

DIE BAUTECHNIK

5. Jahrgang

BERLIN, 3. Juni 1927

Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Neues Bauverfahren bei der Untergrundbahn in Hamburg.

Von Dr.-Ing. B. Siebert, Hamburg.

Die Hamburger Hochbahn Aktiengesellschaft hat im Jahre 1926 mit dem Bau einer neuen Hoch- und Untergrundbahnlinie von der Kellinghusenstraße bis zum Jungfernstieg (Abb. 1) begonnen. Die Bedeutung dieser Strecke liegt darin, daß die das nördliche Gebiet des Hamburgischen Staates anschließende Zweiglinie Kellinghusenstraße—Ohlsdorf—Ochsenzoll von der Ringlinie abgetrennt und selbständig in die innere Stadt eingeführt werden soll. Die Fahrgäste brauchen daher künftig nicht mehr den Umweg über das Elbufer (Landungsbrücken) zu machen und die Ringlinie wird entlastet.



Abb. 1.

Die neue Linie verläuft in ihrem nördlichen Teil bis über den Isebeckkanal hinweg oberirdisch und geht neben der Haltestelle Eppendorfer Baum der Ringlinie zur Untergrundbahn über. Als solche verläuft sie im Eppendorfer Baum und der Rothenbaumchaussee bis zum Loignyplatz und führt weiter unter dem Stephansplatz und den Colonnaden nach dem Jungfernstieg. In der südöstlichen Ecke der Binnenalster soll eine sechsgleisige Haltestelle unter dem Wasser angelegt werden. Gegenwärtig wird an der Strecke nördlich des Isebeckkanals und an der südlich davon belegenen Rampe gebaut; ferner an der Untergrundbahnstrecke im Zuge der Rothenbaumchaussee. Bei dieser Untergrundbahnbaustelle werden die Erd-

Mittelstützen stehen frei. Seitenwände und Decke werden zum Schutz gegen die Feuchtigkeit mit asphaltierten Pappschichten isoliert. Dort, wo der Tunnel ins Grundwasser eintaucht, ist eine durchgehende Sohle mit Grundwasserisolierung vorgesehen. Die Abmessungen sind die gleichen wie beim bisherigen Netz, abgesehen von einer geringen Erweiterung des Tunnels zur besseren Unterbringung von Leitungen.

Die Baugrube wird zwischen in 2 m Abstand eingerammten I-Eisen, je nach der Tiefenlage der Baugrube 8 bis 12 m lang, ausgeschachtet, wobei gleichzeitig die Wände der Baugrube zwischen den I-Eisen mit Holzbohlen verschalt und die I-Eisen durch Rundhölzer gegeneinander abgesteift werden.

Neuartig ist die eigentliche Erdförderung; sie geschieht folgendermaßen (Abb. 3):

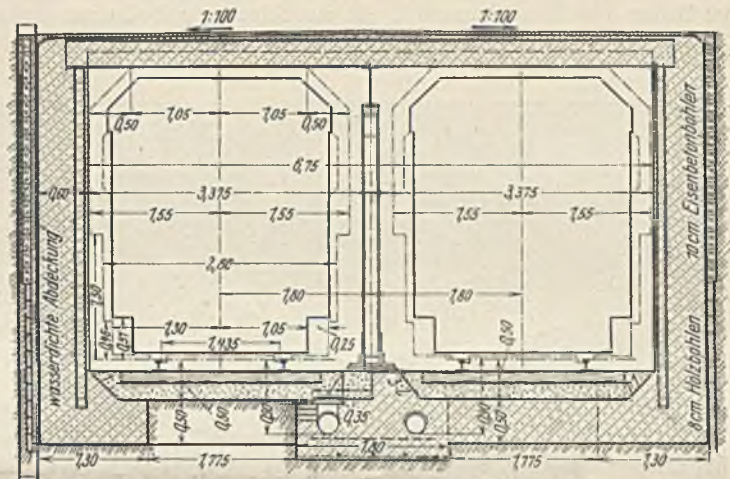


Abb. 2.

Ein Greifbagger löst den Boden und gibt ihn auf eine besonders angeordnete, etwa 30 m lange Förderbandanlage ab, auf der der Boden gleichzeitig um etwa 2,5 m gehoben wird. Von hier aus gelangt er in Straßenbahnförderzüge.

Der Grund dafür, daß man als Baggerart einen Greifbagger gewählt hat, liegt darin, daß

1. infolge der örtlichen Verhältnisse nur eine Förderung der Erdmassen auf der Straßenoberfläche in Frage kommt und
2. der Umfang der von dem Bagger zu fordernden Längs- und Querbeweglichkeit und Fähigkeit zwischen den obengenannten Rundholzstößen zu fördern, nur durch einen Greifer erreicht werden kann.

Die Bandanlage ist notwendig, weil ein unmittelbares Beladen der Förderzüge durch den Greifbagger seitlich der Baugrube aus Raumangel im allgemeinen nicht möglich ist. Das Verschieben der Förderzüge selbst und das hinter ihnen notwendige Aufnehmen des Pflasters und der

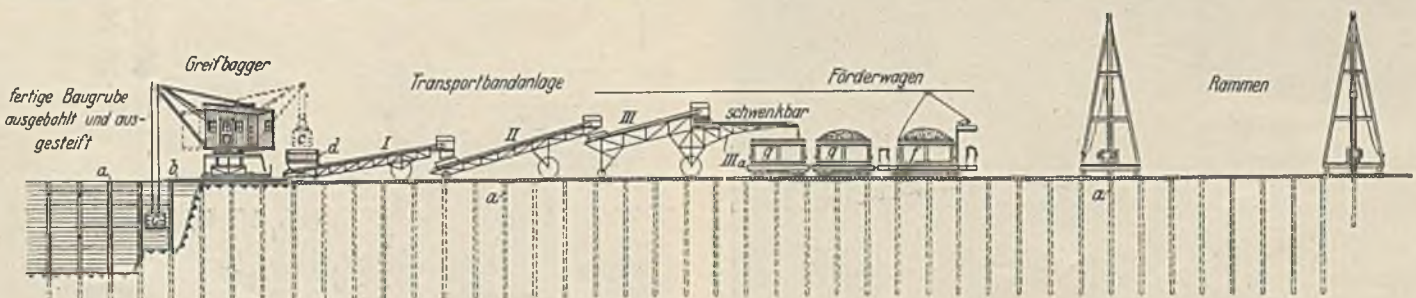


Abb. 3.

arbeiten mittels einer Vereinigung von mechanischen Hilfsmitteln erledigt, die als neuartig anzusehen ist, wenn auch die einzelnen mechanischen Hilfsmittel bekannt sind. Die Ausgestaltung des Tunnels ist die bekannte (vergl. Abb. 2). Sie besteht aus einem Eisengerüst, dessen seitliche Stützen einbetoniert sind, so daß sie als Eiseneinlagen wirken, während die Deckenträger durch Betonkappen miteinander verbunden werden. Die

Schienen erfordert einen Arbeitsraum, den die Förderbandanlage überbrückt. Die Wahl der Straßenbahn als Fördermittel geschah mit Rücksicht darauf, daß der Untergrundbahnbau meistens durch Straßen führt, die bereits eine Straßenbahnlinie in ihrer Mitte besitzen, und weil auf diese Weise die Betriebskosten erheblich geringer als bei einer Abfuhr durch Pferde- oder Kraftwagenfuhrwerke sind. Doch ist immerhin die

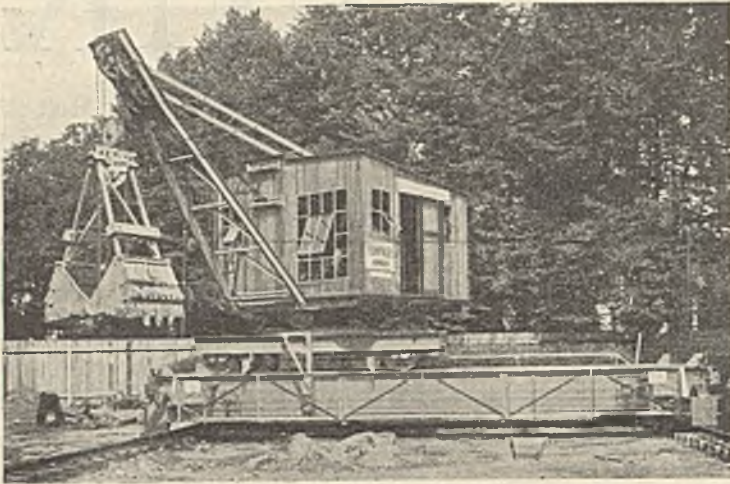


Abb. 4.

Verwendung der letztgenannten Fahrzeuge auch bei der bestehenden Anlage technisch möglich.

Der Greifbagger (Abb. 4) besteht aus folgenden Teilen: Eine fahrbare Bühne von 9,5 m Stützweite, die auf Schienen mit Querschwellenunterlage außerhalb der beiden Rammträgerreihen läuft, überbrückt die

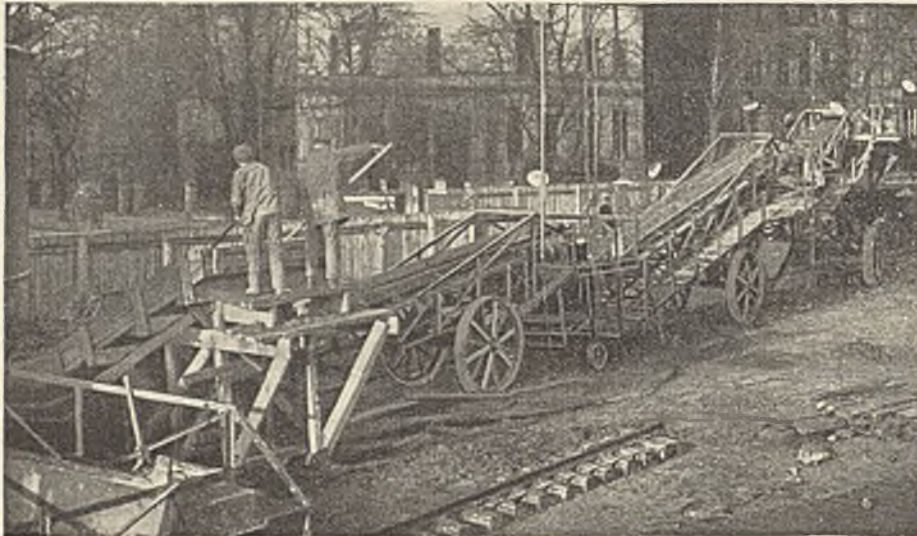


Abb. 5.

Baugrube der Breite nach. Sie ist in der Lage, Kurven bis zu 150 m Halbmesser zu durchfahren. Auf dieser Bühne bewegt sich quer zur Baugrubenachse der Unterwagen, auf diesem, um 360° drehbar, der Oberwagen mit dem eigentlichen Ausleger, dem Greiferkorb und der Maschinenanlage. Der Greiferkorb hat 0,8 m³ Inhalt und kann für schweren

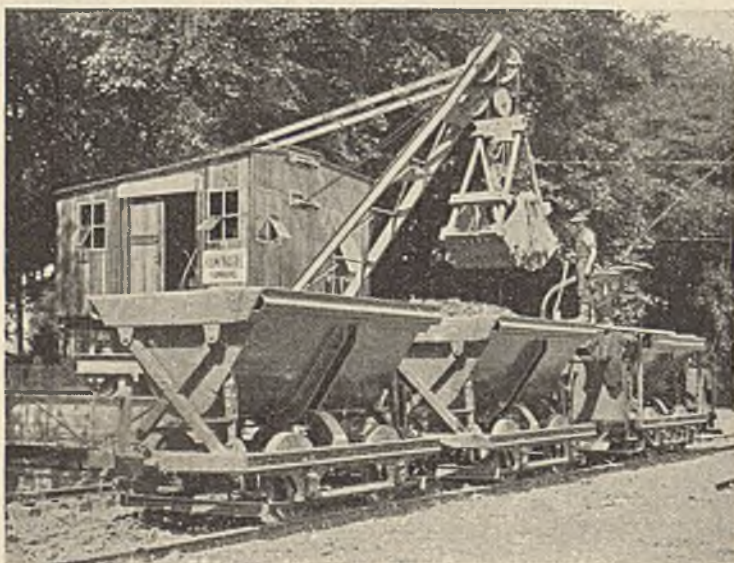


Abb. 6.

Boden mit besonders langen Schneidzähnen ausgerüstet werden. Die Rollenhöhe des Auslegers beträgt 6,50 m über S.-O., die Ausladung 5 m, die in besonderen Fällen bis auf 6 m vergrößert werden kann. Diese verhältnismäßig gedrungenen Maße sind notwendig mit Rücksicht auf die beiderseits der Baugrube stehenden Alleebäume, die auf dem größten Teil der neuen Linie angetroffen und geschont werden müssen, sowie mit Rücksicht auf die vorhandene Oberleitung der Straßenbahn. Da der Betrieb vier verschiedene Bewegungsarten des Greifbagger erforderlich macht, wovon zeitweise drei gleichzeitig auszuführen sind, hat es sich als zweckmäßig erwiesen, die Bedienung durch zwei Leute durchzuführen. Von diesen bedient der eigentliche Baggerführer das Senken, Schließen, Heben des Greiferkorbes und Drehen des Oberwagens, während ein zweiter Mann die Längs- und Querbewegungen des Greifers steuert. Die theoretische Baggerleistung beträgt 30 bis 35 m³/Std. Die wirkliche Leistung ist naturgemäß von der Art des Bodens und von den angetroffenen Hindernissen (alten und im Betriebe befindlichen Sielen, Gas-, Wasser-, Elektrizitätsleitungen, Findlingen und dergl.) abhängig.

Der Antrieb dieses Gerätes ist elektrisch, und zwar wird der Strom dem vorhandenen Netz der Straßenbahn in einer Spannung von 550 V entnommen. Der Greifbagger ist von der Firma Kampnagel Eisenwerk (vorm. Nagel & Kaemp) A. G., Hamburg, geliefert worden, die ihrerseits die Lieferung des Greiferkorbes und des Windwerks der Firma Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen, übertragen hat.

Die Förderbandanlage (Abb. 3, 5 u. 7) besteht aus einer Aufgabeschurre und drei fahrbaren Bandträgern. Bandträger I und II tragen je ein Band, der Bandträger III die Bänder III und IIIa. Der Inhalt des Greiferkorbes *c* wird auf eine geneigte Schurre *d* von etwa 2 × 2 m Flächeninhalt entleert und von hier aus durch zwei Arbeiter auf das am niedrigsten liegende Band I gestoßen. Das Band I gibt den Boden auf das etwas höher liegende Band II ab und dieses auf das noch höher liegende Band III. Von hier fällt das Baggergut auf das wagerecht liegende, um 180° schwenkbare Band IIIa. Das Band IIIa kann seitlich nach links oder rechts geschwenkt werden und ist so hoch angeordnet, daß die Förderzüge unter ihm hindurchfahren können, und so lang, daß es die auf zwei Gleisen nebeneinander stehenden Förderzüge bestreichen kann. Die Förderzüge fahren also seitlich der Bandanlage auf. Während der Beladung auf dem einen Gleis kann der Leerzug auf dem anderen Gleis einfahren. Das Förderband IIIa wird nach Füllung des ersten Zuges ohne Unterbrechung der Baggerarbeit geschwenkt, so daß der Boden in den bereitstehenden Leerzug *f g g* fallen kann.

