

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 10. April 1931

Heft 16

Internationaler Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für eine Straßenbrücke über den Rhein in Basel.

(Dreirosenbrücke.)

Von Prof. Dr. L. Karner, Zürich.

1. Zweck des Wettbewerbes.

Die starke Entwicklung der unterhalb der Johanniterbrücke (Fliegeraufnahme Abb. 1 und Lageplan Abb. 2) gelegenen Quartiere in Groß- und Klein-Basel macht die Erstellung einer neuen Straßenbrücke zwischen dem Voltaplatz und der Klybeckstraße, die diese Stadtteile miteinander verbindet, zu einem dringenden Bedürfnis. Außerdem soll durch die neue Brücke der ständig wachsende Verkehr in Basel über die bestehenden Rheinbrücken, namentlich aber über die Johanniterbrücke selbst, entlastet werden. Im Auftrage des Regierungsrates des Kantons Basel-Stadt eröffnete deshalb das Baudepartement einen internationalen Wettbewerb zur Erlangung von Plänen, Berechnungen und bindenden Übernahmeangeboten für diese neue Straßenbrücke.



Abb. 1. Fliegeraufnahme von der Lage der geplanten Brücke.

2. Umfang des Wettbewerbes.

Der Wettbewerb umfaßte den Entwurf für die Dreirosenbrücke samt den beiderseitigen Zufahrten zwischen Elsässer Straße und Klybeckstraße, sowie die Abgabe eines verbindlichen Übernahmeangebots für den eigentlichen Brückenbau zwischen dem Voltaplatz und dem Beginn der Zufahrt-rampe auf der Klein-Basler Seite. Dem Preisgericht stand zur Prämierung und zum Ankauf von höchstens sieben Entwürfen ein Betrag von 80 000 Fr. zur Verfügung, der unter allen Umständen zur Verteilung gelangen mußte. Das Preisgericht hatte ferner mit einfacher Stimmenmehrheit darüber zu entscheiden, welcher der eingereichten Entwürfe der Behörde zur Ausführung vorgeschlagen werden soll, und ferner war das Preisgericht berechtigt, Abänderungsvorschläge zu treffen. Die Behörde beabsichtigt, den mit dem ersten Preis ausgezeichneten Entwurf von den anbietenden Firmen ausführen zu lassen, nachdem sie sich von deren Leistungsfähigkeit überzeugt hat, wobei jedoch unter allen Umständen mehr als die Hälfte der im Angebot enthaltenen Gesamtarbeiten an schweizerische Firmen vergeben werden müssen.

3. Bau- und sonstige Vorschriften.

Die Brückenachse, die der Entwurfsbearbeitung zugrunde gelegt werden mußte, ist in Abb. 1 sowie im Lageplan Abb. 2 eingetragen. Geringe Abweichungen waren zulässig. Die Bestimmung der Höhenlage des Ausgangspunktes der Brücken-

Nivelette war den Entwurfsbearbeitern überlassen, doch durfte die Steigung der Brückenfahrbahn 2,5% nicht überschreiten, und in der Mitte mußte auf 80 m Länge eine parabelförmige Ausrundung vorgesehen werden. Die Überbrückung des Rheins kann mit einer oder mit drei Öffnungen vorgenommen werden. Die Brücke befindet sich in einer Rheinstrecke, die nach dem Ausbau der Kembser-Stufe im Staubereich des Kraftwerkes Kembs liegen wird, und daher ist auch zu berücksichtigen, daß bei der weiteren Entwicklung des Hafenvverkehrs im Rheinhafen Basel an der Brückenstelle noch gute und übersichtliche Manövrierfähigkeit der Schiffe vorhanden ist. Die Forderungen der Rhein-Schiffahrtdirektion in bezug auf die lichten Weiten und Höhen der Schiffahrtöffnungen können aus Abb. 3 entnommen werden, in der das Längenprofil angegeben ist. Besonders zu bemerken ist, daß die Durchfahrtöffnung in der mittleren Öffnung auf mindestens 80 m Breite 7 m ab höchstem schiffbaren Wasserstande betragen muß,

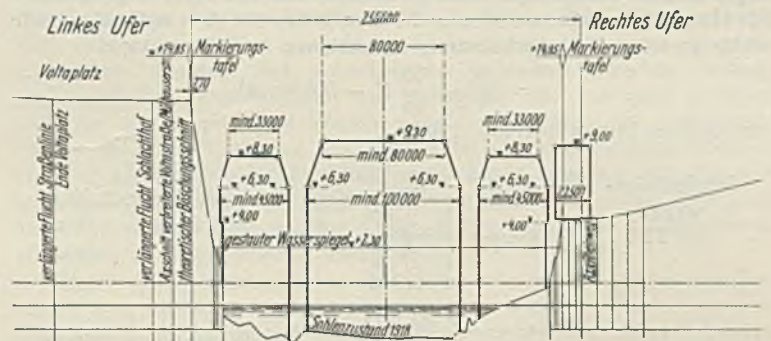


Abb. 3. Schematisches Längenprofil der geplanten Brücke.

während in den Seitenöffnungen die lichte Höhe auf 6 m eingeschränkt werden darf. Für die Beurteilung des Baugrundes sind eingehende Bohrergebnisse vorhanden. Die Strompfeiler sind auf blauen Letten (Septarienton) zu gründen, und für das Angebot war die Gründungstiefe mit Kote -14,00 anzunehmen. Die Widerlager können auf gewachsenem Kiesboden gegründet werden, sofern durch geeignete Vorkehrungen bis auf Kote -8,00 dafür gesorgt wird, daß Unterkolkungen unmöglich sind. Die zulässigen Beanspruchungen des Baugrundes betragen für Kantendruckungen bei blauem Letten 6 kg/cm² und bei Kiesboden 4 kg/cm².

Die Brückenfahrbahn hat eine nutzbare Breite von 18 m, 12 m Fahrbahn und je 3 m Gehwege. Fahrbahntrennung ist möglichst zu vermeiden. Die Fahrbahn erhält in der Mitte zwei Straßenbahngleise, das Quergefälle ist bei der Fahrbahn mit 1:50 anzunehmen, bei den Fußwegen mit 1:40. Als Fahrbahnbelag ist eine 5 cm starke und als Gehwegbelag eine 2 cm starke Hartguß-Asphaltschicht vorzusehen. Die Randsteine aus Granit erhalten Anschlaghöhen von 25 cm. Als Träger für Fahrbahn und Gehweg-

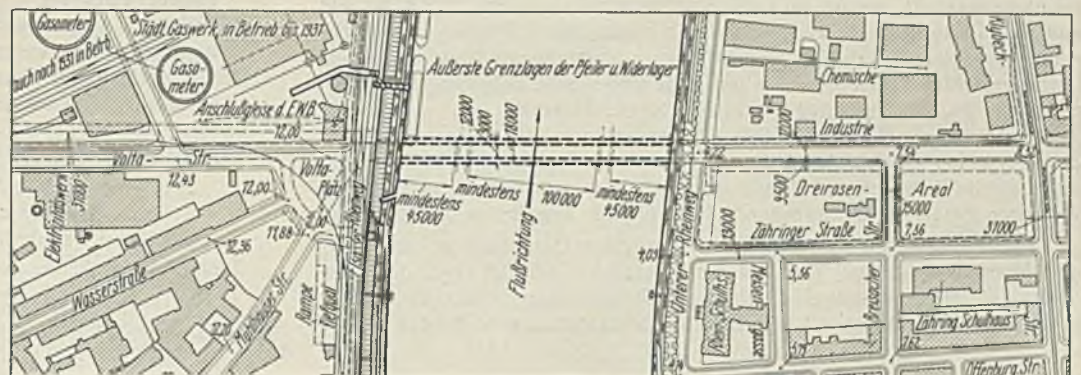


Abb. 2. Lage der geplanten Brücke.

belag ist eine Eisenbetonplatte anzunehmen, und die 18 cm hohen Straßenbahnschienen sind in dieser Fahrbahnplatte auswechselbar einzubetten. Über die Brücke werden gleichzeitig eine Reihe von Gas- und Wasserleitungen sowie Kabel geführt, und diese müssen leicht verlegbar und leicht zugänglich sein. Besondere Sorgfalt muß auf die Entwässerung der Fahrbahn verwendet werden. Die Wahl des Baustoffes, bei Stahl auch die Wahl der Stahlorte, war den Bewerbern vollständig freigestellt. Die Lage und Breite der Zufahrtstraßen ist in Abb. 2 dargestellt. Die Voltastraße zwischen Elsässer Straße und Voltaplatz ist möglichst als breite Promenadenstraße auszubilden. Für die Gestaltung des Voltaplatzes und seiner Zufahrten sind Abänderungsvorschläge zulässig, es ist jedoch auf die Möglichkeit der Untertunnelung der Zufahrtstraße zur Brücke zwecks Herstellung einer Gleisverbindung mit dem Schlachthof Rücksicht zu nehmen. Auf Klein-Basler Seite ist die Brückenrampe so vorzusehen, daß der verbleibende Teil des Dreirosenareals als Spielplatz und Parkanlage ausgebildet werden kann. Vorschläge hierfür waren erwünscht.

Da die Brücke in eine Industriegegend zu liegen kommt, so soll bei der Beurteilung der Entwürfe besonderes Gewicht auf eine in finanzieller Hinsicht günstige Lösung gelegt werden, wobei den städtischen Verhältnissen in bezug auf ästhetische Gestaltung des Gesamtbildes gebührend Rechnung zu tragen war.

Die für die Durchführung der Brückenmontage unter Berücksichtigung der Freihaltung der Schifffahrt, der Möglichkeit des Einbaues von Rüstungen, unter Berücksichtigung des Rheinwasserstandes, des Vorhandenseins von Lagerplätzen usw. gegebenen Bedingungen sind so einfacher Art, daß sie von allen Anbietern leicht eingehalten werden konnten; es erübrigt sich daher, hierauf einzugehen.

4. Belastungsannahmen und Berechnungsgrundlagen.

Als gleichmäßig verteilte Verkehrslast sind für Fußwege, Fahrbahnträger und für Hauptträger unter 50 m Stützweite 500 kg/m² angenommen. Für Hauptträger zwischen 50 m und 200 m Stützweite (L in m) ist die gleichmäßig verteilte Verkehrsbelastung anzunehmen nach der Formel

$$p = 500 - \frac{10}{15} (L - 50) \text{ kg/m}^2$$

und darüber hinaus mit 400 kg/m².

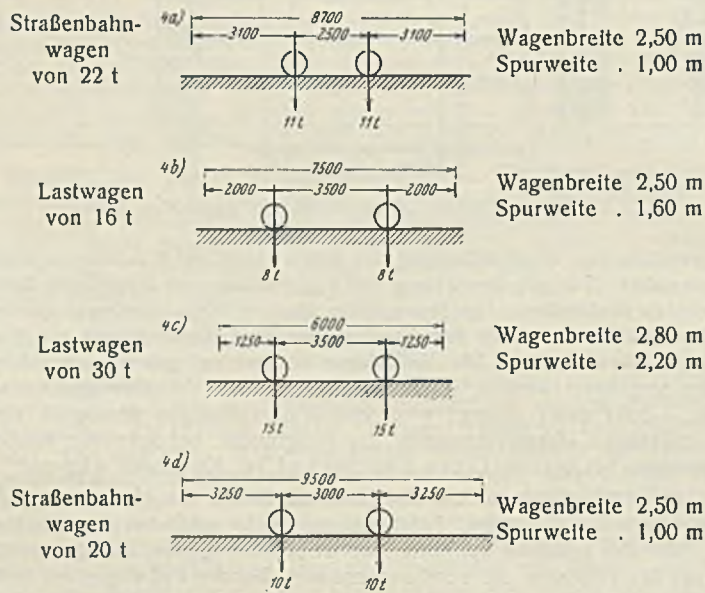


Abb. 4. Lastannahmen.

Die Straßenbahn- und Lastwagen für die Fahrbahn sind in Abb. 4 zusammengestellt, wobei je zwei Straßenbahnwagen von 22 t (Abb. 4a) und zwei Lastwagen von 16 t (Abb. 4b) in ungünstigster Stellung mit gleichmäßig verteilter Verkehrslast von 500 kg zu kombinieren sind. Der 30-t-Lastwagen (Abb. 4c) ist für sich allein ohne umgebende Belastung zu berücksichtigen. Für die Hauptträger sind zwei Straßenbahnzüge von höchstens je 12 Wagen für ein Gleis nach Abb. 4d anzunehmen, wobei Zugtrennungen zur Ermittlung des ungünstigsten Einflusses zu berücksichtigen sind; die ungünstigste Laststellung dieser Straßenbahnwagen ist mit gleichmäßig verteilter Belastung entsprechend der früheren Angabe zu kombinieren.

Die dynamischen Wirkungen der Verkehrslast (Straßenbahn, Lastwagen und Menschengedränge) sind bei der Berechnung der Fußwege, der Fahrbahn und der Hauptträger durch einen Stoßzuschlag berücksichtigt, der in Prozenten zur statischen Last und für die Stützweite L in m mit der Formel

$$\varphi = \left(5 + \frac{500}{10 + L} \right) \%$$

berechnet wird.

Für die Berechnung der Verbände und der Zusatzspannungen der Hauptträger ist der Winddruck für die belastete Brücke mit 100 kg/m² und für die unbelastete Brücke mit 150 kg/m² eingesetzt.

5. Zulässige Beanspruchungen.

a) Stahlbauwerke.

Die Wahl der Baustoffe für die Stahlkonstruktionen war den Bewerbern freigestellt und die zulässigen Inanspruchnahmen für den Bau- und Nietstahl waren auf die mittlere Bruchfestigkeit des Materials β_z bezogen. Die wichtigsten Werte für Baustahl sind die folgenden:

- Fließgrenze $\sigma_f = 0,60 \beta_z \text{ kg/cm}^2$,
- Zulässige Spannung für Zug und Biegung für Hauptkräfte $\sigma_{zul} = 0,35 \beta_z \text{ kg/cm}^2$,
- Zulässige Spannung für Zug und Biegung für Haupt- und Nebenkräfte $\sigma_{zul} = 0,40 \beta_z \text{ kg/cm}^2$.

Für die Berechnung der Druckstäbe bei mittigem und außermittigem Kraftangriff sind besondere Tafeln beigegeben, die für jede Stahlorte die entsprechende Ableitung der σ_k -Kurve ermöglichen. Weitere Werte sind folgende:

- die Scherspannung für Baustahl = $\tau_{zul} = 0,60 \sigma_{zul}$
- die Scherspannung für die Niete = $\tau_{zul} = 0,80 \sigma_{zul}$
- der Lochleibungsdruck = $\sigma_e = 2,2 \sigma_{zul}$

a) Beton- und Eisenbeton-Bauwerke.

Für normalen Beton sind für Druck in der Schwerachse 40 kg/cm², am Rande 50 kg/cm² zulässig. Für einfache Biegung 50 kg/cm² und für die Schubspannung der einfachen Biegung 3 kg/cm².

Für hochwertigen Beton sind für Druck in der Schwerachse 70 kg/cm², am Rande 85 kg/cm² zulässig, für einfache Biegung 85 kg/cm² und für die Schubspannung der einfachen Biegung 5 kg/cm².

Für die Eisenbewehrung ist als zulässige Spannung auf Druck und Biegung bei normalem Stahl 1200 kg/cm² und bei hochwertigem Stahl 1600 kg/cm² den Ausschreibungsbedingungen zugrunde gelegt worden.

6. Ergebnis des Wettbewerbs.¹⁾

Auf Grund der Ausschreibungs-Bedingungen gingen zum vorgeschriebenen Termin (15. Oktober 1930) insgesamt 71 Entwürfe mit verschiedenen Kennzahlen und fünf zugehörige Varianten (zusammen 76 Entwürfe) ein. Die eingereichten Entwürfe sehen folgende Lösungen vor:

- 24 eiserne Vollwand-Balkenbrücken mit zwei und drei Öffnungen,
- 11 eiserne Fachwerk-Balkenbrücken mit drei Öffnungen,
- 7 eiserne Bogenbrücken mit einer Öffnung,
- 1 Hängebrücke mit drei Öffnungen,
- 10 Beton-Balkenbrücken mit drei Öffnungen,
- 22 Beton-Bogenbrücken mit drei Öffnungen,
- 1 Beton-Bogenbrücke mit einer Öffnung.

Die ersten Rundgänge der Preisrichter schalteten zunächst 39 Entwürfe aus, und zwar wegen wesentlicher Verstöße gegen die Programmforderungen, oder wegen wesentlicher Mängel in technischer, wirtschaftlicher oder ästhetischer Hinsicht. Nach eingehendem Studium wurden weitere Entwürfe ausgeschieden, wofür folgende Gründe maßgebend waren:

- a) Durchdringung der Fahrbahndecke durch die Hauptträger (Nicht-freihaltung der Fahrbahn).
 - b) Hochziehen der außenliegenden Hauptträger-Oberkante bis Geländerhöhe (Benutzung der Hauptträger als Geländer).
 - c) Ungünstiges Längenprofil.
 - d) Nichtbefriedigende Ausbildung der Fahrbahndecke.
 - e) Versperrter Ausblick von der Brücke und Beschränkung des Durchblickes durch sie.
 - f) Erheblich ungleiche Kämpferhöhen in der Ansicht und ungünstig in Erscheinung tretende Verhältnisse der Pfeiler und Uferstützen.
 - g) Unzweckmäßige Gründungsart.
 - h) Mißverhältnis zwischen den Kosten und konstruktiver Gestaltung.
- Schließlich blieben in enger Wahl 12 Entwürfe, hiervon:
- 5 eiserne Vollwand-Balkenbrücken mit drei Öffnungen,
 - 2 eiserne Bogenbrücken mit einer Öffnung,
 - 4 Beton-Bogenbrücken mit drei Öffnungen,
 - 1 Beton-Balkenbrücke mit drei Öffnungen.

