

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 10. Juni 1927.

Heft 26

Alle Rechte vorbehalten.

Die Köln-Mülheimer Brücke.

Am 28. April d. J. wurde von der Stadtverordnetenversammlung der Stadt Köln beschlossen, nicht die vom Preisgericht zur Ausführung empfohlene Bogenbrücke (Entwurf Krupp,¹⁾ sondern eine Hängebrücke zu bauen. Was zu diesem Beschluß geführt hat, soll heute hier nicht erörtert werden. Der Beschluß wurde durch ein neues Angebot der Firma Fried. Krupp wieder in Frage gestellt. Nun reichten auch die Gutehoffnungshütte und Klönne, die letzte Firma in Verbindung mit Krupp, je einen weiteren Entwurf für eine Bogenbrücke ein. Die Stadt Köln berief zwei neue Gutachter, die Herren Professoren Dr.-Ing. Beyer und Dr.-Ing. Gaber, um zu den nun noch in Frage stehenden Entwürfen Stellung zu nehmen. Auf Grund des Gutachtens dieser beiden Gutachter ist nun am 19. Mai von der Stadtverordnetenversammlung endgültig der Bau einer Hängebrücke beschlossen worden.

Die Äußerungen²⁾ der beiden Gutachter sind so erstaunlich, daß wir es für unsere unabwendbare Pflicht halten, im Interesse des Ansehens der deutschen Brückenbauwissenschaft dazu Stellung zu nehmen.

Für die endgültige Beschlußfassung lagen folgende Entwürfe vor:

1. Entwurf Krupp. Über dem Strom vollwandiger Bogenträger mit genietetem Zugband, das an beiden Enden je an einem Hebel angreift und einen Teil des Horizontalschubes des Bogenträgers aufnimmt. Der Rest des Horizontalschubes wird durch die Hebel auf die Widerlager übertragen. Die Seitenöffnungen werden von Gewölben überspannt.

2. Entwurf Krupp-Klönne. Vollwandiger Bogenträger mit Zugband aus Kabeln über der Stromöffnung. Blechbalkenträger über den Seitenöffnungen.

3. Entwurf Gutehoffnungshütte. Vollwandiger Bogenträger mit genietetem Zugband über dem Strom. Blechbalkenträger über den Seitenöffnungen.

4. Hängebrücken.

Wir können uns auf die Äußerungen der beiden Herren Gutachter zu den ersten drei Entwürfen beschränken.

Bei dem ersten Entwurf bemängeln die Herren Gutachter die konstruktive Durchbildung der Hebel, ohne anzugeben, welches die Mängel sind. Sie geben aber zu, daß sich die Mängel beheben lassen und daß diese für die Ablehnung des Entwurfes nicht ausschlaggebend sein können. Sie verwerfen jedoch den Entwurf deshalb, weil noch ein Teil des Horizontalschubes des großen Bogenträgers in die Widerlager komme und diese nur durch die Gegenwirkung der Gewölbe der Nachbaröffnungen standsicher seien. Im Falle eines Krieges sei aber mit der Sprengung der Nachbaröffnungen zu rechnen, wodurch die Standsicherheit des großen Bogenträgers auf das Ernsteste gefährdet werde.

Hält man an der Forderung der Herren Gutachter fest, daß der Überbau der großen Stromöffnung auch bei Sprengung der Überbauten der dem großen Stromüberbau benachbarten Seitenöffnungen standsicher sein muß, so ergibt sich folgendes überraschende Bild, das vielleicht auch dem Herrn Oberbürgermeister und der Stadtverordnetenversammlung der Stadt Köln zu denken gibt:

Werden bei der Krupp'schen Bogenbrücke die dem großen Überbau benachbarten Gewölbe gesprengt, so behält der große Überbau zweifels- ohne seine Standsicherheit. Denn in diesem Falle beträgt die größte Kantenpressung des Baugrundes unter den Widerlagern bei Niedrigwasser ohne Verkehrslast 6 kg/cm^2 und mit Belastung durch 70 000 Menschen $6,6 \text{ kg/cm}^2$, bei Hochwasser 5 kg/cm^2 und $5,6 \text{ kg/cm}^2$. Das Verhältnis zwischen den wagerechten und senkrechten, auf die Widerlager wirkenden Kräften erreicht bei Niedrigwasser die Werte 0,158 und 0,202, bei Hochwasser 0,198 und 0,249.

Wird aber einer der Seitenarme der in sich verankerten Hängebrücke gesprengt, so stürzt die ganze Hängebrücke in sich zusammen. Dasselbe geschieht, wenn eine der Pylone oder das Kabel an einer Stelle gesprengt wird.

Die Forderung der Herren Gutachter, daß der große mittlere Überbau ohne das Zutun der seitlichen Überbauten standsicher sein muß, wendet sich also gegen die Hängebrücke.

Unseres Erachtens ist die Forderung der Herren Gutachter aber auch unbegründet. Die Stadt Köln braucht sich in dieser Hinsicht nicht um ihre Hängebrücke zu sorgen.

Wir fragen: „Haben nicht unsere Vorgänger und die lebenden Ingenieure hunderte von Bogenbrücken und Gewölben gebaut, bei denen die

einzelnen Überbauten nur durch den Schub der Nachbarbogen standsicher sind?“

Wir fragen weiter: „Gibt es überhaupt ein Bauglied, das ohne ein anderes für sich standsicher ist?“ Das andere Bauglied kann ein Widerlager, ein Pfeiler, der Stab des Fachwerkes eines Balkenträgers, das Zugband eines Bogenträgers, das Kabel einer Hängebrücke usw. sein.

Die Herren Gutachter führen als zweiten Grund für die Ablehnung des Entwurfes „Krupp“ den an, daß auf Kies gegründete, vom Schub der Bogenträger belastete Pfeiler ausweichen könnten.

Wir fragen die Herren Gutachter: „Sind nicht hunderte von auf Schub beanspruchten Bogenbrückenpfeilern auf Kies gegründet worden? Überspannen nicht in den Nachbarstädten Kölns, in Bonn und in Düsseldorf, zwei gewaltige, kühne, auf Kies gegründete Bogenbrücken mit Bogenschub den Rhein? Haben nicht die beiden weltbekannten Brückenbauanstalten Gutehoffnungshütte und Hein, Lehmann & Cie. in den letzten Jahren die Düsseldorfer Bogenbrücke von 15 auf 25 m verbreitert, ohne die Pfeiler zu verstärken? Müßten nicht diese beiden Firmen nach der Ansicht der Herren Gutachter wegen sträflicher Leichtfertigkeit vor Gericht gestellt werden? Müßte Düsseldorf die Brücke nicht sofort für den Verkehr sperren?“

Wir fragen weiter: „Ist den Herren Gutachtern nicht das eingehende Gutachten bekannt, das der allseitig anerkannte Forscher und Statiker Prof. Grüning der Firma Krupp über die Standsicherheit der Bogenbrücke erstattet hat?“

Den zweiten Entwurf erkennen die Herren Gutachter als eine beachtenswerte und aus dem Rahmen herausfallende Lösung an; sie warnen aber davor, diese neuartige Lösung mit Zugband aus Kabeln bei der großen Köln-Mülheimer Brücke anzuwenden. Sie raten, daß die Deutsche Reichsbahn zunächst diese neuartige Lösung bei einer Bogenbrücke von 70, 80 oder 100 m Stützweite versuchen soll. Wenn bei einer solchen Brücke ein Fehlschlag eintrete, so lasse sich dieser Schaden mit geringem Geldaufwand wieder gutmachen.

Wir nehmen nicht an, daß die Herren Gutachter glauben, ein ernster Fehlschlag bei einer Eisenbahnbrücke, ein Einsturz, sei nicht von großer Bedeutung. Denn ein Einsturz einer Eisenbahnbrücke unter einem vollbesetzten Personenzug würde der Deutschen Reichsbahn und damit auch dem deutschen Volke unermeßlichen Schaden zufügen. Die deutschen Eisenbahnstrecken würden mit Recht vom Auslande als betriebsgefährlich gemieden werden.

Wir fragen aber: „Ist der Versuch mit dem Zugband aus Kabeln bei einer Straßenbrücke mit großem Eigengewicht und verhältnismäßig kleiner Verkehrslast oder bei einer Eisenbahnbrücke mit großer, schnell bewegter Verkehrslast und verhältnismäßig kleinem Eigengewicht gefährlicher?“

Wir fragen weiter: „Gibt es einen wesentlichen Unterschied der baulichen Durchbildung und des Anschlusses zwischen einem Zugband aus Kabeln einer Bogenbrücke und einem Hängegurt aus Kabeln einer in sich verankerten Hängebrücke?“ Die Herren Gutachter werden uns keinen wesentlichen Unterschied zu nennen wissen. Will man aber einen Unterschied feststellen, so ist es der, daß das Kabelzugband der Bogenbrücke auf reinen Zug, der Kabelhängegurt der Hängebrücke auf Zug und Biegung beansprucht wird. Dieser Unterschied fällt also zugunsten der Bogenbrücke aus. Sonst gilt der Grundsatz: „Was dem einen recht ist, ist dem andern billig.“ In Köln scheint aber der Grundsatz zu herrschen: „Was der Hängebrücke recht ist, ist noch lange nicht der Bogenbrücke billig.“

Die Herren Gutachter begründen die Ablehnung des Krupp-Klönneschen Entwurfes damit, daß wichtige bauliche Einzelheiten noch nicht erprobt sind. Wenn dieser Einwand berechtigt wäre, so träfe er in weit erhöhtem Maße die von den Herren Gutachtern empfohlene Hängebrücke.

Den dritten Entwurf tut Herr Prof. Dr.-Ing. Gaber als Sprecher der beiden Herren Gutachter mit folgenden Worten ab: „Irgend ein nennenswerter Fortschritt auf technischem Gebiet ist bei diesem Entwurf nicht zu entdecken. Sehr schön ist die Linienführung, sehr schön ist die Ansicht im ganzen, einwandfrei ist die Konstruktion. Sie bewegt sich durchaus im Rahmen dessen, was wir gewöhnt sind. Ich persönlich hätte als Ingenieur nur versucht, bei einer so großen Aufgabe auf dem bisher beschrittenen Wege einen Schritt weiter zu gehen. Das ist hier nicht geschehen. Es ist nichts Neues da, es ist auch nichts da, was man bemängeln könnte. Es ist so wie bei einem Staatsbeamten, der befördert wird, wenn nichts gegen ihn vorliegt.“

Wir fragen: „Wie ist es möglich, daß ein technisch und wirtschaftlich guter und ästhetisch befriedigender Entwurf abgelehnt wird, weil er keinen

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 5 u. f. und „Der Bauingenieur“ 1927, Heft 13 u. f. — ²⁾ Nach dem Stenogramm in der Sitzung der vereinigten Ausschüsse am 18. Mai 1927.

technischen Fortschritt aufweist?" Die Ausschreibungsbedingungen der Stadt Köln enthielten nicht die Forderung, daß die Entwürfe technische Neuerungen bringen mußten.

Den zweiten Entwurf lehnen die Herren Gutachter ab, weil er eine neue, nicht erprobte Lösung bringt, den dritten Entwurf verwerfen sie, weil er keine technische Neuerung bringt. Wir vermögen hierin ebensowenig einen folgerichtigen Zusammenhang zu erblicken, wie in dem Vergleich zwischen einer Brücke, die wegen Mangels an Fortschritt nicht gebaut werden soll, und einem Staatsbeamten, der befördert wird, weil gegen ihn nichts vorliegt.

Die besprochenen Entwürfe haben zwar nicht dem Preisgericht vorgelegen; sie sind aber Abänderungen der beurteilten Entwürfe, zu denen die Entwurfsverfasser von der Stadt Köln gedrängt worden sind aus Gründen, die wir nicht als stichhaltig anerkennen. Wir stehen nach wie

vor auf dem Standpunkte, daß der zur Ausführung empfohlene Entwurf unter dem vom Preisgericht ausgesprochenen Vorbehalt unbedenklich hätte ausgeführt werden können. Unter diesen Umständen halten wir uns als Mitglieder des Preisgerichtes für verpflichtet, zu der Beurteilung der Ersatzentwürfe Stellung zu nehmen.

Vor dem Forum der deutschen Ingenieurwissenschaft legen wir gegen die gutachtlichen Äußerungen der Herren Professoren Dr.-Ing. Beyer und Dr.-Ing. Gaber in einer solch wichtigen Bauangelegenheit, wie es der Bau der Köln-Mülheimer Brücke ist, Verwahrung ein.

Zimmermann. Schaper.

Dem Urteil der Herren Zimmermann und Schaper schließen sich an: Ellerbeck. Franzius. Grüning. Hertwig. Karner. Kayser. Kirchner. Kommerell. Krohn. Kulka. Bruno Schulz. Voß. Weidmann.

Die hölzernen Funktürme des Rundfunksenders München-Stadelheim.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. H. Seitz, Oberingenieur der Karl Kübler A.-G., Stuttgart.

Die Rundfunksendeanlage in München-Stadelheim wurde im Januar 1926 in Betrieb genommen. Kurz vorher waren ihre beiden 100 m hohen eisernen Antennentürme fertiggestellt worden, die zuvor während des Sommers 1925 auf dem Gelände der Deutschen Verkehrsausstellung in München gestanden hatten und dort wegen ihrer eleganten Form oft bewundert worden waren. Es zeigte sich jedoch während des Betriebes, daß durch die Anordnung der Antennenanlage ein unverhältnismäßig hoher Energieverlust bedingt war, demgegenüber man auf Abhilfe bedacht sein mußte.

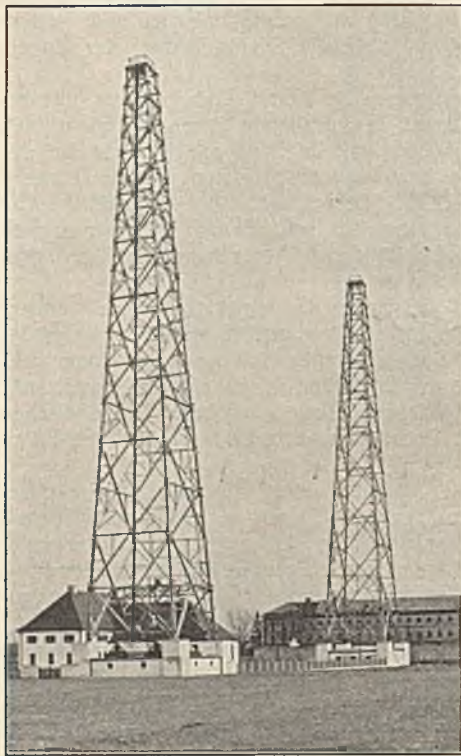


Abb. 1.

Man zog zu diesem Zweck in erster Linie die Erstellung hölzerner Funktürme in Betracht, wie solche in der Umgebung Münchens bereits mehrfach mit gutem Erfolge erbaut worden sind. Im Verfolg einer beschränkten Ausschreibung fiel der Zuschlag für Lieferung und Aufstellung der Holztürme an die Karl Kübler A.-G., Stuttgart, die die werkstattmäßige Ausführung durch ihr Lizenzwerk Steinbeis & Consorten, Bruckmühl-Brannenburg, vornehmen ließ.

Bei dem Entwurf der Holztürme waren die Fundamente als gegeben zu betrachten, da die bestehenden Fundamente der Eisentürme auch für die Holztürme benutzt werden sollten. Der Grundriß der Türme war dadurch auf ein Quadrat von 12 m Seitenlänge festgelegt. Die bei der Ausführung in Holz unvermeidlichen wesentlich

größeren Windangriffsflächen hatten zur Folge, daß für die neuen Türme die Höhe von 100 m auf 75 m herabgesetzt werden mußte, da sonst die Gewichte der Fundamentkörper nicht die nötige Standsicherheit gewährleisten hätten. Man glaubte, eine Änderung der Fundamente vermeiden und die Turmhöhe auf $\frac{3}{4}$ der seitherigen beschränken zu dürfen, da man sich von den Holztürmen von vornherein eine wesentlich günstigere elektrische Leistung versprach.