Die Förderbänder bestehen zum Teil aus vierfachen Baumwollbändern mit Gummieinlagen und einer 2 mm starken Gummidecke auf der Förderseite und einer 1 mm starken Gummidecke auf der Laufseite; neuerdings werden Bänder verwendet, die aus einem wasserabweisend getränktem Baumwollkern mit den entsprechenden Gummiauflagen bestehen. Der Antrieb geschieht so, daß das beladene Band gezogen wird.

Jeder Bandträger besteht aus einer Eisenfachwerkkonstruktion mit je einem Paar großer, breiter Laufräder und einem kleineren Paar Steueräder. Die Bänder werden, dem Baggerfortschritt entsprechend, durchschnittlich täglich einmal vorgefahren; als Antrieb dient der Bandmotor nach Betätigung einer Kupplung. Der zum Antrieb erforderliche Strom wird gleichfalls dem Straßenbahnoberleitungsnetz entnommen. Die ganze



Abb. 7.

Förderbandanlage ist so kräftig gebaut, daß sie den wechselnden Ansprüchen, auch bei schwerstem und nassem Boden, genügt.

Die verwendeten Straßenbahnförderzüge (Abb. 6 u. 7) stellen gleichfalls eine technische Neuerung dar. Sie bestehen aus einem Motorwagen und zwei Anhängern. Diese Wagenanzahl entspricht den üblichen Straßenbahnmotorstärken. Jeder Wagen trägt ein Fördergefäß, das nach dem Grundsatz des Selbstkippers gebaut ist. Im vorliegenden Fall ist eine große Mulde gewählt worden, die es zuläßt, auch nassen Boden zu fördern, ohne daß die Straßen beschmutzt werden, was man bei Kastenkippern infolge der Seiten- oder Bodenklappen nicht erwarten darf. Die in Zusammenarbeit zwischen der Hamburger Hochbahn Aktiengesellschaft und der Firma Fried. Krupp, Essen, konstruierten Muldenkipper besitzen als Aufhängevorrichtung die von Krupp bei anderen Wagen bereits angewandte Scherenkonstruktion. Hierdurch war es möglich, die Mulde so tief zu lagern, daß die Höhe des Schwenkbandes IIIa der Förderbandanlage, das über die Förderwagen hinweg schwenken muß, in Grenzen bleibt, die sich mit der Örtlichkeit (Alleebäume, Oberleitung, Brücken usw.) vertragen. Im übrigen ist die Mulde in Verbindung mit der Schere so gebaut, daß sie sich im gefüllten Zustande, wie auch im geleerten gekippten Zustande jeweils im labilen Gleichgewicht befindet. Sowohl bei der Füllung als auch nach der Entleerung im gekippten Zustande wird die Mulde durch eine besondere Totpunktverriegelung festgehalten. Die Mulde wird jeweils durch nur einen Mann mittels eines Handgriffs entriegelt; sie entleert sich hierauf selbsttätig und richtet sich von selbst wieder auf. Die Mulde des Triebwagens faßt 4 m³, die Mulde eines Anhängewagens 5 m³, gestrichen voll gemessen.

Die gesamte Anlage hat sich unter recht ungünstigen Verhältnissen gut bewährt. Es wurde ganz zäher Lehm und sehr fester Mergel bei

ungünstigen Witterungsverhältnissen gebaggert und gefördert, ohne daß Störungen grundsätzlicher Art aufgetreten sind. Bei leichteren Boden werden Tagesleistungen bis zu 700 m³ Boden (in fester Masse gemessen) erzielt, was einem täglichen Fortschritt von rd. 14 lfd. m Baugrube entspricht.

Dieser neuartige Bauvorgang ermöglicht nun, die einzelnen Arbeitsvorgänge, die zur Herstellung des Tunnels notwendig sind, zeitlich und räumlich verhältnismäßig kurz hintereinander folgen zu lassen. Es wird daher sowohl an Bauzeit als auch an Länge der jeweiligen Baugrube gespart. Verglichen mit dem früher angewandten Bauverfahren ist diese Ersparnis sogar sehr erheblich. Damit Hand in Hand geht naturgemäß eine wesentliche Verbilligung des Erdaushubes und der Abfuhr; besonders bei den angetroffenen schweren Bodenarten wären diese wesentlich teurer geworden, wenn man den Boden nach dem früheren Verfahren gefördert, d. h. mit Hand ausgeschachtet, innerhalb der Baugruben mit Kippwagen verfahren, an einer bestimmten Stelle durch eine Winde gehoben und durch Fuhrwerke abgefahren hätte.

Auch in organisatorischer Hinsicht ist die Verwendung dieser Einrichtung bemerkenswert. Da zu der Bedienung der Anlage eine geschulte Belegschaft notwendig ist, die die Eigenheiten der Anlage kennt, so hat sich die Hamburger Hochbahn Aktiengesellschaft entschlossen, diesen Betrieb mit eigenen Leuten auszuführen. Die Arbeit des Bauunternehmers setzt unmittelbar hinter dem Bagger ein, und zwar mit dem querschnittmäßigen Nacharbeiten des Bodens an den Wänden und der Sohle, sowie mit der Ausbohlung und der Aussteifung. Gleichfalls hat der Unternehmer die Baggertiefe anzugeben und ist für die Sicherheit gegen Beschädigungen und Einsturz, die ja in erster Linie von dem rechtzeitigen und genügenden Ausbohlen und Absteifen abhängen, verantwortlich.

Diese gemischte Betriebsweise hat sich bislang gut bewährt.

Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Vortrag, gehalten auf der 30. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, am 18. März 1927.

Von Prof. Spangenberg, München.

Auf der 27. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins 1924 habe ich in einem Vortrage¹⁾ über „Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten“ verschiedene Probleme des Wölbbrückenbaues behandelt, die zwar ein erhebliches Interesse und einen besonderen Reiz für den Bauingenieur haben, die jedoch ihrer Natur nach verhältnismäßig selten bei Bauaufgaben an ihn herantreten. Die folgenden Mitteilungen beziehen sich auf Gewölbe normaler Spannweite, bis etwa 50 m, also auf Brückenbauten, die gerade jetzt beim Ausbau unserer Wasserwege, bei der Verbesserung unseres Straßennetzes und bei der allmählichen Elektrisierung unserer Bahnen in großer Zahl auszuführen sein werden. Ich beschränke mich dabei auf gewölbte Brücken aus Beton, da Mauerwerk ja der höheren Kosten wegen als Baustoff für Brückengewölbe bei uns nur noch in Ausnahmefällen verwendet wird; ferner sind volle, nicht in Rippen aufgelöste Tonnengewölbe vorausgesetzt.

Es sind vornehmlich zwei grundsätzliche Fragen, die bei jedem Entwurf eines Brückengewölbes aus Beton an den Konstrukteur herantreten:

1. Soll der Bogen mit Gelenken oder ohne solche ausgeführt werden? und
2. soll das Gewölbe eine Eisenbewehrung erhalten oder nicht?

Man darf wohl jetzt als allgemeine Anschauung feststellen, daß man für jedes wichtigere Betongewölbe mindestens eines dieser beiden konstruktiven Hilfsmittel anwenden muß; Meinungsverschiedenheiten bestehen nur über ihre zweckmäßige Auswahl und insbesondere über ihre gleichzeitige Anwendung.

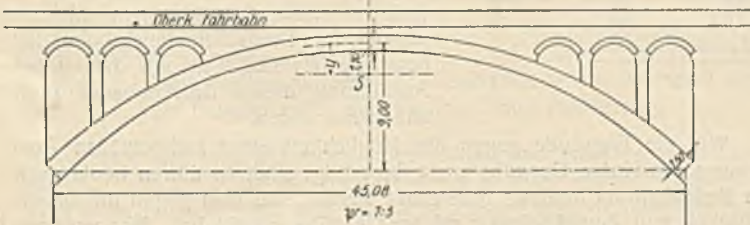


Abb. 1. Eingespannter Bogen einer Straßenbrücke aus Bruchsteinmauerwerk, Verkehrslast $p = 500 \text{ kg/m}^2$.

Wenn manche Ingenieure, im Hinblick auf die großen Leistungen im Steinbrückenbau, sich gegen diese Hilfsmittel und namentlich gegen die Gelenke ablehnend verhalten, so ist darauf hinzuweisen, daß Beton gewisse andere Materialeigenschaften besitzt als Mauerwerk, wodurch in

¹⁾ Vergl. die Veröffentlichung „Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten“, Berlin 1924, Verlag von Julius Springer.

Tabelle 1.

Vergleich zwischen Bruchsteingewölbe und Betongewölbe.

	Mauerwerk	Beton
E	80 000 kg/cm ²	210 000 kg/cm ²
α	$0,8 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$
t	— 10°	— 25°
$E \alpha t$	— 6,4	— 52,5
H_t	— 1,51 t	— 12,33 t
$H_{\delta} = 1 \text{ cm}$	— 4,17 t	— 10,9 t

einem eingespannten Bogen aus Beton erheblich ungünstigere Beanspruchungen entstehen, als in dem gleichen Gewölbe aus Bruchsteinmauerwerk. Abb. 1 sowie Tabelle 1 u. 2 zeigen diesen Unterschied an einer Straßenbrücke von 45 m Spannweite und $\frac{1}{8}$ Stich. Die Berechnung ist nach der Elastizitätstheorie durchgeführt, wobei die Grenzwerte der Randspannungen aus Verkehr, wie übrigens an allen folgenden Beispielen, mit Hilfe der Einflußlinien für die Kernpunkte ermittelt sind.

Zunächst ist das Elastizitätsmaß des Betons wesentlich größer als das von Bruchsteinmauerwerk. Für dieses ist hier ein Mittelwert von 80000 kg/cm² angenommen²⁾, für Beton 210000 kg/cm², obwohl guter Gewölbebeton meist einen noch höheren Wert von E haben wird. Die Wärmedehnungszahl α ist bei Beton nur wenig größer als bei Mauerwerk, dagegen ist für Beton eine um 15° höhere Temperaturabnahme eingesetzt, um den Einfluß des Schwindens zu berücksichtigen. Bei Mauerwerk ist dieser Einfluß unerheblich, er äußert sich im wesentlichen nur in dem Zementmörtel der Fugen, bei Beton ist das Schwindmaß nach Beobachtungen an ausgeführten Brückenbauten im allgemeinen größer als der in den amtlichen Eisenbetonbestimmungen vorgeschriebene und auch hier benutzte Wert von $\frac{15}{10^5}$; in der Schweiz ist z. B. die Berücksichtigung eines Schwindmaßes von $\frac{25}{10^5}$ verlangt. Die Spannungen infolge Temperaturerniedrigung und Schwinden sind dem Werte $E \alpha t$ proportional und also bei dem Betongewölbe mindestens achtmal größer als bei dem gleichen Gewölbe in Mauerwerk. Auch gegen Widerlagerverschiebungen ist das Betongewölbe, entsprechend dem größeren E , zwei- bis dreimal so empfindlich als der gemauerte Bogen. (Vergl. die Werte von H für $\delta = 1 \text{ cm}$ in der letzten Zeile der Tabelle 1). Ohne Berücksichtigung dieses Einflusses wirkt sich der Unterschied in den Materialeigenschaften nach

²⁾ Aus den Scheitelsenkungen des Purkersdorfers Versuchsgewölbes (Bruchsteinmauerwerk aus Sandstein) wurde $E = 67000 \text{ kg/cm}^2$ berechnet; Melan empfiehlt als Durchschnittswert für Bruchsteinmauerwerk $E = 50000$ bis 70000 kg/cm^2 , Schaechterle 50000 bis 150000 kg/cm^2 .

Tabelle 2.
Grenzwerte der Randspannungen in kg/cm²
(ohne Widerlagerverschiebung).

	Mauerwerk		Beton	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Scheitel	+ 23,1	+ 4,9	+ 33,9	- 7,8
Kämpfer	+ 0,0	+ 26,6	- 19,6	+ 44,2

Tabelle 2 wie folgt bei den Grenzwerten der Randspannungen aus: Während in dem gemauerten Bogen eine größte Druckspannung von 26,6 kg/cm² und noch keine Zugspannung auftritt, erhält man im Betongewölbe eine Druckspannung von 44,2 kg/cm² und eine Zugspannung von 19,6 kg/cm². Das Gewölbe nach Abb. 1 wäre also in Bruchsteinmauerwerk ausführbar, dagegen nicht als gelenkloses Betongewölbe ohne Bewehrung. Bekanntlich werden die Zugspannungen um so größer, je flacher das Gewölbe wird; aber auch bei noch steileren Betongewölben kommt man bei den jetzt üblichen Verkehrslasten nicht ohne Zugspannungen aus.

Es stehen nun drei Wege für den Konstrukteur offen: 1. die Zugspannungen im eingespannten Gewölbe durch eine Eisenbewehrung aufzunehmen oder 2. im statisch bestimmten unbewehrten Dreigelenkbogen die Zugspannungen auszuschalten oder 3. durch Einbau von Gelenken die Zugspannungen zu verringern und gleichzeitig eine — nun wesentlich geringere — Bewehrung als im gelenklosen Bogen anzuordnen. Der erste Weg führt oft, namentlich bei flachen Gewölben oder bei großer Verkehrslast zu sehr kräftigen und unwirtschaftlichen Bewehrungen; er hat außerdem ganz zuverlässigen Baugrund zur Voraussetzung. So verlockend der zweite Weg, der Dreigelenkbogen ohne Bewehrung, erscheint, so ergibt er doch, wie weiter unten gezeigt wird, häufig Nachteile, so daß sich der dritte Weg, die Kombination von Gelenken und Bewehrung, nicht selten als beste Lösung erweist.