Preise und Ankäufe fielen auf die nachfolgenden Entwurfsverfasser:

- 1. Preis. Kennzahl Nr. 123123. Entwurf Nr. 5. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG., Werk Gustavsburg; Grün & Bilfinger AG., Mannheim; Architekt: Prof. O. R. Salvisberg, Zürich.

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1931, Heft 1, S. 20.

2. Preis. Kennzahl Nr. 135642. Entwurf Nr. 18. Eisenbaugesellschaft Zürich in Zürich; Locher & Cie., Zürich; Architekten: Gebr. Pfister, Zürich.

3. Preis. Kennzahl Nr. 144080. Entwurf Nr. 50. Wayss & Freytag AG., Frankfurt a. M.; Prof. Dr.-Ing. ehr. u. Dr. sc. techn. E. Mörsch, Stuttgart; Architekt: Prof. Dr.-Ing. ehr. P. Bonatz, Stuttgart. Anbieter: Wayss & Freytag AG., Stuttgart, und Heinr. Hatt-Haller, Zürich.

4. Preis. Kennzahl Nr. 198307. Entwurf Nr. 37. Heilmann & Littmann, Bau- u. Immobilien AG., München. Architekten: Scherrer & Meyer, Schaffhausen.

5. Preis. Kennzahl Nr. 152277. Entwurf Nr. 26. Aug. Klönne, Dortmund; Ed. Züblin & Cie., AG., Zürich.

Ankäufe:

1. Rang, Kennzahl Nr. 818818. Entwurf Nr. 3. Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe. Anbieter: Vereinigte Stahlwerke AG., Dortmund; Deutsche Tiefbau-Gesellschaft, Mannheim; Prader & Cie., Zürich.

2. Rang, Kennzahl Nr. 948251. Entwurf Nr. 17. AG. Conrad Zschokke, Stahlbau, Döttingen; AG. Conrad Zschokke, Tiefbau, Genf; Architekten: A. Widmer und R. Calini, Basel.

7. Allgemeine Betrachtungen zum Wettbewerb.

Zum Wettbewerb waren sowohl Entwürfe mit nur einer Öffnung über den Rhein, als auch mit drei Öffnungen zulässig. Für letztere Anordnung ergaben sich jedoch die im Durchschnitt weitaus wirtschaftlicheren Angebote und auch die weitaus größere Zahl von technisch konstruktiv interessanten und ästhetisch zufriedenstellenden Bauformen.

Die wenigen in Betracht kommenden Entwürfe mit nur einer Stahlbogenöffnung ermöglichten leider für diese Brückenform keine so erschöpfende vergleichende Beurteilung, wie dies bei den Brücken mit drei Öffnungen bei der überaus großen Zahl von Vorschlägen möglich war. Bei geringerem Kostenunterschiede hätte die Stadt Basel aus schiffahrtstechnischen Gründen sicher den Bau einer Brücke mit nur einer Bogenöffnung ins Auge gefaßt, wenn auch die Überbrückung des Rheins in drei Spannweiten ganz allgemein städtebaulich ästhetisch bessere Lösungen ergibt.

Während für die Überbrückung des Rheins in einer Öffnung praktisch nur Stahl für den Überbau in Frage kommt, ergab sich bei den Brückenformen mit drei Öffnungen ein scharfer Wettbewerb, nicht nur in den Bauformen, sondern namentlich auch in den Bauweisen. Die zur Verfügung stehenden Bauhöhen und Stützverhältnisse, unter Berücksichtigung der geforderten freien Durchfahrtsprofile für den Schiffsverkehr, waren für die Anwendung von Eisenbeton von vornherein äußerst ungünstig; trotzdem, oder gerade deswegen waren aber eine große Anzahl von wertvollen und vollkommen neuartigen Lösungen in Eisenbeton, und zwar sowohl für Bogen- als auch besonders für Balkenbrücken eingegangen. Für die Stahlkonstruktionen bieten die Bauverhältnisse im allgemeinen keine besondere Schwierigkeit, so daß sich das Interesse besonders bei den vollwandigen Balkenbrücken auf ein Ausfeilen aller konstruktiven und formgebenden Einzelheiten erstrecken mußte, und es war von vornherein zu erwarten, daß hier untereinander schärfster Wettbewerb eintreten mußte. Dies um so mehr, als ja ein Drittel aller Entwürfe in dieser Bauform angeboten wurden. Bei den Eisenbetonbrücken war ebenfalls, wie zu erwarten, für die größte Zahl der Entwürfe die Bogenform gewählt worden; die Anzahl dieser machte ein weiteres Drittel der eingegangenen Lösungen aus. Die schon erwähnten ungünstigen Verhältnisse bedingten aber sehr stark gekrümmte Brücken-Nivelletten, so daß Beton-Balkenbrücken trotz der großen Stützweiten und damit verbundenen Schwierigkeiten (große Höhenunterschiede) mit den Bogenformen erfolgreich in den Wettbewerb traten.

Recht interessant sind die sich für verschiedene Bauformen und Bauweisen ergebenden Durchschnittspreise (auf Grund der Angebot-Summen), wie sie sich aus folgender Zusammenstellung entnehmen lassen:

	Durchschnittsangebot Preise in 1000 Fr.	
	Reihe „a“	Reihe „b“
Eiserne vollwandige Balkenbrücken mit drei Öffnungen	2750	2530
Eiserne Fachwerkbalkenbrücken	2220	—
Eiserne Bogenbrücken mit einer Öffnung	3490	3800
Eiserne vollwandige Balkenbrücken mit versteifendem Bogen in der Mittelöffnung	2260	2260
Eisenbeton-Balkenbrücken mit drei Öffnungen	2720	3040
Eisenbeton-Bogenbrücken mit drei Öffnungen	3180	2950

Die erste Zahlenspalte „a“ gibt die Durchschnittspreise der einzelnen Kategorien von denjenigen Brücken, die nach zweimaliger Prüfung aller eingegangenen Entwürfe noch im Wettbewerb verblieben, während in der zweiten Kolonne „b“ nur mehr die Kosten der 12 in dem engsten Wettbewerb befindlichen Entwürfe der Durchschnittsermittlung zugrunde gelegt worden sind. Bei den eisernen vollwandigen Balkenbrücken schied eine große Zahl, außer aus technischen und ästhetischen Gründen, wegen zu hohen Preises aus, wodurch sich der Durchschnittspreis in der Kolonne „b“ bei den schließlich vier im engsten Wettbewerb verbliebenen Brücken noch erheblich verringert hat. Die eisernen Fachwerkbalkenbrücken wurden trotz des niedrigen Preises gegenüber den vollwandigen Balkenbrücken ausgeschaltet. Letztere ergeben ganz besonders unter Berücksichtigung des Stadtbildes ruhigere Bauformen mit geringen Höhen, so daß der Preisunterschied allein nicht als ausschlaggebend betrachtet wurde. Bei den eisernen Bogenbrücken mit einer Öffnung stand bis zuletzt nur eine einzige Brücke im Wettbewerb, die gegenüber dem Durchschnittspreis der Kolonne „a“ (vier Bogenbrücken) einen höheren Einheitspreis ergab. Bei den Eisenbeton-Balkenbrücken zeigt sich dagegen eine wesentliche Erhöhung des Durchschnittspreises in der Reihe „b“, weil gegenüber der Kolonne „a“ mehrere Entwürfe wegen schwerwiegender technischer Mängel (und dadurch bedingten geringen Preises) ausgeschaltet wurden. Bei den Eisenbeton-Bogenbrücken schließlich verringerte sich der Preis von der Kolonne „a“ nach der Kolonne „b“, weil hier wiederum aus wirtschaftlichen Gründen zu teure Brücken außer Wettbewerb kamen.

Die weiteren Betrachtungen über den Wettbewerb sollen sich hauptsächlich mit den Überbauten und Gründungen, also mit dem eigentlichen Brückenbauwerk beschäftigen; auf die Gestaltungen des Uferaufbaues soll nicht besonders eingegangen werden. Glücklicherweise ergab sich, daß die preisgekrönten und angekauften Entwürfe auch in dieser Beziehung allgemein günstige Lösungen brachten.

Als wichtiger ästhetischer Gesichtspunkt für die Wahl der Form der Brücke stellte sich im Vergleich der Entwürfe bald die Forderung nach ruhiger, möglichst gestreckter Linienführung der Gurtungen der Hauptträger heraus. Bei vollwandigen Stahl-Balkenbrücken bedingt dies möglichst parallele Ober- und Untergurte mit nur ganz geringen oder gar keinen Untergurt-Vouten über den Pfeilern. Bei Eisenbetonbalken ist diese Forderung aus statischen und konstruktiven Gründen nicht in gleichem Maße durchführbar; trotzdem ergeben sich bei verhältnismäßig geringen Bauhöhen in Brückenmitte bei großen Höhen an den Pfeilern schlanke Umrisslinien, für die es allerdings nur schwer zu vermeiden ist, Bogenwirkung vorzutauschen.

Unter den Bogenformen in Eisenbeton wurde eine Reihe von Entwürfen ausgeschlossen, weil sie entgegen den erwähnten Forderungen zu plump aussahen und zu schwer auf dem Flusse lasteten; diese Bedenken sind um so berechtigter, als später, nach dem Ausbau des Kraftwerkes Kembs, die Brücke im Staugebiet liegen wird und sich ein verhältnismäßig hoher und ziemlich ruhiger Wasserspiegel ergeben wird. Nicht leicht ist ferner bei den Bogenbrücken die Erzielung gleicher Höhen und gut gestalteter symmetrischer Ansätze der Kämpfer an den Pfeilern, beeinflusst durch die ungleichen Weiten der Mittel- und Seitenöffnungen.

Eine weitere Schwierigkeit in der Erzielung einer befriedigenden Gesamtform der Brücke bildet der Übergang zur rechtseitigen Unterführung des unteren Rheinweges bzw. zur rechtseitigen Brückenzufahrt-rampe. Zweifellos haben die größte Weitsicht die Entwürfe verraten, die mit der rechten Seitenöffnung der Brücke auch zugleich den unteren Rheinweg überspannten und dann durch entsprechende Lage der Strompfeiler ein einheitlich geschlossenes und symmetrisches Bauwerk bekamen. Die Anordnung eines regelmäßigen Brückenwiderlagers am rechten Ufer mit der dahinterliegenden Unterführung ermöglicht zwar auch eine geschlossene Bauform für die Brücke, jedoch wird meist die Gestaltung des Widerlagers im Zusammenhang mit dem Unterführungsbauwerk und der Rampe reichlich schwer und besitzt keinen inneren Zusammenhang mit der Brücke. Auch die vielfach versuchte Anordnung eines schmalen Pfeilers am rechten Ufer (zwischen rechter Brückenseitenöffnung und Unterführung) als Zwischenstütze für die wesentlich größere rechte Brückenöffnung erzielt kaum eine gute Wirkung.

Die Hauptträger können und sollen bei Anwendung von drei Öffnungen unter der Fahrbahn liegen und möglichst zurückgesetzt werden, um durch die auskragenden Fußwege mit den Konsolen Längs- und Quergliederung und günstige plastische Bildwirkung zu bekommen. Dies gilt für Stahl- und Eisenbeton-Bauwerke in gleichem Maße; Hauptträger, die bis Höhe Geländerholm reichen, also vollständig außen liegen und die Funktion des Geländers übernehmen, ergeben besonders unter Berücksichtigung der vorhin erwähnten Wasserstände im Staugebiete von Kembs viel zu schwere Formen. Das gleiche gilt von massiven, auf die äußeren Hauptträger aufgesetzten Geländern; eine einfache aufgelöste Geländerform trägt wesentlich zur Erzielung einer schlanken Erscheinung der Brücke bei.



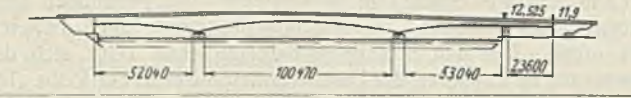
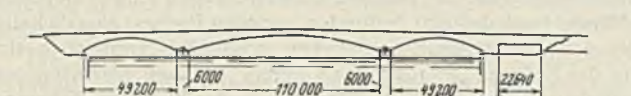

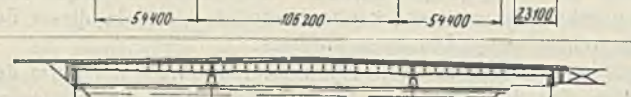

Entwurf	Preis/Ankauf	Höhenkote in Brückenlängsachse und Fahrbahnmitte			Konstruktionshöhe des Hauptträgers (in m)			Konstruktionshöhe von Oberkante Fußweg bis Unterkante Konstruktion (in m)			Angebotsumme in 1000 Franken
		Linkes Widerlager	Brückenmitte	Rechtes Widerlager	Widerlager	Pfeiler	Mitte Hauptöffnung	Widerlager	Pfeiler	Mitte Hauptöffnung	
	I. Preis	14,00 1,35 ‰	15,30 ← →	14,00 1,35 ‰	3,84	4,655	4,82	4,6	5,6	5,8	2350,—
	II. Preis	13,57 1,5 ‰	14,9 ← →	13,57 1,5 ‰	3,25	5,80	3,50	4,6	6,67	4,9	2836,—
	III. Preis	12,45 2,5 ‰	14,675 ← →	12,525 11,915 2,5 ‰	2,7	7,25	2,65	3,1	7,70	3,12	3040,—
	IV. Preis	13,6 2,5 ‰	15,98 ← →	13,6 2,5 ‰	6,2	9,00	1,9	6,8	9,6	2,5	2737,—
	V. Preis	13,2 1,9 ‰	14,86 ← →	13,2 1,9 ‰	4,35	7,00	4,2	4,7	7,4	4,7	2154,—
	I. Ankauf	13,9 1,72 ‰	15,9 ← →	13,2 2,3 ‰	3,8	6,00	5,3	4,4	6,4	5,6	2767,—
	II. Ankauf	12,11 1 ‰	13,00 ← →	12,11 1 ‰	3,00	3,00	3,00	3,55	3,55	3,55	2260,—

Abb. 6. Vergleich der durch Preise und Ankäufe ausgezeichneten Entwürfe.

Der Verkehr über die Brücke erfordert möglichst geringe Steigungen in der Nivellette, und viele Brückenentwürfe (besonders Eisenbetonbogen) mußten ausgeschieden werden, weil die Brückenmitte gegenüber den Höhenkoten an den Brückenenden zu hoch lag. Bezüglich der allgemeinen Querschnittanordnung wurde in der Beurteilung ganz besonders Wert auf eine gute und in allen Teilen zugängliche Anordnung der Fahrbahndecke gelegt, ferner auf praktische Anordnung und Verlegung der Straßenbahngleise, zweckmäßige Entwässerung und ganz besonders auf gute Zugänglichkeit und leichte Verlegbarkeit aller Kabel-, Gas-, Wasser-

und sonstigen Leitungen. Diesen und anderen allgemeinen Gesichtspunkten entsprechend ist die Auswahl der ausgezeichneten Entwürfe getroffen worden, wobei die Prüfung, da es sich ja um einen Verdingungswettbewerb handelte, sich auch eingehend auf die statischen Berechnungen, auf die Möglichkeit der konstruktiven Ausführung und auf die Massenermittlungen erstreckte. Die vorgeschlagenen Montagearbeiten und die vorgesehenen Bauzeiten entsprachen durchweg den gestellten Bedingungen und spielten bei der gegenseitigen Abwägung keine wesentliche Rolle.

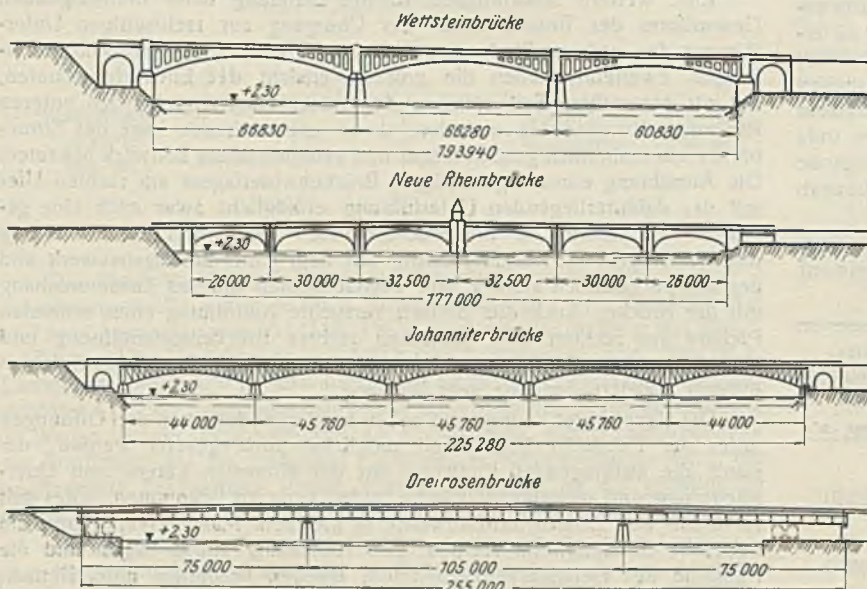


Abb. 5. Vergleich der bestehenden Brücken in Basel mit dem durch den ersten Preis ausgezeichneten Entwurf.

Zur besseren Beurteilung sind in Abb. 5 die bereits vorhandenen Rheinbrücken in Basel zusammengestellt und in Vergleich gebracht mit dem zur Ausführung empfohlenen und mit dem 1. Preis ausgezeichneten Entwurf. Deutlich kommt in diesem Vergleich der Fortschritt im neuzeitlichen Brückenbau zum Ausdruck, da an Stelle kleiner Bogenöffnungen (siehe besonders die Johanniterbrücke, die in absehbarer Zeit zwecks Vergrößerung der Durchfahröffnungen umgebaut werden muß) einfache und schlichte Balkenformen zur Anwendung kommen, die nicht nur als Zweckbauten Beachtung verdienen, sondern auch in ihrer ruhigen Formgebung Musterbeispiele für die ästhetischen Gestaltungsmöglichkeiten von Ingenieurbauwerken darstellen.

