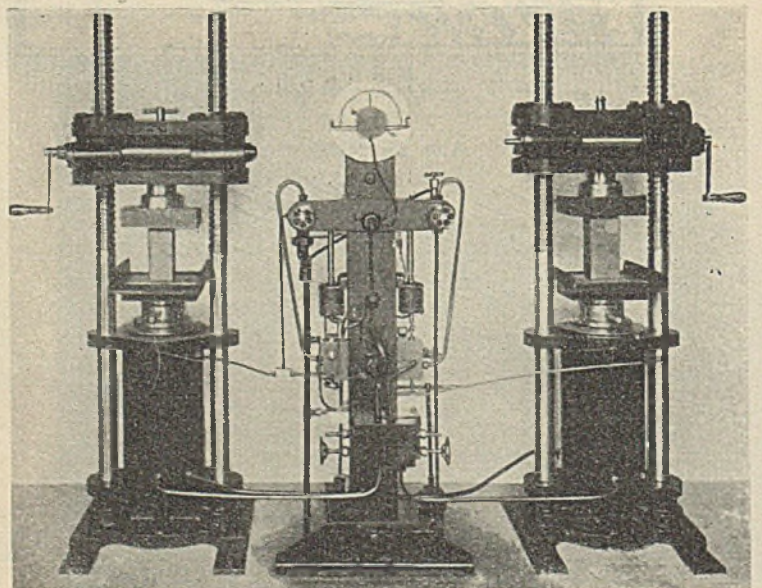


Abb. 1. Prüfungseinrichtung.

¹⁾ National Physical Laboratory, Teddington, Report for the year 1915—1916, S. 58 u. 60 (vergl. a. Bauingenieur 1925, S. 678).

²⁾ Den Aufbau der Versuchseinrichtung und die Versuchsdurchführung besorgte Herr Ingenieur Brenner. Er hat hier seine reichen Erfahrungen mit besonderer Umsicht zur Geltung gebracht. Weiter war Herr Ingenieur Mehrer beteiligt.

Belastung und Entlastung je mindestens 10 000mal wechselten; für die Dauer der Belastung und Entlastung, also für ein Belastungsspiel, war 1 Minute vorgesehen. In diesem Spiel stieg die Last von der Anfangslast, die rd. 10 kg/cm² betrug, bis zur oberen Grenze der Laststufen in rd. 20 Sek.; die Belastung wirkte 15 Sek., dann folgte die Entlastung während etwa 20 Sek. und nach rd. 5 Sek. wieder die Belastung. Nach etwa 10 000 Lastwechseln ist die Elastizität der Versuchskörper in gleicher Weise wie bei der ersten Versuchsgruppe festgestellt worden. Hierauf wurde die Last gesteigert und die Wechselbelastung (rd. 10 000 Wiederholungen) für die größere Stufe durchgeführt usf., bis schließlich die Zerstörung des Prismas eintrat. — Die Versuche wurden in den Monaten Juni bis September 1927 durchgeführt.

a) Tannenholz.

Zusammenstellung 1 enthält die Ergebnisse der Versuche mit den zwei Prismen, die auf jeder Stufe zweimal belastet und entlastet worden sind. Die Dehnungszahl der Federung fand sich beim Prisma 2b wenig veränderlich, nämlich zu 1/115 000 bis 1/104 900. Beim Prisma 2f stieg die Dehnungszahl der Federung von 1/101 500 auf 1/83 800 mit Erhöhung der Anstrengung von 86,2 auf 314,3 kg/cm². Die bleibenden Zusammendrückungen blieben in der Regel unerheblich. Die Druckfestigkeit betrug 390 und 346 kg/cm², im Mittel 368 kg/cm².

Zusammenstellung 1. Versuche mit Tannenholz.

Belastungsstufe kg/cm ²	Zusammendrückung*) in 1/100 cm auf l = 10 cm			Dehnungszahl der Federung
	gesamte	bleibende	federnde	
1	2	3	4	5
a) Tannenholzprisma „2 b“. f = 99,26 cm ² , h = 20,69 cm, r = 0,46.				
10,1 bis 85,6	0,76	0,04	0,72	1 : 104 900
10,1 „ 161,2	1,38	0,03	1,35	1 : 111 900
10,1 „ 119,0	1,73	0,06	1,67	1 : 113 100
10,1 „ 236,8	2,04	0,05	1,99	1 : 113 900
10,1 „ 274,5	2,37	0,07	2,30	1 : 115 000
10,1 „ 312,3	2,77	0,09	2,68	1 : 112 800
Zerstörung unter K = 390 kg/cm ² .				
b) Tannenholzprisma „2 f“. f = 98,63 cm ² , h = 20,10 cm, r = 0,46.				
10,1 bis 86,2	0,76	0,01	0,75	1 : 101 500
10,1 „ 162,2	1,57	0,02	1,59	1 : 95 700
10,1 „ 200,2	1,97	0,03	2,00	1 : 95 000
10,1 „ 238,3	2,41	0,01	2,42	1 : 94 300
10,1 „ 276,3	2,94	0,08	2,86	1 : 93 100
10,1 „ 314,3	3,93	0,30	3,63	1 : 83 800
Zerstörung unter K = 346 kg/cm ² .				

*) In der Regel nach zweimaliger Belastung auf jeder Stufe.

Zusammenstellung 2.