Als Belastungsannahmen für die Berechnung des Turmes waren neben dem Eigengewicht ein Spitzenzug von 600 kg durch das Antennenseil und der Winddruck zu berücksichtigen. Der letztere ist in Anlehnung an die „Normen für Starkstromleitungen“ vom 1. Juli 1921, jedoch mit 150 kg/m² statt 125 kg/m² senkrecht getroffener Fläche angenommen, wobei wie in den Normen die rückwärtige Tragwand als im Windschatten liegend nur mit der Hälfte in Ansatz gebracht ist. Wenn auch diese Lastverminderung auf der windabgelegenen Seite nicht einwandfrei begründet sein mag, so wurde sie doch von der üblichen Berechnungsweise eiserner Türme übernommen, da sie sich bisher bewährt zu haben scheint und im vorliegenden Falle die Flächenbelastung ohnehin um $\frac{1}{5}$ höher gewählt wurde. Die zulässigen Beanspruchungen des Baustoffes

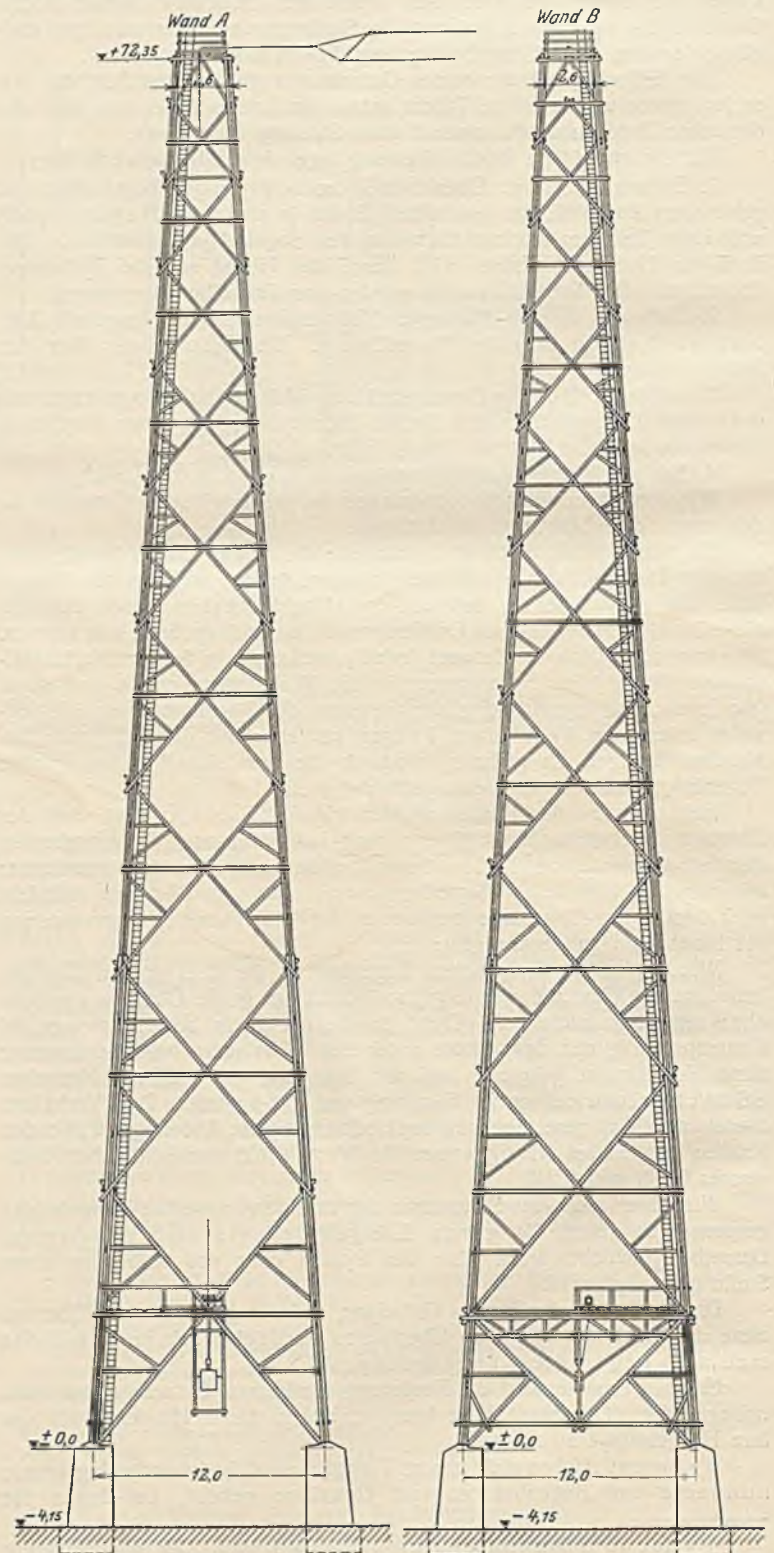


Abb. 2.

wurden entsprechend den bayerischen „Oberpolizeilichen Vorschriften“ vom 14. April 1918 in die Berechnung eingeführt. Von einer Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen, wie sie die oben angeführten Normen im Verhältnis zu den sonst statthaftern Spannungszahlen, und zwar bei Eisen und bei Holz, vorsehen, wurde Abstand genommen. Wohl wirken die Windlasten, neben denen diejenigen aus ständiger Last nur einen geringen Bruchteil (etwa $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{10}$) betragen, in rechnungsmäßiger Höhe nur in seltenen Ausnahmefällen und auch dann wohl nur auf kurze Zeit, was für die Formänderungen und die Widerstandsfähigkeit des Bauwerkes zweifellos von Vorteil ist, andererseits aber sind die Berechnungsannahmen derartiger Türme noch nicht im gleichen Maße erprobt, wie beispielsweise diejenigen von Dachbindern, auch darf nicht damit gerechnet werden, daß das Holz bei dieser Verwendungsart den gleichen Grad von Trockenheit wie sonst und damit dieselbe Festigkeit erreicht, weshalb diese Vorrichtung am Platze war.

Die Gesamtanordnung des Fachwerksystems ist aus Abb. 1 u. 2 zu entnehmen. Es wurde Wert darauf gelegt, die Schrägstäbe in den Knotenpunkten zentrisch anzuschließen, wie dies bei den Holzbauten des Systems Kübler allgemein der Fall ist. Die Durchführung dieses Gesichtspunktes stößt bei räumlichen Fachwerken in Holz auf Schwierigkeiten, da sich die Stabanschlüsse hier nicht auf so engen Raum zusammenrängen lassen wie im Eisenbau. Weiter wird die konstruktive Durchbildung dadurch erschwert, daß sämtliche Stäbe Wechselspannungen aufweisen. Es ist hier deshalb nicht angängig, einzelne Füllstäbe auf den Gurthölzern nur druckfest aufzusetzen, wie dies bei den üblichen Dachbindern häufig angeht und die Konstruktion wesentlich vereinfacht. Die Anwendung eines Fachwerksystems mit wechselweise wirksamen Druckstrebencharen hätte zwar einfachere Stabanschlüsse ermöglicht, doch wäre die Zahl der anzuschließenden Stäbe entsprechend größer und die Konstruktion im ganzen weniger wirtschaftlich geworden. Durch die Verschiebung der Hauptknotenpunkte je zweier benachbarter Tragwände um eine halbe Stockwerkhöhe konnten die beiden dort zusammenlaufenden Hauptstreben mittig und zug- und druckfest angeschlossen werden. Den übrigen Füllstäben kommt ohnehin nur untergeordnete Bedeutung zu, so daß ihr außenmittiger Anschluß ohne Bedenken in Kauf genommen werden konnte.

Aus ähnlichen Erwägungen heraus wurde auch darauf verzichtet, den Eckpfosten im unteren Teil des Turmes einen stärkeren Anlauf zu geben. Es sind dadurch gewinkelte Zugstöße dieser Hölzer vermieden worden, die, da sie in einen der Knotenpunkte hätten verlegt werden müssen, deren Durchbildung erschwert hätten. Die durchweg vierteiligen Eckpfosten, die bis auf etwa 25 m Höhe 13/13 cm, darüber 10/10 cm messen, erhielten ihre Stöße jeweils etwa 0,80 m über den Knotenpunkten, was sich auch für die Aufstellung als zweckmäßig erwies.

Bei der großen Länge der Schrägstäbe in den unteren Stockwerken (in Wand A bis zu 17 m) mußte der Knicksteifigkeit in der Richtung senkrecht zur Wandebene besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, zumal da die Streben in ihrem Kreuzungspunkte gestoßen waren. Es wurden hier wagerechte biegezugsfeste Zangen angeordnet, die in den unteren Stockwerken vergittert, weiter oben verbübelt sind. Diese Zangen dienen gleichzeitig zur Aufnahme der auf die Streben und Füllstäbe anfallenden Windkräfte. Bei der Berechnung der Zangen wurde von der Überlegung ausgegangen, daß ihre Biegezugfestigkeit so groß sein muß, daß sie die bei einem seitlichen Ausweichen der Druckstreben entstehenden wagerechten Kräfte aufzunehmen und darüber hinaus den Punkt wieder in seine ursprüngliche Lage zurückzudrücken vermag. Aus Abb. 3 ergibt sich die Größe der wagerechten Kraft H , die durch ein seitliches Ausweichen des Strebenkreuzungspunktes um den Betrag f hervorgerufen wird, zu

$$(1) \quad H = -\frac{4Pf}{l}$$

wo P die Stabkraft der Streben, l deren Länge bedeutet. Die durch die Kraft H hervorgerufene Durchbiegung der Zange, deren Länge mit l_1 bezeichnet werde, ist

$$(2) \quad f = \frac{Hl_1^3}{48EJ}$$

und aus der Gleichsetzung dieser beiden Beträge von f ergibt sich als erforderliches Mindestträgheitsmoment der Zange

$$(3) \quad J = \frac{Pl_1^3}{12lE}$$

Beispielsweise ergab sich für den zweituntersten Schrägstab der Wand A — der unterste ist durch den Podesteinbau in seiner Lage gehalten — folgende Berechnung. Stabkraft — 5,70 t (+ 4,57 t),

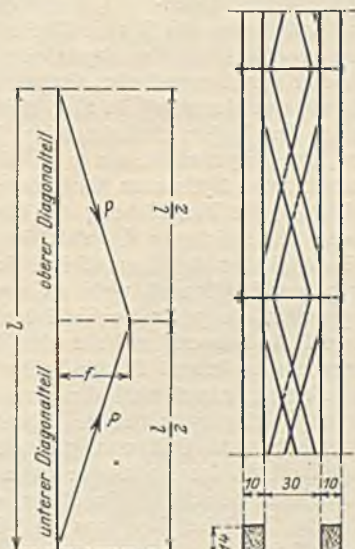


Abb. 3.

Abb. 4.

Knicklänge des unteren Stabteiles 8,0 m, hierfür erforderliches Trägheitsmoment

$$J = 70 P l^2 = 70 \cdot 5,7 \cdot 8,0^2 = 25\,500 \text{ cm}^4.$$

Der gewählte Querschnitt $2 \times 10/16$ mit 10 cm Zwischenraum hat $J = 34\,700 \text{ cm}^4$. Die Stabkraft im Knickzustande beträgt höchstens $7 \cdot 5,7 = 39,9 \text{ t}$. Aus Gl. 3 ergibt sich für das Trägheitsmoment des Querriegels:

$$J = \frac{39\,900 \cdot 950^3}{12 \cdot 1500 \cdot 100\,000} = 18\,900 \text{ cm}^4.$$

Das gewählte vergitterte Profil (Abb. 4) hat ein Trägheitsmoment von $114\,500 \text{ cm}^4$. Trifft der Winddruck die Wand A, so sind die Füllstäbe dieser Wand spannungslos, die Kräfte werden durch Wand B aufgenommen. Die an dem eben betrachteten Strebenkreuzungspunkte angreifenden Windkräfte betragen bei 6 m^2 Angriffsfläche

$$P_w = 6,00 \cdot 150 = 0,9 \text{ t},$$

das vom Querriegel aufzunehmende Biegemoment

$$M = \frac{0,9 \cdot 9,5}{4} = 2,14 \text{ mt}.$$

Dies entspricht einer Gurtspannung

$$= \frac{214\,000}{40 \cdot 14 \cdot 10} = 38 \text{ kg/cm}^2.$$

In der Regel war die zur Aufnahme der Windkräfte erforderliche Biegezugfestigkeit der Querriegel wesentlich größer, als es die Aufnahme der Knickkräfte bedingt hätte.

Die für die Eisentürme unumgänglich nötigen Porzellanisolatoren konnten bei den Holztürmen wegleiben. Die Eisenbetonnschen, die bisher zur Aufnahme der Isolatoren gedient haben, wurden zu massiven Klötzen ausbetoniert, in die die Fundamentanker eingelassen wurden, und auf denen die Auflagerflächen für den Eckpfosten vorbereitet wurden. Wie aus Abb. 5 ersichtlich, konnten die Ankerkräfte von 26 t in einfacher Weise angeschlossen werden. Da das Eigengewicht jedes der Fundamentkörper mindestens 50 t beträgt, ist eine zweifache Standsicherheit erreicht.

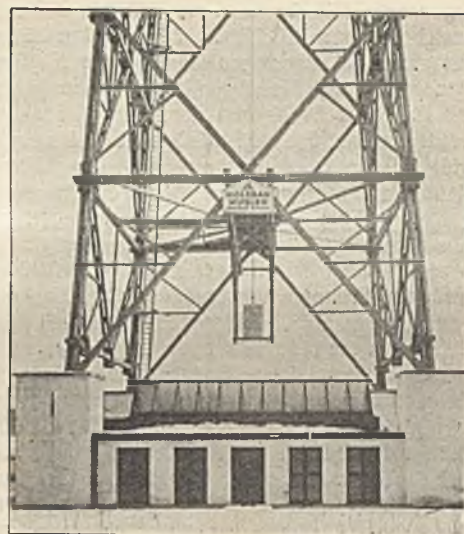


Abb. 5.

In 11 m Höhe über dem Gelände ist ein Podest eingebaut, das die Winde für das Antennenseil und die Führung des Spangewichtes trägt. Die Leiter zum Besteigen des oberen Podestes von 2,60/2,60 m ist in einer Ecke des Turmes angeordnet, wodurch ihr eine das Besteigen erleichternde Neigung gegeben werden konnte. Auch erübrigte sich die Anordnung eines Rückenschutzes, da dieser durch den Eckpfosten gebildet wird.

Um die Lebensdauer des Holzes zu erhöhen, wurde es nach der Verzimierung im Werk mit einem Durchtränkungsmitel behandelt, wie es für die Konservierung von Telegraphenmasten verwendet wird. Die eisernen Verbindungsmittel im unteren Teile beider Türme wurden mit einem Rostschutzanstrich versehen. Die oberen 50 m der Türme wurden mit Messingschrauben und mit Bronzedübeln ausgerüstet, um in der Nähe der Antenne alle störenden Einflüsse von magnetisch werdenden Eisen teilen zu vermeiden. Als Antennenseil wurde aus dem gleichen Grunde ein Hanfseil von 20 mm Durchm. gewählt. Da während der Bauausführung auf Grund anderweit gemachter Erfahrungen Bedenken darüber auftauchten, ob Messingschrauben den hier zu gewärtigenden Wärmeschwankungen einwandfrei standhalten werden — wegen des uneinheitlichen Gefüges wurden Brüche infolge innerer Spannungen befürchtet —, wurden eine Anzahl Schrauben in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart etwa 10mal einer Abkühlung auf -15 bis -20° und daran anschließend einer plötzlichen Erwärmung in warmem Wasser unterworfen, ohne daß irgendwelche nachteiligen Beobachtungen zu machen waren.

Da die Sendeanlage dauernd im Betriebe bleiben mußte, konnte der Abbau der Eisentürme und der Aufbau der Holztürme nur schrittweise stattfinden. Um ein reibungsloses Ineinandergreifen der Arbeiten sicherzustellen, wurde auch der Abbau der Eisentürme an die Karl Kübler A.-G. übertragen. Für die Abbauarbeiten wurden für jeden Turm schwach

drei Wochen, für den Aufbau der Holztürme je vier Wochen benötigt. Die Abänderung der Fundamente ließ sich je in acht Tagen durchführen.