Zum Vergleich sind in Abb. 6 alle mit Preisen bedachten und durch Ankauf ausgezeichneten Entwürfe in einfachen Linienumrissen dargestellt. In der zugehörigen Tabelle sind die für den Verkehr (Höhenkoten der Nivellette in Brückenlängsachse und Fahrbahnmitte sowie Gefälle in ‰) und für die Formgebung (Konstruktionshöhen der Hauptträger und Konstruktionshöhen der Brücke zwischen Oberkante Fußweg [am Geländer] und Unterkante Konstruktion) wichtigsten Maßangaben zusammengestellt. Schließlich ist jeweils die Angebotsumme beigefügt, um eine vergleichende Übersicht über die Kosten zu erhalten.

(Fortsetzung folgt.)

Auftreten der Hochwelle beharrnde Wasserstände, bleibt der Abfluß der Nebenflüsse konstant und tritt nach etwa zwei Tagen ein Scheitel ein, der wenigstens einen Tag in gleicher Höhe anhält, so ist anzunehmen, daß sich die von der Hochwelle unbeeinflussten, ideellen Stände noch genau genug auf der Höhe der beharrnden Anfangswasserstände gehalten hätten, so daß der Unterschied zwischen Scheitel- und Anfangswasserstand an allen Pegelstellen verglichen werden kann.

Bleibt der Zufluß der Nebenflüsse derart beharrnd, daß der Anfangswasserstand auch am Ende der Hochwelle noch genau genug beharrnd vorhanden ist, so ist anzunehmen, daß sich der beharrnde Anfangs- und Endwasserstand auch während des Ablaufes der Hochwelle im Durchschnitt nicht wesentlich geändert haben. Man kann dann aus einem Vergleich der Gesamtabflußmengen der Hochwelle wichtige Rückschlüsse auf etwaige Wasserverluste ziehen. Der hauptsächlichste Unterschied im Ablauf einer Hoch- und Tiefwelle ergibt sich aus der Tatsache, daß bei der Tiefwelle der Zufluß des Grundwassers zum Strom, sofern dieser Zufluß von sich aus in der fraglichen Zeit eine Veränderung nicht erfährt, beharrnd bleibt, bei der Hochwelle dagegen nicht. Es ist deshalb folgendes zu beachten:

1. Bei steigender Hochwelle werden die Stauräume des Stromes (Buhnenfelder, Altarme usw.) höher gefüllt, der Scheitelwasserstand wird dadurch, wenn er nur kurze Zeit andauert, stromabwärts allmählich gesenkt.
2. Das Grundwasser wird bei steigender Hochwelle und noch darüber hinaus zurückgestaut und zum Teil am Abfluß behindert, auch kann Flußwasser in den Untergrund einströmen; es gilt dies besonders bei starkem Anstieg (Abb. 4), auch dadurch wird eine allmähliche Senkung des Scheitelwasserstandes der Hochwelle bewirkt. In weitaus überwiegendem Maße strömt das Grundwasser bei beharrnden Niedrigwasserständen stets dem Strome zu.
3. Die Hochwelle muß theoretisch stromabwärts allmählich gestreckter werden, weil die Geschwindigkeit entsprechend dem Gefälle im ansteigenden Ast größer ist als im absteigenden (Abb. 5); es dürfte dies aber praktisch nur gelten, wenn die durch den Ablauf der Welle bedingten Gefällunterschiede stärker in die Erscheinung treten.

Die Hochwelle wird also, verglichen mit der Tiefwelle, hinsichtlich der zu erzielenden Wasserstandserhöhungen im allgemeinen etwas ungünstigere Ergebnisse liefern. Immerhin sind die Nebenerscheinungen, wie im folgenden gezeigt werden wird, nicht so bedeutend, daß sie das Bild, das sich beim Ablauf einer Tiefwelle ergibt, wesentlich entstellen könnten.



i_a = Gefälle am Anfang der Hochwelle
 i_m = Gefälle in der Mitte der Hochwelle
 i_e = Gefälle am Ende der Hochwelle

Abb. 5.



1 = Anfangswasserstand
2 = Scheitelwasserstand

Abb. 4.

Es interessiert in diesem Zusammenhange nur die Erhöhung, die an den einzelnen Pegelstellen im Scheitel der Hochwelle gegenüber dem anfänglichen Beharrungswasserstände erzielt wird. Blicke die Scheitelmenge der Hochwelle allerwärts die gleiche, so ließen sich die Erhöhungen mit Hilfe der vorhandenen Abflußmengenlinien sowie von Bezuglinien der einzelnen Pegel leicht festlegen. Wenn auch anzunehmen ist, daß die Wasserverluste bei der Tiefwelle ziemlich verschwinden, so ist es doch wesentlich, festzustellen, welche Verluste äußerstenfalls auftreten, wenn das Zuschußwasser in Form einer Hochwelle abgegeben wird.

3. Der Ablauf der August/Septemberwelle 1929.

Als Zuschußwasserwellen im Sinne der bisherigen Ausführungen anzusprechende Hochwellen treten selten rein, meist dagegen nur verwischt in die Erscheinung. Die August/Septemberwelle 1929 bildet hier eine Ausnahme. In der zweiten Augusthälfte dieses Jahres fielen im Quellgebiete der Elbe reichlichere Niederschläge, während das mittlere und untere Elbegebiet solche nur vereinzelt und in unbedeutendem Umfange zu verzeichnen hatte.

Am 25. August traf am Pegel Barby unterhalb der Saalemündung eine Hochwelle ein, die den Wasserstand bis zum 27. und 28. August um rd. 40 cm hob, um nach weiteren 6 Tagen auf den Ausgangswasserstand wieder herabzufallen. Während der ganzen Zeit herrschte schwache, vereinzelt etwas lebhaftere Windbewegung. Zu Anfang der Welle waren beharrnde Wasserstände vorhanden, dsgl. am Ende an der Mehrzahl der Pegelstellen, und zwar in Höhe der Anfangswasserstände. Die Vergrößerung der anfänglichen Abflußmenge betrug im Scheitel in Barby $62 \text{ m}^3/\text{sek}$, entsprach also fast genau der aus den Saalealsperren erwarteten, größten Zuschußwassermenge. Der Ablauf der Welle unterhalb der Saalemündung wird begrenzt durch den 23. August und den 7. September. Tab. 1

Tab. 1. Von Stauwirkung freie Wasserstandsbewegung in den Nebenflüssen der Elbe unterhalb der Saalemündung während der August/Septemberwelle der Elbe 1929.

Monat u. Tag	Ohre Pegel Wolmirstedt	Havel Pegel Havelberg	Aland Pegel Gr. Wanzer	Löcknitz Pegel Lenzen	Jeetzel Pegel Langenhorst	Sude Pegel Bestitz
1	2	3	4	5	6	7
23. August	0,80	0,41	0,79	1,00	0,29	0,55
24. "	0,82	0,38	0,78	1,00	0,28	0,55
25. "	0,82	0,34	0,78	0,98	0,34	0,52
26. "	0,83	0,41	0,77	0,94	0,28	0,53
27. "	0,83	0,40	0,78	0,92	0,23	0,51
28. "	0,82	0,35	0,77	0,90	0,23	0,51
29. "	0,84	0,46	0,77	0,89	0,24	0,51
30. "	0,85	0,43	0,76	0,88	0,23	0,52
31. "	0,84	0,40	0,74	0,86	0,21	0,52
1. September	0,84	0,46	0,74	0,86	0,20	0,51
2. "	0,83	0,38	0,74	0,86	0,21	0,51
3. "	0,84	0,42	0,73	0,90	0,25	0,51
4. "	0,85	0,32	0,73	0,98	0,19	0,51
5. "	0,85	0,32	0,72	0,99	0,19	0,52
6. "	0,86	0,28	0,72	0,98	0,22	0,50
7. "	0,86	0,35	0,71	0,98	0,25	0,50

zeigt, daß während dieser Zeit in den Nebenflüssen, von denen die Mehrzahl erfaßt wurde, genau genug beharrnde Wasserstände herrschten. Eine geringfügige Ausnahme macht nur die Havel; am 25. und am 27./28. August traten durchschnittlich etwas zu tiefe, am 29. August ein wenig zu hohe Stände auf, die Schwankungen sind wahrscheinlich auf den wechselnden Abfluß an den oberhalb gelegenen Stauwehren zurückzuführen, eine Auswirkung auf die Elbewasserstände ist nicht recht nachweisbar, der Abflußmengenunterschied zwischen den höchsten und niedrigsten Ständen beträgt am Pegel Havelberg etwa $4 \text{ m}^3/\text{sek}$.

Der Ablauf der August/Septemberwelle 1929 an den gleichzeitig mit einer Meßstelle versehenen Hauptpegeln der Elbe ist von der Saalemündung (Barby) bis zur Grenze des Flutgebietes (Artlenburg) in Tab. 2 dargestellt. Aufgezeichnet sind die um 12 Uhr vorgenommenen Lattenpegelablesungen. Ein Vergleich mit den vorliegenden Aufzeichnungen der selbstzeichnenden Pegel ergab wegen des längeren Anhaltens der Scheitelwasserstände (1 bis $1\frac{1}{2}$ Tag) mit Ausnahme von Barby und Artlenburg höchstens $\pm 1 \text{ cm}$ Unterschied. Wo die Abweichungen sich in diesen Grenzen hielten, wurden die Lattenpegelablesungen beibehalten. In Barby gab der Selbstzeichner beim Höchststande 3 cm mehr an. Dieser Stand war aber nur 4 Stunden vorhanden, in Barby trat also noch eine schwach ausgeprägte Spitze auf. Da die Scheitelwasserstände schon am Pegel Magdeburg rd. 1 Tag andauern, dürfte die Zugrundelegung eines für 24 Stunden gemittelten Scheitelstandes von $+0,48$ am Pegel Barby für den Vergleich zutreffendere Ergebnisse liefern, als die Berücksichtigung des nur so kurze Zeit vorhandenen Standes $+0,50$ a. P. Die Lattenpegelablesung wurde daher für den Pegel Barby um 1 cm vergrößert. Der Selbstzeichner Artlenburg zeigt bei dem 1 Tag anhaltenden Scheitel (das Ende wird durch eine Tide etwas verwischt) 3 cm tiefere Stände an als die Lattenpegelbeobachtung. Da die Übereinstimmung zwischen den 12 Uhr-Lattenpegelablesungen und den Angaben des Selbstzeichners sonst eine recht gute ist, wurde die niedrigere, ungünstigere Angabe des Selbstzeichners den weiteren Untersuchungen zu Grunde gelegt.

Drei fast genau beharrnde Stände vor dem erkennbaren Anstieg der Welle wurden in Tab. 2 für jeden Pegel gemittelt, der Scheitelwasserstand wurde durch Umrahmung herausgehoben; wo an zwei aufeinanderfolgenden Tagen nur um 1 bis 3 cm abweichende Scheitelbeobachtungen vorlagen, wurde die niedrigere durch punktierte Umrahmung besonders gekennzeichnet.

Die Welle dauerte an allen Pegelstellen 8 bis 9 Tage, eine Verlängerung war stromabwärts nicht erkennbar. Der Anstiegbeginn verschob sich von Barby bis Artlenburg um rd. 4 Tage, das gleiche gilt für das Erreichen des Scheitels.

Tab. 2. Wasserstände der Elbe an den mit einer Meßstelle versehenen¹⁾ Hauptpegeln unterhalb der Saalemündung während der August/Septemberwelle 1929 (12 h Lattenpegelablesungen).

Monat u. Tag	Barby km 293,4	Hämerten 394,6	Abbandorf 434,7	Lenzen 484,6	Darchau 535,7	Artlenburg 573,8
1	2	3	4	5	6	7
23. August	0,08	-0,17	0,28	0,41	-0,35	-0,33
24. "	0,08	-0,20	0,24	0,44	-0,35	-0,30
So. 25. "	0,10	-0,20	0,20	0,41	-0,39	-0,28
26. "	0,36	-0,21	0,22	0,38	-0,41	-0,32
27. "	²⁾ 0,47	-0,04	0,26	0,39	-0,42	-0,41
28. "	(0,48) 0,47	+0,10	0,40	0,43	-0,43	-0,41
29. "	0,40	+0,13	0,50	0,57	-0,34	-0,38
30. "	0,31	+0,09	0,48	(0,63) ²⁾ 0,62	-0,26	-0,28
31. "	0,20	-0,02	0,44	0,61	-0,20	-0,23
So. 1. September	0,14	-0,05	0,40	0,55	-0,22	(-0,19) ²⁾ -0,16
2. "	0,16	-0,11	0,33	0,50	-0,25	-0,21
3. "	0,08	-0,19	0,27	0,45	-0,30	-0,26
4. "	0,05	-0,21	0,22	0,41	-0,34	-0,33
5. "	0,00	-0,22	0,20	0,37	-0,39	-0,35
6. "	-0,02	-0,26	0,18	0,35	-0,41	-0,39
7. "	-0,04	-0,29	0,16	0,31	-0,43	-0,39
Erhöhung in cm	39	33	28	23	22	21
Erhöhung in % von Barby	100	85	72	59	56	54

¹⁾ Magdeburg wurde fortgelassen, weil die Festlegung der Abflußmengenlinie dort auf Schwierigkeiten stößt.

²⁾ Aufzeichnungen des selbstzeichnenden Pegels (in Barby für 24 Stunden gemittelt).

³⁾ W = Wellendauer.

(Schluß folgt.)

Neuere Erfahrungen bei Grundwasserabsenkungen mittels Hempelbrunnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtbaurat Viktor Schmah, Regierungsbaumstr. a. D. in Uelzen (Hann.).

Der gewebelose Brunnenfilter wird neuerdings da, wo es sich um die Gewinnung großer Wassermengen aus Rohrbrunnen handelt, gegenüber den Gewebefiltern bevorzugt. Gibt es doch heute gewebelose Filter, die in der Anschaffung und im Einbau nicht sehr viel teurer sind als solche mit Tresse. Bei Anlage und Erweiterung von Wasserwerken werden deshalb heute fast ausschließlich die Rohrbrunnen mit gewebelosen Filtern versehen. Auf einem Fachgebiet, dem der Grundwassersenkung, hat sich indessen das gewebelose Filter bisher noch nicht durchsetzen können. Bei dieser neuzeitlichen Bauweise, die jetzt überall in großem Umfange angewendet wird, werden fast durchweg Rohrbrunnen verwendet, die mit Tressengewebe bespannt sind. Dabei sind gerade die Vorbedingungen, die hier zu erfüllen sind, besonders günstig für die Anordnung gewebeloser Brunnen. Grundsätzlich handelt es sich darum, dem Boden erhebliche Grundwassermengen zu entziehen. Wenn es gelingt, das Ziel mit einer geringen Zahl von Brunnen zu erreichen, so kann dies für die Übersichtlichkeit der Baustelle, für den ungehinderten Baufortschritt nur von Vorteil sein. Die Anordnung mit Gewebefiltern geschieht meist so, daß eine Anzahl von Brunnen etwa 150 mm i. l., mit etwa 10 bis 11 m Tiefe gebohrt, je nach dem Untergrunde mit einer Kiesschüttung umgeben und zu Gruppen von 6 bis 10 Stück durch eine Saugleitung vereinigt werden. Je nach den Bodenwerten werden Brunnenentfernungen von 5 bis 20 m erforderlich. Es ergeben sich so Saugleitungen von 60 bis 100 m, die sehr sorgfältig verlegt werden müssen. Diese Anordnung hat wohl den Vorteil, daß sich zwar eine größere Zahl, dafür aber weniger tiefe Absenkungstrichter ausbilden. Die Wirkung einer solchen Anlage kann, wenn sie geschickt angeordnet ist, schon einen bis zwei Tage nach ihrer Fertigstellung zum Betriebe der Bauarbeiten ausreichen. Dies ist bei einer Grundwassersenkung mit gewebelosen Filterbrunnen nicht möglich. Man muß die Anlage eine gewisse Zeit vorher einbauen und ihre Wirkung abwarten. Dabei wird ein Teil der Zeit bis zum Eintritt des Beharrungszustandes unbedenklich mit den eigentlichen Bauarbeiten zusammenfallen können. Die tieferen Absenkungstrichter haben keinen Nachteil. Fest gelagerte Bodenschichten werden durch die Wasserentziehung nicht in ihrem Bestande und Volumen geändert. Berücksichtigt man diese Eigenheiten, dann bietet die Verwendung gewebeloser Brunnen nur Vorteile. Man darf allerdings hier nicht auf einen einfachen Kiesschüttungsbrunnen großen Durchmessers mit mehreren Schüttungsschichten zurückgreifen. Um nicht zu große Bohrdurchmesser zu erhalten, empfiehlt es sich, einen der bekannten Kies-

packungsfiler zu verwenden. Ich hatte bei meinen Kanalisationsarbeiten in Uelzen jahrelang Gewebefilter in der oben beschriebenen Form verwendet. Das Bestreben, die Baukosten zu verbilligen, veranlaßte mich, einen Versuch mit gewebelosen Filtern zu machen, und zwar wählte ich die Hempeltaschenfilter.¹⁾ Diese Konstruktion erfordert, was wesentlich ist, nur einen Bohrdurchmesser von etwa 420 mm, also nicht viel mehr als bei den mit 228 mm gebohrten Gewebebrunnen. In Abb. 1 ist die von mir gewählte Anordnung des Brunnens dargestellt. Der Brunnen ist im unteren Teile Filterrohr, im oberen gleichzeitig Saugrohr. Das Filterrohr besteht aus einzelnen Schüssen von 3 m Länge, die zusammen-

¹⁾ Hempeltaschenfilter DRP. der Firma M. Hempel, Berlin-Charlottenburg, Ebereschentallee.