Tannenholzprisma „2 c“. f = 100,4 cm², h = 20,5 cm, r = 0,46.

Belastungsstufe kg/cm ²	bei Beginn des Versuchs	Dehnungszahl der Federung nach Belastungswechseln zwischen			
		nach 13480 10 u. 159,4 kg/cm ²	nach 10240 10 u. 196,7 kg/cm ²	nach 10105 10 u. 234,1 kg/cm ²	nach 10437 10 u. 271,4 kg/cm ²
1	2	3	4	5	6
10 bis 84,7	1 : 97 000	1 : 102 300	1 : 106 700	1 : 103 700	1 : 108 300
10 „ 159,4	1 : 97 600	1 : 102 300	1 : 102 300	1 : 101 600	1 : 100 900
10 „ 196,7	—	1 : 103 100	1 : 102 000	1 : 102 000	1 : 100 400
10 „ 234,1	—	—	1 : 101 400	1 : 102 300	1 : 100 500
10 „ 271,4	—	—	—	1 : 100 500	1 : 98 600
10 „ 308,8	—	—	—	—	1 : 88 100*)

*) Zerstörung nach weiteren 288 Belastungen von 10 bis 308,8 kg/cm².

Zusammenstellung 3.

Tannenholzprisma „2 d“. f = 100,2 cm², h = 20,3 cm, r = 0,46.

Belastungsstufe kg/cm ²	bei Beginn des Versuchs	Dehnungszahl der Federung nach Belastungswechseln zwischen			
		nach 13484 10 u. 160 kg/cm ²	nach 10244 10 u. 197 kg/cm ²	nach 10110 10 u. 235 kg/cm ²	nach 10440 10 u. 272 kg/cm ²
1	2	3	4	5	6
10 bis 84,8	1 : 92 300	1 : 92 300	1 : 93 500	1 : 94 700	1 : 94 700
10 „ 160	1 : 94 700	1 : 92 400	1 : 94 700	1 : 94 200	1 : 91 300
10 „ 197	—	1 : 91 700	1 : 94 000	1 : 95 000	1 : 89 500
10 „ 235	—	—	1 : 92 400	1 : 93 500	1 : 89 100
10 „ 272	—	—	—	1 : 91 300	1 : 87 600
10 „ 309	—	—	—	—	1 : 81 600*)

*) Zerstörung nach 178 Belastungen von 10 bis 309 kg/cm².

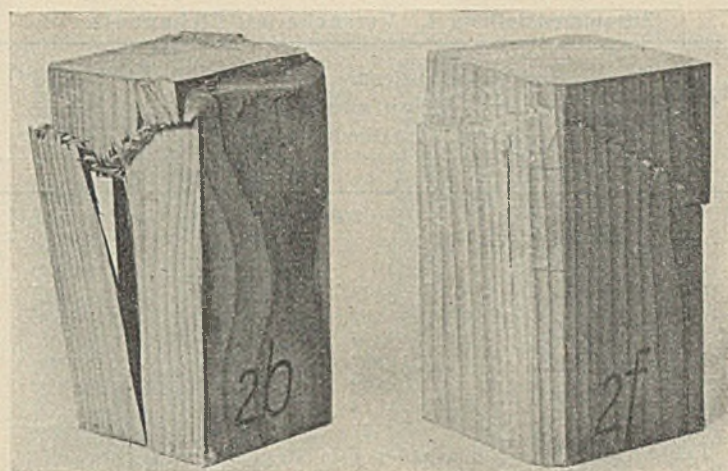


Abb. 2. Tannenholzprismen „2b“ und „2f“. Druckfestigkeit 390 und 346 kg/cm², in üblicher Weise ermittelt.

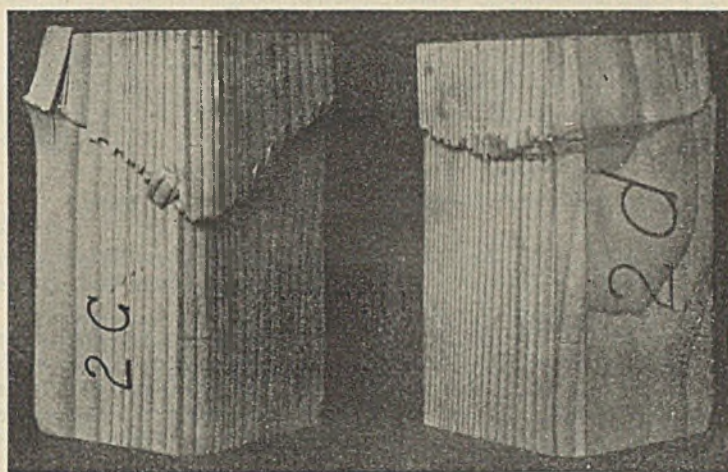


Abb. 3. Tannenholzprismen „2c“ und „2d“, Druckfestigkeit 309 kg/cm² nach oftmaliger Belastung gemäß Zusammenstellung 2 u. 3.

Die wichtigsten Ergebnisse der Prismen, die auf jeder Stufe mindestens 10 000 Lastwechsel ertrugen, sind in die Zusammenstellungen 2 und 3 eingetragen. In der Stufe von 10 bis rd. 85 kg/cm², das ist im Bereich der zulässigen Anstrengungen, ist die Dehnungszahl der Federung nach oftmaligem Lastwechsel im allgemeinen etwas kleiner gefunden als bei Beginn des Versuchs,
 beim Prisma 2c zu 1/108 300 nach 44 262 Lastwechseln gegen 1/97 000 anfänglich,
 „ „ 2d „ 1/94 700 „ 44 278 „ „ 1/92 300 anfänglich.