Um festzustellen, inwieweit durch die Auswechslung der Eisentürme gegen hölzerne der Zweck erreicht wurde, den Wirkungsgrad der Antennenanlage zu verbessern, wurden durch das Telegraphen-Technische Reichsamt, Abteilung München, unter Leitung von Oberregierungsrat Prof. Baumgartner in letzter Zeit Strahlungsmessungen durchgeführt. Die Eisentürme hatten infolge ihrer geringen gegenseitigen Entfernung (Mittenabstand 90 m) den größten Teil der Antennenenergie verschluckt, was

dadurch begünstigt wurde, daß die Eigenwelle der Türme in der Nähe der Wellenlänge des Münchener Senders lag und die Kapazität der Türme gegen Erde groß war, besonders beim westlichen Turm infolge der darunter eingebauten Transformatorstation. Die nutzbare Ausstrahlung der Antenne betrug bisher nur etwa 20 % der ihr zugeleiteten Leistung von 10 kW. Seit Inbetriebnahme der Holztürme hat sich hierin eine sehr erhebliche Verbesserung ergeben, insofern der genannte Wirkungsgrad sich auf 62 %, also das Dreifache des früheren Betrages gehoben hat, so daß die Holztürme die auf sie gesetzten Erwartungen bezüglich ihrer elektrischen Leistungsfähigkeit vollauf erfüllt haben.

Zur Frage der Gründung mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Magistratsbaurat Joseph Schäfer, Berlin.

In der Besprechung des Ergebnisses des engeren Ausschreibens zur Erlangung von Entwürfen für den Bau einer festen Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim in der „Bautechnik“ 1927, Heft 6, S. 71, wird erwähnt, daß die Verfasser des mit dem ersten Preise bedachten Entwurfes Bedenken gegen eine Gründung der Landwiderlager zwischen Spundwänden unter Grundwasserabsenkung haben. Sie befürchten, daß durch eine Grundwasserabsenkung dem Boden feine Sandteile entzogen werden und daß dadurch die Tragfähigkeit des Baugrundes vermindert werde. Diesen Bedenken und Befürchtungen liegt eine weder durch tatsächliche Beobachtungen noch durch physikalische Deduktionen begründete Auffassung von der Wirkung einer Grundwasserabsenkung auf das umgebende Erdreich zugrunde, die leider ohne jeden Beweis nicht nur von Laien, sondern auch von Fachleuten immer wieder vertreten wird.

Bei einer Grundwasserabsenkung im Baubetriebe finden in der Regel sogenannte Filterbrunnen von 150 bis 200 mm Durchm. Verwendung. Sie bestehen aus mit Schlitz- oder runden Löchern versehenen Rohren, die mit einem feinmaschigen Gewebe aus Kupfer (bei Arbeiten von kürzerer Dauer auch aus Messing oder Eisen) umgeben sind. Die Maschenweite des Gewebes kann nach der Korngröße des umgebenden Erdreiches gewählt werden. Sie muß mindestens kleiner sein als die in einem nennenswerten Prozentsatz noch vorkommende größte Korngröße, am besten aber kleiner als die am häufigsten vorhandene Korngröße. Bei einem so gewählten Filtergewebe ist das Eindringen von größeren Sandmengen in den Brunnen völlig ausgeschlossen, Unversehrtheit des Gewebes vorausgesetzt. Denn wenn auch zunächst bei hinreichend großer Schleppkraft des dem Brunnen zufließenden Grundwassers aus den unmittelbar die Brunnenwandung berührenden Schichten diejenigen Korngrößen, die kleiner als die Maschenweite des Filters sind, in den Brunnen mitgerissen werden, so muß dieser Zustand schnell dadurch ein Ende finden, daß sich die größeren Sandkörner vor die Maschen legen und sich um das Brunnenrohr gleichsam ein natürliches Kiesfilter bildet, das selbst die feinsten Teile zurückbehält. In der Tat zeigt sich auch bei allen Ausführungen, daß das beim Probebetrieb geförderte Grundwasser anfänglich durch feine Sand-, Lehm- oder Tonteilchen etwas getrübt ist, sich bald aber klärt und klar bleibt. Daß überhaupt nur ein Auswaschen der allerfeinsten Korngrößen in unmittelbarer Berührung mit der Filterwandung möglich ist, ergibt sich aus folgender Überlegung:

Bei einem Brunnen mit 4 m Filterlänge und 150 mm Durchm. darf man eine Wasserentnahme von 10 l/Sek. schon als reichlich bezeichnen. Sie bedingt zum mindesten Untergrundverhältnisse, wie sie die scharfen, kiesigen, fast tonfreien Diluvialsande des märkischen Urstromtales darstellen. Aus den genannten Zahlen ergibt sich eine Eintrittsgeschwindigkeit in den Brunnen von $v = \frac{10 \cdot 1000}{400 \cdot 15 \cdot \pi} = 0,53 \text{ cm/Sek.} = 5,3 \text{ mm/Sek.}$ In

einem Umkreise von 30 cm Durchm. ist die Geschwindigkeit nur noch die Hälfte = 2,6 mm/Sek. Nach Thiem ist für Korngrößen von 0 bis 0,25 mm die Wassergeschwindigkeit, bei der das Korn gerade noch schwebt, 0 bis 29 mm/Sek. Bei der oben errechneten Geschwindigkeit von 5,3 bzw. 2,6 mm/Sek. können also, wenn man die Thiemschen Werte geradlinig zwischenschaltet, nur Korngrößen von 0,05 bzw. 0,02 mm eben noch transportiert werden. In einem Umkreise von 0,50 m um einen Filterbrunnen ist bei der üblichen Ergiebigkeit die Wassergeschwindigkeit mit Sicherheit so gering, daß ihr jede Schleppwirkung auch auf die feinsten Bestandteile fehlt. Es sei nebenbei erwähnt, daß die feinen Bestandteile unter 0,1 mm in unseren Diluvialen und alluvialen Flußsanden und -kiesen im allgemeinen nur etwa 1 bis 2 % darstellen. Die möglicherweise eintretende Auswaschung der ganz feinen Korngrößen in unmittelbarer Nähe des Brunnens kann also nur verschwindend sein und ist keinesfalls in der Lage, den Gleichgewichtszustand des Erdreiches zu beeinflussen. Man kann sich leicht ausrechnen, daß diese geringen Sandmengen auf die Grundfläche einer Baugrube mit normalerweise 30 m² für 1 Brunnen noch nicht einen Bruchteil eines Millimeters ausmachen.

Treten in der Nachbarschaft einer tiefen Baugrube Versackungen des Bodens und demzufolge auch Schäden an den darauf oder darin befindlichen Bauwerken auf, so sind diese regelmäßig eine Folge der Nachgiebigkeit der Baugrubenumschließung und -absteifung, wenn nicht schon der Rammarbeiten, namentlich bei Verwendung von Spundwänden, niemals aber kann bei Unversehrtheit der Brunnen die Grundwassersenkung die Ursache sein. Namentlich eine Wirkung der Grundwassersenkung auf den Gleichgewichtszustand eines normalen Baugrundes in größerer Entfernung, etwa noch auf ein Mehrfaches der Baugrubentiefe, wie in Prozessen immer wieder behauptet wird, muß unbedingt in das Reich der Fabel verwiesen werden. Eine Einwirkung der Grundwassersenkung auf das Erdreich auch auf größere Entfernung läßt sich nach Beobachtungen des Verfassers vermuten, wenn es sich um Torf oder Moorboden handelt. Aber auch hier kann nicht eine Wegführung von festen Bestandteilen durch die Grundwasserförderung in Frage kommen, sondern wahrscheinlich verändern die quellbaren vegetabilen Bestandteile durch Verringerung ihres Wassergehaltes das Volumen und geben dadurch Veranlassung zu Bewegungen der darüberliegenden Bodenschichten und ihrer Bauwerke.

Sind somit gegen eine technisch einwandfrei gebaute Grundwasserabsenkung als Gründungsverfahren keine Bedenken zu erheben, so erscheint demgegenüber eine Gründung mit Bodenaushub und Betonschüttung unter Wasser recht bedenklich. Zunächst erfordert der Bodenaushub unter Wasser eine völlig dichte Spundwand. Dafür kann aber niemand bei größeren Rammtiefen eine Gewähr übernehmen. Die Spundpfähle gehen bei größeren Tiefen häufig aus den Schlössern und klaffen beträchtlich auseinander, was sich bei den tiefen und umfangreichen Baugruben der Berliner Untergrundbahnen aus eisernen Spundwänden beobachten ließ. Dabei schien nach dem Verhalten an der Oberfläche alles in bester Ordnung zu sein. Durch die Lücken in der Baugrubenumschließung muß aber beim Baggern ständig Boden von außen nachfließen, der einmal zu Versackungen außerhalb der Baugrube Veranlassung gibt und dann im Innern sich als lose Masse ansammelt. Der größte Nachteil dieses Verfahrens ist aber, daß die Betonschüttung unter Wasser selbst bei hohem Zementverbrauch auch nicht entfernt die Festigkeit des im Trockenen hergestellten Stampf- oder Gußbetons erreicht. Nicht zu unterschätzen ist auch die trotz aller Sorgfalt unvermeidliche Entmischung des Betons, die zweifellos die geringe Festigkeit mit verursacht. Der Einsturz der Oderbrücke bei Gartz ist wohl ein warnendes Beispiel für die Gefahren der Schüttbetongründung unter Wasser. Bei der hohen Vollkommenheit, mit der heutzutage die Druckluftgründung und die Gründung unter Grundwasserabsenkung bis zu größten Tiefen und unter schwierigsten Boden- und Wasserverhältnissen durchgebildet sind, ohne Beeinträchtigung der Wirtschaftlichkeit, muß die Schüttbetongründung als eine veraltete Bauweise abgelehnt werden.

Mit der einwandfreien Gründung der Brückenwiderlager etwa unter Grundwasserabsenkung ist aber nicht auch die Frage entschieden, ob man es bei den Bodenverhältnissen des Rheinuferes in Köln überhaupt wagen darf, eine Bogenbrücke von so gewaltiger Spannweite als äußerlich statisch unbestimmtes System zu konstruieren. Denn das setzt eine zuverlässige Schätzung der Verschiebung der Widerlager voraus, die aber bei unserer noch recht unsicheren Kenntnis der Baugrund-Formänderung die größten Schwierigkeiten bereiten dürfte. Leider ist aus den Veröffentlichungen über den Wettbewerb nicht zu ersehen, welche Stellung dieser Frage gegenüber, die ja für die Wahl des Systems von größter Bedeutung ist, sowohl die Entwurfsbearbeiter der Bogenbrücke als auch das Preisgericht eingenommen haben. Für die Fachwelt wäre es lehrreich, hierüber Näheres zu erfahren, zumal nach den neuesten Zeitungsnachrichten gerade von diesen Überlegungen aus die Bogenbrücke von der Kölner Bauverwaltung abgelehnt wird. Daß man grundsätzlich äußerlich statisch unbestimmte Bogenbrücken im Flachlande beim Fehlen felsigen Untergrundes nicht abzulehnen braucht, dafür bieten die Bogenbrücken über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Levensau und Grünthal immerhin schon beachtenswerte Beispiele.

Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurath Popken, Vorstand des Wasserstraßenamts Oldenburg i. O.
(Schluß aus Heft 22.)

Auf die hölzernen Pfahlköpfe wurden ohne besondere Verzimierung Stampfbetonfundamente aufgesetzt und auf diese Fundamente ein Eisenbetonrost gelegt, der einen guten Verband sämtlicher Einzelfundamente

betonbalken wurde hier nicht für notwendig gehalten, da die Beanspruchung nicht über das zulässige Maß hinausgeht. Damit bei Seilbruch der Rollen-träger wegen der angehängten Spindel nicht abkippt, sind bis zum Fundament

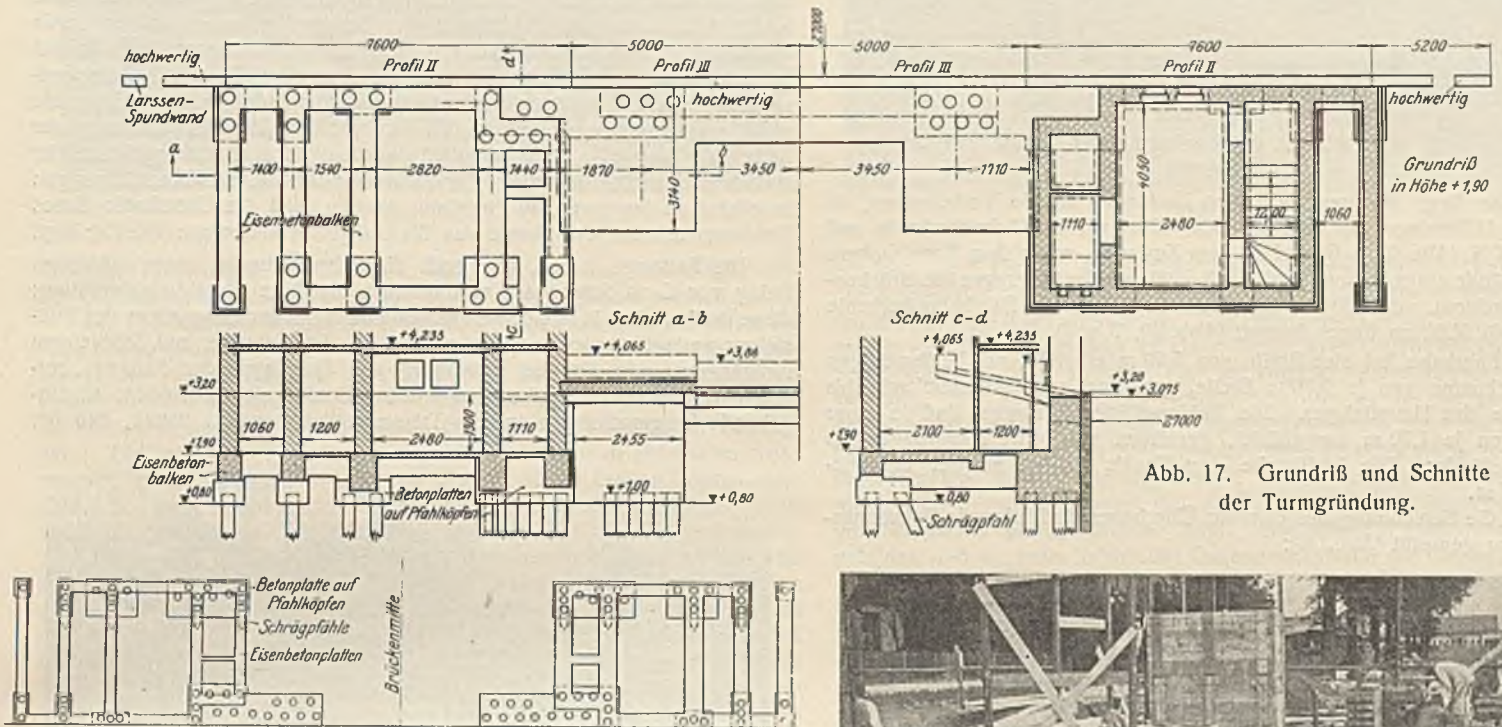


Abb. 17. Grundriß und Schnitte der Turmgrundlage.

Abb. 18. Rammplan. Kanalstraße.