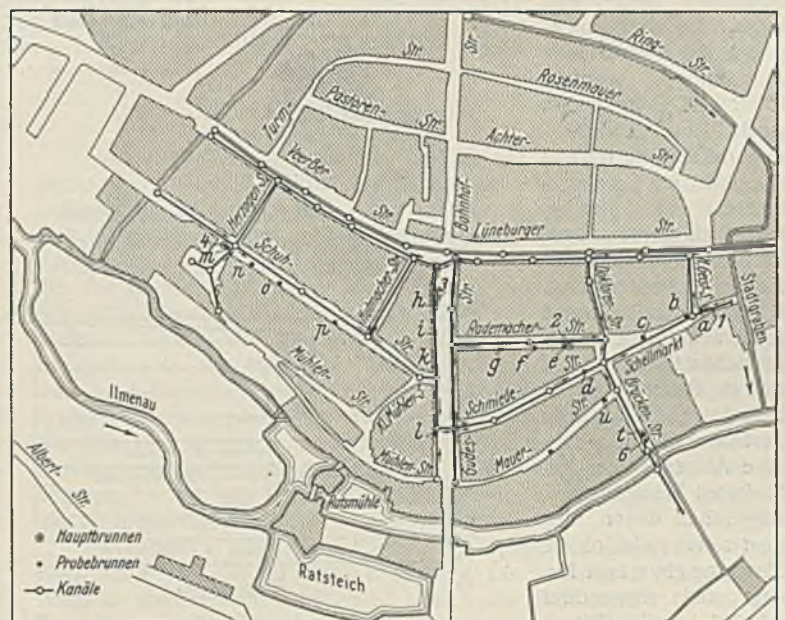


Abb. 2. Lageplan.

Tabelle 1. Über die Bodenschichtung.

Lfd. Nr.	Bohrstelle	Auffüllung	Sand	Feiner Kies	Letten	Grober Kies	Feiner Kies	Scharfer Sand	Feiner Sand
1	Schnellenmarkt . . .	0 — 1,50	1,50 — 3,00	3,00 — 5,00	—	5,00 — 6,50	—	—	6,50 — 14,00
2	Rademacherstraße . .	0 — 1,50	—	1,50 — 4,00	4,00 — 4,20	4,20 — 8,00	—	8,00 — 14,00	14,00 — 17,00
3	Gudesstraße	0 — 2,00	—	—	—	2,00 — 8,30	—	—	8,30 — 14,00
4	Am Platz	0 — 1,60	1,60 — 2,00	—	—	2,00 — 8,50	8,50 — 9,50	9,50 — 12,50	12,50 — 14,00
5	Ringstraße	0 — 2,00	—	—	—	2,00 — 8,50	—	8,50 — 9,80	9,80 — 13,00
6	Brückenstraße	0 — 1,60	1,60 — 6,00	—	—	6,00 — 8,40	8,40 — 13,00	13,00 — 15,00	15,00 — 17,00

geflanscht werden. Normal werden zwei solcher Schüsse verwendet. Über dem Filter ist das Saugrohr angeflanscht, das denselben Außendurchmesser wie das Hempelfilter hat. An dieser Stelle ist auch noch das in das Filter hineinragende Saugrohr eingeschaltet. Das 330-mm-Saugrohr wird oben auf den Durchmesser des Saugrohres der Pumpe 150 mm eingeschränkt. Ein Krümmer trägt das Peilrohr, das 10 m lang ist und die Saughöhe der Maschine festzustellen gestattet. Grundsätzlich stelle ich die Maschine so auf, daß ihre Grundplatte 10 cm über dem Grundwasserstand liegt. Ich verwende mit Elektromotoren unmittelbar gekuppelte Kreiselpumpen der Firma Klein, Schanzlin & Becker. Mit diesen Maschinen, die zwar sorgfältig nachgesehen, aber teilweise schon fünf Betriebsjahre hinter sich hatten, gelang es, die erforderliche Saughöhe von 8 bis 8,5 m zu erreichen. Begünstigt wird dies natürlich durch die kurze Saugleitung mit nur vier Flanschverbindungen. Während früher bei den langen Saugleitungen und den vielen Störungsstellen eine ständige Bedienung der Maschinen nötig war, haben die Kreiselpumpen in der dargestellten Anordnung nunmehr in zwei Bauperioden wochenlang gearbeitet, ohne daß sich jemand dauernd um sie gekümmert hätte. Nur gelegentlich wurden Stopfbüchsen und Schmierstellen nachgesehen. Hinter der Kreiselpumpe ordnen wir einen Wassermeßkasten an, in dem sich ein Ponceletüberfall befindet. Eine Skala gestattet die unmittelbare Ablesung der geförderten Wassermenge. Abgesehen davon, daß man sofort sieht, ob die Maschine etwa Luft fördert und einwandfrei arbeitet, ergibt sich so eine einfache Kontrolle

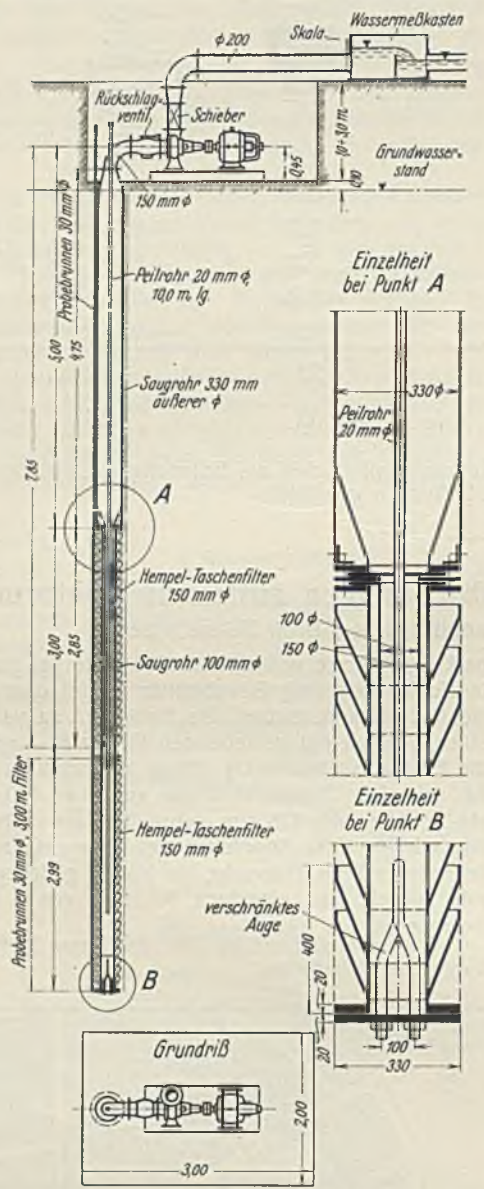


Abb. 1. Grundwasserabsenkungsbrunnen mit Hempeltaschenfilter. Normalaufbau mit Elektromotor und Kreiselpumpe.

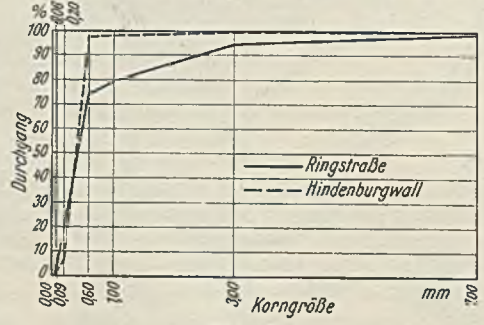


Abb. 3. Diagramm der Bodenzusammensetzung.

der Brunnenleistungen. Der Einbau in der vorliegenden Form hat sich sehr bewährt. Bei normalen Verhältnissen war ein solcher Brunnen in fünf Tagen fertiggestellt. Dabei zeigte sich, daß die Einbringung der Filterkiespackung leicht und genau vonstatten ging. Nach wochenlangem Betrieb kam diese Packung in demselben Zustande wie beim Einsetzen aus der Erde. Auch das Ziehen ging glatt vor sich, wobei das Filter an der am Fuße angebrachten Vorrichtung mittels Haken gezogen wurde.

Über meine ersten Versuche mit diesen Brunnen im Jahre 1929 habe ich in der Bautechn. 1930, Heft 5 u. 9, berichtet. Der finanzielle Erfolg dieses Versuchs entsprach durchaus den Erwartungen. Beim Vergleich mit den Arbeiten 1928 ergab sich, daß mit 17 der Hempelbrunnen dieselbe Absenkungsleistung erreicht war, wie vordem mit 170 Gewebefunnen.

Diese günstigen Ergebnisse veranlaßten mich, bei den Absenkungsarbeiten im Frühjahr 1930 die Entfernung der einzelnen Brunnen noch größer zu wählen, dabei Messungen der Grundwasserabsenkungskurven vorzunehmen und schließlich durch Versuche festzustellen, ob eine Steigerung der Brunnengröße und Maschinenleistung Vorteile bietet.

Um Aufschluß über die entstehenden Grundwasserabsenkungskurven zu bekommen, wurden in Richtung des zu erbauenden Kanals Probebrunnen gebaut, und zwar jeweils in 3, 30, 60 und 120 m Entfernung vom Hauptbrunnen. Der Hauptbrunnen selbst erhielt außer dem im Saugrohr angebrachten Peilrohr zur Feststellung der Saughöhe der Maschine noch einen Probebrunnen in der äußeren Klesschüttung, also dicht neben dem Hempelbrunnen. Sämtliche Probebrunnen waren 10 cm weit gebohrt, hatten 30 mm weite Kupferfilter mit feiner Schlitzlochung und wurden mit Filterkies geschüttet. Die Lage der einzelnen Brunnen ist in dem Lageplan Abb. 2 eingetragen. Die vorgefundenen Bodenschichten sind in vorstehender Tabelle 1 zusammengestellt. Der Untergrund besteht im wesentlichen aus feinen Sanden. Eine nach unten gröber werdende Kies-schicht von etwa 3 m Mächtigkeit liegt in wechselnder Tiefe von Nord und Süd fallend. Sie liegt so tief, daß in der Regel die Grundwasser-kurven sich nicht in ihr ausbilden konnten, sie liegt aber auch so hoch, daß die Filter der Absenkungsbrunnen mit ihrem oberen Teil in der Regel nicht mehr in sie hineinragen. Der *k*-Wert schwankt zwischen 0,0002 und 0,0006 m/sek. Die Zusammensetzung des Bodens wurde durch einige Siebungen festgestellt. Das Ergebnis ist in dem Diagramm Abb. 3 aufgezeichnet.

Die Wasserstände in den Peilrohren und Probebrunnen wurden täglich abgelesen. Die Messung geschah mittels des Rangschens Wasser-spiegelmessers, einer Peilpfeife, die an einem Stahlmeßbande hängend beim Auftreffen auf das Wasser ein Pfeifensignal gibt und durch die an ihr angebrachten Nöpfchen in Zentimeterabstand die genaueste Fest-stellung des Wasserstandes auf Zentimeter gestattet. Als Bezugspunkte bei diesen Messungen dienten die Oberkanten der einnivellierten Brunnen-rohre. Die Ergebnisse dieser Messungen sind auszugsweise in der nachfolgenden Tabelle 2 zusammengetragen.

Die Absenkungsarbeiten begannen mit den Brunnen 1 und 3. Zur Entwicklung des Beharrungszustandes wurden etwa 21 Tage benötigt. Für die hiesigen Verhältnisse zeigt der Brunnen 1 am Schnellenmarkt nach 20 Tagen die typische Form einer Grundwasserabsenkungskurve parallel zum Fluß. Brunnen 3, Gudesstraße, war erst nach 28 Tagen so weit, daß Beharrungszustand eingetreten war. Der Boden war etwas gröber. Man sieht das schon an der Maschinenleistung, die erst nach dieser Zeit auf das Maß von 35 m³/h zurückgegangen war. Die Kurve wird bei 60 m Entfernung beeinflusst durch den inzwischen in Betrieb genommenen Brunnen 2. Die dargestellte Absenkungskurve liegt senkrecht zum Fluß. Der Unterschied gegenüber der Kurve parallel zum Fluß zeigt sich erst beim 120-m-Punkt.

Wesentlich günstiger werden die Verhältnisse, wenn zwei Brunnen nebeneinander arbeiten, für das zwischen ihnen liegende Gebiet.

Die Ergebnisse beim Brunnen Schnellenmarkt in der Zeit vom 7. bis 13. März 1930 sind auf das Zusammenarbeiten mit dem 120 m entfernten Brunnen Rademacherstraße zurückzuführen, der in dieser Zeit dieselbe Leistung wie der erstere hatte. Leider mußte am 14. März 1930 Brunnen Schnellenmarkt außer Betrieb genommen werden, so daß das Ende der

Tabelle 2.

Lfd. Nr.	Ort	Datum	Zahl der Betriebs- tage	Pumpen- leistung m ³ /h	Saug- höhe m	Wasserspiegel im Probebrunnen								
						3,00 m		30,00 m		60,00 m		120,00 m		
						Ordinate	Absenkung m	Ordinate	Absenkung m	Ordinate	Absenkung m	Ordinate	Absenkung m	
1	Schnellenmarkt	Probebrunnen					<i>a</i>		<i>b</i>		<i>c</i>		<i>d</i>	
		13. 2. 30	—	70	7,50	33,70	—	33,74	—	33,75	—	33,74	—	
		15. 2. 30	2	40	8,00	30,43	3,27	33,04	0,70	33,34	0,41	33,59	0,15	
		1. 3. 30	16	35	8,40	30,23	3,48	32,59	1,15	33,04	0,71	33,35	0,39	
		5. 3. 30	20	35	8,42	30,20	3,50	32,55	1,19	33,00	0,75	33,33	0,41	
	Am	6. 3. 30	wird der 120 m entfernte Brunnen 2 in Betrieb genommen.											
		7. 3. 30	22	35	8,30	30,23	3,47	32,38	1,36	32,79	0,96	32,70	1,04	
		13. 3. 30	28	35	8,42	30,13	3,57	32,14	1,60	38,57	1,18	32,45	1,29	
	Am	14. 3. 30	wird Brunnen 1 außer Betrieb gesetzt. Die nachfolgend verzeichneten Absenkungen sind nur auf den Betrieb des Brunnens 2 zurückzuführen. Die Entfernungen von diesem sind:											
						122,00 m		110,00 m		87,00 m		26,00 m		
	15. 3. 30	—	—	—	31,14	2,56	32,46	1,28	32,59	1,16	32,41	1,33		
	22. 3. 30	—	—	—	33,00	0,70	32,79	0,95	32,65	1,10	32,17	1,57		
2	Rademacherstraße	Probebrunnen					<i>e</i>		<i>f</i>		<i>g</i> *)		<i>k</i>	
		Ruhewasserspiegel					33,75	—	33,80	—	33,84	—	33,94	—
		6. 3. 30	—	70	8,30	33,33	0,42	33,32	0,48	33,31	0,53	—	—	
		8. 3. 30	2	70	8,60	32,04	1,71	32,58	1,22	32,74	1,10	—	—	
		15. 3. 30	9	70	9,87	31,73	2,02	32,30	1,50	32,58	1,26	—	—	
	Am	16. 3. 30	wurde die Maschinenleistung auf etwa 120 m ³ /h erhöht.											
	22. 3. 30	16	100	—	31,44	2,31	32,16	1,64	32,40	1,44	33,37	0,57		
3	Gudesstraße 4	Probebrunnen					<i>h</i>		<i>i</i>		<i>k</i>		<i>l</i>	
		13. 2. 30	—	70	7,50	34,15	—	34,09	—	33,94	—	33,51	—	
		15. 2. 30	2	61	8,00	32,30	1,95	33,46	0,63	33,64	0,30	33,50	0,01	
		1. 3. 30	16	50	8,44	32,10	2,05	33,30	0,79	33,36	0,58	33,46	0,05	
		6. 3. 30	21	50	7,62	31,93	2,22	33,02	1,07	33,15	0,79	33,33	0,18	
	Am	6. 3. 30	wird Brunnen 2 in Betrieb genommen.											
		13. 3. 30	28	35	8,40	32,02	2,13	32,94	1,13	33,01	0,93	33,27	0,24	
	Am	13. 3. 30	wird Brunnen 3 außer Betrieb gesetzt. Die nachfolgend verzeichneten Absenkungen sind nur auf den Betrieb des Brunnens 2 zurückzuführen. Die Entfernungen von diesem sind:											
						123,00 m		118,00 m		120,00 m				
		22. 3. 30	—	—	—	33,38	0,77	33,38	0,71	33,37	0,57	—	—	
4	Am Platz	Probebrunnen					<i>m</i>		<i>n</i>		<i>o</i>		<i>p</i> **)	
		28. 2. 30	—	70	5,70	34,41	—	34,25	—	34,18	—	33,82	—	
		3. 3. 30	3	60	5,75	32,70	1,71	33,61	0,64	33,93	0,25	33,65	0,17	
		14. 3. 30	14	60	5,45	32,81	1,60	33,39	0,86	33,81	0,37	33,60	0,22	
		28. 3. 30	28	40	6,60	32,32	2,09	33,06	1,19	33,65	0,53	33,50	0,32	
5	Ringstraße	Probebrunnen					<i>q</i>		<i>r</i>		<i>s</i>			
		12. 3. 30	—	90	6,10	34,02	—	34,42	—	34,46	—	—	—	
		15. 3. 30	3	80	6,10	32,64	1,38	33,68	0,74	33,97	0,49	—	—	
	1. 4. 30	20	80	6,10	32,61	1,41	33,56	0,86	33,83	0,63	—	—		
6	Brückenstraße	Probebrunnen					<i>t</i>		<i>u</i> (50,00 m)		<i>d</i> (80,00 m)		<i>f</i> (128,00 m)	
		Ruhewasserspiegel					33,75	—	33,75	—	33,74	—	33,80	—
		24. 3. 30	—	120	9,80	33,09	0,66	—	—	32,63	1,11	32,86	0,94	
		25. 3. 30	1	120	10,00	30,97	2,78	—	—	32,63	1,11	32,86	0,94	
		10. 4. 30	17	110	10,00	30,97	2,78	32,20	1,55	32,65	1,09	33,07	0,73	
	16. 4. 30	23	100	10,00	30,71	2,94	32,03	1,72	32,56	1,18	33,06	0,74		

*) Beeinflusst durch den Brunnen einer größeren Brennerei.
**) Beeinflusst durch Brunnen 3, Gudesstraße.