Über die statischen und konstruktiven Vorzüge der Gelenke braucht man heute bei uns kein Wort mehr zu verlieren. Werden doch in Deutschland Gelenke in gewölbten Brücken mehr als anderswo bevorzugt und ist doch gerade hier die Konstruktion der verschiedenen Gelenkart in muster-gültiger Weise durchgebildet worden. Wohl aber liegt die Frage nahe, warum in Deutschland, im Gegensatz zum Auslande, gerade der unbewehrte Dreigelenkbogen aus Stampfbeton weitaus am häufigsten als Ausführungsform für gewölbte Brücken angewandt worden ist. Ich glaube, daß sich dies ungezwungen aus der geschichtlichen Entwicklung erklären läßt. Als Köpcke 1880 die Gelenke in gewölbten Brücken einführte, war der Eisenbetonbau in Deutschland noch unbekannt, wohl aber gab es damals bei uns bereits eine hochentwickelte Betonindustrie. Diese griff die Möglichkeit, mit Hilfe des Dreigelenkbogens zugspannungsfreie Gewölbe zu bauen und damit dem Stampfbeton ein großes Betätigungsfeld zu erschließen, tatkräftig auf, und namentlich die Firmen, die Zementwarenfabriken und dadurch einen Stamm geschulter Facharbeiter besaßen, wie Dyckerhoff & Widmann, Hüser, Windschild & Langelott, entwickelten die

Technik des Dreigelenkbogens aus Stampfbeton zu hoher Vollendung. Auch als der Eisenbetonbau sich in Deutschland ausbreitete, hielt man an dieser bei zahlreichen Bauten erprobten Ausführungsform fest. Nicht nur bei den Firmen, sondern auch bei den Bauverwaltungen, besonders bei den Eisenbahnbehörden, bestand eine starke Abneigung gegen die Anwendung des Eisenbetons im Brückenbau, was angesichts der fehlenden Erfahrungen über das Verhalten der neuen Bauweise unter den wechselnden Beanspruchungen der Verkehrslasten anfangs durchaus begründlich war. Auch eine Überschätzung der Eigenschaften des erdfeuchten Stampfbetons im Bauwerk — auf Grund der Festigkeitsergebnisse der Würfelprobe — begünstigte diese Entwicklung und führte zur Ablehnung des im Eisenbetonbau notwendigen plastischen Betons. Die weitgehende Bevorzugung des unbewehrten Dreigelenkbogens reicht bis in die neueste Zeit; die 70 m weit gespannte Stampfbetonbrücke über das Wahnbachtal, über die 1926 in der Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins berichtet wurde, darf wohl als der Höhepunkt dieser Entwicklung, vielleicht aber auch als ihr Endpunkt, bezeichnet werden.

Gerade in dem Vortrage über dieses bedeutsame und mit besonderer Sorgfalt ausgeführte Bauwerk sind anschließend an den Flensburger Brückeneinsturz und an bestimmte Fragestellungen von Reichsbahnrat Blunck durch Regierungsbaumeister Schmidt³⁾ gewisse Bedenken gegen die Bewehrung von Gewölben geäußert worden, die ich nach meinen Erfahrungen nicht zu teilen vermag. Insbesondere sollen die Eiseneinlagen die Herstellung des Gewölbes in Lamellen erschweren, unter Umständen sogar unmöglich machen. Ich habe Gelegenheit genommen, diese Frage bei einem Brückenbau, der im vergangenen Jahre unter meiner Mitwirkung ausgeführt wurde, praktisch zu prüfen. Damit die Formänderungen des Lehrgerüsts und die anfänglichen Schwindungen des Betons vor sich gehen können, bevor größere zusammenhängende Teile des Gewölbes vorhanden sind, ordnet man die Lamelleneinteilung ja meist so an, daß zuerst die freie Länge der Kranzhölzer des Lehrgerüsts belastet wird und dazwischen Lücken über den Unterstützungspunkten der Kranzhölzer ausgespart bleiben, die erst später geschlossen werden.

Eine solche Stelle ist in Abb. 2 dargestellt, die das Verfahren zeigt, das beim Bau der Ruhrbrücke bei Blankenstein für die Bewehrung angewandt worden ist. Bei bewehrten Gewölben mit Gelenken kann man die Zugspannungen in mäßigen Grenzen halten, so daß die Bewehrung nicht sehr stark wird. Man ist dann in der Lage, für den Abstand der Eisen ein zweckmäßiges Maß zu wählen, etwa zwischen 35 und 25 cm, außerdem sollte die Stärke der Eisen möglichst nicht unter 16 mm betragen, damit sie selbst eine gewisse Steifigkeit besitzen und sich beim Einbringen des Betons nicht verbiegen. Zuerst werden die unteren Eisen verlegt, die durch Betonklötzchen im richtigen Abstände von der Gewölbeschalung gehalten werden. Dann werden die Lamellenschalungen bis zur Höhe der oberen Längseisen aufgestellt. Sie besitzen zur Durchführung der unteren Längseisen Schlitze, die durch eine besondere Leiste gedeckt werden. Hierauf werden die oberen Längseisen eingebaut, die durch die Lamellenschalungen und soweit nötig noch durch besondere Notstützen gehalten werden, und anschließend kann das ganze Eisengerippe verbügelt und gebunden werden. Der oberste Teil der Lamellenschalung wird durch besondere Bretter gebildet, die auf den oberen Längseisen aufsitzen. Das spätere Entfernen der Lamellenschalung zwecks Ausbetonierung der Lücken geschieht, soweit es nicht durch die Bewehrung hindurch möglich ist, nach der Seite hin durch eine einseitige Öffnung in der Stirnschalung. So hat sich die Betonierung in Lamellen ohne jede Schwierigkeit für die bewehrten Gewölbe durchführen lassen. Diese Anordnung deckt sich übrigens fast genau mit den im Herbst vorigen Jahres erschienenen Musterplänen der Deutschen Reichsbahn für bewehrte Gewölbe,⁴⁾ die mir damals bei Ausführung dieses Brückenbaues noch unbekannt waren.

Wie die Einwände gegen die Möglichkeit einer sachgemäßen Ausführung bewehrter Gewölbe nicht berechtigt sind, so dürfen heute auch die Bedenken als hinfällig bezeichnet werden, die man gegen die Dauerhaftigkeit und Zuverlässigkeit solcher Gewölbe gehabt hat. Wir verfügen jetzt über langjährige Erfahrungen über ihre gute Bewehrung, insbesondere auch unter Eisenbahngleisen. So konnte Dr.-Ing. Schaechterle auf dem Internationalen Brückenbaukongreß 1926 in Zürich das folgende

³⁾ Vergl. Schmidt, Mitteilungen über den Bau einer Stampfbetonbrücke von 70 m Spannweite in der Straße von Siegburg nach Much, „Der Bauingenieur“ 1926, S. 445.

⁴⁾ Vergl. Schaechterle, Die Gewährleistung der Güte der Ausführung von Eisenbetonbrücken der Deutschen Reichsbahn. „Beton u. Eisen“ 1926, S. 340.

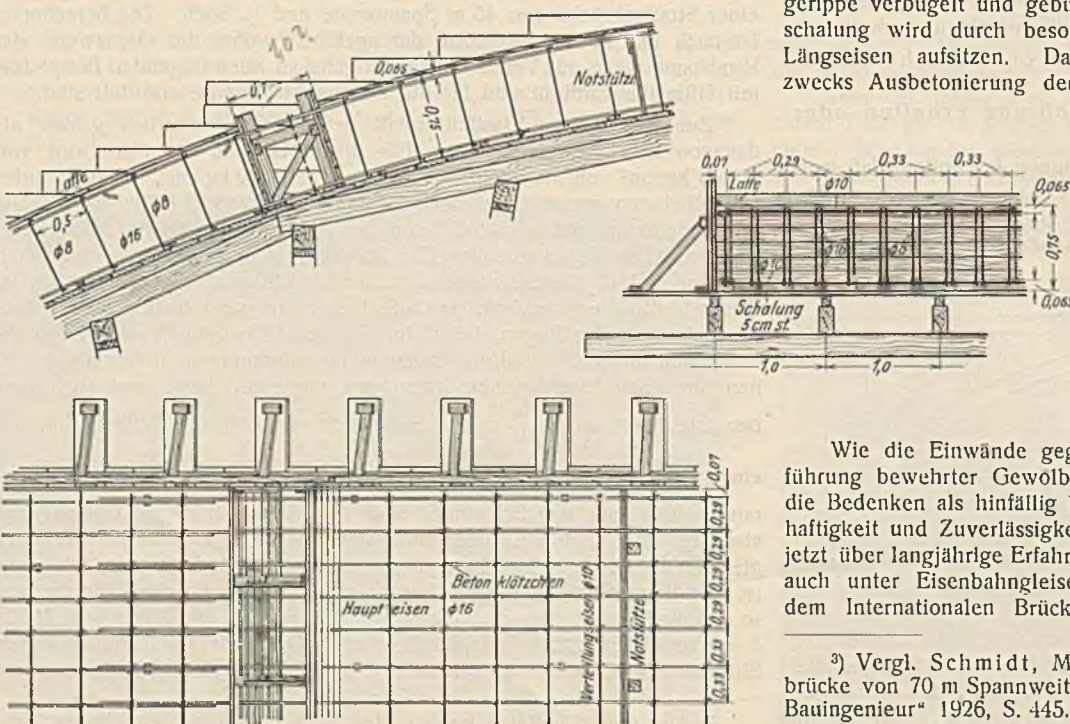


Abb. 2. Anordnung der Bewehrung für Gewölbe bei Betonierung in Lamellen.

günstige Urteil⁵⁾ abgeben: „Die Reichsbahndirektion Stuttgart hat mit bewehrten Gewölben die besten Erfahrungen gemacht; in keinem Falle sind an solchen Bauwerken Risse oder sonstige Betriebsschäden festgestellt worden“. Auch aus meiner eigenen Praxis möchte ich ein Beispiel anführen. Im Jahre 1907, also vor 20 Jahren, sind in Deutschland die ersten Eisenbetongewölbe unter Eisenbahngleisen gebaut worden. Die eine dieser Brücken war eine Straßenerunterführung von 17 m Spannweite unter drei Gleisen des Bahnhof Lörach in Baden, über die ich im Jahre 1908 im Deutschen Beton-Verein berichtet habe. Über ihrem jetzigen Zustand hat mir die Reichsbahndirektion Karlsruhe auf eine Anfrage im Dezember 1926 die folgende Mitteilung gemacht: „Bei einer in diesem Jahre vorgenommenen Besichtigung der von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. im Jahre 1907 im Bahnhof erbauten Eisenbetonbrücke wurde festgestellt, daß sich das Bauwerk einwandfrei gehalten hat und keine Risse oder nasse Stellen aufweist.“ Damit sich Eisenbetongewölbe allgemein so gut bewähren, ist allerdings Voraussetzung, daß bei der Ausführung die gleiche Sorgfalt angewandt wird, wie es seinerzeit bei dieser Pionierarbeit des Eisenbetonbaues geschehen ist. Insbesondere ist aus dem Jahresbericht 1908 des Deutschen Beton-Vereins, S. 120 u. f., zu ersehen, welche große Beachtung man schon damals den heute so viel erörterten Materialfragen des Betons, namentlich auch der Biegezugfestigkeit, zugewandt hat.

Schließlich soll in diesem Zusammenhang noch auf ein Bauwerk hingewiesen werden, das im vergangenen Jahre in der Schweiz vollendet wurde, auf den Umbau des 80 m hohen und 380 m langen Grandfey-Viaduktes in der Linie Bern—Freiburg.⁶⁾ Die bisherige, im Jahre 1862 erbaute, aus eisernen Gerüstpfählern und Gitterträgern bestehende Talbrücke wurde durch einen Eisenbetonviadukt ersetzt, wobei die eisernen Pfeiler als Bewehrung der neuen Betonpfeiler benutzt und die sieben Gewölbe von 43 bis 49 m Spannweite ohne feste Gerüste als Melanbogen ausgeführt wurden. Dieses großartige Eisenbetonbauwerk ist ein beredtes Zeugnis dafür, welches hohe Vertrauen man heute in der Schweiz auf Grund der gemachten Erfahrungen den Eisenbetongewölben unter Eisenbahngleisen entgegenbringt.

Nach all diesen Darlegungen liegt also kein Grund mehr vor, daß man nicht auch bei Dreigelenkbogen, dort, wo es zweckmäßig ist, sich die Vorteile der Bewehrung zunutze macht. Es ist ja bekannt, daß erfahrene Konstrukteure schon öfter eine sogenannte Sicherheitsbewehrung in größere Dreigelenkbogen eingelegt haben, z. B. bei der Aarbrücke in Olten oder bei der Grünwalder Isarbrücke. Sie soll dazu dienen, rechnerisch nicht zu erfassende Zugspannungen aufzunehmen, wie sie infolge von ungleichmäßigen Setzungen des Lehrgerüsts oder von Unregelmäßigkeiten beim Austrüstungsvorgang auftreten können. Auch erhöhen sie die Sicherheit bei etwaigen Abweichungen der tatsächlichen Bogenform von der berechneten, sowie bei unvorhergesehen größeren Exzentrizitäten der Stützlinie, wie sie besonders bei unvollkommenen Gelenken (Bleigelenken und Eisenbetonwälgelenken) eintreten können.

Außer diesen Vorzügen, die die Bewehrung für alle Dreigelenkbogen bietet, gewinnt sie eine besondere Bedeutung für die sogenannten Zuggewölbe. Friedrich Engeßer hat wohl zuerst vorgeschlagen, die massiven Dreigelenkbogen in Druckgewölbe und Zuggewölbe einzuteilen.⁷⁾

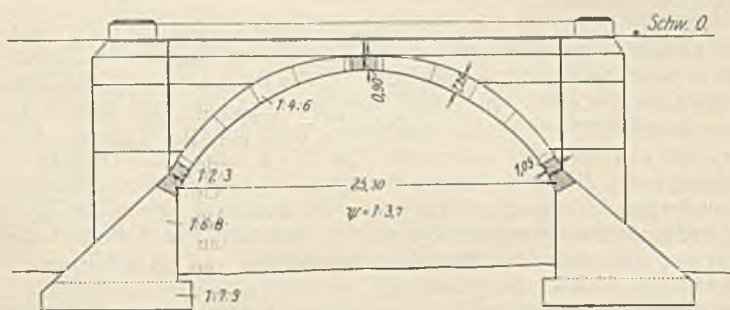


Abb. 3. Dreigelenkbogen einer Eisenbahnbrücke bei Bautzen i. Sa., als Beispiel eines Zuggewölbes ohne Bewehrung.

Bekanntlich muß bei einem unbewehrten Dreigelenkbogen die Fugenstärke d_m in der Mitte der Bogenschenkel so groß gewählt werden, daß zwei Bedingungen erfüllt sind: 1. die zulässige Druckspannung des Betons darf nicht überschritten werden, und 2. es darf keine Zugspannung auftreten. Je nachdem die erste oder die zweite Bedingung maßgebend ist, d. h. eine größere Fugenstärke ergibt, hat man ein Druckgewölbe oder ein Zuggewölbe vor sich. Bei einem Druckgewölbe ist auch die kleinste

Randspannung noch eine Druckspannung von einiger Größe, bei einem Zuggewölbe ist die zulässige Druckspannung nicht ausgenutzt. Ein Dreigelenkbogen wird um so eher ein Zuggewölbe, je steiler er ist, je größer das Verhältnis der Verkehrslast zum Eigengewicht wird und je höher die zulässige Druckbeanspruchung liegt. Mit den Steigerungen der Nutzlasten infolge der Verkehrsentwicklung und mit der Erhöhung der zulässigen Druckspannung infolge der Verbesserung der Druckfestigkeit des Betons kommt man immer mehr zu Zuggewölben. Sie sind im allgemeinen durch die starken Anschwellungen in der Mitte der Bogenschenkel gekennzeichnet und haben meist ästhetisch sehr unbefriedigende Formen, so daß man sie oft nach außen gar nicht zu zeigen wagt, sondern an den Stirnen eine andere Bogenform vortäuscht. Abb. 3 zeigt ein solches typisches Zuggewölbe ohne Bewehrung, eine viergleisige Eisenbahnbrücke bei Bautzen, die im Jahre 1920 unter meiner Leitung von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. für die Sächsischen Staatseisenbahnen erbaut wurde.