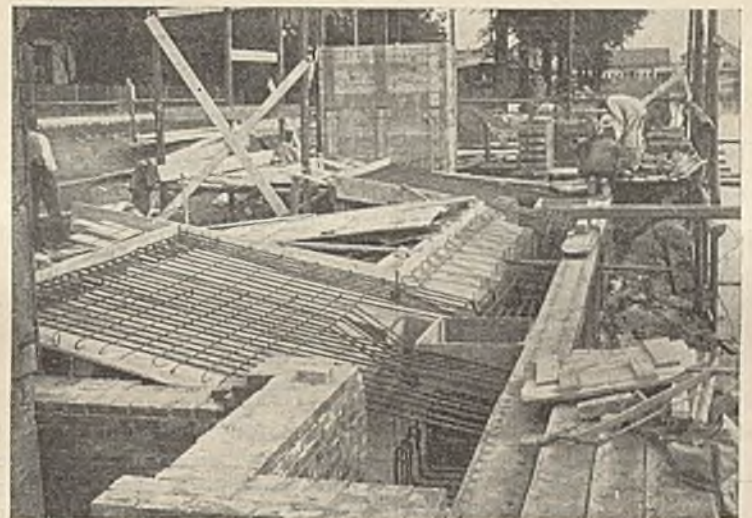


Abb. 19. Fußsteigunterstützung und Gegengewicht (eingeschalt).

gewährleistete (Abb. 17 u. 18). Der größeren Sicherheit wegen wurden die beiden Turmfundamente jeder Seite durch kräftige Eisenbetonbalken wiederum miteinander verbunden. In Abb. 19 ist die abschließende Spundwand mit der aufgelegten Kopfplatte deutlich zu erkennen. Unmittelbar neben der Spundwand ist die eingebrachte Eiseneinlage des die Türme verbindenden Balkens zu erkennen. Die auf der schrägliegenden Einschulung eingebrachten Eisen sollen die vorgezogenen Fußsteige der Brücke nach unten zu gegen das Erdreich abschließen. Im Hintergrund ist das später noch näher beschriebene eingeschaltete Gegengewicht zu erkennen. Das Kanalprofil ist noch nicht ausgebagert. Auf diese Fundamente wurden die Kellerplatten betoniert, deren Oberkanten auf +1,90 N.N. liegen, d. i. die Ordinate des mittleren Hochwassers in der unteren Hunte. Die Kellerentwässerung stößt auf keine Schwierigkeiten, da eine eingebaute Rückstauklappe das Eindringen höherer Wasserstände unterbindet.

Die Türme selbst wurden, wie Abb. 20 u. 21 zeigen, in ansprechender wuchtiger Form aus Bockhorner Klinkern hergestellt, und zwar in erster und zweiter Sortierung, die Fugen wurden durch entsprechenden Zusatz von brauner Farbe braun gehalten. Die Klinker wurden von den „Vereinigten Bockhorner Klinkerwerken“ in Bockhorn bei Varel i. Oldbg. geliefert. Die Decken und auch das Dach wurden aus Eisenbeton hergestellt, wie Abb. 22 zeigt. In der Mitte ist das Dach durchbohrt, damit das Aufstellen von Flaggenmasten auf jedem Dache möglich ist. Der Träger, der die vier Seilrollen und damit die Lasten von Brücke und Gegengewicht trägt, ruht unmittelbar auf dem Mauerwerk aus Klinkern. Ein besonderer Eisen-

hinabgeführte Rundeisenanker zum Halten des Seilrollenträgers eingebaut worden.

Durch den Einbau der Gegengewichte und bei der geforderten Durchführung des Fußgängerverkehrs über die gehobene Brücke ließen sich die noch zur Verfügung stehenden Räume in Geländehöhe für Abortanlagen, für Verkaufsräume und als Unterkunftsraum für den Wärter ausnutzen; die Keller- und Dachgeschoßräume werden als Lagerräume für die Ersatzteile günstig verwertet.

Über die Ausbildung der eigentlichen eisernen Brücke ist im Anschluß an das eingangs Dargelegte folgendes im einzelnen nachzuholen. Die



Abb. 20. Gehobene Brücke von der Straße gesehen.



Abb. 21. Gesenkter Brücke von der Straße gesehen.

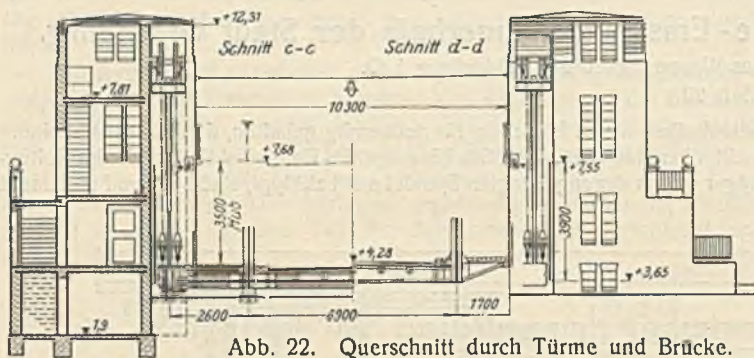


Abb. 22. Querschnitt durch Türme und Brücke.

Hubbrücke liegt in ihrem normalen Zustande, also in Verkehrslage, in gleicher Höhenlage mit den Straßen, also mit Fahrhahnoberkante auf + 4,11 N.N. (Abb. 21 u. 6) und in dem Zustande, wo in dem Kanal höhere Wasserstände eintreten und Schiffe mit größeren Deckladungen die Brückenstelle passieren, um 3,50 m höher, so daß alsdann die Fahrhahnoberkante auf + 7,61 N.N. zu liegen kommt (Abb. 20, 7 u. 5).

Die Fahrbahn hat eine Breite von 5,50 m erhalten, mit beidseitigen Schrammkanten von je 0,70 m Breite, gerechnet von Schrammkante bis zur Mitte des Hauptträgers. Die beidseitigen Fußwege sind in einer Breite von je 1,70 m ausgebildet, gerechnet von Mitte Hauptträger bis Mitte Geländer. Die Lichtweite des Kanals beträgt an der Brückenstelle 27 m.

Für die Berechnung des eisernen Überbaues sind folgende Belastungsannahmen gemacht (Abb. 23):

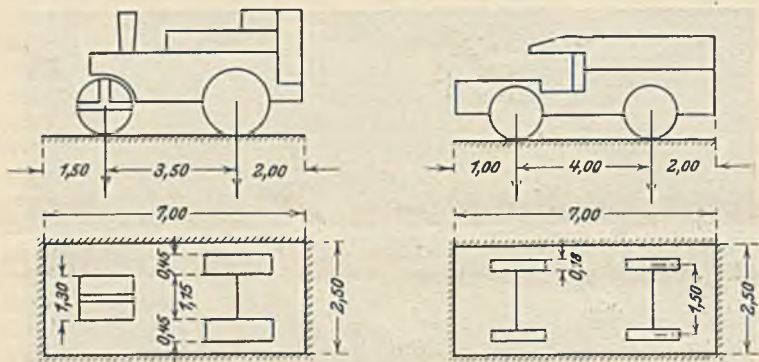


Abb. 23. Lastenzug.

Eine Dampfwalze von 20 t Gesamtgewicht und ein Lastwagen von 9 t Gesamtgewicht (nach nebenstehenden Skizzen), für Menschengedränge auf Fahrbahn und in beiden Fußwegen wurden 500 kg/m² in Ansatz gebracht; um die Stöße der Fahrzeuge zu berücksichtigen, wurden die Achslasten der Dampfwalze und des Lastwagens sowie die Belastung aus Menschengedränge auf der Fahrbahn mit einer Stoßzahl multipliziert, die sich aus der Gleichung ergibt:

$$\varphi = 1,00 + \frac{60}{1 + 150}$$

Dieser Wert entspricht den in den Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn (B. E.) angegebenen Größen, wenn die Schienen auf der Brücke in ein Kiesbett verlegt und die Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind. In dem vorliegenden Falle bewegt sich dieser Wert zwischen 1,40 und 1,34, so daß die oben angegebenen Belastungen je nach der Stützweite des betreffenden Trägers um 40 bis 34 % vergrößert sind. Die Belastung aus Winddruck ist nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zu 250 kg/m² auf die unbelastete Brücke und zu 150 kg/m² auf die belastete Brücke angenommen, wobei die Höhe der Windangriffsfläche des Verkehrsbandes über Fahrhahnoberfläche zu 2 m angenommen wurde. Für die Brücke in gehobener Lage ist mit einer Schneelast von 25 kg/m² gerechnet worden.

Die haupttragenden Teile der Brücke sind aus hochwertigem Baustahl St 48 ausgeführt, nur für die untergeordneten Teile, wie Fußwege und Geländer, wurde der normale Flußstahl St 37 gewählt. Die Beanspruchungen der Träger bei den auftretenden Belastungen aus Eigengewicht und Verkehrslast einschließlich Stoßzahl und Winddruck wurden entsprechend den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für St 37 zu 1400 kg/cm² gewählt, bei Verwendung des hochwertigen Baustahls ist dieser Wert um 30 % erhöht worden, so daß die zulässigen Beanspruchungen in diesem Falle 1820 bzw. 2080 kg/cm² betragen.

Um das Brückengewicht möglichst klein zu halten, wurde der Fahrhahobelag, wie nachstehend noch näher beschrieben wird, aus Hanfseilmatten hergestellt, die auf Bohlen aus Jarrahholz genagelt wurden. Unter dem Bohlenbelag ist die Brücke mit einem Blechbelag von 12 mm Stärke

abgedeckt, dieser Belag hat Löcher erhalten, um den Holzbelag von unten festschrauben zu können. Der Blechbelag wird wiederum getragen durch Zwischenquerträger in Abständen von 875 mm, die sich auf sieben Längsträger in Abständen von 950 mm stützen. Die Längsträger stützen sich auf die Querträger ab, die einen Abstand von 3,50 m von Mitte zu Mitte erhalten haben. Die Hauptträger haben eine Stützweite von 28 m erhalten und sind als Blechträger ausgeführt, mit einer mittleren Stehblechhöhe von 2 m; verstärkt ist der Blechträger durch Winkel- und Wulsteisen. In der Abb. 4 sind die Blechträger, das Gerippe im Innern und am Ende neben den Türmen der Querträger zu erkennen, an dem die Seile mit Spindel angreifen; seitlich sieht man die Konsolen, die den Fußsteg aufnehmen sollen. Um dem Blechträger und damit der ganzen Brücke ein gefälliges Aussehen zu geben, ist auf größtmögliche Überhöhung zur Mitte hin besonderer Wert gelegt worden. Das Motorengelände ist zwischen den Querträgern in der Mitte der Brücke, um Beschädigungen möglichst zu begegnen, so eingebaut worden, daß die Unterkante dieses Gehäuses mit der Unterkante des Blechträgers vollkommen bündig liegt.

Die Fußwege haben, wie auch die Schrammborde, einen hölzernen Belag von 5 cm Stärke aus australischem Hartholz (Jarrahholz) erhalten; diese Bohlen sind in kleinen Zwischenräumen in der Längsachse des Fußsteiges verlegt worden, um zu verhindern, daß Schirme und Stöcke von Fußgängern, wie dies bei Anordnung von Querfugen der Fall ist, zerbrechen. Mit einer Tränkung sind diese Bohlen nicht versehen, da eingehende Untersuchungen in den Tränkanstalten ergeben haben, daß bei

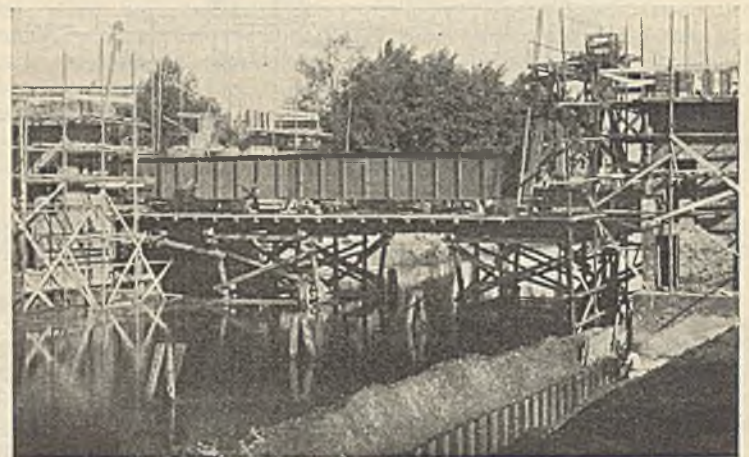


Abb. 24. Aufbau der eisernen Brücke.

dem starken Ölgehalt des Jarrahholzes Tränkstoff nicht mehr aufgenommen wird. Das Holz ist geliefert von der Firma J. A. Sohst, Hamburg 15.

Das Fußweggeländer ist als Stabeisengeländer in ansprechender Form ausgeführt worden. Als Anstrich wurde für die Brücke selbst eine moosgrüne Farbe gewählt und für die Geländer der Fußwege ein gelber Anstrich, so daß diese sich günstig von dem dunklen Hintergrunde der Blechträger abheben. Als Rostschutzfarbe wurde Chromatin der Firma Fraenkel in Leipzig verwendet, und zwar wurde ein doppelter Anstrich zur Kontrolle in verschiedener Abtönung aufgebracht; die Brückenteile wurden im Werke mit einem Bleimennigeanstrich versehen und angeliefert.

Wie oben erwähnt, waren die alten Jochpfeiler der hölzernen Klappbrücke nicht beseitigt worden, da sie für die Aufstellarbeiten der Brückenkonstruktion verwendet werden sollten. In Abb. 4 u. 24 ist der Vorgang der Aufstellarbeiten deutlich ersichtlich. Die Arbeitsfläche ist auf eisernen Trägern, die auf hölzernen Jochen ruhen, hergestellt. Ihre Bohlen sind so dicht verlegt, daß ein sicheres und gutes Arbeiten möglich war. Die einzelnen Brückenteile wurden in möglichst großen Stücken von dem Werk auf Bahnwagen angeliefert und mittels Fuhrwerke bis zur Brücke herangefahren. Auf schrägen Ebenen wurden die Teile mit kleinen Wagen hochgezogen und, wie die Abb. 24 zeigt, mittels eines fahrbaren Portalkrans verteilt. Es war darauf Bedacht genommen, daß die Brücke um etwa



Abb. 25. Querschnitt durch Fahrbahn und Fußsteg.

200 mm höher montiert wurde, als sie später in ihrer Höchstlage hochgehoben wurde. Hierdurch wurde erreicht, daß die Seile bequem angebracht und die Gegengewichte abgehoben werden konnten. Wie weiter aus der Abb. 4 hervorgeht, ging der Aufbau der Türme nebenher, die

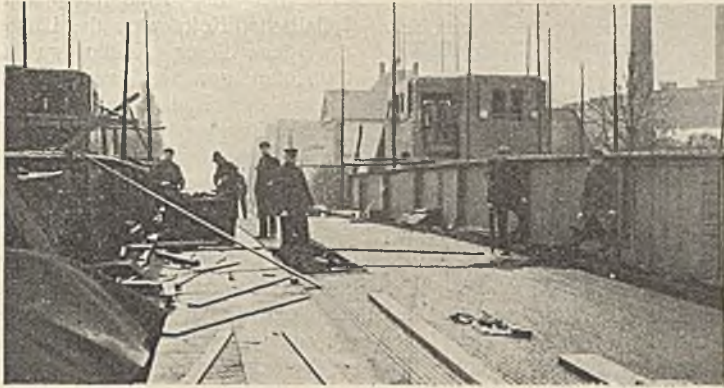


Abb. 26.



Abb. 27.

Arbeiten störten sich jedoch nicht, und so konnte der Blechträger von der Gutehoffnungshütte in kürzester Zeit zusammengebaut werden.

Die Fahrbahn der Brücke (Abb. 25) ist, wie oben erwähnt, mit einem für viele Kreise neuartigen Belag versehen, und zwar mit einer Decke aus Hanfseilen, die sich bereits seit einer Reihe von Jahren auf einigen anderen verkehrsreichen Brücken, besonders des Ruhrbezirks — es wurden früher alle Seilgurte aus Bergwerksbetrieben genommen —, vorzüglich bewährt hat.³⁾ Die mit schwedischem Holzteer durch und durch getränkten Seile aus Manilahanf in Stärke von 25 mm sind zu 25 cm breiten Gurten vernäht. Es darf darauf hingewiesen werden, daß Steinkohlenteer nicht verwendet werden darf, da die Decke an Haltbarkeit einbüßt und stockig wird. Diese Gurte wurden nun auf den gespundeten Hartholzbohlen von 9 cm Dicke in der Längsachse der Brücke verlegt und mit 7,5 cm langen geschmiedeten, breitköpfigen Eisennägeln auf den Bohlen befestigt. Bei der großen Härte des Jarrahholzes ist ein Vorbohren für die Nagellöcher unter allen Umständen notwendig, da es sonst nicht möglich ist, diese Nägel vorschriftsmäßig ohne Umknicken einzuschlagen. Nach der dichten Verlegung wurden die Hanfgurte zweimal mit erhitztem mexikanischen Asphalt überstrichen und gleichzeitig mit feinem Quarzkies und grobem Basaltspilt überstreut. An den beiderseitigen Köpfen der Fahrbahn sind die Seilgurtenden zu ihrem Schutze mit 40 cm breiten Riffelblechen überdeckt, längs den Riffelblechen ist die Nagelung der Hanfgurte sehr eng durchgeführt, damit die Räder der Fahrwerke beim Abrollen von den Riffelblechen auf einen festen Widerstand stoßen, so daß auf diese Art und Weise Schlaglöcher möglichst vermieden werden. Der in der Mitte der Fahrbahn liegende Motorenraum ist mit fünf eisernen, mit Gußasphalt ausgefüllten Deckeln fest verschlossen.