Absenkung noch nicht ganz erreicht gewesen sein dürfte. Immerhin ergibt sich in der Mitte zwischen beiden Hauptbrunnen 1,18 m Absenkung. Der Brunnen Schnellenmarkt, der ab 14. März 1930 allein arbeitete, war nun sowohl in bezug auf Filtergröße als auch Maschinenleistung um 50% größer angeordnet worden. Sein Aufbau ergibt sich aus Abb. 4. Er hatte 9 lfdm Hempeltaschenfilter, und in dem 330 mm weiten Brunnen-aufsatzrohr, das nun oben offen war, hing etwa 2,50 m über dem Filter, 5,60 m unter Gelände, eine stehende Bohrlochpumpe von Klein, Schanzlin & Becker. Der Außendurchmesser der zweistufigen Maschine war 225 mm. An die Pumpe angehängt war ein 10 m langes nahtloses Saugrohr 100 mm l. W. Der stehende Motor stand mittels einer Laterne auf einem C-Eisenrost über Gelände. Die stehende Welle war in der Druckleitung in Gummilagern geführt. Abb. 5 zeigt die Gesamtanordnung über Gelände. Diese Maschine sollte 120 m³ stündlich leisten. Sie brachte es aber zunächst nicht über 70 m³. Die Leistung war also nur dieselbe wie bei den bisher angewendeten Brunnen nach Abb. 1. Die Maschine förderte nämlich Luft, obwohl sie sich nur 4 m über abgesenktem Wasserspiegel befand. Auch war ja das Saugrohr 10 m lang, und die Maschine hatte auf der Saugseite keine Stopfbüchse. Die einzige Flanschdichtung unter der Maschine erwies sich bei nochmaliger Kontrolle als vollständig dicht.

Nach Lage der Sache konnte die Luft nur durch das 330 mm weite Brunnenrohr von oben zutreten. Der abgesenkte Wasserspiegel im Brunnen befand sich nämlich rd. 2 m unter Oberkante des Hempeltaschenfilters. Das mit großer Gewalt in den Brunnen eindringende Wasser spritzt auf das Saugrohr und mischte sich hierbei mit der hier vorhandenen Luft. Bei der starken Strömung in dem Ringquerschnitt zwischen Brunnen und Saugrohr konnte sich diese Luft nicht wieder ausscheiden. Sie wurde vielmehr nach unten mitgerissen und kam so trotz des 10 m langen Saugrohres in die Maschine. Die Steigerung der Pumpenleistung war nun, nachdem die Ursache der Minderleistung von mir erkannt war, leicht. Der Ringquerschnitt zwischen Brunnenrohr und Druckrohr der Maschine wurde durch einen Pfropfen, und zwar durch Vergießen mit Steinzeugrohrmuffenkitt verschlossen. Damit war der Zutritt der Luft abgesperrt, und die Leistung der Kreiselpumpe konnte von 70 m³ auf 120 m³/h gesteigert werden.

Das entspricht einer Beanspruchung des Hempelfilters von 13,3 m³/lfd. m stündlich bei einem $k \approx 0,00025$ m/sek. Die spezifische Belastung der Brunnen sowohl nach Ausführung Abb. 1 als auch Abb. 4 ist dieselbe. Es ergibt sich aber eins aus diesen Erfahrungen am Brunnen 2. Die Anordnung der Abb. 1 ist für die Erreichung einer starken Leistung und damit

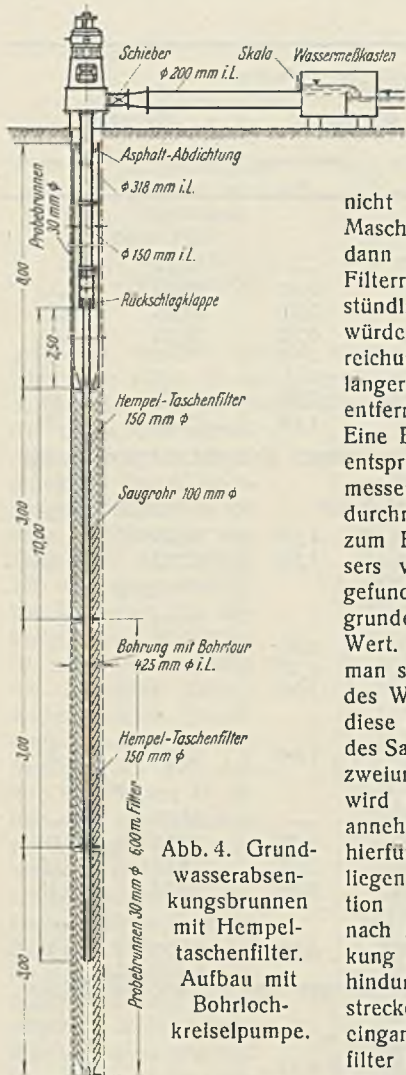


Abb. 4. Grundwasserabsenkungsbrunnen mit Hempeltaschenfilter. Aufbau mit Bohrlochkreiselpumpe.

großen Absenkungswirkung von großer Bedeutung. Durch die besondere Art des Brunnenaufbaues kann die Außenluft nicht zu dem Raum zwischen Hempelfilter und Saugrohr zutreten. Wäre die Konstruktion nicht so, wäre z. B. das Saugrohr der Maschine nur in den Brunnen eingehängt, dann würde eine Beanspruchung des Filterrohrs von höchstens $7,75 \text{ m}^3/\text{Ifd. m}$ stündlich möglich sein. Der Brunnen würde etwa $47 \text{ m}^3/\text{h}$ liefern. Die Erreichung des Beharrungszustandes würde längere Zeit dauern, bzw. die Brunnenentfernungen müßten verkleinert werden. Eine Beanspruchung von i. M. $12,5 \text{ m}^3/\text{h}$ entspricht bei 420 mm äußerem Durchmesser der Brunnenschüttung (Bohrdurchmesser) einer Geschwindigkeit des zum Brunnen zuströmenden Grundwassers von $2,63 \text{ mm}/\text{sek}$. Bei dem vorgefundenen feinen Sande des Untergrundes ist dies schon ein sehr hoher Wert. Er liegt über den Werten, die man sonst für die Zutrittsgeschwindigkeit des Wassers annimmt. Nach Groß soll diese etwa $0,001 \text{ m}/\text{sek}$ sein, wenn 40% des Sandes kleiner als $0,5 \text{ mm}$ sind. Die zweiundeinhalbfache Geschwindigkeit wird das Wasser wohl nicht freiwillig annehmen. Es muß eine Antriebskraft hierfür da sein. Und diese liegt in vorliegendem Falle darin, daß die Konstruktion des Hempeltaschenfilterbrunnens nach Abb. 1 es gestattet, die Saugwirkung der Maschine durch den Brunnen hindurch auf den Untergrund zu erstrecken. Ich hatte nämlich, wie bereits eingangs erwähnt, neben dem Hempelfilter innerhalb der Bohrung im Filterkies an jedem Brunnen ein Proberohr einsetzen lassen, um den

Eintrittswiderstand des Hempelbrunnens feststellen zu können. Glücklicherweise hatten diese Rohre oben Muffen, die mit einem Stopfen mit Gewinde dicht zu schließen waren. Es gelang vielfach aber nicht, in ihnen einen Wasserstand festzustellen. Sofort beim Öffnen des Verschlußstopfens riß nämlich öfters die Maschine ab, weil durch das Proberohr Luft zutrat und durch den Brunnen hindurch in das Saugrohr eindrang. Es war also an dieser Stelle im Brunnen ein Vakuum vorhanden. Ich habe später an einer Stelle auf solchem Beobachtungsbrunnen ein Vakuummeter angebracht und das am äußeren Brunnendurchmesser bei einer Belastung des Filters von 11 bis $13 \text{ m}^3/\text{Ifd. m}/\text{h}$ entstehende Vakuum auf etwa 1 bis 2 m Wassersäule festgestellt. Das Vakuum verschwand langsam im Laufe der Betriebszeit. Hier sei gleich

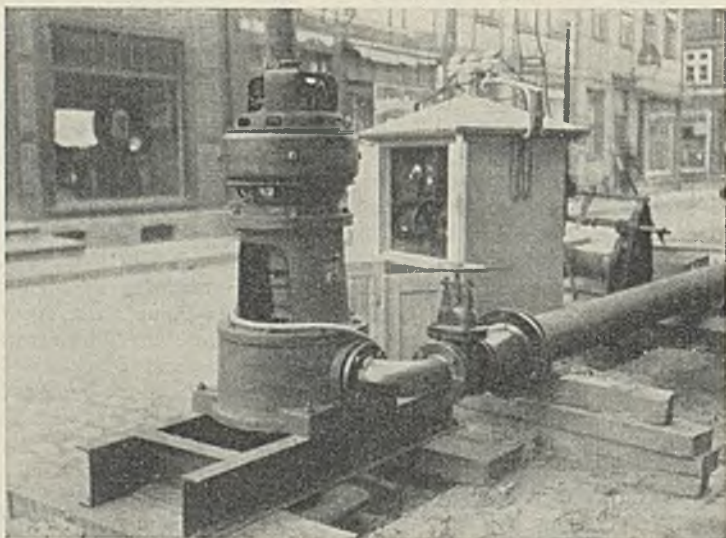


Abb. 5. Ansicht der über Gelände liegenden Bauteile eines Hempeltaschenfilterbrunnens mit Bohrlochkreiselpumpe.

bemerkt, daß dieser Umstand nicht ein Herausreißen des Sandes zur Folge hatte. Die Brunnen haben vielmehr außer in den ersten Minuten der Ingangsetzung keinen Sand gebracht. Auf welchen Umfang sich die Wirkung dieses Vakuums erstreckt, habe ich nicht feststellen können. Die von Groß angegebene normale Wassergeschwindigkeit von $1 \text{ mm}/\text{sek}$ würde erst bei einem Brunnendurchmesser von $1,10 \text{ m}$ vorhanden sein. Man darf also wohl sagen, daß es mit der Hempelschen Konstruktion bei einer Bohrweite von nur 420 mm ϕ gelingt, dieselbe Leistung zu erzielen wie bei einem Kiesschüttungsbrunnen von $1,10 \text{ m}$ ϕ . Die Verwendung solcher großen Brunnen mit den nötigen Schüttungen wäre aber bei Kanalisationsarbeiten einfach unmöglich. Ich habe diese Erfahrung bei meinen hiesigen Bauten auch machen können. Da sämtliche vorhandenen Hempelbrunnen eingebaut waren, andererseits aber zur Beschäftigung der Arbeiter der Einbau weiterer Brunnen sich erforderlich machte, auch die erforderlichen Hempelbrunnen so schnell nicht zu beschaffen waren, entschloß ich mich, Kiesschüttungsbrunnen mit zwei Schüttungen zu verwenden. Das Filterrohr hatte Schlitzlochung und grobes Drahtgewebe (12 Maschen/Zoll). Der Einbau dieser Brunnen dauerte erheblich länger. Dieser Umstand und der größere Verbrauch an Filterkies verteuerte die Brunnen so, daß die Mehrkosten zweier Brunnen den Preis eines Hempelfilters übertrafen. Die spezifische Leistung dieser Brunnen war geringer, nämlich rd. $6 \text{ m}^3/\text{Ifd. m}/\text{h}$ bei einem $k \approx 0,0005 \text{ m}/\text{sek}$. Ich fand auch hier bestätigt, daß der Abschluß der Luft zwischen Filterrohr und Saugrohr die Maschinenleistung erhöhte, allerdings nicht in dem Maße wie beim Hempelbrunnen, nämlich auf etwa $7,5 \text{ m}^3/\text{Ifd. m}/\text{h}$. Eine unangenehme Erfahrung mußten wir aber hier machen. Bei diesen Schüttungsbrunnen muß nämlich peinlich auf die richtige Korngröße des Filterkieses geachtet werden. Da der für den zu stützenden feinen Sand nötige Filtersand gerade nicht vorhanden war, nahm man das nächst größere Korn, was man beim Hempelbrunnen ohne Schaden öfters getan hatte. Da zeigte sich aber beim Kiesschüttungsbrunnen, daß der Brunnen nicht zu halten war. Der Sandzufluß war nicht aufzuhalten. Der Brunnen mußte aufgegeben werden. Alle diese Zufälligkeiten sind beim Hempelbrunnen nicht eingetreten. Der geringe Bohrdurchmesser gestattet schnelle Arbeit. Der geringe Verbrauch an Filterkies, die einfache, jederzeit leicht zu übersehende Kiespackung, gestatten schnellen Aufbau und Wiederbeseitigung eines solchen Brunnens.

Ich komme nun zurück auf die Leistung des soeben beschriebenen großen Brunnens, die ja nun sowohl in bezug auf Filterlänge als auch Maschinenleistung um 50% größer war als die Normalkonstruktion. Am 14. März 1930 wurden die Brunnen 1 u. 3 außer Betrieb gesetzt. Ihre Absenkungstrichter füllten sich nun auf, und die Wasserstände stellten sich unter dem Einflusse des nun mit 110 m^3 Stundenteistung nur allein arbeitenden Brunnens 2 neu ein. In der Tabelle sind die Entfernungen der Proberohre zu diesem Hauptbrunnen Rademacherstraße angegeben. Aus den Zahlen der Tabelle ist ersichtlich, daß die am 22. März 1930 verzeichneten Absenkungen 40 bis 70 cm tiefer gegenüber der des Brunnens 1 sind. Leider mußte auch hier der Versuch abgebrochen werden, da der Brunnen anderweit benötigt wurde. Durch das Zusammenarbeiten zweier solcher Brunnen mit 120 m Abstand dürfte sich bei den gegebenen Verhältnissen in der Mitte eine Mindestabsenkung von 2 m erzielen lassen.

Die Ausführungen des Frühjahres 1930 lassen nun einen sehr genauen Vergleich mit dem Ergebnisse der Ausführung 1928 zu. In diesem Jahre wurde der Hauptsammler in der Veerßer Straße und Lüneburger Straße gebaut. Seine Lage ist in der Zeichnung Abb. 2 durch eine Doppellinie dargestellt. Um das Grundwasser beseitigen zu können, sind seinerzeit längs der Baugrube auf der Strecke zwischen dem Stadtgraben 50 Stück Gewebebrunnen gebaut worden. Die Länge des hierbei trocken gelegten Gebiets parallel zum Fluß ist dieselbe wie die des Jahres 1930. In diesem Frühjahr waren die Verhältnisse eher noch etwas ungünstiger, insofern die Straßen und damit die einzubauenden Kanäle in etwas größerer Flußnähe lagen. Es genügten aber zur Absenkung des Grundwassers in etwa derselben Tiefe und vielleicht etwas größerer Fläche vier gewebelose Brunnen gegenüber den 50 Gewebebrunnen, die 1928 nötig waren. Es dürfte wohl schwer sein, ein Beispiel beizubringen, bei dem der Vorteil der Hempelbrunnen sich deutlicher nachweisen ließe als hier.

In Tabelle 2 sind nun noch die Ergebnisse der Grundwasserabsenkung bei drei weiteren Brunnen verzeichnet, die allein für sich gearbeitet haben. Brunnen 4 und 5 sind nach Abb. 1 gebaut worden und mit geringerer Absenkung betrieben worden als sonst. Die Kreiselpumpen haben nur mit etwa 6 m Saughöhe gearbeitet. Bei Brunnen 4 war zudem noch die äußere Kiesschüttung etwas zu grob gewählt, so daß hier die Filterschichten des Brunnens sich langsam zusetzten. Dies zeigt sich am Filterwiderstand des Brunnens, der anfangs $0,6 \text{ m}$ betrug und langsam auf $1,20 \text{ m}$ anstieg. Dieser Filterwiderstand betrug bei Brunnen 5 nur $0,05 \text{ m}$. Hier hätte sich durch Anwendung einer größeren Pumpe wahrscheinlich eine größere Absenkung erzielen lassen. Brunnen 6 in der

Tabelle 3. Zusammenstellung von k -Werten.