Gerade bei diesen Gewölben bietet die Bewehrung besondere Vorteile, weil man sie hier statisch und konstruktiv ausnutzen kann. Man bemißt dann die Gewölbe so, daß im unbewehrt gedachten Bogen mäßige Zugspannungen auftreten, wodurch die Bogenstärke vermindert, die Form wesentlich verbessert und die Belastung des Lehrgerüsts verringert wird.

Oft kann man dabei erreichen, daß die Kosten der Bewehrung durch Ersparnisse an Betonmasse und Lehrgerüst ausgeglichen werden. Da in solchen bewehrten Gewölben eine hohe zulässige Druckspannung des Betons gut ausgenutzt werden kann, wird man ganz von selbst einen zementreichen Beton verwenden, so daß es also nicht etwa nötig ist, die Eisen in einer fetteren Mischung zu verlegen. Vereinzelt sind Dreigelenkbogen schon nach diesen Gesichtspunkten mit Bewehrung ausgeführt worden, z. B. die Seitenöffnungen der Kaiser-Wilhelm-Brücke in Fürstenwalde a. d. Spree von Karl Bernhard,⁸⁾ die Talbrücke Martinsföhren von Ways & Freytag A.-G.⁹⁾ und neuerdings eine Flutbrücke mit 13 Öffnungen im Memelgebiet von der Siemens-Bauunion.¹⁰⁾

Bei den Zuggewölben tritt nun noch ein weiterer Vorteil der Bewehrung am deutlichsten in Erscheinung, die Erhöhung der Sicherheit gegen Laststeigerungen. Man hat immer als einen besonderen Vorzug der gewölbten Brücken gerühmt, daß sie Laststeigerungen gut ertragen können. Tatsächlich zeigt sich aber, daß unbewehrte Betongewölbe, auch als Dreigelenkbogen, wegen der Zugspannungen gegenüber Lasterhöhungen empfindlich sind, am meisten natürlich die Zuggewölbe. Bewehrte Gewölbe, besonders solche mit Gelenken, verhalten sich trotz ihrer schwächeren Abmessungen und ihres geringeren Gewichtes hier viel günstiger. Bei ihnen hat eine Steigerung der Verkehrslasten nur eine mäßige Erhöhung der meistens sehr geringen Eisenzugspannungen zur Folge. Die gleichzeitig auftretende Erhöhung der Druckspannungen ist aber wegen der mit dem Alter zunehmenden Druckfestigkeit des Betons ganz unbedenklich.

In unbewehrten Betonbogen sind Zugspannungen besonders auch wegen der Herstellung der Gewölbe in Lamellen gefährlich. Die Fugen der stumpf aneinanderbetonierten Lamellen sind zweifellos die schwächsten Stellen des Gewölbes, und man hat gar keinen Anhaltspunkt darüber, wie groß dort die Zugfestigkeit ist, so daß man schon aus diesem Grunde in reinen Stampfbetonbogen keine Zugspannungen zulassen sollte. So sind bei der bekannten Belastungsprobe der Düsseldorfer Ausstellungsbrücke die Bruchrisse in diesen Fugen aufgetreten,¹¹⁾ und auch bei der vor kurzem infolge Erdstößen entstandenen Beschädigung einer Betonbrücke in Rosengarten bei Frankfurt a. d. Oder hat sich gezeigt, daß sich die Risse glatt in den alten Arbeitsfugen zwischen den Lamellen ausgebildet haben.¹²⁾ Bei Zuggewölben liegen diese Verhältnisse oft deshalb noch besonders ungünstig, weil man sich wegen der geringen auftretenden Druckspannungen hat verleiten lassen, recht magere Betonmischungen für die Gewölbe anzuwenden, z. B. bei der Brücke Abb. 3 nur ein Mischungsverhältnis von 1 : 4 : 6 nach den damaligen Sächsischen Vorschriften. Man hat zuweilen behauptet, die Bewehrung beeinträchtige die Homogenität des Gewölbes; tatsächlich wird die durch die Arbeitsfugen gefährdete Homogenität durch die Eiseneinlagen gewährleistet.

Die Frage der Sicherheit gegen Laststeigerungen ist natürlich für Eisenbahnbrücken von besonderer Bedeutung. Die Deutsche Reichsbahn hat bekanntlich die drei Lastenzüge G , E und N festgelegt, die durch die Achslasten der Lokomotiven von 18, 20 und 25 t gekennzeichnet sind. Wie wenig auch große, unbewehrte Dreigelenkbogen aus neuerer Zeit in der Lage sind, die Laststeigerungen infolge des schwersten Lastenzuges aufzunehmen, zeigen zwei Beispiele aus Bayern: Für den 50 m weit gespannten Hauptbogen der 1906 erbauten Kemptener Illerbrücke¹³⁾ von

⁵⁾ Vergl. Schaechterle, Wirtschaftlicher Vergleich zwischen Eisenbeton- und Eisenbauten. „Schweiz. Bauztg.“ 1926, Bd. 88, S. 194.

⁶⁾ Vergl. Bühler, Der Umbau des Grandfey-Viaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen. „Schweiz. Bauztg.“ 1926, Bd. 88, S. 217 u. f.

⁷⁾ Vergl. Engeßer, Über weitgespannte Wölbbrücken. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1907, S. 403.

⁸⁾ Vergl. Bernhard, Die Kaiser-Wilhelm-Brücke in Fürstenwalde a. d. Spree. Zeitschr. d. Vereines deutscher Ing. 1914, S. 314.

⁹⁾ Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. VII, S. 353.

¹⁰⁾ Vergl. Mitteilungen der Siemens-Bauunion 1926, Nr. 9.

¹¹⁾ Vergl. Jahrbuch des Deutschen Beton-Vereins 1909, S. 149 ff.

¹²⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 3, S. 33.

¹³⁾ Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. VII, S. 241.

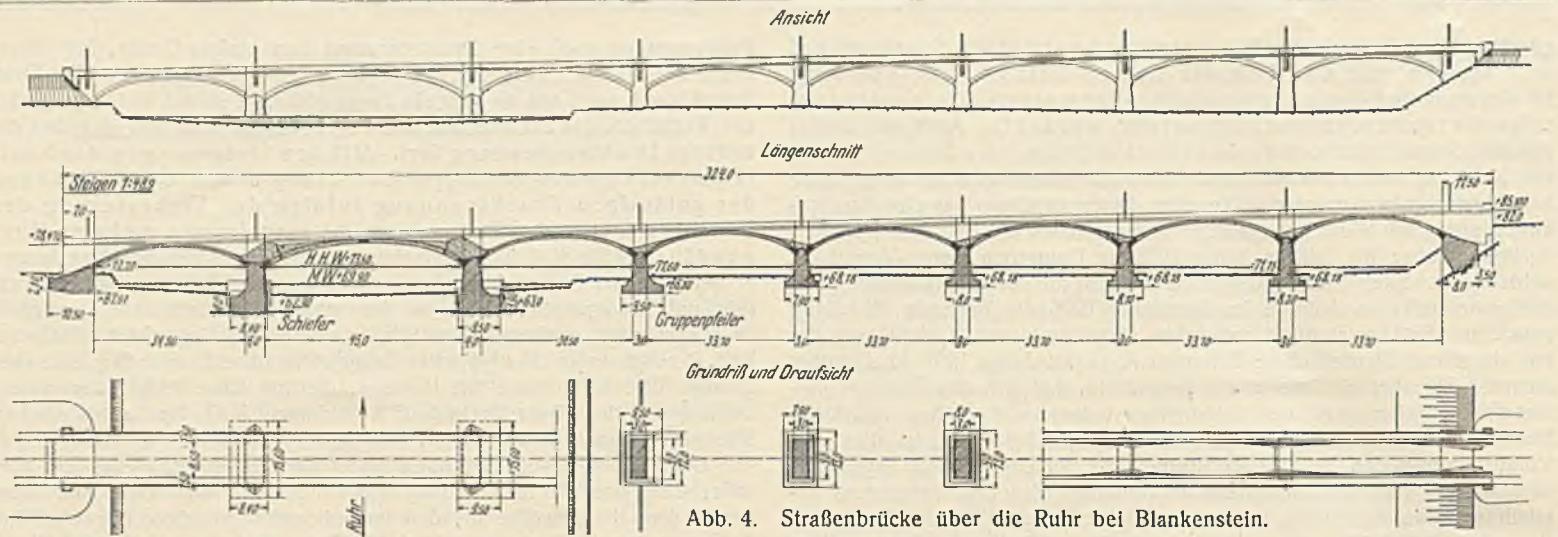


Abb. 4. Straßenbrücke über die Ruhr bei Blankenstein.

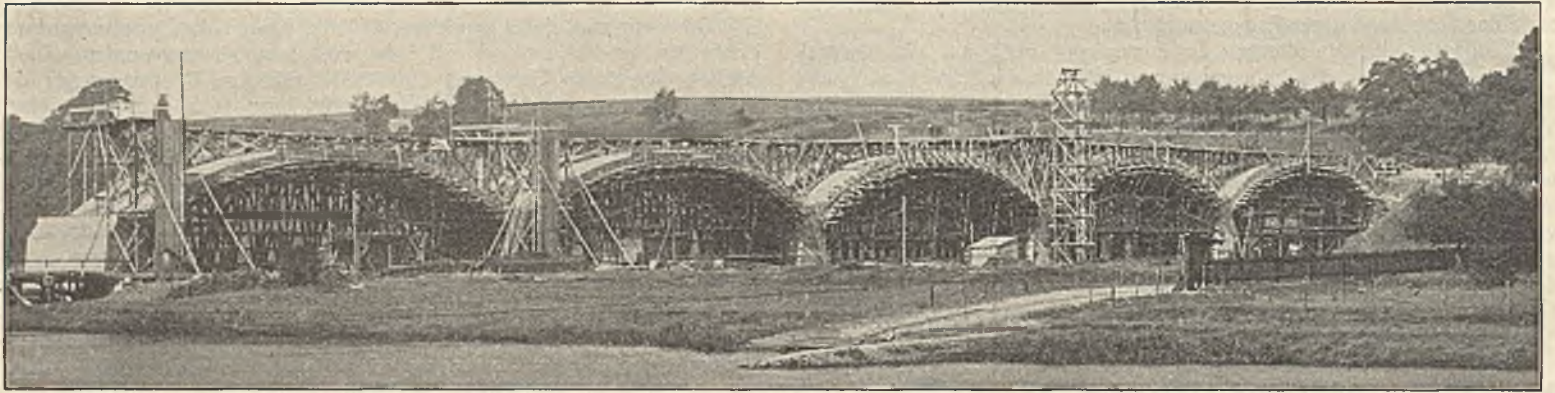


Abb. 5. Flutöffnungen der Ruhrbrücke Blankenstein während der Einrüstung und Betonierung.

rd. $\frac{1}{6}$ Stich errechnet sich ohne Stoßzuschlag eine Zugspannung von 8 kg/cm^2 unter dem Lastenzug E und eine Zugspannung von 16 kg/cm^2 unter dem Lastenzug N . Da die Linie München—Lindau als sogenannte E -Strecke gilt, wird die Brücke hierfür wohl noch ausreichen; für den Lastenzug N wäre sie zu schwach. Die aus dem Jahre 1907 stammende Hauptbahnbrücke über die Alz bei Garching hat als Mittelöffnung einen Dreigelenkbogen von 40 m Spannweite und 1:5,5 Pfeilverhältnis. In ihr würde unter dem Lastenzug N , gleichfalls ohne Stoßzuschlag gerechnet, die unzulässige Zugspannung von 20 kg/cm^2 auftreten. Hätte man das Gewölbe seinerzeit etwa mit je drei Rundeisen von 25 mm Durchmesser auf 1 m Breite oben und unten bewehrt, so erhielte man für die gleiche Laststeigerung jetzt nur eine Eisenzugspannung von 450 kg/cm^2 und eine größte Druckspannung von 60 kg/cm^2 , die für einen 20 Jahre alten Beton ganz unbedenklich wäre. Eine Reichsbahndirektion schrieb mir vor kurzem, daß die in früheren Jahren geübte Sparsamkeit in den Betonabmessungen beim Entwerfen solcher Gewölbe sich jetzt bemerkbar macht und vielfach die Benutzung der Brücken für die neueren Lastenzüge erschwert. Richtiger wäre wohl zu sagen, daß die fehlenden Eiseneinlagen die Ursache des Übelstandes sind.

Bei Straßenbrücken spielt die Frage der Laststeigerung zwar nicht die große Rolle. Immerhin sollte man bei der heutigen noch ganz ungewissen Verkehrsentwicklung doch auch daran denken, namentlich in verkehrsreichen Gegenden z. B. in großen Industriegebieten, wo mit der Anlage von Überlandbahnen und ähnlichem gerechnet werden muß.

Entschließt man sich aus allen genannten Gründen zur Anwendung von Gelenken und Bewehrung, so kommt neben dem Dreigelenkbogen bei zuverlässigem Baugrunde nun auch der einfach statisch unbestimmte Zweigelenkbogen ernstlich in Frage, der überhaupt in bezug auf seine Anwendung für gewölbte Brücken bisher wohl etwas zu ungünstig beurteilt worden ist. So schreibt z. B. Melan in seinem bekannten vortrefflichen Lehrbuch:¹⁴⁾ „Hinsichtlich des Einflusses der Temperatur, oder sonstiger Zusatzkräfte, die durch Verschieben der Kämpfer oder durch axiale Verkürzung des Bogens hervorgerufen werden, verhält sich der Zweigelenkbogen, wenigstens was die Beanspruchung im Bogenscheitel betrifft, nicht günstiger als der gelenklose Bogen.“ Diese Behauptung ist nicht zutreffend, wie man allgemein aus den Formeln für die statisch unbestimmten Größen und für die Randspannungen erkennen kann. Weiter unten (vergl. Tabelle 3) ist durch die Vergleichsberechnung an einem Ausführungsbeispiel gezeigt, wie sich der Unterschied in den Grenzwerten der Randspannungen zwischen Zweigelenkbogen und eingespanntem Bogen zahlenmäßig auswirkt. Je

flacher das Gewölbe ist, desto mehr verschieben sich die Ergebnisse zugunsten des Zweigelenkbogens.

Aber auch mit dem bewehrten Dreigelenkbogen vermag der Zweigelenkbogen in vielen Fällen durchaus in Wettbewerb zu treten. Aus praktischen Gründen darf man beim Dreigelenkbogen mit der Bewehrung nicht unter ein gewisses Mindestmaß heruntergehen, und diese Bewehrung reicht bei nicht allzu kleinem Pfeilverhältnis meist auch für den Zweigelenkbogen aus. Man spart bei ihm dann das Scheitelgelenk und hat bei klaren Auflagerungsverhältnissen doch den Vorteil der größeren Steifigkeit des statisch unbestimmten Systems, was z. B. bei Bogenreihen wegen der günstigeren Beanspruchung der Zwischenpfeiler erwünscht ist. Bisher sind Zweigelenkbogen für gewölbte Brücken nur selten ausgeführt worden; die größte Spannweite von 71 m hat die vor kurzem vollendete Traunfallbrücke bei Gmunden.