Die auf diese Weise hergerichtete Abdeckung der Hanfseilgurte ist nach einer noch vorgenommenen Bewalzung sogleich verkehrsfertig.

Wie schon oben bemerkt, haben sich diese Brückenfahrbahndecken einwandfrei bewährt, sie sind wasserdicht und schützen daher die Holzbohlen vor Fäulnis. Ihr Gewicht ist geringer als das vieler anderer Abdeckungen. Ein Hauptvorteil der Seilgurtdecken besteht noch in ihrer Elastizität, so daß die durch den Verkehr mit schweren Lastfahrwerken entstehenden starken Erschütterungen bzw. Stöße weniger auf die Eisenkonstruktion des Brückenbauwerks übertragen werden; ferner wirkt die Seildecke für den Verkehr über die Fahrbahn stark geräuschkämpfend. Hersteller der Seildecke ist die bekannte Mechanische Hanfspinnerei und Tauwerkfabrik Felten & Guilleaume, Köln a. Rh., die auch die Verlegung und Asphaltierung vorgenommen hat (Abb. 26 u. 27).

Über den Mechanismus der Brücke ist folgendes zu sagen:

a) Hubwerk (Abb. 22, 28 u. 29). Das Brückengewicht ist durch Gegengewichte so ausgeglichen, daß das Gesamtgewicht der Brücke jeweils ein Über-

gewicht von 2 t gegen die Summe der Gegengewichte hat. Zum Heben und Senken der Brücke unter Einschluss der Reibungskräfte ist infolgedessen nur eine geringe Kraft erforderlich. Das Heben und Senken geschieht durch an den vier Ecken der Brücke an einem besonderen Querträger angeordnete Spindelmuttern, die an vier am Rollenträger aufgehängten Spindeln angreifen. Die Spindelmuttern werden von dem in der Brückenmitte in der oben erwähnten geschlossenen Maschinenkammer unter der Mitte der Fahrbahn untergebrachten Elektromotor über mehrere Stirn- und Kegelerdervorgelege gleichmäßig angetrieben. Das Windwerk und der Antriebmotor sind so stark bemessen, daß die Brücke auch unter Berücksichtigung von Schneelast bewegt werden kann. Die Spindeln sind dabei so ausgebildet, daß sie beim Reißen der Gegengewichtseile die Gesamtbelastung der Brücke, also Eigengewicht plus Fußgängerverkehr plus Schneelast, mit genügender Sicherheit aufnehmen können. Die an jedem Ende der beiden Endquerträger angreifenden Gegengewichtseile haben einen Durchmesser von 56 mm und bestehen aus 366 Drähten mit einer Drahtstärke von 2 mm und einer Bruchfestigkeit von 150 kg/mm².

Um eine gleichmäßige Belastung der einzelnen Seile zu erreichen, ist das an jedem Ende der Querträger befindliche Seilpaar über eine Ausgleichrolle geführt, die in dem Gegengewicht gelagert ist. Die Gegengewichte sind aus Schrottbeton mit einem spezifischen Gewicht von 4,5 hergestellt. In Abb. 19, 30 u. 31 sind die beiden Tragkonstruktionen der Gegengewichte mit Holzumschalung zu erkennen. Mittels einer Wage wurden die Schrotteile sorgfältig gewogen und ebenso gut im Innern verpackt, da es schwierig war, das hohe spezifische Gewicht zu erreichen. Auch die beiden Runderisenanker, die den Rollenträger oben gegen Abkippen verankern, sind gut zu erkennen.

Um in den Gegengewichten noch einen kleinen Ausgleich herstellen zu können, ist oben im Gegengewichtkörper noch eine Aussparung hergestellt, die ein Einbringen und Wiederabnehmen von Schienenstücken gestattet. Der Gegengewichtkörper ist auf einer besonderen Tragkonstruktion gelagert, die in Führungsschienen geführt ist, die im Innern der Türme fest verlegt sind. Die Spindeln haben 120 mm äußeren Durchmesser, 100 mm inneren Durchmesser, 40 mm Ganghöhe; sie sind zweigängig und selbstsperrend. Als Material ist S.-M.-Stahl verwendet. Die Muttern bestehen aus harter Phosphorbronze und sind zur Aufnahme der lotrechten Kräfte mit Kugellagern versehen. Die Kraftübertragung zwischen Muttern und Spindelmuttern wird durch mehrere Stirnrad- und Kegelerdervorgelege bewirkt. Sämtliche Räder sind aus Stahl bzw. Stahlguß hergestellt und mit geschnittenen Zähnen versehen. Die Wellen mit Umdrehungszahlen unter 200 i. d. Min. laufen in Gußlagern mit Rotgußbüchsen, bei Umdrehungszahlen über 200 i. d. Min. in Ringschmierlagern. Das Motorvorgelege ist in einem vollständig geschlossenen Gußgehäuse eingebaut und läuft in Öl. Zur Bremsung des Nachlaufens ist auf der Motorwelle eine mit Bremsmagnet versehene Backenbremse eingebaut. Motor und Windwerk sind durch eine elastische Lederkupplung miteinander gekuppelt, wodurch unzulässige Stöße vom Windwerk ferngehalten werden. Das gesamte Windwerk hat einen leichten Gang, sein Wirkungsgrad beträgt etwa 0,7.

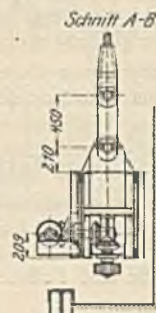
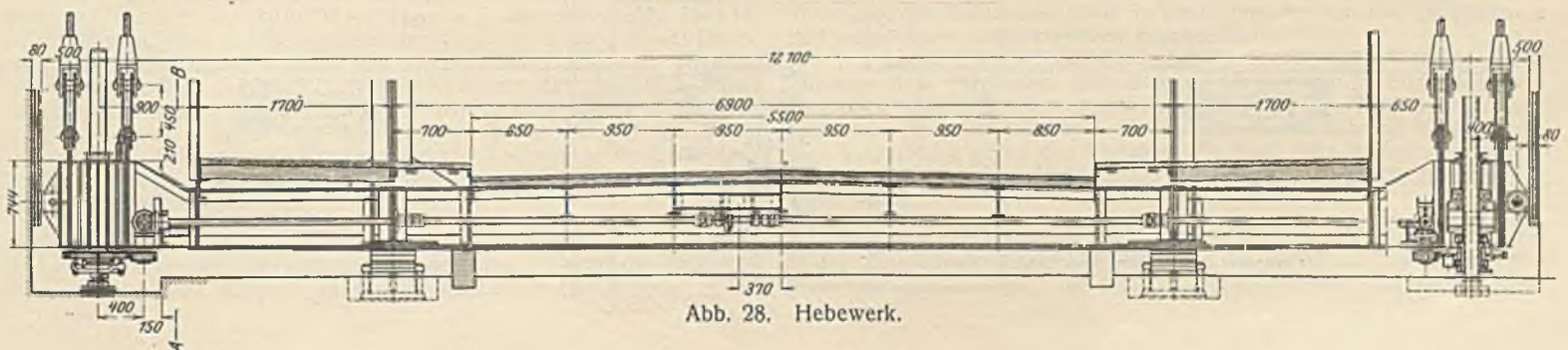


Abb. 29.



³⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 20, S. 266.

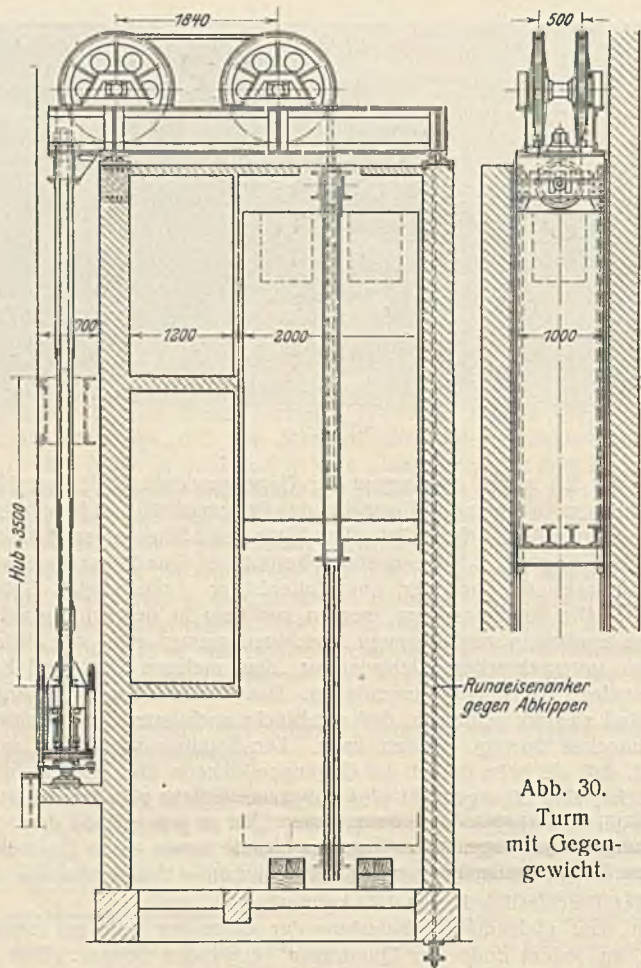


Abb. 30.
Turm
mit Gegen-
gewicht.

Vor der Ausführung von Seilenaufhängung mit selbstsperrender Spindel war auch die Bewegungsvorrichtung mit Zahnstangen und Gallscher Kette untersucht worden. Der Zahnstangenantrieb hat den Nachteil, daß die Zahnstange fest mit dem Turm mauerwerk verbunden werden muß und daß die kleinsten Abweichungen der Türme aus ihrer lotrechten Lage zu Unzuträglichkeiten führen mußten, da ein Nachstellen schwer möglich ist, es hätte auch eine besondere Fangvorrichtung bei Zahnbruch eingebaut werden müssen, die Abnutzung wäre groß gewesen und die Brückenbewegung geschähe nicht so gleichmäßig, sondern stoßweise.

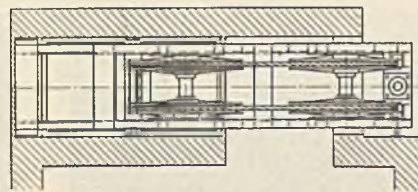


Abb. 31. Aufsicht auf die Seilrollen.

Bei der Anordnung einer Gallschen Kette wäre das Längerwerden dieser Ketten zu befürchten gewesen, auch hierbei wäre der Einbau einer besonderen Fangvorrichtung notwendig geworden.

In gehobener Stellung (Abb. 7 u. 20) wird die Brücke als Verkehrsweg für Personen benutzt, damit in dem belebten Stadtgebiet Stockungen auch für kurze Zeit nicht stattfinden. Die dabei auftretende Verkehrslast wird durch vier Spindeln aufgenommen. In abgesenkter Stellung ruht die Brücke auf der einen Seite auf zwei festen und auf der anderen Seite auf zwei beweglichen Verkehrslagern. Um die Verkehrslast von den Spindeln bzw. Spindellagern fernzuhalten, ist das Windwerk so eingestellt, daß die Spindelmutter mit ihren Brückenauflegern, nachdem die Brücke sich auf die Verkehrslager aufgesetzt hat, noch 20 mm nachlaufen. Wagerechte Kräfte durch Winddruck, Bremskräfte in der Fahrtrichtung werden von der Brücke durch Rollen auf die Brückenführungsschienen, die seitlich an den Turmnischen verlegt sind, übertragen. Gegen Sandflug sind die vier am Rollenträger aufgehängten Spindeln durch teleskopartig ineinanderschließbare Mannesmannrohre von verschiedenen Durchmessern geschützt, um zu verhindern, daß sich an den geschmierten Spindeln schädliche Sandkrusten bilden; der lange Ansatz oberhalb der Spindeln bot hierzu eine erwünschte Gelegenheit. Geführt werden die Rohre durch eingebaute Messingringe.

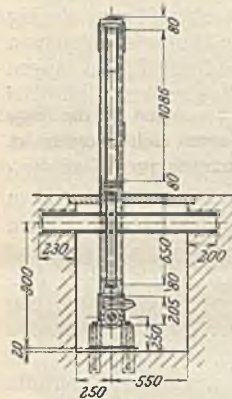


Abb. 34.
Schrankenbock.
Schnitt c—c.

Zum Antrieb der Brücke steht Drehstrom von 380 V mit 50 Perioden zur Verfügung. Der Antriebsmotor ist ein geschlossener Drehstrommotor von 16,5 PS bei 945 Umdrehungen i. d. Min. Er ist so stark bemessen, daß der Hub der Brücke von 3,50 m unter den ungünstigsten Witterungsverhältnissen in 1 1/2 Minuten stattfinden kann. Beim Versagen des elektrischen Antriebes kann die Brücke auch von Hand mittels eines zweiarmigen Tummelbaumes durch vier Mann bewegt werden; die Zeitdauer eines Hubes beträgt alsdann 20 Minuten.

b) Schranken für Fahrbahn und Fußwege (Abb. 32, 33 u. 34). Bei gehobener Brücke (Abb. 20) ist die Zufahrt zu Fahrbahn und Fußwegen auf den beiden Seiten der Brückenwiderlager durch Drehschranken gesperrt. Das Bewegen der Fahrbahn- und Fußwegschranken ge-

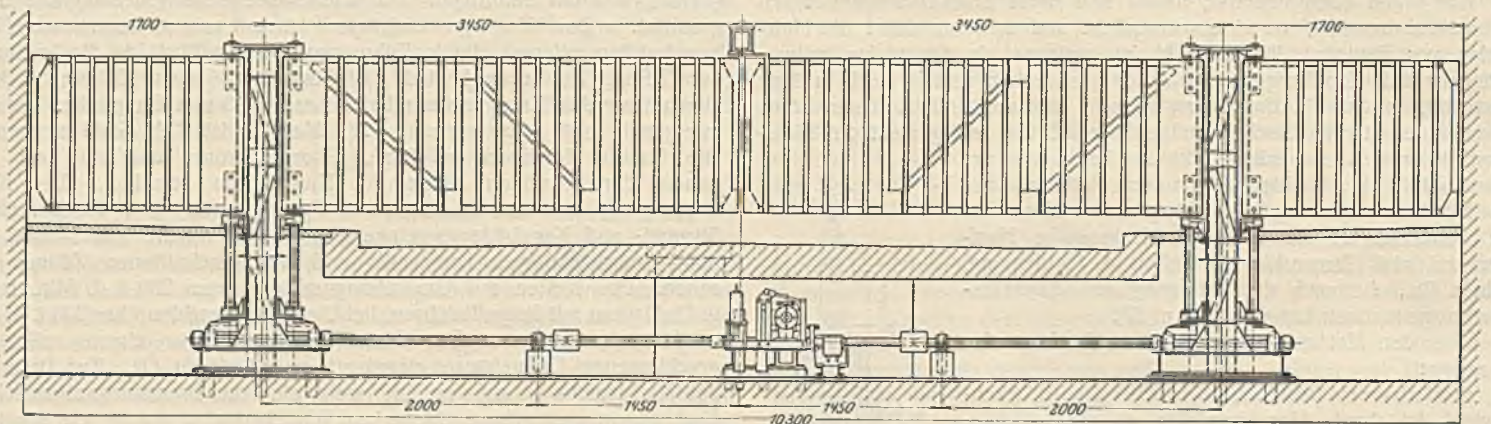


Abb. 32. Drehschranken vor Fahrstraße und Fußsteig.