In den beiden folgenden Stufen (10 bis rd. 160 und 10 bis rd. 197 kg/cm²) blieb die Dehnungszahl nahezu gleich, nahm meist zunächst ein wenig ab, später wieder etwas zu. So war es auch bei der nächsten Stufe (10 bis rd. 235 kg/cm²). Unter hohen Lasten ist die Dehnungszahl durch oftmalige Wiederholung in den gewählten Grenzen nur größer geworden.

Im ganzen liegen die Dehnungszahlen, die an den Prismen 2c und 2d ermittelt worden sind, im Bereich der Zahlen, die sich bei den Prismen 2b und 2f ergeben hatten. Der Einfluß oftmalig wiederholter Last auf die Dehnungszahl der Federung erscheint also für das untersuchte Gebiet und das gewählte alte, lufttrockene Tannenholz nicht wesentlich.

Die Zerstörung trat ein bei den oftmals belasteten Prismen unter 309 kg/cm², gegenüber 368 kg/cm² bei den in üblicher Art belasteten Prismen. Die Druckfestigkeit ist hiernach durch die vorausgegangenen Lastwechsel (vergl. dazu die Zusammenstellungen 2 und 3) auf das $\frac{309}{368} = 0,84$ fache der in üblicher Weise ermittelten Druckfestigkeit gefallen.

Die geprüften Körper sind in Abb. 2 (nach den Versuchen in Zusammenstellung 1 stetig belastet bis zum Bruch) und Abb. 3 (oftmalig belastet bis zum Bruch) dargestellt. Bemerkenswerte Unterschiede des Bruchbildes sind nicht zu erkennen.

b) Eichenholz.

In Zusammenstellung 4 sind die Beobachtungen zu den zwei Prismen eingetragen, die auf jeder Stufe nur zweimal belastet und entlastet worden sind.

Die Dehnungszahlen der Federung liegen zwischen 1/124 500 und 1/155 600. Die Druckfestigkeit fand sich zu 509 und 534 kg/cm², im

Zusammenstellung 4. Versuche mit Eichenholz.

Belastungsstufe kg/cm ²	Zusammendrückung*) in 1/100 cm auf $l = 10$ cm			Dehnungszahl der Federung
	gesamte	bleibende	federnde	
1	2	3	4	5
a) Eichenholzprisma „1a“. $f = 100,4$ cm ² , $h = 19,96$ cm, $r = 0,71$.				
10 bis 84,7	0,68	0	0,60	1 : 124 500
10 „ 159,4	1,15	0	1,15	1 : 129 900
10 „ 196,7	1,41	0,01	1,40	1 : 133 400
10 „ 234,1	1,68	0,02	1,66	1 : 135 000
10 „ 271,4	1,96	0,04	1,92	1 : 136 100
10 „ 308,8	2,27	0,07	2,20	1 : 135 800
10 „ 346,1	2,61	0,12	2,49	1 : 135 000
10 „ 383,5	3,02	0,19	2,83	1 : 132 000
10 „ 420,8	3,56	0,37	3,19	1 : 128 800

Zerstörung unter $K = 509$ kg/cm².

b) Eichenholzprisma „1c“. $f = 100,4$ cm ² , $h = 20,33$ cm, $r = 0,71$.				
10 bis 84,7	0,48	0	0,48	1 : 155 600
10 „ 159,4	0,98	0	0,98	1 : 152 400
10 „ 196,7	1,23	0	1,23	1 : 151 800
10 „ 234,1	1,50	0	1,50	1 : 149 400
10 „ 271,4	1,76	0	1,76	1 : 148 500
10 „ 308,8	2,03	0	2,03	1 : 147 200
10 „ 346,1	2,34	0,02	2,32	1 : 144 900
10 „ 383,5	2,69	0,07	2,62	1 : 142 600
10 „ 420,8	3,15	0,17	2,98	1 : 137 900

Zerstörung unter $K = 534$ kg/cm².

*) In der Regel nach zweimaliger Belastung auf jeder Stufe.

Mittel zu 521 kg/cm². Über die Ergebnisse der Prismen, die auf jeder Stufe mindestens 10 000 mal belastet und entlastet worden sind, geben die Zusammenstellungen 5 und 6 Auskunft.

Da die beiden Prismen bei der erstmaligen Prüfung (zu Beginn des Versuchs) verschiedene Elastizität und verschiedenartige Abhängigkeit der Elastizität von der Größe der Belastung aufwiesen, muß für jedes Prisma eine besondere Erörterung der Ergebnisse stattfinden. Prisma 1d zeigte zu Beginn des Versuchs geringe Zunahme der Dehnungszahl bei

Erhöhung der Belastung von 84,7 auf 234,1 kg/cm². Die ursprünglich ermittelten Dehnungszahlen änderten sich durch die späteren Lastwechsel (je rd. 11 000 auf 5 Stufen, deren höchste 10 bis 420,8 kg/cm²) nur sehr wenig, im allgemeinen zunächst etwas abnehmend, später etwas zunehmend. Die Zahl in der letzten Spalte der Zusammenstellung 1 für die Stufe 10 bis 84,7 kg/cm², also im Bereich der zulässigen Anstrengung, ist ebenso groß ausgefallen wie bei Beginn des Versuchs, für die folgenden drei Stufen wenig größer, d. h. das Holz ist ein wenig nachgiebiger geworden. Für die zwei folgenden Laststufen (10 bis 271,4 bzw. 308,8 kg/cm²) ergab sich eine ähnliche Veränderlichkeit der Dehnungszahlen. Im ganzen ist die Elastizität des Prismas 1d durch 55 391 Lastwechsel nicht deutlich geändert worden.