Die Anwendung der hier entwickelten Grundsätze bei einer Straßenbrücke soll an der im Bau begriffenen Brücke über die Ruhr bei Blankenstein in Westfalen gezeigt werden (Abb. 4). Die Brücke wird von der Firma W. Redeke & Co. in Köln erbaut; der Bauentwurf ist nach meinen Angaben aufgestellt, und bei der Ausführung habe ich als Berater der Bauherrschafft und der Firma mitgewirkt. Die 324 m lange Brücke liegt in der Steigung 1:50, die Fahrbahnbreite beträgt 8,5 m, beiderseits schließen sich 1,5 m breite, auskragende Fußwege an; als Belastung ist mit 500 kg/m^2 und mit einer 23-t-Dampfwalze gerechnet. Sämtliche acht Gewölbe haben Gelenke und Bewehrung. Die Hauptöffnung von 45 m Spannweite und rd. $\frac{1}{6}$ Stich ist als Dreigelenkbogen mit Stahlwälgelenken ausgebildet. Alle übrigen Öffnungen, die Spannweiten zwischen 33 und 34 m und Pfeilverhältnisse von 1:7,2 bis 1:7,5 haben, sind Zweigelenkbogen mit Bleigelenken. Es dürfte dies wohl die umfangreichste Anwendung sein, die der Zweigelenkbogen bis jetzt im Wölbbrückenbau gefunden hat.

Zurzeit sind die fünf Flutöffnungen auf dem rechten Ufer fertiggestellt, Abb. 5 zeigt diese Gewölbe während der Einrüstung. Die drei Stromöffnungen, deren Pfeiler auch bereits hochgeführt sind, können erst nach Verlauf der Frühjahrshochwasser in diesem Jahre gebaut werden.¹⁵⁾

¹⁵⁾ Nach dem Bauprogramm sollten zuerst die drei Stromöffnungen ausgeführt werden. Bei der Gründung der Flußpfeiler traten jedoch unerwartete Schwierigkeiten auf, weil sich der gesunde Fels wesentlich tiefer vorfand, als man nach den Bohrungen erwartet hatte. Infolgedessen wurden, um an Bauzeit zu gewinnen, die fünf Flutöffnungen vor den Stromöffnungen fertiggestellt und ausgerüstet. Der Gruppenpfeiler (Abb. 4, Längsschnitt) mußte dabei im entgegengesetzten Sinne als vorgesehen beansprucht werden, was durch eine behelfsmäßige Auflast und Abstützung ermöglicht wurde. (Schluß folgt.)

¹⁴⁾ Vergl. Melan, Der Brückenbau, 3. Aufl., Bd. II, S. 109.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Wert baulicher Versuche in den geschiebeführenden Flüssen.

Von Ministerialrat a. D. Dr. Eduard Faber in München.

Das jüngst erschienene inhaltreiche Buch: Die Wasserbaulaboratorien Europas, zu dem 18 Ingenieure Beiträge lieferten, ist ein glänzender Beleg für den hervorragenden Wert der Modellversuche. Andererseits wird im Schlußwort auf S. 422 in Übereinstimmung mit dem Urteil mehrerer Mitarbeiter hervorgehoben, daß die Flußbauversuche in den Modellgerinnen die größten Schwierigkeiten bieten.¹⁾ Bei dieser Sachlage erscheint es auffallend, daß auf S. 47 u. 48 des genannten Buches Prof. Engels schreibt: „Noch muß der weit verbreiteten irigen Meinung entgegengetreten werden, daß die wirkliche, naturgroße Ausführung eines Bauwerks oder einer Regulierung der beste Versuch sei. So selbstverständlich das klingt, so falsch ist diese Meinung doch. An dem fertigen Bauwerk kann man recht wenig nachweisen.“ Diese Annahme wird damit begründet, daß Versuche im großen, wenn sie brauchbare Ergebnisse liefern sollen, meist unerschwinglich teuer wären und sehr lange dauern würden. Außerdem seien die Messungen wegen der Schwierigkeit der Ausführung erfahrungsgemäß ungenauer als beim Modellversuch, und schließlich sei es in Wirklichkeit gewöhnlich ausgeschlossen, die Versuche auf andere Verhältnisse auszudehnen. Der oft gerühmte Versuch in natürlicher Größe habe daher im allgemeinen wenig Wert und könne keineswegs dem richtigen Modellversuche als gleichwertig gegenübergestellt werden.

Die Ablehnung der Versuche in der Natur läßt vermuten, daß Engels etwas Besseres an deren Stelle zu setzen vermag. Dies ist jedoch nach seinen weiteren Äußerungen auf S. 51 nicht der Fall. Er schreibt: „Ist schon eine vollständige Ähnlichkeit zwischen Modell und Fluß überhaupt nicht zu erreichen, so ist natürlich der Fehler um so geringer, je größer der Maßstab ist. Wenn man außerdem noch als weitere Folge des zu kleinen Maßstabes zuweilen in der Korngröße des Geschiebes und in der Tiefe von dem Maßstab erheblich abweicht, so ist damit selbstverständlich eine maßstäbliche Übertragung der Versuchsergebnisse ausgeschlossen. Trotzdem sind die Aussichten von Modellversuchen für geschiebeführende Flüsse an sich nicht schlecht, da die auch in kleinem Maßstabe und bei starker Maßstabverzerrung im Modell erhaltenen Formen von Geschiebänken den in der Natur vorkommenden Bankformen nahe verwandt waren.“ Wenn dazu noch auf S. 51 wiederholt die Notwendigkeit hervorgehoben wird, die Modellversuche in möglichst großem Maßstabe auszuführen, so erfährt auch damit der Wert dieser Versuche eine wesentliche Einschränkung.

Die vorstehenden Äußerungen von Engels — soweit sie sich auf den Flußbau erstrecken — finden weder durch das Vorgehen bei den flußbaulichen Betrieben noch durch die Erfahrungen bei der Ausführung baulicher Versuche in der Natur eine Stütze. Da aber die Verbesserung geschiebeführender Flüsse mit frei beweglicher Sohle zu den schwierigsten Aufgaben des Wasserbaues zählt, so kommt einer zutreffenden Entscheidung über den Wert der beiden Versuchsarten eine große wirtschaftliche Bedeutung zu. Ein Wertvergleich setzt Klarheit voraus darüber, was mit einer Verbesserung erreicht werden soll und kann. So hat Baurat Wolf, angetrieben durch die schlimmen Erfahrungen mit der damals üblichen, auf die Anlage zahlreicher Durchstiche gestellten Bauweise an der in viele Rinnen zerfaserten Isar im Bezirk Landshut ein Werkzeug ausgebildet, durch das in einfacher Weise und ohne übermäßige Stauwirkung einem verwilderten Flusse ein natürlich gewundenes und geschlossenes Bett geschaffen werden kann mit gleichzeitiger Auflandung der abgebauten Rinnen. Zu dieser großen Leistung hat Wolf seine Bauweise mit verhältnismäßigem Aufwand an Zeit und Geld gebracht.

Ebenso spielten die Flußbaulaboratorien bei den Forschungen und Erörterungen über eine Bauweise zur Regulierung des Talweges in den stark gekürzten, kanalartig ausgebauten Flußstrecken mit wandernden Kiesbänken bisher keine führende Rolle, trotzdem die Bestrebungen, den „rektilifizierten“ Oberrhein durch eine Regulierung seines Niederwasserbettes dem regelmäßigen Betriebe der Großschiffahrt zu eröffnen, auf Jahrzehnte zurückgehen. Gegen diese Bestrebungen wurde noch zu Anfang dieses Jahrhunderts geltend gemacht, der Kernpunkt der Frage beruhe in der Erwägung, ob sich die „Wanderung der Kiesbänke“ ganz beheben lasse und eine „Festlegung der Kiesbänke“ zu erreichen wäre. Neben dieser irreführenden Kennzeichnung der Aufgabe einer Regulierung wurde sodann gegenüber den vorgeschlagenen bühnenartigen Einbauten in das Mittelwasserbett warnend auf die in den ersten Jahrzehnten des vorigen Jahrhunderts am Oberrhein ausgeführten Bühnen hingewiesen, mit denen es nicht möglich gewesen wäre, dem Oberrhein einen bestimmten Lauf vorzuschreiben. Die damaligen Bühnen waren hoch aufragende und allseits steil geböschte Bauten, die, in großen Abständen voneinander gelegen, oft weit in das Strombett hineinragten. Sie wirkten geradezu anziehend

auf die Strömung und gingen durch Unterkolkungen, oft über 20 m Tiefe bei Niederwasser, zugrunde trotz großer Kosten für Herstellung und Erhaltung. Derartige Bühnen von klotziger Form kamen auch in anderen süddeutschen, stark strömenden Flüssen mit dem gleichen, ungünstigen Erfolg wie am Oberrhein zur Ausführung. Dies gab den Anlaß, zum Parallelbau überzugehen und Bühnen nur noch zum Anschlusse eines Parallelbaues an das feste Ufer auszuführen, ein Bauwerk, das man als „Flügelbühne“ bezeichnete.

Die nachfolgenden Ausführungen über den vorliegenden Gegenstand gründen sich auf meine baulichen Versuche, die ich gelegentlich der mir übertragenen Leitungen von Flußbauten, namentlich im Oberrhein bei Sondernheim-Germersheim und später im Inn bei Oberaudorf, also in Flüssen von wesentlich verschiedener Beschaffenheit, auf eigene Verantwortung oder auf meine Anregung hin ausführen konnte.²⁾

Meine flußbauliche Tätigkeit begann im Spätjahr 1877 mit der Leitung eines Parallelbaues im Oberrhein bei Sondernheim. Schon damals versuchte ich, die am Oberrhein übliche Bauweise zu verbessern. Sodann leitete ich 1880 und 1881 den Bau einer Flügelbühne bei Germersheim zum Abschlusse der Einmündung des Lingenfelder Altrheins. Während des Baues stellten sich schwierige Stromverhältnisse ein, die zu einem ausgedehnten versuchsweisen Vorgehen nötigten. An den beiden Baustellen konnte die weitreichende Wirkung der Grundswellen und der flach abfallenden Uferböschungen auf die Lage des Stromstriches und damit die Möglichkeit einer planmäßigen Umformung des beweglichen Bettes erprobt werden. Nach dem Ergebnis dieser Versuche ergab sich außerdem die Möglichkeit, flach abfallende Bühnen auch in ein kanalartiges Bett mit entsprechenden Kosten für Bau und Erhaltung einzubauen. Ein großer Fortschritt gegenüber der alten Bauweise konnte somit in kurzer Zeit erzielt werden: ein allgemein gültiger und dauernder Gewinn für Wissenschaft und Praxis. Aber nicht allein durch die Versuche selbst, sondern auch an dem fertigen Bauwerke konnte nachgewiesen werden, daß es ein großer Fehler war, die Abweisung der Strömung von der Mündung des Altrheins durch eine Bühne nach alter Bauweise erzwingen zu wollen. Am besten wäre es gewesen, wie dies allerdings erst nachträglich die Ergebnisse der von Wolf an der Isar angestellten Versuche erkennen ließen, die breite Mündung des Altrheins mit Hilfe einer Stauwand Wolfscher Art abzuschließen. Die an der Baustelle durch zahlreiche Messungen nachgewiesenen Umlagerungen des kiesigen Bodens vollzogen sich so rasch und tiefgreifend, daß im Verlaufe der stärkeren Wasserführung während eines einzigen Sommerhalbjahres der Altrhein zugeschüttet worden wäre.

Die am Oberrhein gewonnenen Erfahrungen sind in den folgenden Sätzen aus meiner 1885 veröffentlichten Abhandlung „Die Strombett-Regulierung des Oberrheins und der Schiffahrtkanal Straßburg—Ludwigshafen“ zusammengefaßt³⁾: „Die Lösung der Aufgabe besteht darin, daß durch Einbauten dem Strome die Möglichkeit abnormer Tiefenbildung genommen und daß er damit zu einer regelmäßigen Bewegung des Wassers und der Geschiebe veranlaßt wird. Die Regulierung erfordert eine Bauweise, die leicht der jeweiligen Gestaltung des Strombettes angepaßt werden kann, keine zu gewaltsamen Veränderungen veranlaßt und es ermöglicht, den während der Bauausführung gemachten Erfahrungen stets gerecht zu werden“. Meine Anregungen, die Versuche zur Ermittlung einer für die Regulierung des Talweges geeigneten Bauweise im Oberrhein fortzusetzen, gehen bis in das Jahr 1884 zurück.⁴⁾ Es hat sich bitter geracht, daß diese Anregungen ohne Erfolg geblieben sind und daß die Rheinregulierung erst zwanzig Jahre später und dazu noch ohne Bauversuche, also ohne genügende Vorbereitung begonnen wurde.

Einen Versuch, der für die vorliegende Frage von besonderer Bedeutung ist, habe ich in der österreichisch-bayerischen Innstrecke bei Oberaudorf ausgeführt. Es bestanden zwischen km 4,6 und 8,4 der bayerischen Uferenteilung fünf Übergänge, die im großen und ganzen stets an der gleichen Stelle verblieben. Bei Niederwasser überquerte der Stromstrich in schroffen Wendungen das breite und seichte Bett, und in-

¹⁾ Eine Übersicht über meine baulichen Versuche geben die Abhandlungen: „Über bauliche Versuche zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse“, „Süddeutsche Bauztg.“ 1922, Nr. 35; „Der Oberrhein als Schiffahrtstraße“, „Die Bauzeitung“ 1924, Heft 6; „Die Wolfsche Bauweise zur Verbesserung geschiebeführender Flüsse“, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 14; „Der Oberrhein und seine bauliche Behandlung“, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 29. — Das Buch: „Die Methoden des Flußbaues“, Berlin 1922, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, von Dr.-Ing. Marquardt enthält auf S. 7, 23, 36 u. 43 Abbildungen von meinen Versuchsbauten im Oberrhein und im Inn.

²⁾ „Deutsche Bauztg.“ 1885, S. 355, r. Sp.

³⁾ Donau-Denkschrift, S. 85 bis 87 und Blatt VIII. München 1905. Verlag von R. Oldenbourg.