Lfd. Nr.	Ort	Datum	Q in sekl	H in m	R in m	y_3	y_{30}	y_{60}	y_{120}	k zwischen r_3 u. R	k zwischen r_{30} u. R	k zwischen r_{60} u. R
1	Gudesstraße . . .	15. 2. 30	17,0	10,70	118	8,75	10,07	10,40	—	0,000 46	0,000 48	0,000 48
		21. 2. 30	13,9	10,70	180	8,69	9,84	10,18	—	0,000 46	0,000 46	0,000 46
		13. 3. 30	9,75	10,70	1200	8,57	9,57	9,77	—	0,000 46	0,000 46	0,000 46
2	Rademacherstraße .	18. 3. 30	34,0	14,50	180	12,19	12,97	13,22	14,09	0,000 72	0,000 46	0,000 32
		22. 3. 30	28,0	14,50	210	12,19	12,86	13,06	13,93	0,000 61	0,000 39	0,000 28
3	Am Platz	3. 3. 30	17,0	10,46	102	8,75	9,82	10,21	10,29	0,000 59	0,000 52	0,000 52
		27. 3. 30	11,5	10,46	162	8,37	9,27	9,93	10,14	0,000 37	0,000 37	0,000 37
4	Ringstraße	22. 3. 30	22,2	10,50	300	9,16	9,69	9,95	—	0,001 18	0,000 03	0,001 03
		1. 4. 30	22,0	10,50	420	9,09	9,64	9,87	—	0,001 05	0,001 03	0,001 03

Brückenstraße war mit der Bohrlochkreiselpumpe ausgerüstet, genau wie der Brunnen 2 Rademacherstraße. Die Ergebnisse der Absenkung sind noch etwas günstiger als bei 2, weil beim Brunnen 6 eine längere Zeit für die Ausbildung der Absenkungskurve zur Verfügung stand. In 200 m Entfernung vom Brunnen war die Absenkung immer noch 0,50 m.

Leider sind die beobachteten Grundwasserabsenkungskurven nicht so, daß sie zur Ableitung einwandfreier ganz allgemein gültiger theoretischer Ergebnisse geeignet wären. Zunächst sind leider die Bodenschichten sowohl in der Längsrichtung als auch in der Tiefe sehr verschieden. Deshalb ergeben sich fast überall verschieden große Bodendurchlässigkeiten. Dann ist der Boden in städtischen Straßen durchsetzt mit einzelnen Baugruben von Versorgungsleitungen, die dem Grundwasser einen Weg in bestimmter Fließrichtung geben. Schließlich sind auch unsere Grundwasserabsenkungsmaschinen nicht die einzigen, die dem Grundwasserträger Wasser entnehmen. Vielfach wurden unsere Messungen durch Entnahmen von Brenneren usw. beeinflusst. Vor allem auch wird durch die fortschreitende Kanalisationsarbeit die Regelmäßigkeit des Absenkungstrichters gestört. Die gefundenen Absenkungskurven sind also nicht einheitlich. Die verschiedenen geschilderten Einflüsse bringen es mit sich, daß es nicht möglich ist, den Verlauf der Kurven rechnerisch zu verfolgen. Sie haben, wie Aufzeichnungen im logarithmischen Maßstabe ergeben haben, vereinzelt Parabelform. Meistenteils weichen sie jedoch infolge der geschilderten Einflüsse erheblich von einer einheitlichen Parabelform ab. Ich habe an einer Anzahl von Einzelbrunnen die k -Werte zwischen den einzelnen Beobachtungsbunnen ausgerechnet, und zwar auf Grund der folgenden Formel:

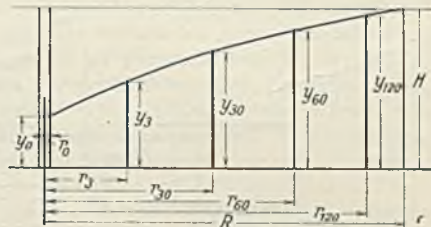


Abb. 6.

$$k = \frac{Q (\ln R - \ln r_{30})}{\pi (H^2 - y_{30}^2)}$$

Die vorstehende Zusammenstellung (Tabelle 3) zeigt, wie verschieden die k -Werte und damit die Bodenschichten bzw. deren Wasserdurchlässigkeit sind. In dem k -Werte sind aber ohne Zweifel die vorstehend geschilderten Einflüsse berücksichtigt. Die Kenntnis des k -Wertes genügt zur Beurteilung der Wirkung einer Grundwasserabsenkungsanlage. Der k -Wert zusammen mit dem i_0 -Werte, dem sogen. Grenzgefälle, genügt aber auch zur Beurteilung der Leistung eines Filterbrunnens. Die Wassermenge, die ein Filterbrunnen von y_0 m Filterlänge herzugeben imstande ist, ist

$$Q = 2 r_0 \pi y_0 k i_0,$$

wobei entsprechend dem Darcyschen Gesetze $v = k i_0$ gesetzt ist. Sichardt hat auf Grund seiner Beobachtungen an ausgeführten Grundwasserabsenkungen²⁾ die Abhängigkeit des Wertes i_0 von k errechnet und hierfür die Formel

$$i_0 = \frac{1}{15 \sqrt{k}}$$

aufgestellt. In Abb. 7 ist diese i_0 -Kurve aufgetragen. Ich habe nun aus den von mir gefundenen Werten, die in Tabelle 3 enthalten sind, die Werte von i_0 bei den von mir verwendeten Hempelbrunnen errechnet und in demselben Diagramm eingetragen. Dabei sind die Beobachtungen unberücksichtigt geblieben, bei denen infolge der Unmöglichkeit, am äußeren Durchmesser des Brunnen im Pellrohr den Wasserstand festzustellen, die im Betriebe gewesene Filterlänge nicht genau ermittelt

²⁾ Sichardt, Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenkungstiefen. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer.

werden konnte. Die in dieser Beziehung einwandfreien Werte lassen sich zwanglos zu einer Kurve vereinigen, die über der Sichardtschen Kurve liegt. Neuere Beobachtungen ergeben Werte, die noch etwas höher liegen. Es scheint dies damit zusammenzuhängen, daß die äußere Filterkesselschicht an den Untergrund noch sorgfältiger angepaßt worden war als vordem. Ich habe in dem Diagramm Abb. 7 eine zweite Kurve eingezeichnet und diese mit i_0 -Maximum bezeichnet. Es muß weiteren Beobachtungen vorbehalten bleiben, festzustellen, wie etwa der Mittelwert dieser i_0 -Kurve aussieht. In Abb. 8 sind auch die Brunnen-

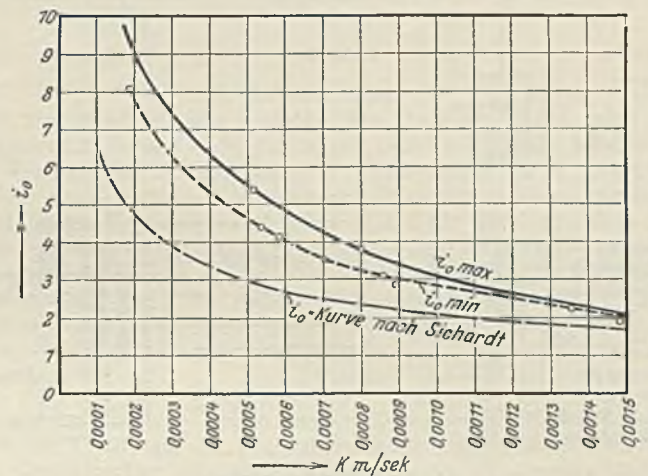


Abb. 7.

Darstellung der Abhängigkeit des Grenzgefälles i_0 vom k -Werte.

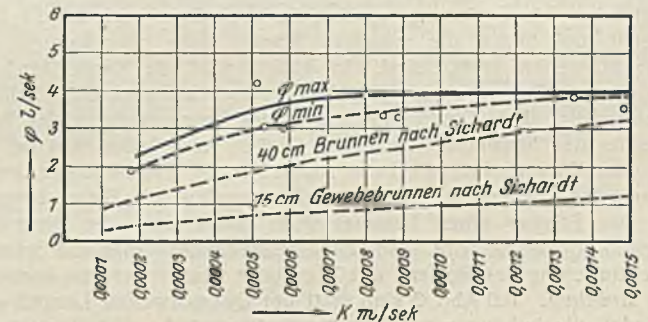


Abb. 8.

Darstellung der Abhängigkeit der Brunnenleistung vom k -Werte.

leistungen in Abhängigkeit vom k -Werte aufgetragen. Diese Werte beziehen sich auf 1 stgd. m Filter. Die Darstellung enthält außer den Werten, die Sichardt für einen 15-cm-Gewebebrunnen angegeben hat, noch die auf Grund der Sichardtschen Zahlen errechnete Leistung eines Brunnen von 40 cm l. W. Darüber liegen die beiden Kurven für die Leistungen der Hempelbrunnen, und zwar entsprechend den i_0 -Werten eine Minimum- und eine Maximumkurve. Das Diagramm zeigt, daß die Leistungen der Hempelbrunnen bei einzelnen k -Werten fast das Doppelte der von Sichardt auf Grund von Versuchen an Gewebebrunnen ermittelten Werte betragen. Die von mir ermittelten Kurven scheinen auch von den Sichardtschen Kurven etwas abzuweichen. Die Aufstellung einer Gleichung, insbesondere für die i_0 -Kurve, muß aber, wie bereits erwähnt, so lange unterbleiben, bis die genaue Form der Kurve durch weitere Beobachtungen festgestellt sein wird. Immerhin werden die von mir bisher ermittelten Werte für die Größenbemessung von Grundwasserabsenkungsanlagen mit Hempelbrunnen wertvolle Anhalte geben.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Wände aus alten eisernen Eisenbahnschwellen.

Von Reichsbahnrat Fahl, Salzwedel.

Beim Wasserbau sind statt massiver Mauern eiserne Wände bereits häufig ausgeführt, und es sind in der Bautechn. derartige Ausführungen wiederholt beschrieben worden. Beim Eisenbahnbau kann man statt massiver Bauweisen solche mit Altschienen und alten eisernen Schwellen anwenden und dadurch erhebliche Ersparnisse erzielen.

Abb. 5 bleibt die Oberkante der Schiene 8 cm tiefer als die Oberkante der Schwellen. Die obere Schwelle wird an einem Ende, um keine zu großen Fugen in der Bahnsteigkante zu erhalten, wie aus dem Längenschnitt ersichtlich ist, schräg abgeschnitten. Bei Abb. 6 sind die Schwellen hinter die Schienen gesetzt. Die Schienen bleiben, damit sie nicht in die Umgrenzung des lichten Raumes hineinreichen und beim Überschreiten der Gleise nicht hinderlich sind, an ihrem oberen Ende unter Oberkante Bahnsteig und werden schräg abgeschnitten. Die obere Schwelle wird, damit sie sich an die Schienen anlegen kann, an ihren Enden mit Beton ausgefüllt.

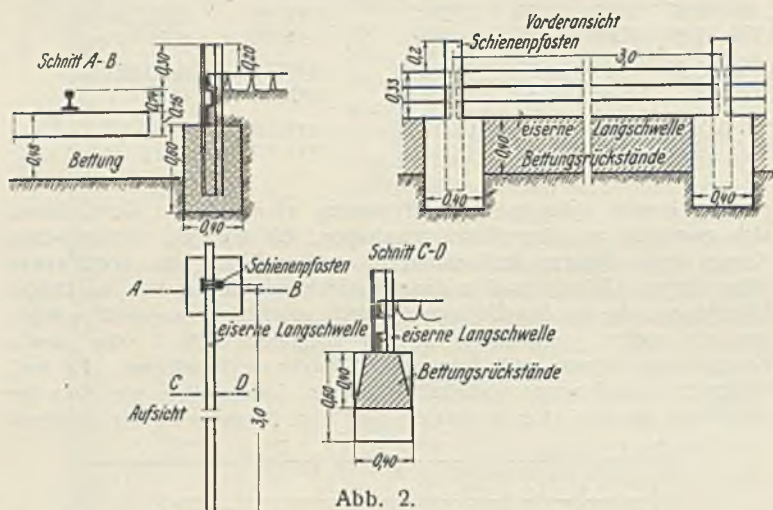


Abb. 2.

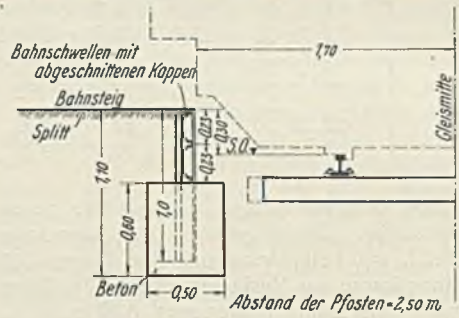


Abb. 4.

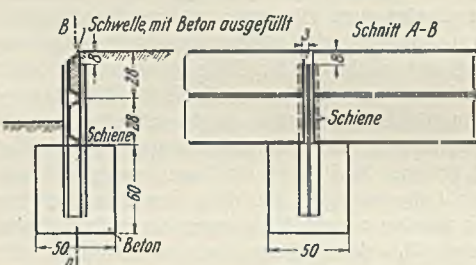


Abb. 5.

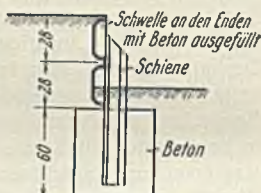


Abb. 6.

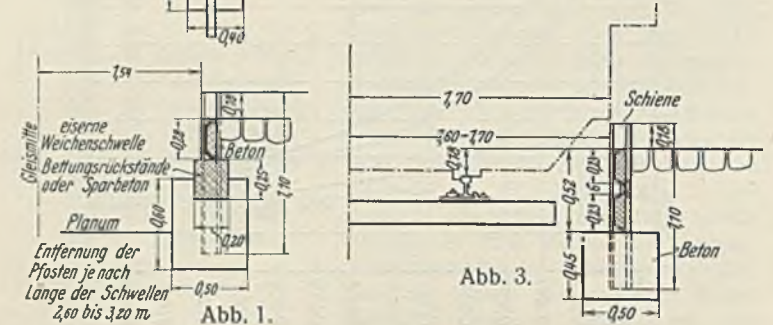


Abb. 3.

1. Ladestraßenkanten.

Ladestraßenkanten in vorwiegend massiver Bauweise sind in der Bautechn. 1928, Heft 8, S. 100/101 und im „Bahnbau“ 1930, Nr. 17, S. 287 beschrieben. Als Ergänzung werden die Bauweisen nach Abb. 1, 2 u. 3 mitgeteilt, bei denen die massiven Wände mehr oder weniger durch eiserne Schwellen ersetzt sind. In Abb. 1 wird die Kante durch eine Reihe eiserner Querschwellen gebildet, die zwischen senkrechte Schienenpfosten gesetzt sind. Zur Verhinderung des Durchrutschens des Bodens wird unter den Schwellen ein kleiner Graben ausgehoben und mit Sparbeton oder Rückständen, die beim Ausleiben der Steinschlagbettung gewonnen sind, ausgefüllt. Die Schwellen werden mit Beton ausgefüllt, damit das Pflaster einen besseren Halt erhält und das Rosten der Schwellen verhindert wird. Auf der Gleisseite kann man die Schwellen zur Verhinderung des Rostens mit Teer oder einem anderen Rostschutzmittel streichen. Bei Abb. 2 sind statt der Querschwellen Langschwellen verwendet, die in Längen von 3 m zerschnitten sind. Abb. 3 zeigt zwei Reihen eiserner Bahnschwellen (Querschwellen) übereinander. Bei dieser Ausführung sind die Köpfe durch Hammerschläge so weit umgebogen, daß man die Schwellenenden zwischen Schienenkopf und -fuß schieben kann. Der zwischen den beiden Schwellenreihen wegen der größeren Höhe der Köpfe entstehende Spielraum von 6 cm ist mit Beton ausgefüllt. Um eine größere Höhe der Wand zu erzielen, kann man diesen mit Beton auszufüllenden Spielraum auch vergrößern. Bei den Ausführungen nach Abb. 1 sind die Köpfe mit Hilfe eines Sauerstoffapparates abgebrannt. Konstruktionen nach Abb. 1 bis 3 sind auf mehreren Bahnhöfen ausgeführt, und ich glaube diese Bauweisen in erster Linie empfehlen zu können. Die Ausführung ist sehr einfach. Schlosserarbeiten sind damit nicht verbunden. Die Schwellen liegen ohne besondere Befestigung zwischen den Schienen.

2. Bahnsteigkanten.

Die Konstruktion niedriger Bahnsteigkanten aus eisernen Schwellen zeigen die Abb. 4 bis 6. Es sind in allen Fällen zwei Reihen Schwellen übereinandergesetzt. Bei Abb. 4 u. 5 sind die Schwellen zwischen Kopf und Fuß der Schienen gesetzt. Bei Abb. 4 ist die Schiene, damit sie nicht zu hoch heraussteht, am oberen Ende schräg abgeschnitten. Bei

3. Rampenmauern.

Auch massive Rampenmauern kann man durch Bauweisen aus eisernen Schwellen ersetzen. Abb. 7 zeigt eine Rampenwand, die aus vier Reihen übereinandergelegter Schwellen gebildet ist.

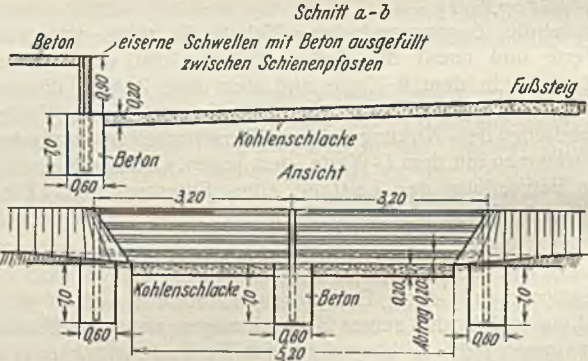
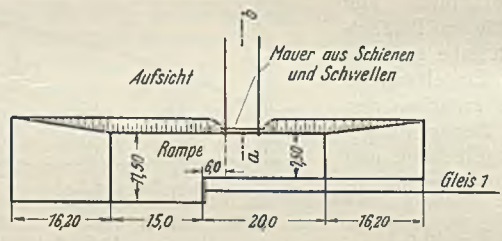


Abb. 7.