Ein anderes Bild lieferte das Eichenholzprisma 1g. Hier war bei Beginn des Versuchs (vergl. Spalte 2 der Zusammenstellung 6) Abnahme der Dehnungszahl von 1/117 700 auf 1/140 300 bei Steigerung der Belastung von 85,3 auf 235,9 kg/cm² ermittelt worden. Diese Veränderlichkeit der Dehnungszahl wurde durch die folgenden oftmaligen Belastungen und Entlastungen nahezu aufgehoben, derart, daß die Dehnungszahl für die unteren Laststufen zurückging und bei 10 bis 85,3 kg/cm² fast ebenso groß ausfiel wie bei 10 bis 235,9 kg/cm² (1/144 800 und 1/147 600). Für die höheren Laststufen fand sich die Dehnungszahl des Prismas 1g nahezu gleich groß.

Die Druckfestigkeit war erreicht mit 421 und 424 kg/cm², im Mittel bei 422 kg/cm², gegenüber 521 kg/cm² bei den Prismen, die in üblicher Weise geprüft worden sind. Hiernach ist die Druckfestigkeit durch rd. 55 000 Lastwechsel, gemäß Zusammenstellung 5 und 6 durchgeführt, von 521 auf 422 kg/cm² verringert worden, entsprechend den Verhältniszahlen 1:0,81.

Der Zustand der Prismen am Schlusse der Versuche ist aus Abb. 4 und 5 ersichtlich. Die Bruchbilder zeigen auch hier keine Besonderheiten, die auf den Einfluß oftmals wiederholter Belastung und Entlastung zurückzuführen wären.

Schlußbemerkung.

1. Die Elastizität der Tannenholzprismen 2c und 2d ist im Bereich der zulässigen Anstrengungen und auch noch unter bedeutend höheren Belastungen unerheblich geändert worden.

2. Das Eichenholzprisma 1d verhielt sich ähnlich wie die Tannenholzprismen 2c und 2d.

Zusammenstellung 5. Eichenholzprisma „1d“.

$f = 100,4$ cm², $h = 20,0$ cm, $r = 0,74$.

Belastungsstufe kg/cm ²	Dehnungszahl der Federung					
	bei Beginn des Versuchs	Belastungswechseln zwischen				
		nach 11 278 10 u. 234,1 kg/cm ²	nach 11 011 10 u. 271,4 kg/cm ²	nach 11 192 10 u. 308,8 kg/cm ²	nach 11 032 10 u. 346,1 kg/cm ²	nach 10 878 10 u. 383,5 kg/cm ²
1	2	3	4	5	6	7
10 bis 84,7	1 : 177 900	1 : 182 200	1 : 182 200	1 : 177 900	1 : 173 700	1 : 177 900
10 „ 159,4	1 : 171 700	1 : 173 700	1 : 175 800	1 : 169 800	1 : 169 800	1 : 167 900
10 „ 196,7	1 : 169 700	1 : 172 900	1 : 176 100	1 : 172 900	1 : 166 700	1 : 166 700
10 „ 234,1	1 : 168 500	1 : 167 200	1 : 169 800	1 : 169 800	1 : 163 600	1 : 166 000
10 „ 271,4	—	1 : 165 400	1 : 169 700	1 : 169 700	1 : 164 400	1 : 163 400
10 „ 308,8	—	—	1 : 169 800	1 : 170 700	1 : 163 300	1 : 163 300
10 „ 346,1	—	—	—	1 : 168 900	1 : 162 400	1 : 165 600
10 „ 383,5	—	—	—	—	1 : 161 700	1 : 163 800
10 „ 420,8	—	—	—	—	—	1 : 163 000 *)

*) Zerstörung nach weiteren 2556 Belastungen von 10 bis 420,8 kg/cm².

Zusammenstellung 6. Eichenholzprisma „1g“.

$f = 99,6$ cm², $h = 20,2$ cm, $r = 0,73$.

Belastungsstufe kg/cm ²	Dehnungszahl der Federung					
	bei Beginn des Versuchs	Belastungswechseln zwischen				
		nach 11 278 10 u. 235,9 kg/cm ²	nach 11 011 10 u. 273,6 kg/cm ²	nach 11 192 10 u. 311,2 kg/cm ²	nach 11 032 10 u. 348,9 kg/cm ²	nach 10 878 10 u. 386,5 kg/cm ²
1	2	3	4	5	6	7
10 bis 85,3	1 : 117 700	1 : 134 500	1 : 139 400	1 : 142 100	1 : 136 900	1 : 144 800
10 „ 160,6	1 : 134 500	1 : 135 700	1 : 144 800	1 : 144 800	1 : 146 200	1 : 147 600
10 „ 198,3	1 : 137 400	1 : 140 500	1 : 146 000	1 : 146 000	1 : 144 800	1 : 148 300
10 „ 235,9	1 : 140 300	1 : 142 100	1 : 147 600	1 : 147 600	1 : 144 800	1 : 147 600
10 „ 273,6	—	1 : 144 000	1 : 147 300	1 : 147 300	1 : 145 600	1 : 148 900
10 „ 311,2	—	—	1 : 148 400	1 : 149 900	1 : 147 600	1 : 149 100
10 „ 348,9	—	—	—	1 : 151 300	1 : 146 100	1 : 148 600
10 „ 386,5	—	—	—	—	1 : 148 200	1 : 147 600
10 „ 424,2	—	—	—	—	—	1 : 148 500 *)

*) Zerstörung nach weiteren 6319 Belastungen von 10 bis 424,2 kg/cm².