⁴⁾ „Die Wasserbaulaboratorien Europas: Entwicklung, Aufgabe, Ziele.“ Im Auftrage des Vereines deutscher Ingenieure herausgegeben von G. de Thierry und C. Matschoß. 1926. V. D. I.-Verlag, Berlin SW 19.

folge des stark treppenförmig ausgebildeten Wasserspiegelgefälles bestanden heftige Anfälle an die Ufer. Ich schlug daher vor, die fünf Übergänge durch bühnenartige Einbauten zu regulieren. Als das Wichtigste erschien mir eine entsprechende Wahl der Richtung der neuen Niederwasserrinne in den Übergängen, und ich nahm an, es sei am besten, sie dem Verlauf des Stromstriches bei Hochwasser anzupassen. In diesem Falle war zu erwarten, daß die zur Regulierung notwendigen Bauten bei Hochwasser den geringsten Zwang ausüben, hauptsächlich nur bei Niederwasser in Wirkung treten und verhindern, daß sich der Talweg bei fallendem Wasser in einer der Schifffahrt schädlichen Weise ausbildet. Bei einer derartigen Wirkung war sodann trotz der gewaltigen Kraft des stark strömenden Flusses eine billige Herstellung und Erhaltung der Bauten sowie deren Beschränkung auf die Übergänge anzunehmen. Nach Genehmigung des Bauentwurfes durch die Regierungen von Bayern und Österreich wurde im Frühjahr 1900 mit den Bauarbeiten begonnen, und zwar an der schwierigsten Baustelle, die im obersten, zur Regulierung bestimmten Übergang bei km 4,6 bestand. Entsprechend der übermäßigen Bettbreite war die das Flußbett überquerende Strömung bei Niederwasser senkrecht zum Ufer gerichtet und das Wasserspiegelgefälle über der Schwelle besonders stark ausgebildet. In Übereinstimmung mit der Lage der Stromrichtung bei Hochwasser wurde der neue Übergang in der Versuchstrecke zwischen km 4,4 und 4,8 mit Erfolg ausgebaut, so daß auch an dieser Regulierung wiederum ein in allen geschiefeführenden Flüssen verwertbarer Gewinn nachgewiesen werden konnte.

Bei der Wertbestimmung der beiden Versuchsarten — Modell und Fluß — ist hinsichtlich der Regulierung des Talweges in den kanalartigen Flußstrecken mit wandernden Kiesbanken zu beachten, daß der Talweg in solchen Flußstrecken infolge der starken Laufkürzungen zusammengequetscht, verkrüppelt ist, daß die Pendelung des Stromstriches innerhalb der gestreckten Ufer eine die Schifffahrt hemmende, steten Änderungen unterworfenen Form der Bettsohle und des Talweges bedingt und sich die Schifffahrt eines stark gekürzten Flußlaufes durch eine Regulierung niemals bis zu dem Maße steigern läßt, das sich durch einen Ausbau des ursprünglich verwilderten Flusses nach einer seiner Natur entsprechend gewundenen Laufrichtung ergeben hätte. Die Aufgabe einer Regulierung besteht sonach darin, dem Stromstrich eine beherrschende Leitung in gewundener Richtung zu geben — abgesehen von den Schwankungen in der Lage des Stromstriches bei steigendem und fallendem Wasser — und dabei den verkrüppelten Talweg durch eine den Flußverhältnissen entsprechende Bauweise derart umzuformen und festzulegen, daß der von Niederwassermenge und Wasserspiegelgefälle abhängige Grad der Schifffahrt soweit als möglich erreicht wird.

Durch eine beherrschende Leitung des Stromstriches und der dadurch bedingten Festlegung des Talweges wird unter allen Umständen die Schifffahrt wesentlich gebessert werden — ganz unabhängig von der hierzu angewandten Bauweise. Ein derart leicht zu erringender Erfolg führt zu einer Überschätzung des Unternehmens zum großen Schaden für die Schifffahrt. Das Ziel muß auf die möglichst leistungsfähige Umformung des Talweges gerichtet sein. Dies aber kann nur durch eine versuchsweise ausgeführte Modellierung des Niederwasserbettes erreicht werden.

Die Überschätzung der Wasserbaulaboratorien beruht auf der Verkenning der Tatsache, daß den Versuchen in der Natur hinsichtlich einer Flußbettregulierung eine einfachere Aufgabe zugrunde liegt, als sie nach der Arbeitsmethode in den Laboratorien eingeschätzt wird, und daß daher die Versuche mit wesentlich einfacheren Messungen auszuführen sind als in den Modellgerinnen. Bei einer Regulierung handelt es sich nicht um die Förderkraft des Flusses, nicht um die genaue Kenntnis der jeweiligen Menge der im Flußbett bewegten Geschiebe oder um die Art der Geschiebebewegung bei den verschiedenen Wasserständen, auch nicht um eine Störung oder Erhaltung des Gleichgewichtszustandes in einer Flußstrecke, sondern allein um die Formbildungen des Flußbettes und um die Bestimmung einer Bauweise zur Beherrschung dieser Bildungen.⁵⁾ Daß hierzu die Modellversuche versagen, lassen die verschiedenartigen, zumeist durch starke, oft wirbelnde Strömungen hervorgerufenen Bildungen der Flußsohle und ebenso die mit der Ausführung der Bauten bei großer Tiefe und starker Strömung zusammenhängenden Schwierigkeiten erkennen.

Zur Bestätigung des Wertes baulicher Versuche in der Natur können auch die Angaben auf S. 91 des Buches: Die Wasserbaulaboratorien Europas herangezogen werden. Engels bespricht dort die wichtigsten bisher im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Dresden ausgeführten Versuche, darunter die „Untersuchungen über die Bettausbildung gerader oder schwach gekrümmter Flußstrecken mit beweglicher Sohle“.

Von seinen Versuchsergebnissen beschreibt Engels eines mit den Worten: „Als praktisch bedeutsame Folgerung ergab sich die Bestätigung der Ansicht, daß die Regulierungsbauten bei solchen geraden oder schwach gekrümmten Flußstrecken so anzulegen und auszubilden sind, daß sie bei Niedrigwasser die größte und bei Hochwasser die kleinste Wirkung ausüben“. Als Beleg für seine Untersuchungen weist Engels hin auf eine 1905 von ihm veröffentlichte Abhandlung, obgleich dieser Beleg einen Hinweis darauf vermissen läßt, daß im Dresdener Laboratorium schon 1905 derartige Untersuchungen angestellt wurden. Auch die Abbildungen in dem Beleg lassen einen Zusammenhang zwischen 1905 und 1926 nicht erkennen.⁶⁾

Engels bespricht in seiner Abhandlung von 1905 unter anderem auch die Regulierung des Inn-Überganges bei Oberaudorf nach meinen „Studien über die Verbesserung der Schifffahrt der Donau von Kelheim bis nach Ulm“ von 1903⁷⁾ und schreibt: „So hat man nach dem Vorschlage Fabers am Inn damit begonnen, den schwierigsten Übergang zwischen Kiefersfelden und Reisach durch bühnenartige Grundschwellen versuchsweise zu regeln. . . . Die passendste Bauweise wird — wie am Inn — durch die versuchsweise Behandlung eines Überganges zu erforschen sein“. Daraus ist jedenfalls auf eine weit größere Bedeutung der Versuche in der Natur zu schließen als nach den voraus angegebenen Darlegungen auf S. 47 u. 48 des vorgenannten Buches. Aus einem Vergleich der Veröffentlichungen von 1903, 1905 und 1926 ergibt sich, daß Engels den auf meinen Vorschlag hin ausgeführten und praktisch bewährten Versuchsbau im Inn in seinem Laboratorium nachgeahmt hat. Jedoch kann das Ergebnis der im Laboratorium nachgeahmten Inn-Regulierung nicht „als praktisch bedeutsame Folgerung“ eingeschätzt werden, sondern nur als ein Fortschritt in der Behandlung und Ausnutzung der Modellgerinne für Lehrzwecke.

Trotz der Beschränkung, die für die Modellversuche im Flußbau besteht, können solche Versuche bei entsprechender Durchführung auch von praktischer Bedeutung sein wie in folgendem Falle: Auf der bekannten Erscheinung, daß sich bei einem Stromanfalle gegen ein steil geböschtes Ufer die größte Tiefe im zugehörigen Flußquerschnitt hart am Fuße der Böschung befindet und daß durch eine Verflachung des Ufers über eine zweimalige Böschung hinaus der Ort der größten Tiefe vom Fuße der Böschung weg verschoben und zugleich daß Maß der Tiefe abgemindert werden kann, fußt die bei der Regulierung eines kanalartigen Flusses zu stellende Forderung, die Ufer entlang der Kolkstrecken zur Abschwächung der Höhenunterschiede zwischen den aufeinanderfolgenden Kolken und Schwellen stark abzuflachen und den Talweg nicht durch weit und hoch in das Flußbett hineinragende, unter allen Umständen schädlich wirkende Bühnen gegen das bestehende steile Ufer hindrängen, wie dies bei der Rheinregulierung Straßburg—Sondernheim geschehen ist. Die wissenschaftliche Begründung hierfür geht auf Studien von Prof. Möller zurück,⁸⁾ die er in dem von ihm eingerichteten Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Braunschweig mit Erfolg fortgesetzt hat.⁹⁾

Nach den vorliegenden Erfahrungen ist es ausgeschlossen, die maßgebenden Forschungen im Flußbau den Laboratorien zu überlassen. Die Quelle der Erkenntnis über das Verhalten der geschiefeführenden Flüsse und über die ihrer Natur entsprechende Art der Behandlung liegt verborgen unter den seit mehr als hundert Jahren an diesen Flüssen angestellten Messungen und Beobachtungen. Dieses mühevoll und mit großen Kosten gesammelte reichhaltige Material, das seither nur teilweise ausgenutzt werden konnte, wäre zu verarbeiten, durch ein vergleichen des Studium der in so verschiedener Art behandelten Flüsse auszuwerten und durch bauliche Versuche, durch die die Eigenschaften der über einen beweglichen Boden fließenden Gewässer gleichsam herauszulocken sind, zu ergänzen. In allen Fällen aber sollten zur Bestimmung der Bauweise für eine Flußbettregulierung mehrere Übergänge versuchsweise ausgebaut werden. Ein Versäumnis dieser Art führt zu großen Schäden für die Schifffahrt, zu großen Verlusten am Volksvermögen.

München, 27. Dezember 1926.

⁵⁾ Engels, „Untersuchungen über die Bettausbildung gerader oder schwach gekrümmter Flußstrecken mit beweglicher Sohle“, Zeitschr. f. Bauwesen 1905.

⁷⁾ Verlag von A. Troschel, Berlin-Grunewald.

⁸⁾ „Studien über die Bewegung des Wassers in Flüssen mit Bezugnahme auf die Ausbildung des Flußprofils“, Zeitschrift für Bauwesen 1883.

⁹⁾ Möller, „Das Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Braunschweig“, S. 63 bis 78 im Buche „Die Wasserbaulaboratorien Europas“, 1926; Lüders, „Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen“ nach einem Versuche im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Braunschweig, „Die Bautechnik“ 1925, Heft 53.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Vervollkommnung der Drahtkabel-Hängebrücken.

Von Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier, München.¹⁾

I.

Es ist zwar schon lange bekannt, daß die Neben- oder Biegespannungen des Hängegurtes einer Hängebrücke unmittelbar neben den Pylonensätteln hohe Werte erreichen. Es ist aber bisher wenig geschehen, um diese hohen Nebenspannungen durch konstruktive Maßnahmen möglichst auszuschalten. Vorliegende Mitteilung bildet einen Beitrag zur Lösung dieser Aufgabe.

II.

Das Haupttragorgan einer Kabelbrücke besteht aus einem besonders hochwertigen Drahtmaterial. Dieses besitzt aber nicht die Zähigkeit der Flußstahlsorten, sondern ist durch seinen Werdegang des Ziehens zu einem sehr harten, beinahe spröden Baustoff geworden, dessen Bruchdehnung nur etwa 3% beträgt. Die Nebenspannungen haben hier eine viel größere Bedeutung, als ihnen im allgemeinen bei genieteten Konstruktionen aus Flußstahl zukommt. Daher darf man in den folgenden beiden Vorschlägen wesentliche konstruktive Verbesserungen gegenüber der bisherigen Bauart erblicken:

1. Das Kabel von annähernd kreisförmigem oder sechseckigem Querschnitt wird über den Pylonen in einen breiten, bandförmigen Querschnitt auseinandergezogen. Die Folge davon ist eine Verringerung der wirklichen Querschnittshöhe auf etwa $\frac{1}{3}$ des normalen Querschnitts. Daher werden auch die Nebenspannungen in der Nähe der Pylonenköpfe auf $\frac{1}{3}$ des sonst notwendigerweise vorhandenen Ausmaßes vermindert.

Der in Abb. 1 beispielsweise dargestellte Kabelquerschnitt ist aus 37 Einzelseilen zusammengesetzt, die sich in sieben wagerechten Schichten in Sechseckform aneinanderlegen. Abb. 2 dagegen zeigt den breiten,



Abb. 1.



Abb. 2.

bandförmigen Querschnitt, bei dem nur noch drei Schichten von Seilen übereinanderliegen. Hierbei war eine Schwierigkeit zu überwinden, nämlich in dem breiten Querschnitt eine Anordnung der 37 Seile zu finden, die es ermöglicht, sämtliche Seile in derselben Reihenfolge in beiden Querschnitten aneinanderzufügen, ohne daß Zwängungen oder Überschneidungen entstehen auf der Übergangsstrecke zwischen dem normalen und dem breiten Querschnitt. Diese Aufgabe ist einwandfrei gelöst durch

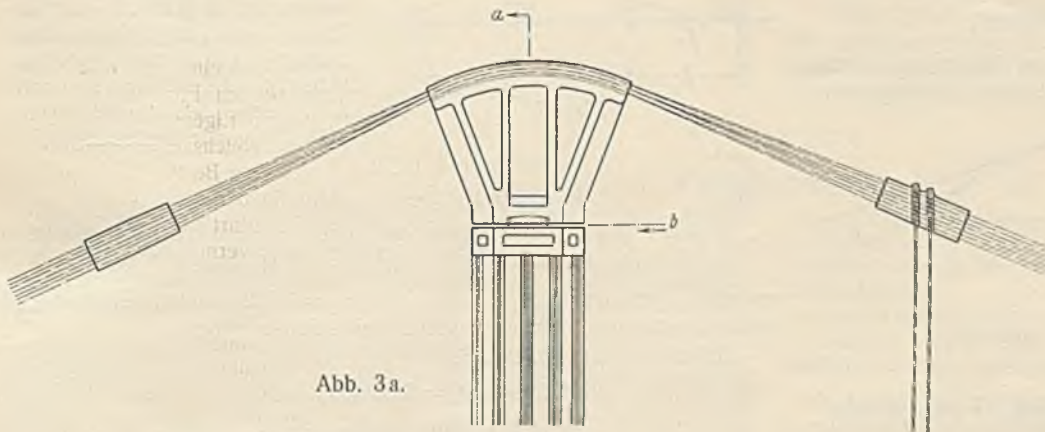


Abb. 3a.

Abb. 3b.

die in Abb. 1 u. 2 eingeschriebenen Zahlen, die die Reihenfolge bedeuten, in der die Seile verlegt werden müssen. Die außerdem eingetragenen Sinnbilder, die für jede wagerechte Schicht des Sechseckquerschnitts dieselben sind, veranschaulichen noch deutlicher als die Zahlen, wie sich die sieben wagerechten Schichten in drei solche zusammenschieben, und wie im fertigen Bandquerschnitt ebenfalls Symmetrie und Gesetzmäßigkeit herrscht.