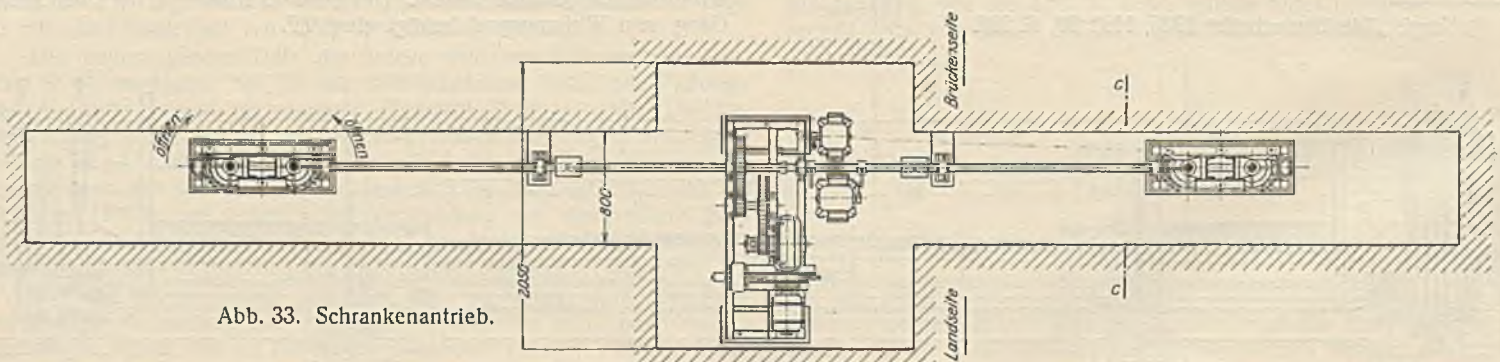


Abb. 33. Schranken-antrieb.

schiebt auf jedem Widerlager durch einen gemeinsamen, Antrieb und zwar derart, daß ein geschlossener Drehstrommotor von 1,2 PS mit Schnecken-, Stirn- und Kegelfrädvorgelegen die Zahnsegmente, die sich am Drehbaum der Schranken befinden, treibt und die Schranken jeweils um 90° dreht. Der Antrieb ist in einer Grube unterhalb der Fahrbahn bzw. der Fußwege untergebracht und durch abnehmbare Deckel zugänglich. Um Wagen, Fußgänger usw. bis nahe an die geschlossenen Schranken heranzulassen zu können, ist das Öffnen der Schranken in der Richtung des Verkehrs vorgesehen, die Schranken legen sich also beim Öffnen neben die Hauptträger der Brücke. Die Zeit zum Öffnen der Schranken beträgt 15 Sekunden; die Bewegung kann auf beiden Widerlagern zugleich oder auch auf jedem Widerlager einzeln eingeleitet werden. Beim Versagen des elektrischen Stromes können die Schranken auch von Hand bewegt werden. Durch elektrische Signalwecker wird das Bewegen der Schranken bekanntgegeben.

c) Schranken für den Abschluß der Fußwegzugänge in den Türmen (Abb. 20 u. 8). Bei gesenkter Brücke (Abb. 21) sind die Fußwegzugänge in den Türmen auf + 7,735 N.N. durch Drehschranken verschlossen, und zwar geschieht das Schließen und Verriegeln der Schranken durch die Brückenbewegung. Wird die Brücke gehoben, so werden durch die Bewegung der Brücke etwa 150 mm vor der Endstellung die Schranken entriegelt und um 90° gedreht, so daß nunmehr die Fußwegzugänge frei und die Podeste der Fußwege geschlossen sind. Um den Fußgängern, die die gehobene Brücke überschreiten wollen, anzuzeigen, daß der Wärter die Brücke zu senken beabsichtigt, ist eine Klingelanlage in dem Turmdurchgang eingebaut worden, und zwar besteht diese aus Lichtsignal und Verblockung, und zwar derart, daß beim Einschalten der Klingelanlage in den vier Durchgängen der Türme ein Lichtsignal aufleuchtet mit der Aufschrift „Halt“ und ein Senken der Brücke erst nach dem Einschalten der Signalanlagen möglich ist. Die Anlage besteht aus vier Lichtkasten, die den Zuganzeigern auf Bahnhöfen nachgebildet sind. Die Feldgröße beträgt etwa 400/200 mm, auf dem Mattglas leuchtet die Aufschrift „Halt“ auf. Der Blockschalter ist in der Senkleitung des Hubmotors eingebaut.

d) Schiffahrtssignal. Für die Schiffahrt ist im ersten Viertel der Brücke in Fahrtrichtung rechts unter dem Fußweg auf beiden Seiten ein Schild mit der Aufschrift „Achtung“ und ein Pfeil nach rechts zeigend angebracht (Abb. 8). Bei Dunkelheit leuchten im Schild eingebaute elektrische Lampen, und zwar in der geschlossenen Lage und auch während der Hubbewegung eine rote Lampe, in der Endstellung in der gehobenen Lage der Brücke eine grüne und in beiden Stellungen auch während der Bewegung eine weiße Lampe zur Beleuchtung der an der Spundwand angebrachten Zahlen für die Anzeigung des Wasserstandes. Die Schiffer sollen hieran erkennen, ob sie bei dem jeweiligen Wasserstande (Ebbe und Flut) nach der Deckladung ein Signal zum Heben der Brücke zu geben haben oder nicht.

e) Elektrische Einrichtung, Bedienung und Beleuchtung. Wie schon anfangs erwähnt, steht zum Bewegen der Brücke und der Schranken Drehstrom von 380 V mit 50 Perioden, dagegen für die Beleuchtungsanlage Drehstrom von 220 V zur Verfügung.

Zur elektrischen Ausrüstung gehören außer den Motoren die Controller, Widerstände, Bremsmagnete, Schützen, Endausschalter, Schaltkasten mit Stromzeiger, Verbindungsleiter usw. Die Endschalter haben den Zweck, beim Heben und Senken der Brücke bzw. beim Bewegen der Schranken die Motoren in den Endstellungen selbsttätig auszuschalten. Durch die Schütze wird eine elektrische Blockierung zwischen dem Hubwerk und den Schrankendrehwerken erreicht, und zwar derart, daß ein Heben der Brücke erst bei beiden vollständig geschlossenen Schranken möglich ist, dagegen ein Öffnen der Schranken bei gehobener Brücke nicht möglich ist.

Die Bedienung der Brücke geschieht von der Fahrbahn bzw. vom Schrammbord aus, und zwar sind am Hauptträger in einem verschließbaren Blechkasten die erforderlichen Apparate untergebracht. Der Wärter ist für die Bedienung der Brücke nur allein da, es ist ihm möglich, von diesem Platze aus die Schranken in gesenkter wie gehobener Stellung gut zu übersehen. In den Betriebspausen findet der Wärter Unterkunft in einem

Raume eines Turmes. In diesem Raume befindet sich der Hauptschalter für den Kraftanschluß und die Verteilungsschalttafel für die Lichtanlage. Das Ein- und Ausschalten der Signallampen für die Schifffahrt und Warnungslampen für die Schranken geschieht nach einmaligem Einschalten im Wärterraum selbsttätig.

Die Abb. 7 zeigt noch ein Bild der in die Höchststellung gehobenen Brücke; sie ist in dieser Stellung frei für den Fußgängerverkehr.

Der Wärter hat Anweisung, die Brücke jedesmal in die Höchststellung zu heben; bei geringem Fußgängerverkehr kann er jedoch auch von einer Zwischenstellung, also ohne daß die oberen Turmschranken durch die Brückenbewegung geöffnet werden, die Brücke wieder abfahren.

Die Ausschreibung der Brücke fand statt am 2. November 1925, der Entwurf fand seine Genehmigung durch das Reichsverkehrsministerium am 14. Dezember 1925. Wegen der winterlichen Unterbrechung und der ungünstigen Witterung konnte mit dem Bau der Notbrücke für den Fußgängerverkehr erst am 22. März 1926 begonnen werden. Am 19. April 1926 wurde die alte Klappbrücke für den öffentlichen Verkehr gesperrt, und die Tiefbaufirma Möller in Wilhelmshaven begann sofort mit dem Abbruch der Brücke. Mit dem Rammen der Spundwände als Abschluß für die Baugrube nach der Wasserseite wurde am 7. Mai, mit dem Rammen der hölzernen Pfähle am 20. Mai 1926 begonnen. Die Maurerarbeiten an den Türmen begannen am 6. Juli, und die Türme waren im Rohbau am 28. September 1926 fertiggestellt. Nebenher liefen nach dem Bauprogramm die Werkstattarbeiten bei der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, die Bauteile, die im Laufe der Aufmauerung gebraucht wurden, waren pünktlich zur Stelle, so daß das Zusammenarbeiten der verschiedenen Firmen außerordentlich gut vonstatten ging. Auch die Gutchoffnungshütte in Oberhausen hatte die Werkstattarbeiten planmäßig beendet und konnte am 11. September mit den Aufstellungsarbeiten des Blechträgers beginnen. Diese Arbeiten wurden in kürzester Zeit beendet. Am 20. November 1926 war die Brücke fahrbar. Die Arbeiten der beteiligten Firmen wurden so gut zu Ende geführt, daß irgendwelche Nacharbeiten bei der vorläufigen Inbetriebnahme nicht mehr notwendig wurden. Für das gute Zusammenarbeiten sei den in dem Bericht erwähnten verschiedenen Firmen auch an dieser Stelle noch der besondere Dank der Bauverwaltung ausgesprochen.

Damit die Bewegungsvorrichtungen der Brücke sich zunächst einlaufen konnten, wurde die Brücke etwa 3 Wochen lang zunächst langsam bewegt, und zwar waren 3 bis 4 Minuten zum Heben und Senken erforderlich. Damit der Wärter mit allen Einrichtungen der Brücke vertraut wurde, wurde er der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg als Kolonnenarbeiter zugeteilt; er ist nur allein für die Bedienung da. Am 22. Dezember 1926 war der Wärter so weit eingearbeitet, daß die Brücke an diesem Tage dem Betriebe übergeben werden konnte.

Es hat sich herausgestellt, daß die Hubbrücke einwandfrei arbeitet und die elektrisch betriebenen Schranken für die Fahrzeuge und Fußgänger keine Gefahr bedeuten; auch der Aufenthalt von säumigen Fußgängern auf den Fußsteigen der Brücke hat während der Abfahrt nicht zu Unzuträglichkeiten geführt.

Die Gesamtkosten der fertigen Brücke betragen etwa 250 000 R.-M.

Eine zweite Brücke in ähnlicher Ausführung, jedoch mit einer Spannweite von etwa 42 m befindet sich zurzeit in Bau. Diese ist die bereits oben erwähnte sogenannte Cäcilienbrücke bei km 0,825; diese Brücke liegt schräg zur Kanalachse und konnte in kleinerer Spannweite nicht hergestellt werden. Wegen der großen Lasten mit ihren großen Ausmaßen bedarf diese Brücke einer ganz besonders guten Gründung; auch mußte das Mauerwerk, wenn es auch aus Klinkern hergestellt war, durch besondere Einbauten verstärkt werden, damit die Lasten sicher auf den Untergrund übertragen würden. Es steht zu erwarten, daß im Laufe des Sommers 1927 auch dieses große Bauwerk fertiggestellt ist. Ich werde alsdann an dieser Stelle zu gegebener Zeit auch über die Erfahrungen beim Bau und über ihre Einrichtung berichten.

Vermischtes.

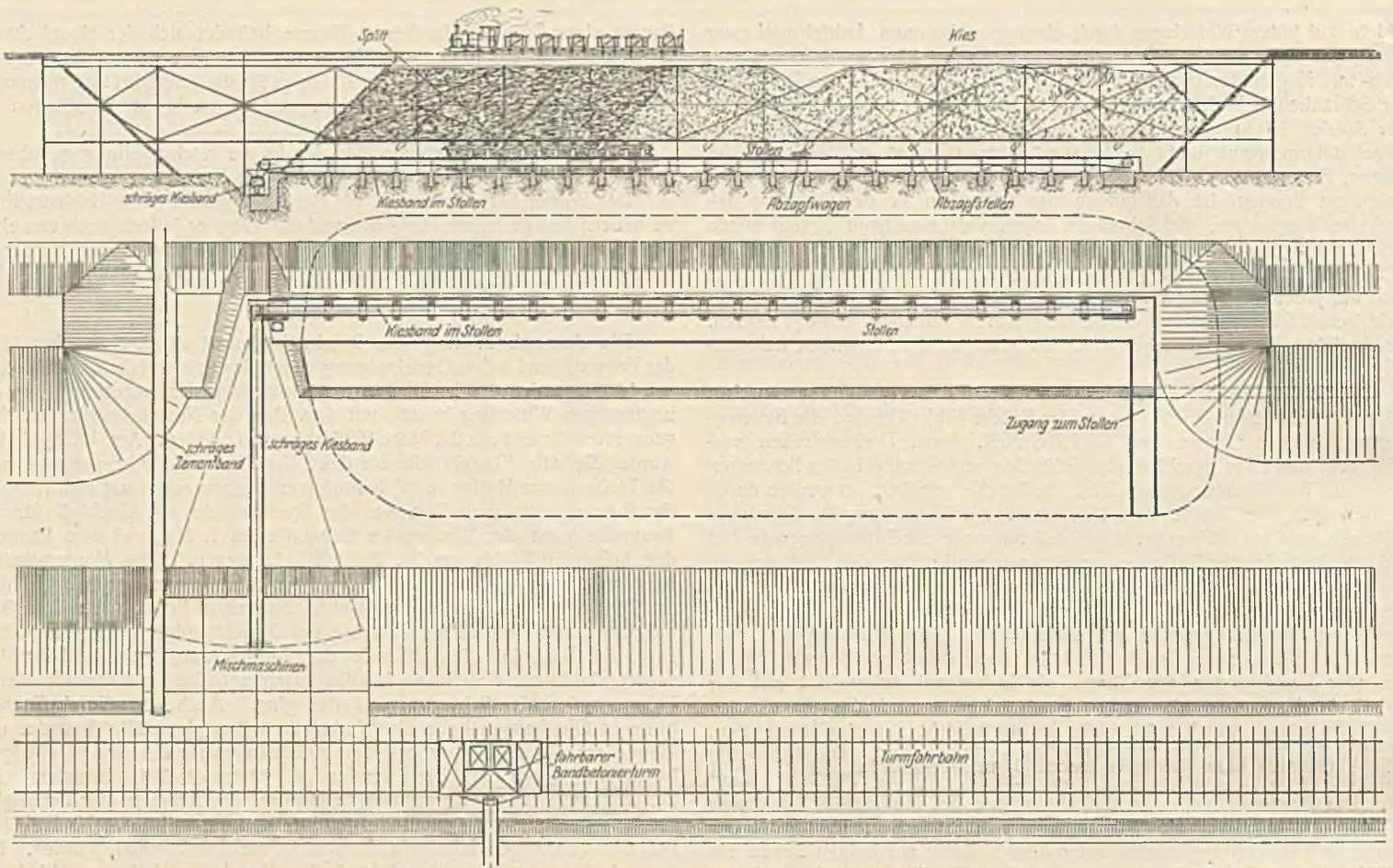
Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. Juni erschienene Heft 11 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Willy Obrist: Dachkonstruktionen. — Dipl.-Ing. Franz R. Habicht: Der Wettbewerb für eine Saalebrücke in Hof. — Baurat Dr. Josef Krebitz: Die günstigste Form statisch unbestimmter Bogen. — Ing. H. König: „Winklersche Zahlen“ für Streckenlasten p kg/m von Trägern auf 5 Stützen bei gleichen Feldweiten „I“. — Bauingenieur Klagas: Exakte Bestimmung der Feld- und Stützmomente beim Balken auf n -Stützen bei gleichen Stützweiten und beliebiger Belastung.

Technische Hochschule Hannover. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Direktor der Brückenbauanstalt der Fried. Krupp A.-G. in Rheinhausen Oswald Erlinghagen

in Anerkennung seiner Verdienste um die wissenschaftliche und praktische Förderung des Eisenbaues sowie in Würdigung der von ihm geschaffenen und entworfenen hervorragenden Brückenbauten.