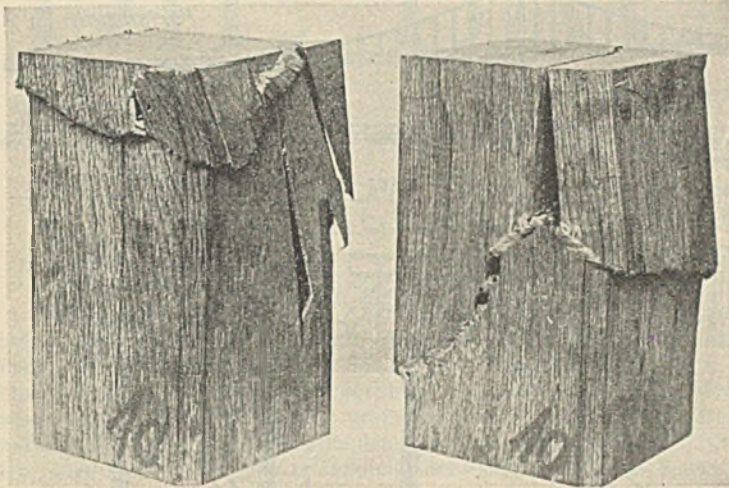


Abb. 4. Eichenholzprismen „1c“ und „1a“. Druckfestigkeit 509 und 534 kg/cm², in üblicher Weise ermittelt.

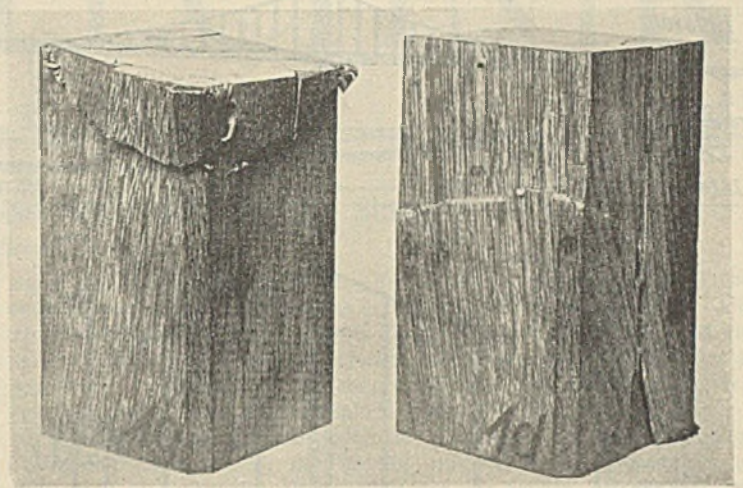


Abb. 5. Eichenholzprismen „1g“ und „1d“. Druckfestigkeit 427 und 424 kg/cm², nach oftmaliger Belastung gemäß Zusammenstellung 5 u. 6.

3. Das Eichenholzprisma 1g war anfänglich unter zulässigen Lasten nachgiebiger als unter höheren Lasten. Dieser Unterschied wurde durch oftmalige Belastung und Entlastung gemäß Zusammenstellung 6 nahezu aufgehoben, wobei die Dehnungszahl in den unteren Stufen kleiner wurde.

4. Durch die in den Zusammenstellungen 2, 3, 5 und 6 angegebenen Lastwechsel ist die Druckfestigkeit der Prismen auf das 0,84- bzw. 0,81fache der in üblicher Weise ermittelten Druckfestigkeit erniedrigt worden.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. Juli erschienene Heft 13 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Professor Dr.-Ing. R. Saliger: Die Isteg-Bewehrung im Eisenbetonbau. — Oberbaudirektor Gustav H. Leo: Neuere hamburgische Straßenbrücken in Eisenbeton. — Dr.-Ing. R. Mayer: Die Herstellung großer Eisenbetonrohre nach dem Schleuderverfahren Patent Vianini für die Druckrohrleitung der Mittleren Isar A.-G. bei Unterföhring. — Professor Otto Graf: Aus neueren Versuchen über die Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen, Abnutzwiderstand, Wasserdurchlässigkeit und Widerstand gegen chemischen Angriff von Zementmörtel und Beton, namentlich bei verschiedener Kornzusammensetzung der Mörtel. — Direktor Ing. Hans Kronkvist und Ing. Helge Thomasson: Zementsilo in Eisenbeton für Skanska Cement A/B, Malmö (Schweden). — Dr.-Ing. Max Mayer: Das gleichmäßig verteilte Angriffsmoment. — Die Güte des Betons am Bauplatz.