2. Die Pylone wird nicht nur am Fußpunkte gelenkig gelagert, sondern sie erhält auch am Kopfe ein Walzgelenk für den Kabelsattel, so daß Winkeldrehungen des letzteren ungehindert durch die steife Pylone vor sich gehen können und Drehungen der Pylone ebenfalls unabhängig vom Kabel möglich sind.

Der in Abb. 3a, b, c dargestellte Kabelsattel bildet ein Kipplager, das sich relativ zum Pylonenstandort um die Berührungslinie drehen kann. Da diese Drehachse viel höher liegt als der Krümmungsmittelpunkt der Satteloberfläche, so ist in jedem Falle stabiles Gleichgewicht vorhanden, selbst wenn das Kabel vollkommen biegsam wäre. Durch die hinzukommende Steifigkeit des Kabels aber wird die Standsicherheit dieser Anordnung noch erhöht.

Die beiden Kipplageroberteile, d. h. Kabelsättel der zwei Ständer ein und derselben Pylone sind durch den kräftigen oberen Querholm miteinander verbunden. Ihre Beweglichkeit bleibt gewahrt dadurch, daß dieser Holm mit dem darunter befindlichen Querriegel des Portals nur durch eine Wand von doppelten Flacheisenstreben verbunden ist, die wie ein Blattgelenk wirkt. Die Kippachse liegt annähernd in halber Höhe dieses Strebenverbandes, so daß die Gelenkwirkung nicht behindert ist.

Die günstige Wirkung dieser konstruktiven Maßnahmen wird in den folgenden Abschnitten III und IV nachgewiesen werden. Nach den Zahlenergebnissen dieser Abschnitte kann es keinem Zweifel unterliegen, daß man bei Ausführung dieser Konstruktion berechtigt ist, den rechnungsmäßigen Sicherheitsgrad des Kabels gegenüber den bisherigen Konstruktionen zu vermindern, ohne den wahren Sicherheitsgrad dadurch herabzudrücken; es läßt sich sogar leicht nachweisen, daß die wahre Sicherheit trotz erheblicher Baustoffersparnis größer sein wird als bei den herkömmlichen Ausführungen.

III.

Das Kabel wird durch die Hängestangen gezwungen, die Durchbiegungen des Versteifungsträgers mitzumachen, so daß die Durchbiegungslinie des Kabels sich von derjenigen des Versteifungsträgers nur

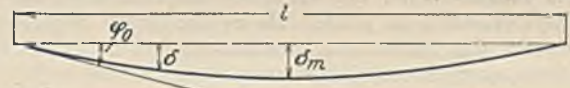


Abb. 4.

sehr wenig unterscheiden kann. Letztere aber darf mit guter Annäherung als eine flache Parabel mit dem Pfeil δ_m angesehen werden (Abb. 4). Gegenüber diesen erzwungenen Formänderungen verhält sich das Kabel ähnlich wie die Gurtung eines Fachwerkträgers, jedoch mit dem Unter-

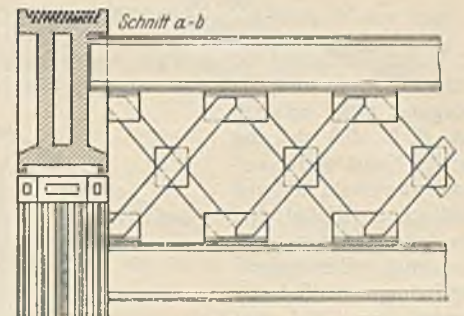


Abb. 3c.

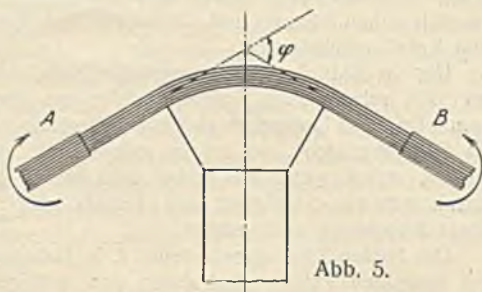
schiede, daß am Kabel keine Streben angeschlossen sind. Die Verhältnisse liegen hier also wesentlich einfacher, und die auch bei Fachwerken übliche Näherung, daß die Steifigkeit der Wand-

¹⁾ Erstmals vorgeschlagen in dem von dem Verfasser bearbeiteten Entwurf der Firma Felten & Guilleaume mit dem Kennwort „Das größere Köln“ im Wettbewerb für die Rheinbrücke in Köln-Mülheim, s. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 11, S. 138.

stäbe vernachlässigt werden dürfe, trifft hier sogar genau zu. Wir dürfen daher das durchgebogene Kabel als einen durchlaufenden Träger auf gesenkten Stützen berechnen.

Man kann nun zwar einwenden, daß sich das Kabel nicht wie ein massiver Stab oder wie eine genietete Gurtung verhält, weil sein Querschnitt aus vielen Einzelteilen zusammengesetzt ist, die keine feste Verbindung miteinander haben. Aber es ist jedenfalls eine unzutreffende, viel zu günstige Annahme, wenn man meint, daß die einzelnen Bestandteile, nämlich Drähte oder Einzelseile, im fertigen Kabel aufeinander gleiten könnten, und daß dadurch die Biegungsspannungen aus der Welt geschafft seien. Am allerwenigsten ist dies zutreffend für die Stellen über und dicht neben den Pylonen, wo die Einzelbestandteile des Kabels stark aufeinandergepreßt werden.

Aber auch auf der freien Strecke des Kabels bewirken die Umwicklung und die Kabelschellen einen Zusammenschluß, der in den meisten Fällen ausreichen dürfte, um Biegungsspannungen in demjenigen Ausmaß zu ermöglichen, in dem sie hier aufzutreten bestrebt sind.



Selbst wenn wir einmal annehmen, daß zwischen den Punkten A und B der Abb. 5 die Drähte oder Einzelseile reibungslos aufeinander gleiten könnten, müßten hier trotzdem Biegungsspannungen auftreten. Denn es ist praktisch unvermeidlich, daß von Punkt A nach links und von Punkt B nach rechts hin infolge der straffen Umwicklung das Kabel wie ein einheitlicher Stab wirkt. Bei irgendwelcher Belastung der Brücke muß sich der zwischen den Seilecksehnern der benachbarten Felder eingeschlossene Winkel unbedeutend um ein gewisses Maß ändern. Dies kommt auf dasselbe hinaus, wie wenn wir uns das Kabel links von A und rechts von B durchgeschnitten denken und zwei entgegengesetzt gleiche Biegemomente von unbekannter Größe an den Schnittflächen wirken lassen. Diese Momente müssen, da ja die Winkeländerung vorgeschrieben ist, um so größer ausfallen, je steifer der Kabelquerschnitt, d. h. also je höher das Kabel auf und neben dem Sattel ist. Dabei ist es gleichgültig, ob sich die Einzelteile gegenseitig verschieben können oder nicht, und es kommt das volle Trägheitsmoment des gesamten Kabelquerschnitts zur Wirkung, selbst wenn dessen Einzelteile lose nebeneinander liegen.

Noch ein anderer Punkt, der oft falsch aufgefaßt wird, ist hier zu erwähnen. Es ist nämlich zu prüfen, ob es überhaupt möglich ist, das fertige Kabel auf den Halbmesser des Kabelsattels noch auf- oder abzuwickeln, wenn es unter Achsialspannung steht.

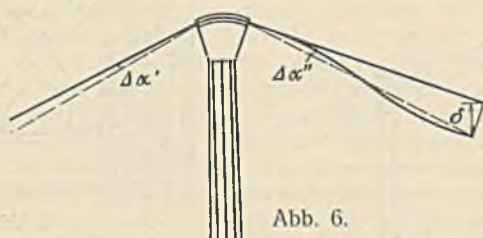
Bekanntlich ist für einen Draht oder einen Stab, der vom Halbmesser ∞ auf den Halbmesser ρ oder umgekehrt gebogen wird, die Randspannung

$$\sigma = \frac{E d}{2 \rho},$$

wenn d die Draht- oder Stabdicke ist. Nehmen wir ein Kabel von nur $d = 30$ cm an, so ist bei $\rho = 6$ m die betreffende Spannung

$$\sigma = \frac{2100 \cdot 30}{2 \cdot 600} = 52,5 \text{ t/cm}^2 = 52\,500 \text{ kg/cm}^2,$$

d. h. ein Vielfaches der größten jemals erreichbaren Bruchfestigkeit des Materials. Es folgt daraus einfach, daß die hierbei vorausgesetzte Biegung nicht möglich ist, d. h. daß sich das fertige Kabel weder auf- noch abwickeln läßt und daß es am Kabelsattel als fest eingespannt gelten muß. Erzwungene Änderungen der Sehnwinkel um $\Delta \alpha'$ und $\Delta \alpha''$ (Abb. 6) bedingen daher, daß das Kabel auf den Strecken zwischen dem Sattel und den nächsten Hängestangen Verbiegungen erleiden muß, ähnlich einem steif angeschlossenen Fachwerkstabe.



IV.

Die Stützmomente des durchlaufenden Trägers sind abhängig von den Unterschieden der Durchbiegungen je dreier aufeinander folgender Stützpunkte, d. h. von den Änderungen der Winkel zwischen je zwei aufeinander folgenden Stabsehnern. Im vorliegenden Falle läßt sich eine sehr einfache Näherungsberechnung dieser Winkeländerungen anstellen. Diese macht natürlich keinen Anspruch auf erschöpfende und genaue Behandlung des Gegenstandes, sie gibt aber ein zuverlässiges Bild von der Größenordnung, innerhalb deren sich die Nebenspannungen bewegen.

Wir setzen den Fall voraus, daß der Versteifungsträger der Mittelöffnung ein frei aufliegender Balken sei und daher die Biegelinie, wie oben schon erwähnt, annähernd parabelförmig angenommen werden darf. Sodann ist die größte Winkeländerung naturgemäß diejenige zwischen den Endtangente dieser Parabel und der ursprünglich Wagerechten γ_0 (Abb. 4). Es ist daher von vornherein zu erwarten, daß auch die Stützmomente und somit die Nebenspannungen des Kabels an den Pylonen am größten werden.

Die Biegelinie mit dem Pfeil δ_m hat die Gleichung

$$\delta = \frac{4 \delta_m}{l^2} \cdot x(l-x);$$

daher ist $\frac{d\delta}{dx} = \frac{4\delta_m}{l^2}(l-2x); \quad \frac{d^2\delta}{dx^2} = -\frac{8\delta_m}{l^2}$

und das Krümmungsmaß

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2\delta}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{d\delta}{dx}\right)^2\right]^{3/2}}$$

Das zu dieser Krümmung gehörige innere Moment ist

$$M = -\frac{E J}{\rho} = E J \cdot \frac{8 \delta_m}{l^2} \cdot \left[1 + \frac{16 \delta_m^2}{l^4} (l-2x)^2\right]^{3/2}$$

und die zugehörige Nebenspannung:

$$(1) \quad \sigma_v = \pm \frac{M e}{J} = \pm E e \cdot \frac{8 \delta_m l^4}{[l^4 + 16 \delta_m^2 (l-2x)^2]^{3/2}},$$

wo e die halbe Dicke des Kabels bedeutet.

Sonderwerte: Für $x = \frac{l}{2}$ (Brückenmitte) wird

$$(2) \quad \sigma_v = \frac{8 E e \delta_m}{l^2}.$$

Sei beispielsweise $\delta_m = 1,10$ m; $l = 340$ m; $E = 1900$ t/cm² und $e = 28$ cm; dann wird

$$\sigma_v = \frac{8 \cdot 1900 \cdot 28 \cdot 110}{34\,000^2} = 0,041 \text{ t/cm}^2.$$

Für $x = 0$ und $x = l$ (Enden der Mittelöffnung) wird

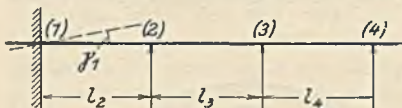
$$(3) \quad \sigma_v = \frac{8 E e \delta_m l}{(l^2 + 16 \delta_m^2)^{3/2}};$$

für das Zahlenbeispiel:

$$\sigma_v = \frac{8 \cdot 1900 \cdot 28 \cdot 110 \cdot 34\,000}{(34\,000^2 + 16 \cdot 110^2)^{3/2}} = 0,024 \text{ t/cm}^2.$$

Der letztere Wert würde in der Nähe der Enden der Stützweite gelten, wenn das Kabel an den Pylonensäulen gelenkig frei drehbar wäre. Wir haben aber oben schon festgestellt, daß das Kabel hier als eingespannt gelten muß. Daher ist Gl. 3 nicht brauchbar, und es muß für die Enden der Stützweite eine andere Rechnung angestellt werden unter Benutzung der Clapeyronschen Gleichungen.

Wir denken uns das Kabel wagerecht ausgestreckt und bei Punkt 1 starr eingespannt unter dem Winkel γ_1 gegen die Wagerechte (Abb. 7). Die Felder seien mit l_2, l_3 usw. bezeichnet. Dann gelten folgende Beziehungen:



$$(4) \quad 2 M_1 l_2 + M_2 l_2 = 6 E J \gamma_1$$

$$(5) \quad M_1 l_2 + 2 M_2 (l_3 + l_4) + M_3 l_3 = 0 \text{ usw.}$$

Weil aber alle Felder unbelastet sind, gelten außerdem die Beziehungen

$$M_2 = -\nu_3 M_3; \quad M_3 = -\nu_4 M_4 \text{ usw.},$$

wo mit guter Annäherung $\nu_3 = \nu_4 = \dots = \nu_n = 3,732$ gesetzt werden darf, weil wir sehr viele annähernd gleich lange Felder haben.