Wir freuen uns über die Würdigung der Verdienste Erlinghagens und sprechen dem verdienten und allseitig anerkannten Fachmann unsere herzlichsten Glückwünsche aus. Wir gehen wohl nicht fehl, wenn wir annehmen, daß die Technische Hochschule mit der Ehrung Erlinghagens auch Verwahrung gegen das Verfahren der Stadt Köln im Köln-Mülheimer Brückenstreit, das dem Ansehen der Technik so sehr geschadet hat, einlegen wollte.

30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. In der „Bautechnik“ 1927, Heft 16, S. 243, ist als Abb. 7 (Vortrag Beuteführ: Bandförderanlage beim Bau der Doppelschleuse Mannheim. Kies-



förderung) versehentlich eine Aufnahme gebracht, die nicht die genannte Kiesförderung, sondern eine ältere Anwendung der Bandförderung im Auslande zeigt. Wir bringen in der Abb. eine schematische Darstellung des genannten Fördervorganges, die uns von der Dyckerhoff & Widmann A.-G. freundlichst überlassen wurde.

Auf der gleichen Seite, rechte Spalte, zu Beginn des ersten Absatzes, muß es anstatt „auch“ heißen: „nur“, was übrigens aus dem Zusammenhange ohne weiteres hervorgeht.

Die erste Siliziumstahl-Brücke der Deutschen Reichsbahn wurde am 2. April d. J. in Betrieb genommen. Es handelt sich um den nördlichen Überbau der Eisenbahnbrücke über die Drage in km 184,76 der Strecke Berlin-Schneidemühl in der Nähe des Bahnhof Kreuz. Die Brücke hat eine Stützweite von 38 m. Sie ist als Trapezfachwerkträger mit untenliegender Fahrbahn ausgebildet. Der für die Brücke verwendete Silizium-Baustahl wurde im Siemens-Martin-Ofen des Lauchhammerwerkes Riesa der Mitteldeutschen Stahlwerke A.-G. hergestellt. Die Eisenkonstruktion wurde von dem gleichen Werke nach dem von der Reichsbahndirektion Osten in Frankfurt a. d. Oder aufgestellten Entwürfe geliefert. Ein näherer Bericht über diese Ausführung folgt.
K.

Fr. Baltzer 70 Jahre alt. Am 29. Mai feierte Geheimer Oberbaurat Prof. Franz Baltzer in körperlicher und geistiger Frische seinen siebenzigsten Geburtstag. Gebürtig aus Dresden, trat er 1880 nach Ablegung der ersten Staatsprüfung im Baufach in den preußischen Staatseisenbahndienst und betätigte sich zunächst beim Bau der Berliner Stadtbahn. Zum Regierungsbaumeister ernannt, nahm er an den Arbeiten beim Umbau der Kölner Bahnanlagen teil und wurde dann als technischer Hilfsarbeiter in das preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten berufen. Auf Grund des Schinkelpreises führte ihn 1884 eine Studienreise nach England und Schottland, als Träger des Staatspreises bei der zweiten Staatsprüfung 1885 nach den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Die Ausbildung der Eisenbahnen, namentlich hinsichtlich ihrer Kunstbauten, war der Gegenstand dieser Studienreisen. 1892 wurde Baltzer für die Übungen im Brückenbau Assistent an der Technischen Hochschule Berlin bei Geheimrat Prof. Müller-Breslau.

Von 1898 ab hat er dann fünf Jahre lang, einem Ansuchen der japanischen Regierung zufolge, die deutsche Eisenbahntechnik in dem japanischen Verkehrsministerium in Tokio in einer technischen Ratgeberstelle vertreten. In Zusammenarbeit mit dem Architekten Prof. Dr. Ito (Chuta) nahm er regen Anteil an der Erbauung der Stadtbahn von Tokio.

Nach Berlin zurückgekehrt, erhielt Baltzer im April 1903 eine Stelle als Betriebsdezernent bei der preußischen Eisenbahndirektion Stettin. Im Dezember 1906 wurde er als technischer Referent für das Eisenbahnwesen in das Reichs-Kolonialamt in Berlin berufen. Am 1. April 1907 zum Geheimen Baurat und Vortragenden Rat befördert, begleitete er den Kolonial-Staatssekretär Dernburg 1907 als technischer Sachverständiger nach Ostafrika, Daressalam, Tabora und über die Uganda-Eisenbahn. Im Mai 1910 zum Geheimen Oberbaurat ernannt, bearbeitete

Baltzer weiter insbesondere die afrikanischen Kolonialbahnen. März bis Juli desselben Jahres führte ihn eine Studienreise nach Kamerun, Togo und Britisch Nigerian.

Seit Februar 1920 ist Baltzer ordentlicher Honorar-Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin, Ingenieur-Abteilung, mit Lehrauftrag für Klein- und Kolonialbahnen. Nachdem er im Juli 1923 zum ordentlichen Mitgliede der preußischen Akademie des Bauwesens ernannt war, trat er am 1. Dezember 1923 in den Ruhestand.

Von den zahlreichen Veröffentlichungen des Jubilars finden sich auch einige in der „Bautechnik“.¹⁾

Geheimrat Contag 75 Jahre alt. Der Geheime Baurat M. Contag, einer unserer bekanntesten Wasserbauer, beging am 4. Juni in körperlicher und geistiger Rüstigkeit seinen 75. Geburtstag. Das von ihm zusammen mit Regierungsbaumeister Havestadt im Jahre 1882 gegründete Ingenieurbureau übernahm als wichtigste Arbeit die Bauleitung des Havel und Spree verbindenden Teltowkanals. Bis 1918 führte Contag das Unternehmen, nachdem sein Mitarbeiter Geheimrat Havestadt schon 1908 gestorben war. Contag ist Mitglied der preußischen Akademie des Bauwesens und genießt in der Fachwelt einen großen Ruf als Gutachter. Im Zentralverein für deutsche Binnenschifffahrt war er lange Zeit Mitglied des Verwaltungsrates.

Wir wünschen unserem geschätzten und bewährten Mitarbeiter noch eine Reihe von Jahren fleißigen Wirkens und Schaffens.

Befestigungsmittel für Gleisschienen auf Beton und Mauerwerk der Lös- und Arbeitsgruben im Eisenbahnbetriebe müssen folgenden Anforderungen genügen:

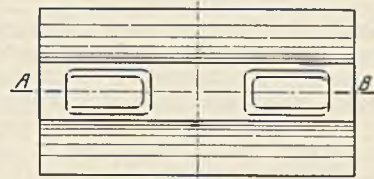
1. Sie müssen den Belastungen durch die schwersten Lokomotiven standhalten;
2. Verkehrslast und Eigengewicht müssen sich auf eine möglichst große Fläche verteilen;
3. die in den Schienen auftretenden und der Haltbarkeit der Befestigungsschrauben nachteiligen Kippmomente sowie die auf das Mauerwerk oder den Betonkörper zerstörend einwirkenden senkrechten Lasten müssen abgeschwächt und unschädlich gemacht werden;
4. Spurweite und Höhenlage der Schienen dürfen sich nicht verändern;
5. Schienen und Kleinsisenzeug müssen ohne großen Zeltaufwand und ohne den Betrieb merklich zu stören ausgewechselt werden können. Die Befestigungsmittel müssen daher leicht zugänglich sein;
6. das Auswechseln von leichtem Oberbau gegen schweren muß, ohne den Unterbau zu ändern, möglich sein.

Die Absicht, ein Befestigungsmittel für Gleisschienen auf Lös- und Arbeitsgruben zu bauen, das diesen Anforderungen entspricht, führte zu einer Reihe von Versuchen. Eine diesen Versuchen entsprungene Neuerung ist der von Regierungsbaumeister Hahmann in Hannover angegebene Universal-Schienenstuhl D.R.P. (Abb. 1 bis 3). Er besteht aus

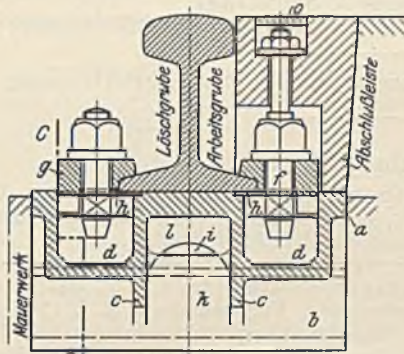
¹⁾ Vergl. 1923, Heft 1, S. 2; Heft 14, S. 140; 1925, Heft 11, S. 122.

einem gegen chemische Einwirkungen widerstandsfähigen Gußkörper und wird in das Mauerwerk oder den Betonkörper einbetoniert. Oben besitzt der Schienenstuhl eine schwach gewölbte Grundplatte *a* zum Aufnehmen des Schienenfußes. Die Platte ist durch eine gewölbeartig ausgebildete Mittelrippe *l* verstärkt und wird von den quer zu den Schienen verlaufenden beiden senkrechten Hauptwänden *b* und den sich rechtwinklig anschließenden beiden Nebenwänden *c* getragen. Kammer *d* dient zum Aufnehmen der Hakenschraube *f* mit Klemmplatte *g*. Damit beim Vergießen des Schienenstuhles mit Zementmörtel die Luft aus dem Innenraum *k* entweichen kann, sind die beiden Hauptwände bei *i* gefenestert.

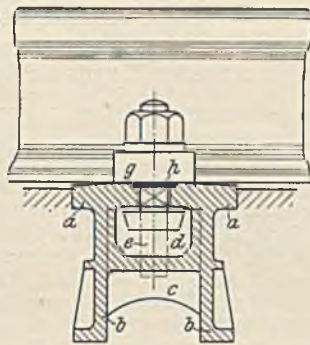
Die Bauart mit Längs- und Querrippen macht es möglich, bei verhältnismäßig geringem Gewicht eine gute Standfestigkeit des Schienenstuhles zu erzielen. Dabei sind die Achsen der Befestigungsmittel in die Mitte des Stuhles so verlegt, daß bei Belastung der sich wellenförmig durchbiegenden Schienen die Last nahezu senkrecht auf den Stuhl wirkt, ein Umstand, der



Aufsicht
Abb. 1.



Schnitt A-B
Abb. 2.



Schnitt C-D
Abb. 3.

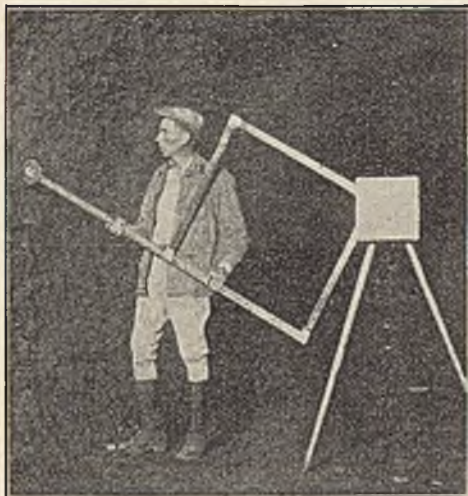
zur Schonung der Befestigungsmittel und damit zur Verbilligung der Unterhaltungsarbeiten wesentlich beiträgt. Auch wird hierdurch einem Lockern des Schienenstuhles im Mauerwerk infolge von Zug- und Druckspannungen wirksam vorgebeugt.

Damit die Befestigungsschrauben gangbar bleiben, nicht verschmutzen und leicht zugänglich sind, werden die Kammern *d* für die Schrauben durch Platten *h* und *o* aus Klingerit oder Peroit abgedeckt, die ein Loch für den Schaft der Hakenschrauben sowie einen Ausschnitt für den Ansatz der Klemmplatten haben. Sie machen es möglich, das Kleiseisenzeug für die Schienenbefestigung jederzeit bei Bedarf schnell auszuwechseln, ohne daß der Betrieb durch diese Arbeiten unterbrochen oder gestört wird.

Ungenauigkeiten der Grubenwände dürfen sich nicht auf das Gleis übertragen. Daher empfiehlt es sich, für die Schienenstühle Aussparungen zu belassen und sie erst dann zu vergießen, wenn das Gleis genau nach Richtung und Höhenlage verlegt ist.

Der Universal-Schienenstuhl kann außer zu den genannten Zwecken überall dort verwendet werden, wo Schienengleise auf Beton oder Mauerwerk verlegt werden müssen. Ing. K. Becker, techn. Reichsbahninspektor.

Das Auftragen von Tunnelquerschnitten mittels des Pantographen (Storchschnabels) wurde nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 14. April 1927 beim Bau eines kurzen Tunnels für das Bull-Run-Wasserkraftwerk versucht. Es wurde dazu von D. W. Proebstel, dem Leiter der Versuchsabteilung der Portland Electric Power Co. in Portland (Oregon), ein großer Pantograph hergestellt, der um 360° drehbar war und ein genaues, maßstabliches Auftragen ermöglichte (s. Abb.).



Das Instrument dient zum Messen der lichten Tunnelquerschnitte und zur Ermittlung der Ausbruch- und Abraummassen in den einzelnen Abschnitten. Es ruht auf einem Dreifuß mit Vorrichtungen zum genauen Einstellen, ein am äußeren Ende des freien Armes befestigtes kleines, mit Kautschuk bezogenes Rad rollt längs des Tunnelumfangs und überträgt dadurch eine genaue Darstellung des Profils auf die Zeichenplatte. Ki.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Der Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwelle in geschiebeführenden Wasserläufen. Die Ausführungen des Baurates Schneider in der „Bautechnik“ 1926, Heft 50, die unter der vorstehenden Überschrift eine Reihe von Vorgängen in den beweglichen Flußbetten umfassen, stützen sich im wesentlichen auf die Anschauung, daß mit der Zunahme der Wasserführung die Kolke tiefer auslaufen und die Kiesbänke sowie hauptsächlich die Talwegschwelle höher ansteigen. Dieser Anschauung widerspricht der Zustand der Bettsohle in der nächst unterhalb der österreichisch-bayerischen Grenze bei Windshausen beginnenden, 6 km langen, übermäßig eingeschnürten und fast gerade verlaufenden Innstrecke, in der Kolke, Kiesbänke und Schwelle nicht bestehen, so daß nach den Tiefenmessungen wohl nur riffelförmige Bildungen anzunehmen sind. Die nassen Flußquerschnitte sind kastenförmig. Dazu sei noch bemerkt, daß das von der Grundrißform des Wasserlaufes abhängige Verhalten des Stromstriches eine wesentliche Rolle hinsichtlich der Höhenlage der Talwegschwelle spielt. So betrug für die Rheinstrecke Straßburg-Lauterburg nach der Darstellung der hochstgelegenen Talwegschwelle in Abb. 3 auf S. 734 der „Bautechnik“ 1926 der Höhenunterschied zwischen dem Hochstande im Sommer und dem Tiefstande im Winter: im Jahre 1907 — also vor der Strombett-Regulierung bei pendelndem Stromstrich — rd. 1 m, dagegen 1925 nach der Regulierung bei beharrender, nur von den Schwankungen des Wasserstandes beeinflusster Lage des Stromstriches noch 30 cm. Auch hinsichtlich der Tiefenlage der Kolke übt der Stromstrich seinen, die Ausbildung und Umbildung der Bettsohle beherrschenden Einfluß aus, so daß der Zusammenhang zwischen Kolk und Schwelle im Sinne Schneiders wohl nicht besteht.

Bedenklicher noch als die Angaben über den Einfluß der Wasserstände auf die Form der Bettsohle sind die Ausführungen, die die Bauweise zur Regulierung eines Flußbettes berühren. Schneider weist auf die Erfahrung hin, nach der steile Uferböschungen die Ausbildung eines Flußbettes ungünstig beeinflussen. Trotzdem empfiehlt er die im Oberrhein abwärts Straßburg angewandte Bauweise auch zur Regulierung der Rheinstrecke Straßburg-Basel. Nach dieser Bauweise wurde der Talweg außerhalb der Übergänge zwischen Straßburg und Sondernheim durch weit und hoch in das Strombett hineinragende, dem Stromangriff stark ausgesetzte Bühnen an das bestehende, zweimalig geböschte, sonach für Regulierungszwecke steile Ufer hingedrängt und die dadurch hervorgerufene übermäßige Erosions-Wirkung durch Grundschnellen abgebrems¹⁾. Mit einer solchen, schroff wirkenden Bauweise läßt sich das größtmögliche Maß an Schiffbarkeit in dem zu verbessernden Talweg nicht gewinnen und also auch nicht die Aufgabe einer Regulierung voll erfüllen.