4. Grabenaussteifung.

Stellt man zwei der beschriebenen Schwellenwände in einem Abstände von 50 bis 60 cm voneinander auf und steift sie gegeneinander ab, so erhält man eine brauchbare Grabenaussteifung. Bei Abb. 8 sind die Schienenpfosten an ihrem oberen und unteren Ende durch Eichenhölzer gegeneinander abgesteift. Man kann auch längere Schienen verwenden und in den Boden einrammen. Dann fällt die untere Steife fort. Diese Ausführungsweise empfiehlt sich bei sehr schlammigem Untergrunde. In Abb. 9 ist statt zweier Schienenpfosten eine U-förmig gebogene Schiene verwendet. Das der Einschnittböschung zugekehrte senkrechte Schienenstück ist länger als der andere senkrechte Schenkel, damit man im Bedarfsfalle bei Böschungsrutschungen noch eine dritte Schwellenreihe einsetzen kann.

5. Böschungsbefestigung.

In Abb. 9 ist auch die Befestigung einer zu Rutschungen neigenden Böschung dargestellt. Die Böschung wird mit Tafeln abgedeckt, die aus einer Anzahl Schwellen bestehen, die durch Schienen gehalten werden. Diese Schienen stützen sich am unteren Ende gegen die unter 4. beschriebene Grabenaussteifung. An ihrem oberen Ende werden sie durch eingerammte Schienen gehalten.

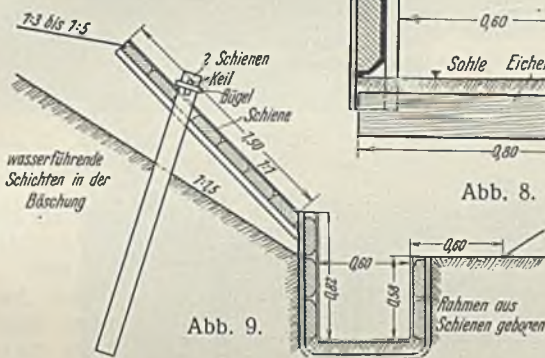


Abb. 9.

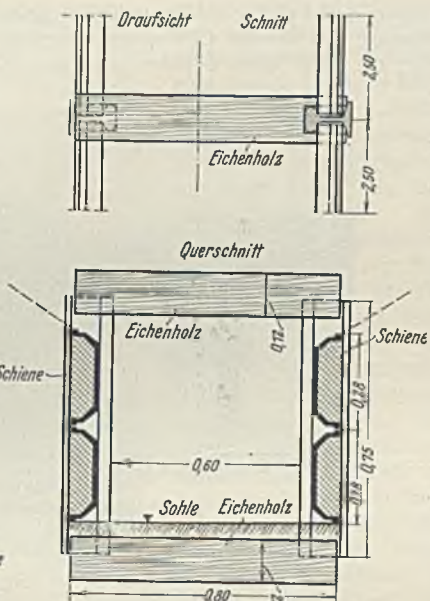


Abb. 8.

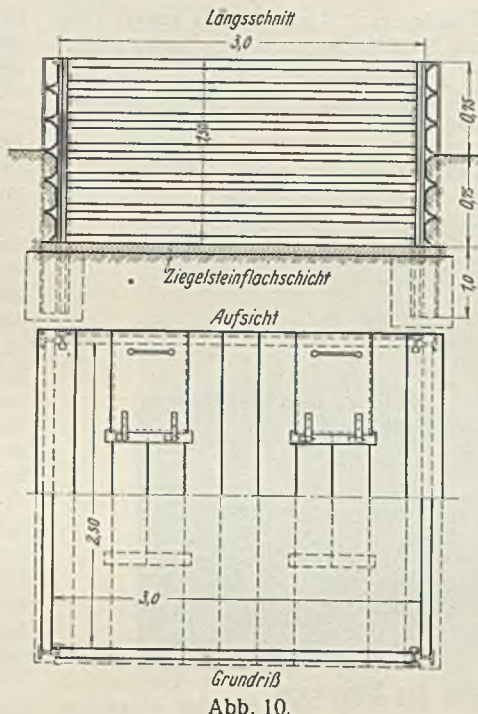


Abb. 10.

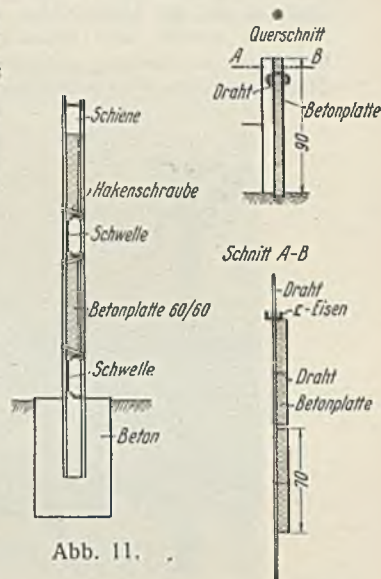


Abb. 11.

Abb. 12.

halten. Durch diese Befestigung des Böschungsfußes soll die sonst bei Rutschungen ausgeführte kostspielige Abflachung der ganzen Böschung erspart werden.

6. Müllgruben, Schuppen u. a.

Abb. 10 stellt eine Müllgrube dar. Die Wände sind aus sechs Reihen Schwellen gebildet, die Eckpfosten aus je zwei Schienen. Aus dieser Ausführung kann man schließen, daß man noch höhere Wände aus Schwellen herstellen und diese auch zur Umschließung größerer Räume wie Güterschuppen und Magazinegebäude verwenden kann. Die Schienenpfosten in den Wänden würden dann als Konstruktionsteile der Binder der Gebäude im Sinne meiner Vorschläge in der Bautechn. 1926, Heft 49, S. 717 mit zu verwenden sein. Sollen solche Wände von größerer Höhe als Stützmauern dienen, so kommen Verankerungen, wie sie auch für eiserne Wände bei Wasserbauten verwendet werden, in Frage.

Die Schwellen können bei höheren Wänden zum Teil durch billigere Betonplatten von handlicher Größe, z. B. 50 x 50 oder 60 x 60 cm ersetzt werden, die mit Hakenschrauben an den Schwellen befestigt werden (Abb. 11), so daß Schienen und Schwellen ein Gerüst bilden, das mit Betonplatten ausgefüllt wird.

7. Schneezäune.

Der zuletzt angegebene Gedanke liegt auch der Konstruktion von Schneezäunen nach Abb. 12 zugrunde, mit dem Unterschiede jedoch, daß wegen der geringen Beanspruchung der Schneezäune die Schienen und Schwellen durch leichtere Konstruktionsteile ersetzt werden. An Stelle der senkrechten Schienenpfosten kann man z. B. alte Siederöhre oder C-Eisen von alten Wagenkasten verwenden und als waagerechte Konstruktionsteile Siederöhre oder starken Draht. Die Betonplatten werden am unteren Ende durch den Erdboden gehalten und am oberen Ende an dem Längsdraht oder Siederohr durch ein Drahtstück befestigt, das durch ein in der Platte befindliches Loch gesteckt und an beiden Enden umgebogen wird.

Ausgeführt sind von den genannten Bauweisen solche nach Abb. 1 bis 4, 6 bis 8, 10 und die Grabenbefestigung nach Abb. 9. Es sind sowohl Gleisschwellen als auch Weichenschwellen verwendet. Die Anwendungsmöglichkeiten solcher Bauweisen sind sehr vielfältig und mit den angegebenen Beispielen nicht erschöpft.

Ein besonderer Vorzug dieser Bauweisen ist der, daß diese Bauten sich, ohne zerstört zu werden, leicht abbrechen und an eine andere Stelle versetzen lassen. Das ist sehr wichtig, da erfahrungsmäßig häufig Bahnhofsumbauten erforderlich werden. Massive Bauten verursachen dagegen in solchen Fällen große Kosten für Abbruch, und das dabei gewonnene Altmaterial kann man nur teilweise wiederverwenden.

Alle Rechte vorbehalten.

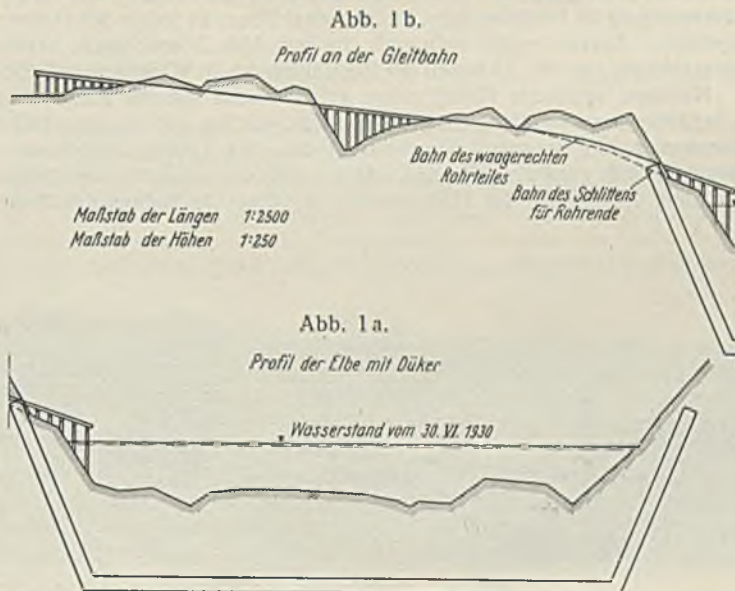
Zwei bemerkenswerte Dükerverlegungen durch die Elbe.

Von Dr.-Ing. Krauth, Direktor der B. Wittkop AG. für Hoch- und Tiefbau, Magdeburg, und Oberingenieur Krauß, AG. für Bauausführungen, Berlin.

Die soeben vollendete Ferngasleitung der Großgaserei Mitteldeutschland AG. von Magdeburg nach Leipzig erforderte eine zweimalige Durchquerung der Elbe, einmal bei Brambach, etwa 8 km von Roßlau entfernt, und zum anderen Male dicht bei Rothensee, unmittelbar bei Magdeburg.

Die Versenkung des Dükers bei Brambach erforderte ein besonderes Verfahren, weil die etwa 225 m lange, aus nahtlosen Rohren bestehende Leitung von 450 mm ϕ in einem Stück eingebracht und versenkt werden mußte. Der Bauherr verlangte nämlich, daß die ganze Rohrleitung vor dem Versenken 24 Stunden unter 5 at Druck liegen mußte, um die Dichtigkeit der Muffen einwandfrei festzustellen.

Da gegen Herstellung der Leitung am Ufer parallel zum Fluß oder auf Fahrzeugen längs des Ufers und darauffolgendes Einschwimmen Hindernisse auftauchten, die kaum zu überwinden waren, so entschlossen sich die ausführenden Firmen, die Rohrleitung über die Elbe zu ziehen und dann zu versenken. Während der Herstellung der Baggerrinne in dem sandigen und darunterliegenden tonigen Untergrund (vgl. Abb. 1a) wurde auf dem linken Ufer eine etwa 6 m breite, schiefe Ebene teils durch Anlegung eines Einschnittes, teils durch Gerüstbau geschaffen und auf ihr zwei Bohlenbahnen mit Gefälle zur Elbe angelegt (Abb. 1b). Zwei Bahnen waren erforderlich, weil die Rohrleitung an beiden Enden auf je 25 m Länge aufgebogen war. Der Abstand von der Längsachse der Rohrleitung bis zu der Achse an den Enden betrug 5 m. In diesem Abstände verliefen die beiden Bohlenbahnen.



Die Rohrleitung wurde auf Schlitten verlegt und mittels starker Taue an diese festgebunden. Die zwölf Schlitten waren mittels eines durchgehenden Drahtseiles miteinander verbunden, das über die Elbe zur Trommel der auf dem rechten Ufer verankerten starken Winde lief. Inzwischen wurden nach Beendigung der Baggerarbeiten die Joche zum Aufhängen der Leitung gerammt (Abb. 2). In der Fahrrinne blieb eine Öffnung von etwa 60 m frei von Gerüsten.



Abb. 2. Beginn des Einziehens.

Nachdem die Gleitbahnen gehörig mit Schmierseife vorbereitet waren, wurde mit dem Herüberziehen der Leitung begonnen. Abb. 2 zeigt den Beginn dieser Arbeiten. Im Vordergrund des Bildes rechts ist das Ende der Gleitbahn sichtbar. Sobald der Schlitten das Ende der Gleitbahn erreichte, ging er auf einen Schwimmer über und wurde dort festgemacht.



Abb. 3. Schwimmer nach Beendigung des Einziehens.

Einen Schwimmer zeigt Abb. 3. Auf diese Weise wurde die Leitung trotz des am Tage der Absenkung herrschenden strömenden Regens in vier Stunden über die Elbe gezogen. Auf Abb. 4 hat die Leitung das rechte Ufer beinahe erreicht. Auf dem Prahm im Vordergrund dieser Abbildung liegen die Beschwerungsstücke aus Beton.

Jetzt wurden die stromab liegenden Tonnen der Schwimmer angebohrt. Diese sackten nach hinten ab. Die mit den Ketten der Flaschenzüge gefaßte Rohrleitung hingte sich beim Abgleiten von den Schlitten von selbst ein (Abb. 5). Das Aufbringen der Beschwerungsstücke — insgesamt wurden etwa 2,5 t Last aufgebracht — vom Prahm und Handkähnen aus erforderte deshalb viel Zeit, weil die Rohrleitung nicht, wie beabsichtigt, über dem Wasserspiegel lag, sondern durch zu frühes Abgleiten von den Schwimmern tiefer zu liegen kam. Ihr Scheitel lag etwa in Wasserspiegelhöhe. Das Absacken der Schwimmer durch Anbohren der beiden äußersten Fässer ging zu langsam vonstatten, deshalb wurden, um diesen Arbeitsvorgang zu beschleunigen, weitere zwei Fässer an jedem Schwimmer angebohrt. Daraus ergibt sich auch die auf Abb. 5 ersichtliche starke Schrägstellung und das Absinken der Rohrleitung bis in Wasserspiegelhöhe.

Nachdem sämtliche Flaschenzüge gefaßt hatten und die Rohrleitung in der Höhenlage sorgfältig ausgeglichen war, vollzog sich das eigentliche Absenken mittels der zwölf Flaschenzüge bis etwa 4,50 m unter Wasserspiegel in nicht ganz zwei Stunden. Abb. 6 zeigt die Baustelle unmittelbar nach dem Absenken. Im Hintergrund ist dort die Bohlen-Gleitbahn



Abb. 4. Beendigung des Einziehens nach 4 1/2 Stunden.

sichtbar. Die Leitung mußte natürlich beim Absenken wegen der starken Strömung von den im Oberstrom verankerten Fahrzeugen mittels Drahtseile, die über Winden liefen, von den Pfahljochen abgezogen werden.



Abb. 5. Absenken der Schwimmer.



Abb. 6. Abgesenkte Leitung.

Während des ganzen Arbeitsvorganges konnte an dem am linken Ende der Leitung angebrachten Manometer stets beobachtet werden, ob die Muffen dicht geblieben waren.

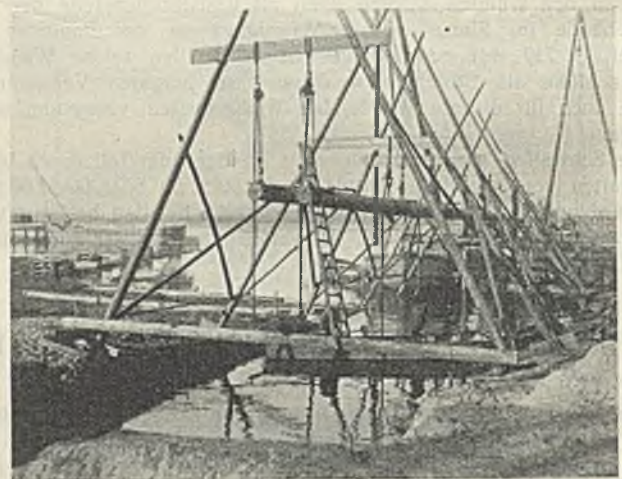


Abb. 7. Montage der Leitung auf der rechten Ufersseite.

Dieser dem Schiffbau entlehnte Arbeitsvorgang hat sich gut bewährt. Die Schlitten rutschten auf der Gleitbahn zunächst immer um 1,50 bis 2,50 m. Mit Zunehmen der Schwimmeranzahl wuchs natürlich der Widerstand gegen das Gleiten. Die Schlitten legten immer kürzer werdende Wege nach jedem Seilzug zurück. Allerdings hat der den ganzen Tag anhaltende, strömende Regen die Schmierseife trotz ständiger Erneuerung immer wieder abgespült und die Gleitfähigkeit stark beeinträchtigt. Die während des Abgleitens vorgenommenen Messungen geben daher keine einwandfreie Unterlage für die Beurteilung der Frage, ob das Gefälle der Bahnen nicht hätte vergrößert werden sollen. In diesem Falle wären aber in den Geländesenken hohe Gerüste erforderlich geworden, deren Kosten durch einen verkürzten Ablauf des Rohres kaum



Abb. 8. Montage des einzuschwimmenden Leitungsteiles am linken Ufer.

gerechtfertigt gewesen wären, da der Zeitgewinn schätzungsweise höchstens eine Stunde betragen hätte. Das Befestigen der Schlitten auf den Schwimmern bedingte keinen Zeitverlust, da diese Arbeit bis zum Wiedertraffspannen des Zugsseiles stets beendet war.

In Magdeburg handelte es sich um die Verlegung einer durch Rohrschellen miteinander verbundenen Doppelleitung vom gleichen Rohrdurchmesser wie oben. Im Gegensatz zu Brambach konnte hier ein Teil der Rohrleitung an Gerüsten in der Trasse aufgehängt werden, während der zweite Teil der Rohrleitung auf festem Gerüst auf der rechten Elbseite montiert

und die Doppelleitung mit einer Länge von rd. 120 m schwimmend eingefahren wurde.