Zu den Eisenbahnunfällen bei Siegelsdorf und bei Ummendorf (Juni 1928) teilt die Reichsbahn-Hauptverwaltung folgendes mit:

Auf der Strecke bei Siegelsdorf wurde vor einem halben Jahre der schwere neue Reichsbahnoberbau eingebaut. An der Regulierung des Gleises unter Hebung auf endgültige Höhenlage und Verstärkung der Bettung wurde an den Tagen vor dem Unfall bis Sonnabend, dem 9. Juni gearbeitet. An diesem Tage mittags wurden die Regulierungsarbeiten in dem Unfallgleis vorläufig beendet und das Langsamfahrtsignal eingezogen. Aus der Unfalluntersuchung muß der Schluß gezogen werden, daß der Zustand des bereits regulierten gehobenen Teils des Gleises und der Übergang zu dem noch nicht regulierten tiefer liegenden Gleisteil irgendwie zusammen mit einer Überschreitung der planmäßigen Fahrgeschwindigkeit des Zuges den Unfall verursacht haben.

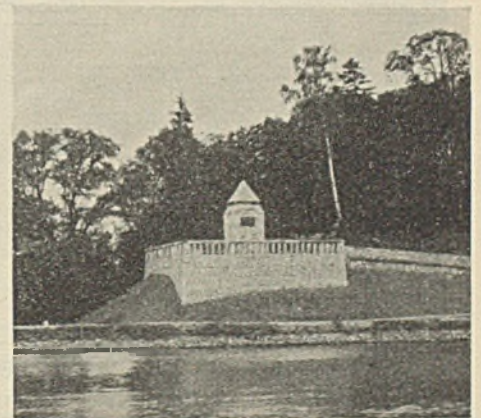
Die Reichsbahn schiebt also die Schuld nicht auf den toten Lokomotivführer, sondern sie macht gleichzeitig verantwortlich für das Unglück die an der Gleisarbeit beteiligten Reichsbahnstellen.

Bei dem Ummendorfer Unglück ereignete sich der Unfall an einer Stelle, wo wegen Erneuerungsarbeiten an der Strecke vom zweigleisigen Betrieb zum eingleisigen Betrieb übergegangen wurde. An dieser Stelle waren ordnungsmäßig Langsamfahrtsignale ausgesteckt, und auch der Lokomotivführer hatte vor sich auf der Lokomotive die Anordnung, daß vor Einfahrt über die Weichenverbindung nur mit 45 km/Std. gefahren werden durfte. Bei der Untersuchung des Unglücks zeigte der Registrierstreifen des Geschwindigkeitsmessers, der anscheinend bis dahin einwandfrei gearbeitet hatte, 80 km mit einem jähen Absturz der Geschwindigkeitskurve auf 10 bis 20 km. Wenn der Zug 45 km gefahren wäre, müßte sich der allmähliche Übergang auf diese Geschwindigkeit auf dem Registrierstreifen abzeichnen haben. Im Gegensatz dazu behaupten Lokomotivführer und Heizer, die Geschwindigkeit des Zuges vorschriftsmäßig ermäßigt zu haben. Die genauen Untersuchungen des Oberbaues an der Stelle haben nicht ergeben, daß eine Lockerung der Schienenbefestigung vor dem Unfall vorhanden war. Das Gleis war für die relativ geringe Geschwindigkeit von 45 km/Std. betriebssicher.

Die Reichsbahnverwaltung ist selbst am meisten daran interessiert, bei einem Unglück den Ursachen ohne Rücksicht auf die Person nachzugehen und soweit wie möglich objektive Klarheit zu schaffen, damit Unglücksfälle aus denselben Ursachen in Zukunft vermieden werden. Es wäre unklug von einer Verwaltung, irgend etwas verschleiern zu wollen, wenn eine Schuld vorhanden ist. Die Reichsbahn hat schon kurze Zeit nach den beiden Unfällen keinen Hehl daraus gemacht, daß ihr die beiden

Unglücksfälle zur Last fallen. Naturgemäß ist es aber bei jedem Unglück schwer, die Ursache zu rekonstruieren.

Einweihung des Sympher-Denkmal in Minden. Am 19. Juni wurde im Beisein von Vertretern von Behörden, Schifffahrt, Handel, Industrie und Baugewerbe, von wissenschaftlichen, wirtschaftlichen und beruflichen Verbänden das Denkmal für den im Jahre 1922 verstorbenen Schöpfer des Mittellandkanals, Ministerial- und Oberbaudirektor Dr.-Ing. chr. Leo Sympher, eingeweiht. (Vgl. „Die Bau-technik“ 1928, Heft 16; ferner Zentralbl. d. Bauverw. 1922, Nr. 7.) Die Festrede hielt Regierungs- und Baurat von Both, außerdem sprachen Bürgermeister Dr. Dieckmann, Minden, und — als Vertreter des Reichsverkehrsministers — der Staatssekretär Gutbrod, Berlin, sowie der Unterstaatssekretär i. R. Freiherr von Coels. Die Abbildung gibt eine hübsche Ansicht des Denkmals, dessen Gesamtanlage der Geh. Oberbaurat Fürstenau, Berlin, geschaffen hat, während der Entwurf zu dem Gedenkstein von dem Regierungsbaurat Lüdtcke, Marburg, stammt.