Sodann bespricht Schneider die in Abb. 1 auf S. 733 dargestellte Oberrheinstrecke, die seiner Meinung nach „allen Regeln der Hydraulik zu widersprechen scheint“. Dagegen läßt diese Rheinstrecke erkennen, daß ihre Grundrißform der Natur des Stromes nicht entspricht, wie dies bei jedem mit zahlreichen Durchstichen gekürzten und für die Ableitung des Niederwassers übermäßig breiten Flußbette der Fall ist. Ein solcher Fluß, dessen gestreckte Ufer dem Stromstriche keine beharrende Leitung zu geben vermögen, zeigt das, was Schneider beanstandet: Kolke an konvexen und Kiesbänke an konkaven Uferstellen. Um diese „regelwidrige Sohlenkonfiguration“ zu beheben, ist die Grundrißform der Niederwasserlinie den Flußverhältnissen anzupassen und der Talweg durch flach abfallende Uferbauten möglichst leistungsfähig herzurichten — eine Forderung, die sich durch ein versuchsweises Vorgehen am besten erfüllen läßt. Bei der Regulierung der Rheinstrecke Straßburg-Sondernheim wurde dies versäumt, obgleich immer wieder auf die günstige Wirkung der gegen den Stromanfall gerichteten, flach abfallenden Ufer aufmerksam gemacht wurde. Damit war der Weg zur Vornahme baulicher Versuche genau gekennzeichnet. Nachdem nun Schneider den Zusammenhang zwischen der Neigung der Uferböschung und der Ausbildung der Bettsohle besprochen hat, war zu erwarten, daß er auch die Vornahme baulicher Versuche zur Ermittlung einer für die Regulierung der Rheinstrecke Straßburg-Basel geeigneten Bauweise befürwortet.

Ministerialrat a. D. Eduard Faber in München.

Meine Ausführungen in dem von Ministerialrat Faber genannten Aufsatz stützen sich auf jahrzehntelange Beobachtungen und Erfahrungen, die ich selbst am elsässisch-badischen Oberrhein gemacht habe. Insbesondere hat die Niederwasserregulierung der Rheinstrecke Sondernheim—Straßburg mir reichlich Gelegenheit geboten, die verschiedenen, hydrotechnisch wichtigen Vorgänge im Strombett bei allen Wasserständen zu studieren, und die zahlreichen Talwegpeilungen, Sondierungen, Längen- und Querprofilaufnahmen, durch die das jeweilige Sohlenrelief ermittelt wurde, haben mir wertvolles Material geliefert, aus dem sichere Schlüsse hinsichtlich der kausalen Zusammenhänge der Veränderungen der beweglichen Stromsohle gezogen werden konnten. Dabei hat es sich eben als eine Art von gesetzmäßiger Erscheinung herausgestellt, daß mit zunehmender Wasserführung die Kolke sich vertiefen und die Talwegschwelle sich erhöhen und umgekehrt. An dieser Tatsache, die auch an anderen Wasserläufen mit beweglicher Sohle festgestellt und mir von namhaften außerdeutschen Hydrotekten bestätigt worden ist, so z. B. für die Donau abwärts von Preßburg (Poszony) durch Oberingenieur Baurat Schmitt (Preßburg) und Ministerialrat v. Udransky (Budapest), für den Po durch den inzwischen verstorbenen General des italienischen Geniekorps L. Bigotti (Turin) usw., läßt sich nicht rütteln.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 29, S. 400 u. 401.

Die Berücksichtigung dieses gesetzmäßigen Zusammenhanges zwischen Kolktiefe und Schwellenhöhe führte ja gerade zur Anwendung der Grundschwellen jeweils in den konkaven Scheitelstrecken des künstlichen Niederwasserbettes, durch dessen Einbau in das vorhandene Tullasche Korrekktionsbett der Rheinstrom reguliert worden ist. Durch die Anlage dieser Grundschwellen werden die vorhandenen tiefen Kolke verbaut, neue können sich nicht mehr bilden, und somit ist die Ursache für die Entstehung hoher Talwegschwellen beseitigt. Daß außer den Veränderungen der Wasserführung auch die Grundrißform des Wasserlaufes selbst eine Rolle beim Verhalten des Stromstriches und bei den von diesem abhängigen Vorgängen spielt, ist zwar längst bekannt, aber ich wollte ja in meinem Aufsätze gar nicht diese Beziehungen, sondern nur — wie die Überschrift klar sagt — den Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen behandeln. Bei der Niederwasserregulierung der Rheinstrecke Sondernheim—Straßburg war die Grundrißform des Tullaschen Korrekktionsbettes, das für die Abführung der gewöhnlichen Sommerhochwasser berechnet und bemessen ist, bereits gegeben und konnte und sollte nicht mehr geändert werden. Die hydraulischen Wirkungen dieses Korrekktionsbettes sind auch nach Einbau des Niederwasserbettes noch dieselben wie vorher. Es hätte daher keinen Sinn gehabt, wenn ich in meinem Aufsätze von diesen Beziehungen gesprochen hätte. Soviel darf bestimmt behauptet werden: ohne den Einbau der Grundschwellen im Niederwasserbett hätten sich bei höheren Wasserständen immer wieder tiefe Kolke und infolgedessen hohe Talwegschwellen gebildet, und der Zweck der Regulierung, eine auch bei Niederwasser brauchbare Schifffahrtrinne zu schaffen, wäre niemals erreicht worden. Der von mir behauptete Zusammenhang zwischen Kolk-tiefen und Schwellenhöhen in natürlichen oder für die Hochwasserabführung korrigierten Flüssen mit beweglicher Sohle besteht also doch, er ist aber in Wasserläufen, die außer einem Hochwasser- und Mittelwasserbett auch noch ein durch Grundschwellen gesichertes Niederwasserbett besitzen, auf ein Mindestmaß eingeschränkt. Dies wird durch die graphische Darstellung (Abb. 3) auf S. 734 der „Bautechnik“ 1926, Heft 50 vor Augen geführt. Die von Faber angeführte 6 km lange Innstrecke abwärts von Windshausen zwischen Fischbach und Neubeuern ist nicht geeignet, diesen Satz zu widerlegen, denn diese fast gerade verlaufende Flußstrecke ist übermäßig eingeschnürt und hat daher eine besonders starke, „schießende“ Wasserbewegung. Die schädlichen Folgen dieser Einschnürung sind auch nicht ausgeblieben! „Der Inn hat sich auf der Strecke Fischbach—Neubeuern stark eingetieft und wird durch das regelmäßig weiter beförderte Geschiebe in der Umgebung von Rosenheim fästig“, schreibt Prof. Dr.-Ing. h. c. Franz Kreuter im 6. Bande, S. 460 des „Handbuches der Ingenieurwissenschaften“, Leipzig 1921, Verlag von Wilhelm Engelmann.

Inwiefern meine „Ausführungen, die die Bauweise zur Regulierung eines Flußbettes berühren“, bedenklich sein sollen, ist mir nicht recht verständlich. Die auf der Rheinstrecke abwärts von Straßburg angewandte Bauweise hat sich so bewährt, daß ich sie für die Regulierung der Strecke Straßburg—Basel empfohlen habe. Die von Faber erhobene Forderung der flachen Ufer ist übrigens bei der Herstellung dieses Niederwasserbettes voll erfüllt worden, wie aus meiner Abhandlung in der „Bautechnik“ 1925, Heft 12 hervorgeht. Abgesehen von den kurzen Berührungstrecken der Konkaven des Niederwasserbettes mit den Korrekktionsufern weist dieses Niederwasserbett überall die außerordentlich flache seitliche Begrenzung der unter 1:20 geneigten Bühnenköpfe und Grundschwellen auf. An den genannten Berührungstellen selbst, wo auf kurze Erstreckung das Korrekktionsufer zugleich das Ufer des Niederwasserbettes bildet, ist durch Grundschwellen dafür gesorgt worden, daß keine schädlichen Kolke entstehen können. Nur bei Anwendung der von mir empfohlenen Bauweise ist es möglich, dem Niederwasserbett innerhalb des alten Korrekktionsbettes den serpentinierenden Lauf zu geben, den es zur Verminderung des Gefälles sowie zu leichter Schaffung von Anlandestellen sowie von Aufdreh- und Wendeplätzen haben muß und der auch dem Wesen des Stromes mit beweglicher Sohle entspricht. Mit der von Faber vorgeschlagenen Bauweise dürfte es kaum möglich sein, dem Niederwasserbett diese unerläßliche, schängelnde Grundrißform innerhalb des vorhandenen alten Bettes zu verleihen. Die Fabersche Redewendung von den „weit und hoch in das Strombett hineinragenden, dem Stromangriff stark ausgesetzten Bühnen“ erweckt die Vorstellung, als ob es sich bei der Regulierung der Rheinstrecke abwärts von Straßburg um einen gewaltsamen Eingriff, also um einen schweren Kampf gegen die Natur des Stromes gehandelt habe. Dies trifft aber nicht zu. Bei dem Entwerfen sowie beim Einbau der Regulierungswerke in das vorhandene Korrekktionsbett war Grundsatz, jede Gewalt zu vermeiden und den Strom sanft und unter eigener Mitwirkung planmäßig zu leiten. Daher das allmähliche, sanfte Ansteigen der Grundschwellen abwärts von den Scheitelpunkten der Konkaven, das Serpentinieren des Niederwasserbettes in schlanken Lemniskatenzweigen, die flache Boschung der Bühnenköpfe (1:20) und die geringe Höhe der Bühnenrücken, von denen die meisten sich nicht über NW erheben. Die Grundrißform der durch die Rheinregulierung abwärts von Straßburg geschaffenen künstlichen Niederwasserinne ist durch die gewählte Bauweise vollständig den Flußverhältnissen angepaßt worden, so daß „regelwidrige“ Sohlenkonfigurationen jetzt nicht mehr vorkommen. Durch die Anführungszeichen beim Worte „regelwidrig“ in meinem Aufsätze habe ich bereits angedeutet, daß es sich nur um eine scheinbare Abnormität handelt, was ich ja auch in dem vorhergehenden Satze ausgesprochen habe, und zwar mit den Worten: „was allen Regeln der Hydraulik zu widersprechen scheint“. Es scheint nur so im Hinblick auf den Lauf und die Rich-

tung der Uferbauten, die das seinerzeit allein für die Hochwasserabführung berechnete und ausgeführte, für die Zusammenhaltung des Niederwassers daher zu breite Korrekktionsbett wie Hochwasserdämme einschließen. Innerhalb dieses breiten und stark gestreckten Korrekktionsbettes bildete sich aber vor der Stromregulierung ein natürliches Niederwasserbett, dessen Ufer infolge des Wanderns der Geschiebebänke einer fortwährenden Änderung unterworfen waren. In diesem natürlichen, wandelbaren Niederwasserbett waren selbstverständlich die Regeln der Hydraulik stets erfüllt, d. h. an seinen konkaven Ufern — auch wenn diese zufällig gerade ein konvexes Korrekktionsufer berührten! — befanden sich die großen Tiefen, und an seinen konvexen Ufern — auch wenn diese einem konkaven Korrekktionsufer anlagen — waren wesentlich geringere Tiefen. Daß aber immerhin doch die konkaven Korrekktionsuferstrecken eine stärkere Anziehungskraft auf die natürliche Talwegrinne ausüben als die konvexen, was durch die verschiedene Länge und Lage der Kolke bewiesen wird, habe ich ja gleichzeitig a. a. O. erwähnt.

So glaube ich kaum irgend etwas in meinem Aufsätze berichtigen zu müssen. Nicht darauf kam es mir an, die verschiedenen Methoden des Flußbaues und ihre Vorzüge und Mängel zu erörtern, sondern allein darauf, den unbestreitbaren Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen zu schildern.

Baurat A. Schneider,
chem. Vorstand des K. Wasserbaubezirks Straßburg-Rhein.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnrat Dr. jur. Kintcher, Vorstand des R. V. A. Frankfurt (Oder), zur R. B. D. Erfurt, Jaehn, Vorstand des R. B. A. Weifenfels, zum R. Z. A. in Berlin, Karl Jaeger, Vorstand des R. B. A. Kreuzburg (Oberschl.), als Vorstand zum R. B. A. Wesel, Fahrner, Vorstand des R. B. A. Wesel, als Vorstand zum R. B. A. Bochum, Brieskorn, Vorstand des R. B. A. Cüstrin, als Vorstand zum R. B. A. Köln 1, Blankenburg, bisher bei der R. B. D. Trier, als Vorstand zum R. B. A. Kreuzburg (Oberschl.), Spanaus, Vorstand des R. B. A. Ratibor, als Vorstand zum R. B. A. Weifenfels, Haller, Vorstand des R. B. A. Bochum, als Vorstand zum R. B. A. Essen 1, Düring, bisher beim R. B. A. Frankfurt (Main) 1, als Vorstand zum R. B. A. Ratibor, Paulsen, bisher bei der R. B. D. Hannover, als Vorstand zum R. B. A. Cüstrin, Nadler, bisher bei der R. B. D. Essen, als Vorstand zum R. B. A. Allenstein 1, Zeininger, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Wormditt, zur R. B. D. Königsberg (Pr.) unter Belassung in der Leitung des Neubauamts Wormditt, Martin Lange, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Riesa, zur R. B. D. Essen, Johannes Hildebrandt, Vorstand des R. M. A. Stendal, als Mitglied zur R. B. D. Breslau, Adolf Adler, Vorstand des R. M. A. Ratibor, als Vorstand zum R. M. A. Nordhausen und Blümenner, Vorstand des R. M. A. Breslau 2, als Vorstand zum R. M. A. Stendal.

Übertragen: den Reichsbahnrat Valentin, Vorstand des R. W. A. Ratibor, die Stellung des Vorstandes des dortigen R. M. A. und Melcher, bisher bei der R. B. D. Breslau, die Stellung des Vorstandes des R. M. A. 2 daselbst.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Dr. jur. Meinicke, Mitglied der R. B. D. Münster (Westf.), und die Reichsbahnamtänner Wilhelm Paul, Vorstand des Bahnhofes Soest, Deereberg, Vorstand des Betriebswerks Osterfeld Süd, und Schmuck, bisher beim R. A. W. Nürnberg.

Gestorben: Reichsbahnrat Franz Bothe, Vorstand des R. M. A. Nordhausen und Reichsbahnamtmann Reinert, Betriebskontrolleur in Magdeburg.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaurat (W.) Busse vom Schleppamt Duisburg-Ruhrort an das Vorarbeitenamt in Frankfurt a. Main; die Regierungsbaumeister (W.) Vogt von der Wasserbaudirektion in Münster i. Westf. an das Schleppamt Duisburg-Ruhrort, Jung vom Kanalbauamt in Braunschweig nach Wenden als Streckenbauleiter und Voß vom Kanalbauamt in Oebisfelde nach Vorfelde als Streckenbauleiter.

Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst überwiesen wurde der Regierungsbaumeister (W.) Koenig dem Wasserbauamt in Gleiwitz.

Das Neubauamt für die Hafenerweiterung in Wesermünde ist am 15. Mai 1927 aufgelöst; der Regierungsbaurat (W.) Gaye in Wesermünde ist dem Wasserbauamt daselbst überwiesen worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Albert Zündorf, Kurt Werner (Wasser- und Straßenbauaufsch); Ernst Sockel, Hugo Koester (Eisenbahn- und Straßenbauaufsch).

Gestorben: der Wirkliche Geheime Rat Dr.-Ing. chr. Karl Hinckel-deyn in Lübeck, früher Ministerialdirektor im Ministerium der öffentlichen Arbeiten.

INHALT: Die Köln-Mülheimer Brücke. — Die hölzernen Funktürme des Rundfunksenders München-Stadelheim. — Zur Frage der Gründung mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasser-schüttung. — Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg. (Schluß). — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Hannover. — 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin. — Erste Stützstahl-Brücke der Deutschen Reichsbahn. — Fr. Baltzer 70 Jahre alt. — Geheimrat Contag 75 Jahre alt. — Befestigungsmittel für Gleisschienen auf Beton und Mauerwerk der Löss- und Arbeitsgruben. — Auftragen von Tunnelquerschnitten mittels des Pantographen (Storchschnabel). — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.