Abb. 7 zeigt die Aufhängung der Doppelleitung auf dem rechten Elbufer. Auf dem linken Elbufer wurde das einzuschwimmende Stück ausgelegt und an Auslegerkränen, die auf sieben Baggerschuten montiert waren, aufgehängt (Abb. 8). Die Schuten hatten gleiche Abstände und waren am Bug durch Drahtseile zur Wahrung des Abstandes miteinander verbunden.

Elbufer stromabwärts eingefahren. Sämtliche Schuten wurden durch zwei stromauf verankerte Bagger einzeln an den Baggerwinden gehalten, so daß dadurch ein gleichmäßiges Einschwenken gewährleistet war.

Abb. 10 zeigt das Einschwenken. In Abb. 11 liegt die Rohrleitung bereits über der endgültigen Trasse. — Nunmehr wurde die schwimmende

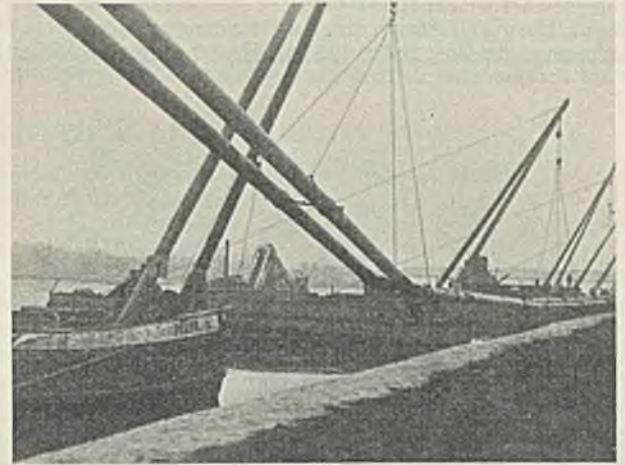


Abb. 9. Leitung am linken Ufer, fertig montiert.

Leitung mit der auf dem festen Gerüst aufgehängten verschweißt, durch auf beide Rohrleitungen aufgelegte Betonformstücke beschwert und abgesenkt. Nach dem Absenken folgte die Sicherung der Rohrleitung ungefähr in der gleichen Weise wie bei Brambach durch Steinschüttung.

Das Einschwenken und das Versenken der Rohrleitung einschl. Herstellen der Schweißstellen ging ebenfalls in einem Tage vor sich.

Die Arbeiten bei Brambach wurden von den Firmen: B. Wittkop AG.



Abb. 10. Die Leitung wird eingeschwommen.

Abb. 9 zeigt die Leitung, wie sie gerade von den sieben Schuten aufgenommen ist und zum Einschwenken bereit steht. Die in einer Linie ausgerichteten Schuten wurden etwa radial mit Drehpunkt am linken



Abb. 11. Beendigung des Einschwimmens.

für Hoch- und Tiefbau, Magdeburg, und AG. für Bauausführungen, Berlin, die Arbeiten bei Magdeburg von den Firmen: B. Wittkop AG. für Hoch- und Tiefbau, Magdeburg, und H. Leymann, Bremen, ausgeführt.

Vermischtes.

Straßenbrücke über den Mississippi bei Quincy, Ill. In Quincy, Ill., wird nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, Nr. 15, v. 9. Okt., S. 572, eine neue Straßenbrücke erbaut, die den tiefsten Teil des Strombettes mit einem über zwei Öffnungen von je 190,6 m durchlaufenden Parallelfachwerkträger überquert. Die Unterkante des Tragwerkes liegt 16,72 m über HHW und 21,3 m über MW. Zu beiden Seiten der Hauptöffnungen schließen sich einfache Balkenbrücken auf Eisenbeton-

Der Pfeiler 8 steht mit seiner Unterkante etwa 6 m unter NW auf dem felsigen Untergrund des Strombettes. Die Gründung fand statt innerhalb zweier Fangedämme von je 4,5 x 5,2 m Grundfläche aus Stahlspundwänden von 12 m Länge, die jedoch erst nach mehrmaligem Nachrammen ein Arbeiten in trockener Baugrube gestatteten. Der Pfeiler 9 steht auf zwei Senkbrunnen, die teils durch Baggerung, teils durch Druckluftgründung bis auf den Fels an einem Baugerüst aufgehängt und geführt herabgelassen

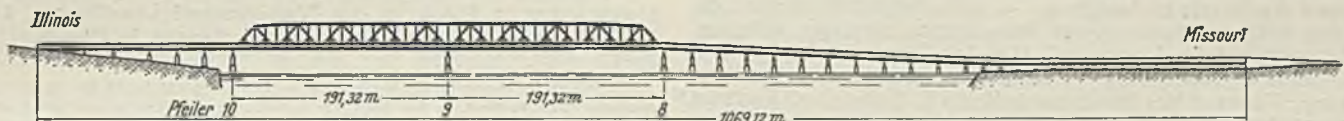


Abb. 1.

pfeilern an, und zwar Blechträgerbrücken von 23,7 bis 30,1 m und Trägerbrücken 10,6 bis 15,2 m Stützweite (vgl. Abb. 1).

Die Brücke ruht auf 36 Pfeilern und zwei Endwiderlagern. Mit Ausnahme der 7 Pfeiler am Ufer von Illinois, die auf Fels im Trockenem erbaut wurden, waren die übrigen Pfeiler im Wasser zu gründen.

werden. Die Brunnen bestehen aus 6 m hohen, beiderseits mit Bohlen bekleideten Stahlzylindern, an die oben ebenfalls 6 m hohe hölzerne Senkboxen angeschlossen waren. Für die Herstellung des Pfeilerschaftes im Trockenem wurde dann ein runder Fangedamm um die Baugrube errichtet. Abb. 2 zeigt im Vordergrund diesen Pfeiler kurz nach der Fertigstellung.

Der Pfeiler 10 steht auf 168 Stück hölzernen Pfählen von 8,2 bis 10,6 m Länge, die durch eine Grundplatte von $19,2 \times 7,3$ m an den Köpfen zusammengelagert sind. Die Grundplatte ist innerhalb einer Stahlpundwand geschützt, die etwa 5 m unter die Unterkante der Platte hinabreicht und dauernd zum Schutze der Pfeiler belassen wurde.

Ursprünglich war vorgesehen, von dem Mittelpfeiler ausgehend den durchlaufenden Träger der Hauptöffnungen gleichzeitig nach beiden Seiten auszukragen. Durch eine Abänderung des Gründungsverfahrens von Pfeiler 9 ergab sich dann die Notwendigkeit, den Hauptträger vom Pfeiler 8 ausgehend auf Holzgerüsten vorzustrecken, wie aus Abb. 2 ersichtlich.

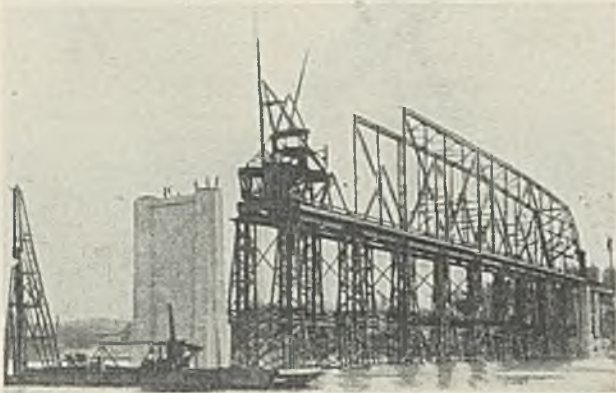


Abb. 2.

Die Aufstellung geschah mit Hilfe eines auf dem fertigen Teil der Brücke verschleppbaren Holzkrans mit stählernem Ausleger von 21 m Länge und 35 t Tragkraft. Die Konstruktionsteile wurden mit Hilfe einer 5-t-Gaslokomotive zum Kran befördert.

Die Fahrbahn der Brücke ist rd. 6,10 m breit; sie wird von einer auf Querträgern aus I-Profilen ruhenden Eisenbetondecke von 30,8 cm Dicke gebildet. An den Seiten sind erhöhte Fußgängerstege von 1,25 m Breite vorgesehen.

Wegen ungünstiger Witterungs- und Wasserverhältnisse im Fluß konnte die Bauausführung nicht zum vorgesehenen Zeitpunkte (1. März 1930) fertiggestellt werden. Die Fahrbahndecke und der Brückenanstrich mußten vielmehr nachträglich ausgeführt werden. Zs.

Der Kampf gegen den Lärm. Der Verein deutscher Ingenieure hat eine wissenschaftliche Arbeitsgemeinschaft unter dem Namen „Fachausschuß für Lärminderung“ und dem Vorsitz von Präsident Prof. Dr. Wagner, Direktor des Heinrich-Hertz-Instituts für Schwingungsforschung an der Technischen Hochschule Berlin gebildet. Das Arbeitsgebiet wird betreut von den Arbeitsausschüssen für Physik, Medizin, Bautechnik, Maschinentechnik, Rechtslage und Verwaltung, Erziehung und Aufklärung und schließlich Finanzierung. Die Leiter der Arbeitsausschüsse sind Dr.-Ing. Berger von der Schriftleitung der Zeitschrift „Die Schalltechnik“, Prof. h. c. Prof. Biehl vom Institut für Raum- und Bau-Akustik, Direktor Dipl.-Ing. Genest, Baurat Hölftje vom Magistrat Berlin, Direktor Dr.-Ing. ehr. Hellmich vom Verein deutscher Ingenieure, Prof. Dr.-Ing. Hort und Privat-Dozent Dr.-Ing. Meyer vom Heinrich-Hertz-Institut und Sanitätsrat Dr. Peysers.

Durch diesen Zusammenschluß soll eine Grundlage für die gemeinsame Bearbeitung des Lärmproblems durch Behörden und Vertreter aller an der Lärmbekämpfung interessierten Kreise geschaffen werden. Der Fachausschuß wird auch auf der Bauausstellung Berlin 1931 mit Vorfürhrungen und zusammenfassenden Darstellungen vertreten sein.

Berichtigung. In Heft 14, S. 210 der Bautechn. 1931, 1. Sp., Zeile 22 von oben, ist zu setzen an Stelle von „Geschiebeabtriebs“ das Wort „Geschiebeabriebs“.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernann: zum Vizepräsidenten einer Reichsbahndirektion: der Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Behren unter gleichzeitiger Versetzung von Trier nach Königsberg (Pr.); — zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Patetti unter gleichzeitiger Versetzung von Frankfurt (Oder) nach Wuppertal und Ruidisch in Augsburg; — zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Salfeld, Vorstand des Betriebsamts Insterburg, Düring, Vorstand des Betriebsamts Magdeburg 1, Heyden, Vorstand des Betriebsamts Köln-Deutz 2, Haeseler, Vorstand des Betriebsamts Görlitz 1, Hülsenkamp, Vorstand des Betriebsamts Berlin 1, Zetzsche, Vorstand des Betriebsamts Schwarzenberg, Claußnitzer, Vorstand des Neubauamts Zwickau (Sa.), de la Sauce, Dezernent der R. B. D. Magdeburg, Hane, Dezernent der R. B. D. Berlin, Laschke, Vorstand des Maschinenamts Breslau 1, Karl Günther, Leiter der Versuchsabteilung für Lokomotiven beim Ausbesserungswerk Grunewald, Josef Weber, Vorstand des Messungsamts bei der R. B. D. Nürnberg, Strege, Vorstand des Verkehrsamts Magdeburg, Lagatz, Dezernent der R. B. D. Magdeburg, Dr. jur. Karl Fischer, Dezernent der R. B. D. Stettin, Buff, Dezernent der R. B. D. Essen,

Dr. jur. Kronheimer, Dezernent der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), und Kurz, Dezernent der R. B. D. Stuttgart; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Mengewein beim Betriebsamt Görlitz 1, Barthel beim Betriebsamt Pöppeln 1, Wittschell bei der R. B. D. Berlin, Bürkiien, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Paderborn Hauptbahnhof, und Ludwig beim R. Z. R. in Berlin, die Reichsbahnassessoren Dr. jur. Krevet beim R. Z. E. in Berlin, Kloebe bei der R. B. D. Köln, Windscheid bei der R. B. D. Stettin, Dr. jur. Eberbach bei der R. B. D. Essen, Stockmann bei der R. B. D. Altona, Dr. jur. et rer. pol. Schumann bei der R. B. D. Dresden, Dr. jur. Kromer bei der R. B. D. Karlsruhe und Dr. jur. Johannes Jäger beim Verkehrsamt Karlsruhe, sowie der Reichsbahnmann Dorias, Vorstand des Verkehrsamts Plauen (Vogtl.); — zum Reichsbahnoberrat: der technische Reichsbahnoberräte Roder bei der Gruppenverwaltung Bayern in München; — zum Reichsbahnrat: die technischen Reichsbahnoberräte Cortzen in Altona, Spies in Hamm (Westf.), Brand in Merseburg, Thamke in Minden (Westf.), Doering in Magdeburg, Ihmann in Oepeln und Motz in Augsburg und die Reichsbahnoberräte Dierkop in Magdeburg, Brandt in Frankfurt (Oder) und Momburg in Wuppertal-Elberfeld; — zum Reichsbahnbaumeister: die Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Larsen im Bezirk der R. B. D. Berlin, Beringer im Bezirk der R. B. D. Stuttgart und Balbig im Bezirk der R. B. D. Dresden.

Versetzt: die Direktoren bei der Reichsbahn Koehler, Dezernent der R. B. D. Stettin, zur R. B. D. Mainz als Abteilungsleiter auftragsweise und Klewitz, Dezernent und Abteilungsleiter der R. B. D. Wuppertal, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Trier, die Reichsbahnoberräte Kreß, Dezernent der R. B. D. Hannover, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Stettin, Michaelis, Vorstand des Betriebsamts Cottbus 1, als Vorstand zum Betriebsamt Guben, Dr. jur. Gau, Dezernent der R. B. D. Magdeburg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Erfurt, die Reichsbahnräte Paulsen, Vorstand des Betriebsamts Guben, als Vorstand zum neuerrichteten Betriebsamt Berlin 11, Dr.-Ing. Ernst Frölich, bisher bei der R. B. D. Essen, zur R. B. D. Berlin, Hin, bisher bei der R. B. D. Wuppertal, zur Oberbetriebsleitung Ost in Berlin, Emil Frank, bisher beim Betriebsamt Karlsruhe 1, zur R. B. D. daselbst, Müller-Hillebrand, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, zur R. B. D. Hannover, Niemann, Vorstand des Maschinenamts Uelzen, als Vorstand zum Maschinenamt Rheine, Kurt Lehmann, Vorstand des Maschinenamts Rheine, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Magdeburg-Salbke, Dencker, bisher beim Maschinenamt Berlin 2, zur R. B. D. Mainz, Gehrman, Dezernent der R. B. D. Frankfurt (Main), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Dr. jur. Karl Hermann, Dezernent der R. B. D. Magdeburg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Frankfurt (Main), Wendt, Vorstand des Verkehrsamts Hameln, als Dezernent zur R. B. D. Altona, Dr. jur. Genest, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Dezernent zur R. B. D. Berlin, Dr. jur. Hartenberg, bisher bei der R. B. D. Oepeln, als Vorstand zum Verkehrsamt Hameln und Wilbrand, bisher bei der R. B. D. Münster (Westf.), zur R. B. D. Stettin, die Oberlandmesser auf wichtigeren Dienstposten Schwartz und Niemann, bisher bei der R. B. D. Magdeburg, zur R. B. D. Altona, die Reichsbahnbaumeister Beyer, bisher beim Betriebsamt Koblenz 1, zur R. B. D. Berlin und Kunze, bisher beim Maschinenamt Berlin 3, zum R. Z. E. in Berlin, die Reichsbahnassessoren Windscheid, bisher bei der R. B. D. Stettin, zur R. B. D. Oepeln und Dr. jur. Maß, bisher bei der R. B. D. Hannover, zur R. B. D. Münster (Westf.).

Überwiesen: der Reichsbahnrat Dr. rer. pol. Acker vom Betriebsamt Karlsruhe 3 zum Betriebsamt Karlsruhe 1.

Auszeichnung: dem Reichsbahnoberrat Paul Wagner, Dezernent des R. Z. M. in Berlin, ist von der Technischen Hochschule in Aachen die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen worden.

In den Ruhestand getreten: der Reichsbahnoberrat Jung, Dezernent der R. B. D. Frankfurt (Main), die Reichsbahnbeamten Otto Neumann, Vorstand des Tarifbüros der R. B. D. Breslau, Mühlradt, Betriebskontrollleur bei der R. B. D. Kassel, Ochs, bei der R. B. D. Kassel, Schöneck, Vorstand der Bahnelsterei 5 in Königsberg (Pr.), Himmen, Vorstand des Rechnungsbüros bei der R. B. D. Wuppertal, Handwerker beim Prüfungsamt der R. B. D. Wuppertal, Brutschke, Betriebskontrollleur beim R. Z. B. in Berlin, Schütz, Vorstand des Hauptbahnhofs Augsburg, und Junker, Vorstand des Hauptbahnhofs Chemnitz.

Gestorben: die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Schmitz bei der R. B. D. Halle (Saale) und Lippert, Vorstand des Verkehrsamts Passau.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte (W.) Seggelke vom Hafenbauamt in Pillau an das Wasserbauamt Lauenburg a. d. Elbe und Wöltinger von Dagebüll an das Wasserbauamt in Husum.

INHALT: Internationaler Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für eine Straßenbrücke über den Rhein in Basel. — Zur Frage der Aufbesserung der Niedrigwasserstände der Elbe unterhalb der Saalemündung durch Talsperrenschubwasser. — Neuere Erfahrungen bei Grundwasserabsenkungen mittels Hempelbrunnen. — Über Wände aus alten eisernen Eisenbahnschwellen. — Zwei bemerkenswerte Dukerverlegungen durch die Elbe. — Vermischtes: Straßenbrücke über den Mississippi bei Quincy, Ill. — Kampf gegen den Lärm. — Berichtigung. — Personalmeldungen.