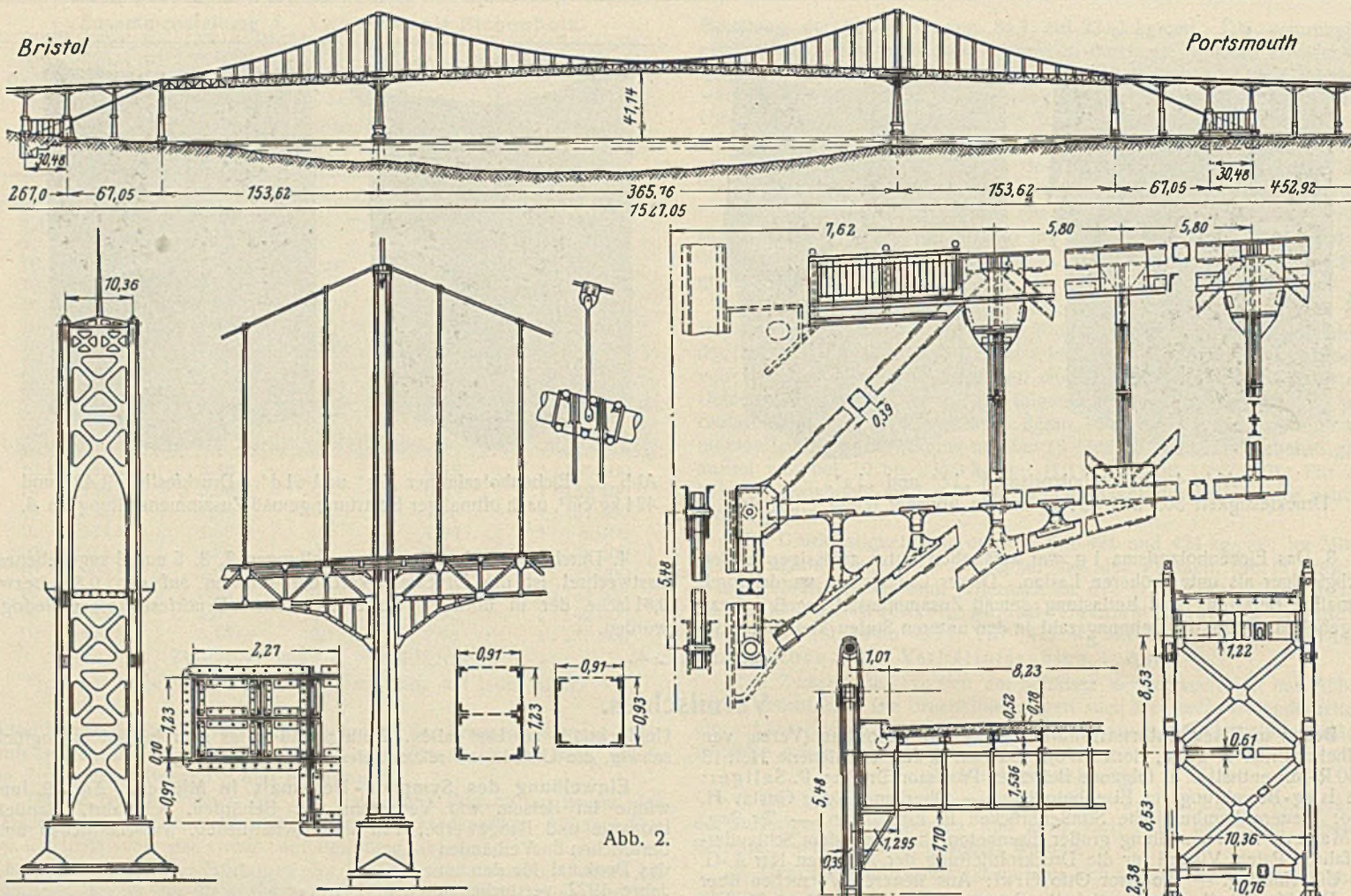


Kabelbrücke über die Mount-Hope-Bucht. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 12. April 1928, S. 585, wurde neuerdings die Ausführung einer Kabelhängebrücke über eine Enge des Mount-Hope-Meerbusens (Narragausett, Atlantic Ocean) zwischen den Städten Bristol und Portsmouth begonnen. Sie soll eine Verkürzung der zurzeit bestehenden Verbindung zwischen der Stadt Providence und der Sommerkolonie Newport herstellen (Abb. 1).

Das Hängewerk besteht aus einer Mittelöffnung von 366 m zwischen zwei Strompfeilern und zwei Seitenöffnungen von je 154 m Spannweite, an die sich beiderseits Rampen in Stahl von zusammen 855 m Länge anschließen.

Da die Seitenufer flach sind, waren lange Übergangsrampen erforderlich. Der Baugrund für die Brückenpfeiler besteht aus feinem Sand über einer lehmigen Schicht mit Geschiebe und Steinen, während ein festes Schiefergestein erst am Nordufer in 25 m Tiefe und am Südufer in 17 m Tiefe unter NW gefunden wurde. Alle Pfeiler wurden in der Lehm- und Steinschicht gegründet, die sehr fett ist und Geschiebestücke von 10 bis 30 cm und darüber enthält. Die Gründungstiefe für den Strompfeiler bei Bristol beträgt rd. 18,5 m, für den Strompfeiler bei Portsmouth etwa 10 m, während die Verankerungen der Kabel und die Endpfeiler des Hängewerkes bis zu 6,5 m tief gegründet wurden. Gegenwärtig sind die Gründungen der Rampenpfeiler und der Kabelverankerungen im Gange. Zur Gründung der Strompfeiler sind noch Ausbaggerungen und das Aufstellen von Fangedämmen erforderlich.

Das Bestreben, die Hauptspannweite aus Sparsamkeitsgründen herabzumindern und gleichzeitig die Endstützen des Tragwerkes so nahe wie



möglich ans Ufer zu bringen, machte eine Verankerung der Kabel erforderlich, die sich unterhalb der Seitenrampen bis zum trockenen Ufer fortsetzt. Das Verhältnis zwischen Pfeilhöhe und Spannweite der Mittelöffnung ist 1 : 10.

Die Zufahrtstraße im Norden besteht aus einer Betonstraße von rund 300 m Länge, die sich an den 335 m langen Stahlviadukt auf Pfeilern mit Auslegern anschließt. Auf der Südseite ist die Stahlrampe rd. 520 m und die Betonstraße rd. 40 m lang. Die Fahrbahnbreite ist auf den Rampen rd. 9,2 m, im Hängewerk rd. 8,2 m (Abb. 2).

Die Brückenfahrbahn besteht aus einer rd. 18 cm starken Eisenbetondecke über eisernen Längsträgern. Diese ruhen auf 1,285 m hohen Querträgern, die an die Ständer des Versteifungsfachwerks etwa in deren Mitte angeschlossen sind. Die Seitenwege bestehen aus 76 cm breiten Betonplatten, die den Raum für Rohre und sonstige Leitungen decken. Für die Fahrhandecke würde ein Lastenzug von 21-t-Fahrzeugen im Abstände von 10 m zuzüglich 30 bis 37% Stoßzuschlag und für das Kabel und den Versteifungsträger ein Lastenzug von drei 13,5-t-Fahrzeugen im Abstände von 10 m in Rechnung gestellt; für den Versteifungsträger wurden noch besondere Stoßzuschläge berücksichtigt.

Die Stahltürme sind 86,5 m hoch über NW. Jeder Turmpfosten besteht aus einem Kastenprofil von acht Zellen. Die Verankerungen werden aus Betonkasten mit Sandfüllung gebildet. Die Kabel, die an den Enden in sieben Gruppen zerteilt sind, bestehen aus 2450 Drähten von 0,495 cm Durchm. mit einem Gesamtquerschnitt von rd. 480 cm² auf ein Kabel. Die vierteiligen Hängeseile aus Stahldrahtrossen laufen über die Kabel und sind unten seitlich an den Obergurt angeschlossen. Als Montageeseil wurde ein galvanisierter Stahldraht von 2,54 cm Durchm. benutzt.

Der Versteifungsträger ist 5,5 m hoch und läuft an den Türmen nicht durch. Sowohl Ober- wie Untergurt bestehen aus hochwertigem Siliziumstahl; der Windverband liegt in der Oberkante der Fahrbahnträger. Zs.



Abb. 1.

Übertragen: den Reichsbahnräten Rückert, Vorstand des R. M. A. Berlin 4, die Stelle des Vorstandes des R. M. A. Berlin 2, Plock, Vorstand des R. M. A. Berlin 2, die Stelle des Vorstandes des R. M. A. Berlin 1, Gebauer, Vorstand des R. M. A. Berlin 5, die Stelle des Vorstandes des R. M. A. Berlin 4 und Draeger, bisher bei der R. B. D. Berlin, die Stelle des Vorstandes des R. M. A. Berlin 5.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Rechenbach, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Berlin West, zur R. B. D. Berlin, Schleif, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Berlin Ring, zum R. M. A. Berlin 5 und Ebel, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Berlin Ost, zum R. M. A. Berlin 4, sowie der Reichsbahnbaumeister Hutloff, bisher beim R. B. A. Hannover 1, zur R. B. D. Hannover.

Bestellt: Reichsbahnrat Reuschle, bisher bei der R. B. D. Halle (Saale), zum Leiter des neuerrichteten Reichsbahn-Neubauamts Halle (Saale) 2.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Schmitz, Mitglied der R. B. D. Köln, Reichsbahnrat Artur Kunz beim Reichsbahn-Bauamt Chemnitz 1, sowie die Reichsbahnamtswärter Wundermann, Vorstand der Bahnmeisterei Brockau 2 und Türpe, Vorstand des Rechnungsbureaus bei der R. B. D. Dresden.

Preußen. Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind die Regierungsbaumeister (W.) Röhrs dem Neubauamt in Meppen, G. Schumacher der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg überwiesen worden.

Württemberg. Gestorben: Professor Dr.-Ing. e.h.r. Richard Baumann, Vorstand der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Verliehen: dem Reichsbahndirektionspräsidenten Kluge in Dresden von der Technischen Hochschule daselbst die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber.

Versetzt: die Reichsbahnräte Immo Wendt, bisher bei der R. B. D. Mainz, als Vorstand zum R. V. A. Hameln, Dr. jur. Thost, bisher bei der R. B. D. Frankfurt (Main), zur R. B. D. Dresden und Matthies, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Vorstand zum R. M. A. Altona.

INHALT: Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel. — Einige neuere Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken. — Versuche über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Tannenholz und von Eichenholz nach oftmals wiederholter Belastung und Entlastung. — Vermischtes: Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Zu den Eisenbahnunfällen bei Slegelsdorf und bei Umendorf. — Einweihung des Sympher-Denkmal in Minden. — Kabelbrücke über die Mount-Hope-Bucht. — Personalnachrichten.

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