Daher wird aus Gl. 4 u. 5:

$$(6) \quad 2 M_1 l_2 + M_2 l_2 = 6 E J \gamma_1$$

$$(7) \quad M_1 l_2 + M_2 \left[2 l_2 + l_3 \left(2 - \frac{1}{\nu_3}\right)\right] = 0.$$

Aus Gl. 6 u. 7 erhält man:

$$(8) \quad M_1 = \frac{6 E J \gamma_1 \left[2 + \frac{l_3}{l_2} \left(2 - \frac{1}{\nu_3}\right)\right]}{3 l_3 + l_2 \left(4 - \frac{1}{\nu_3}\right)}$$

$$(9) \quad M_2 = -\frac{6 E J \gamma_1}{3 l_2 + l_3 \left(4 - \frac{1}{\nu_3}\right)}.$$

Nun kann $l_2 = l_3 = \dots = c'$ (in der Kabelrichtung gemessene Feldweite) und $r_3 = 3,732$ gesetzt werden. Dann wird

$$(10) \quad M_1 \approx \frac{6 EJ \gamma_1 \left(2 + 2 - \frac{1}{3,732}\right)}{3c' + c' \left(4 - \frac{1}{3,732}\right)} = \frac{6 EJ \gamma_1 \cdot 3,732}{c' \cdot 6,732} = \frac{3,328 EJ \gamma_1}{c'}$$

$$(11) \quad M_2 \approx -\frac{6 EJ \gamma_1}{c' \left(3 + 4 - \frac{1}{3,732}\right)} = -\frac{6 EJ \gamma_1}{c' \cdot 6,732} = -\frac{0,892 EJ \gamma_1}{c'}$$

Dementsprechend werden die Nebenspannungen an den Punkten 1 und 2:

$$(12) \quad \sigma_{r,1} \approx \frac{3,328 E e \gamma_1}{c'} \quad (13) \quad \sigma_{r,2} = \frac{0,892 E e \gamma_1}{c'}$$

Dabei ist $\gamma_1 \approx \gamma_0 \cos \alpha''$, wenn α'' die ursprüngliche Neigung des Kabels im Felde 1 bis 2 und

$$\gamma_0 = \left[\frac{d \delta}{dx} \right]_{x=0} = \frac{4 \delta_m}{l}$$

$$\text{Somit} \quad \gamma_1 = \frac{4 \cdot 110}{34\,000} \cdot 0,981 = 0,0127; \quad c' = \frac{c}{\cos \alpha} = \frac{603}{0,981} = 615 \text{ cm}$$

$$(14) \quad \sigma_{r,1} = \frac{3,328 \cdot 1900 \cdot 28 \cdot 0,0127}{615} = \underline{3,660 \text{ t/cm}^2}$$

$$(15) \quad \sigma_{r,2} = \frac{0,892 \cdot 1900 \cdot 28 \cdot 0,0127}{615} = \underline{0,980 \text{ t/cm}^2}$$

An den folgenden Punkten 3, 4 usw. werden die Biegungsspannungen sehr rasch abklingen. Aber der hohe Wert beim Punkt 1 fordert zwingend diejenige konstruktive Abhilfe, die oben unter II. beschrieben wurde.

Unter der Voraussetzung, daß diese ausgeführt sei, gilt dann folgende Rechnung:

Wir denken uns das Kabel wieder wagerecht ausgestreckt unter Einbeziehung des Rückhaltepunktes von der Länge l_1 (Abb. 8). Die Einspannstelle liegt jetzt bei (0), dagegen ist bei (1) eine drehbare Lagerung

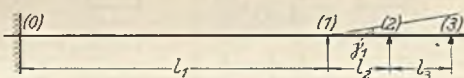


Abb. 8.

wie bei allen folgenden Punkten vorhanden. Wegen der Kleinheit der Winkeländerungen bei (2), (3) usw. dürfen diese, genau wie bei der vorhergehenden Rechnung, sämtlich = 0 gesetzt werden, und es bleibt nur diejenige bei (1) zu berücksichtigen.

Die Clapeyronschen Gleichungen lauten in diesem Fall:

$$(16) \quad 2 M_0 l_1 + M_1 l_1 = 0$$

$$(17) \quad M_0 l_1 + 2 M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = 6 EJ \gamma_1$$

$$(18) \quad M_1 l_2 + 2 M_2 (l_2 + l_3) + M_3 l_3 = 0 \text{ usw.}$$

Aus (16) folgt $M_0 = -\frac{1}{2} M_1$; ferner ist wieder $M_2 = -r_3 M_3$ usw., daher wird aus (17) und (18):

$$(19) \quad M_1 \left(\frac{3}{2} l_1 + 2 l_2 \right) + M_2 l_2 = 6 EJ \gamma_1$$

$$(20) \quad M_1 l_2 + M_2 \left[2 l_2 + l_3 \left(2 - \frac{1}{r_3} \right) \right] = 0$$

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 24. Mai ausgegebene Heft 10 (I.R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: E. Wedepohl: Die Siedlungen der Gemeinnützigen Aktiengesellschaft für Wohnungsbau in Köln.

Pump-Speicherkraftwerk Niederwartha bei Dresden. Eine beachtenswerte Wasserkraftanlage ist jüngst im Freistaate Sachsen in Angriff genommen worden. Es handelt sich um ein hydraulisches Pump-Speicherkraftwerk, das in Zusammenarbeit der Stadt Dresden und der A.-G. Sächsische Werke auf der Flur Niederwartha bei Dresden errichtet wird. Das Werk soll einen Ausgleich der Belastungsspitzen im Überlandnetz der sächsischen Elektrizitätsversorgung herbeiführen und außerdem die Stromversorgung des Verbrauchsgebietes Groß-Dresden sicherstellen, auch für den Fall, daß die Stromlieferung aus dem Überlandnetz in irgend einer Weise gestört wird. Es ist dadurch bemerkenswert, daß zum erstenmal durch Dampf erzeugte Energie in großem Maßstabe hydraulisch aufgespeichert wird.

In dem Kraftwerk werden 4 Maschinensätze aufgestellt, deren jeder aus einer Turbine, einer Pumpe und einer elektrischen Maschine besteht. Von den 4 Einheiten sind 2 Turbinen und 2 Pumpen an die auf dem

und endlich:

$$(21) \quad M_1 = -\frac{6 EJ \gamma_1 \left[2 l_2 + l_3 \left(2 - \frac{1}{r_3} \right) \right]}{\left(\frac{3}{2} l_1 + 2 l_2 \right) \left[2 l_2 + l_3 \left(2 - \frac{1}{r_3} \right) \right] - l_2^2}$$

$$(22) \quad M_2 = \frac{6 EJ \gamma_1 l_2}{\left(\frac{3}{2} l_1 + 2 l_2 \right) \left[2 l_2 + l_3 \left(2 - \frac{1}{r_3} \right) \right] - l_2^2}$$

Wir setzen wieder $l_2 = l_3 = c'$ und $r_3 = 3,732$; dann wird

$$(23) \quad M_1 = -\frac{4 EJ \gamma_1}{l_1 + \frac{4}{3} \cdot c'}$$

$$(24) \quad M_2 = \frac{1,071 EJ \gamma_1}{l_1 + \frac{4}{3} \cdot c'}$$

$$(25) \quad M_0 = -\frac{1}{2} \cdot M_1 = \frac{2 EJ \gamma_1}{l_1 + \frac{4}{3} \cdot c'}$$

Für das Zahlenbeispiel: $l_1 = 137 \text{ m}$; $c' = 6,15 \text{ m}$ wird

$$(26) \quad \sigma_{r,1} = \frac{4 \cdot 1900 \cdot 28 \cdot 0,0127}{13\,700 + \frac{4}{3} \cdot 615} = \underline{0,186 \text{ t/cm}^2}$$

$$(27) \quad \sigma_{r,2} = \frac{1,071 \cdot 1900 \cdot 28 \cdot 0,0127}{13\,700 + \frac{4}{3} \cdot 615} = \underline{0,050 \text{ t/cm}^2}$$

$$(28) \quad \sigma_{r,0} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{r,1} = \frac{0,186}{2} = \underline{0,093 \text{ t/cm}^2}$$

Ein Vergleich zwischen Gl. 14 u. 26 zeigt die bedeutende Verringerung der Nebenspannungen bei (1) im Verhältnis $186 : 3660 \approx 1 : 20$. Durch Einschränkung der Kabeldicke auf $\frac{1}{3}$ der normalen gemäß Abschnitt II 1. werden die Nebenspannungen bei Punkt 1 weiterhin vermindert auf

$$\sigma_{r,1} = \frac{1}{3} \cdot 0,186 = \underline{0,062 \text{ t/cm}^2}$$

Wenn wir nicht den Fall freier Rückhaltepunkt, sondern eine Hängebrücke mit angehängten Seitenöffnungen hätten, so wäre l_1 nicht größer als die übrigen Felder; außerdem müßte der Ansatz der Dreimomentengleichungen entsprechend abgeändert werden. Der verhältnismäßige Einfluß der Drehbarkeit des Pylonenkopfes auf die Momente wäre kleiner als in obigem Falle. Um so wichtiger wäre dann die Einschränkung der Kabeldicke für die Ermäßigung der Nebenspannungen.

V.

Die beiden in Abschnitt II unter 1. und 2. beschriebenen Maßnahmen ergänzen einander und bilden zusammen ein wirksames Mittel, die Biegungsspannungen des Kabels zu vermindern und demnach die Festigkeit des Materials soweit als möglich für die Grundspannungen auszunutzen. Die Anordnung II 1. ist wohl nur ausführbar bei einem aus fertigen Einzelseilen aufgebauten Kabel, nicht beim luftgesponnenen Paralleldrahtkabel. Die Anordnung II 2. dagegen ist auch im letzteren Falle ausführbar. Der Verfasser würde der Verwendung von fertigen Seilen, besonders von patentverschlossenen Spiraldrahtseilen vor dem luftgesponnenen Paralleldrahtkabel den Vorzug geben.

Zum Schluß sei nochmals betont, daß obiger Abschnitt IV nur eine Übersichtsrechnung sein soll und daß dabei manche Einflüsse, wie z. B. die Winkeldrehung der Pylonenstände als eines Ganzen, fürs erste absichtlich vernachlässigt worden sind.

Vermischtes.

Gebiete des Speicherpumpenbaues zusammenarbeitenden Firmen J. M. Voith in Heidenheim a. d. Brenz und Gebrüder Sulzer A.-G. in Ludwigshafen vergeben worden, die beiden anderen an die Firma Escher, Wyss & Cie. in Ravensburg.

Die Turbinen mit je 30 000 PS Leistung sind die größten Spiralturbinen in Deutschland. Die Pumpen, deren jede 27 000 PS Antriebsleistung verlangt, übertreffen alle bisher gebauten um ein mehrfaches.

Wettbewerb Lechbrücke Hochzoll. Das Straßen- und Flußbauamt Augsburg hatte einen Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen zum Neubau der Lechbrücke Hochzoll ausgeschrieben. Insgesamt sind 41 Entwürfe eingegangen. Ein erster Preis ist nicht verteilt worden. Den zweiten Preis erhielt die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg, in Verbindung mit Architekt Prof. Ruff, Nürnberg; ein weiterer Entwurf wurde angekauft, den die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg, mit der Firma Nöll & Co., Würzburg, einreichte. Einen zweiten Preis erhielt auch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg in Verbindung mit der Firma Philipp Holzmann A.-G., München, und Architekt Schweighardt in Augsburg, einen dritten Preis die Firma Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung München, in Verbindung mit Prof. Bonatz, Stuttgart.

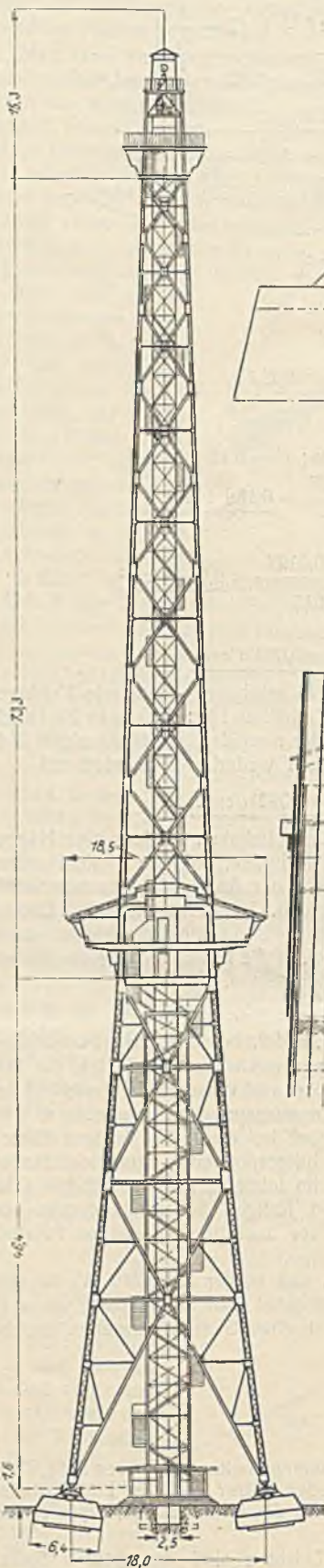


Abb. 1. Gesamtansicht des Funkturmes.

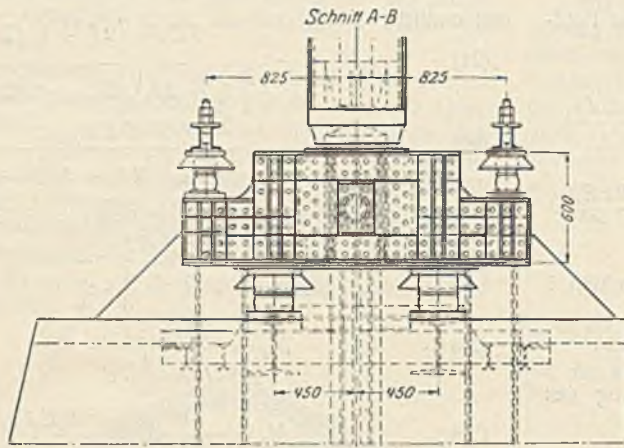


Abb. 4.

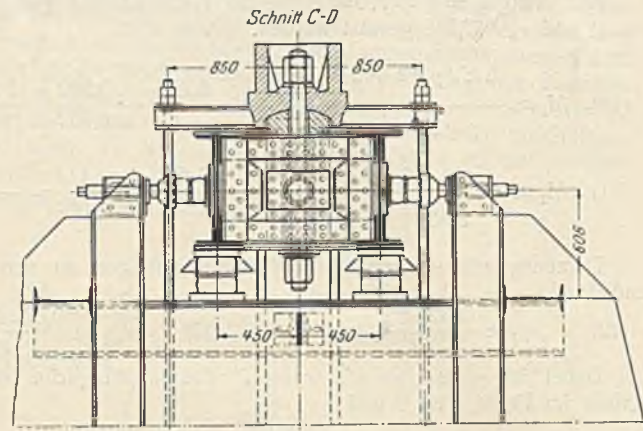


Abb. 5.

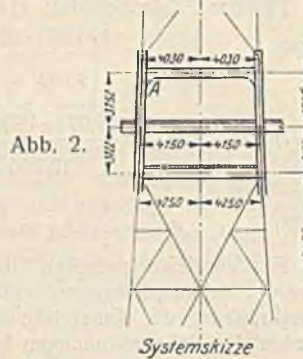


Abb. 2.

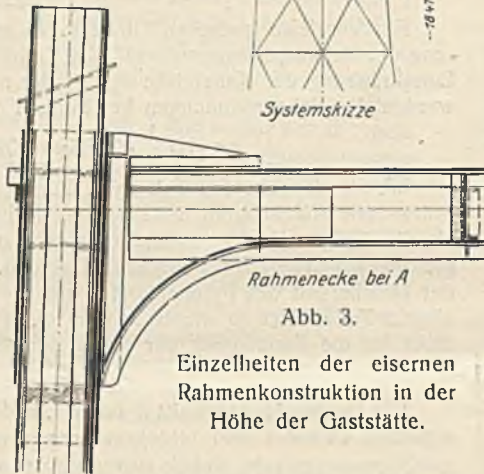


Abb. 3.

Einzelheiten der eisernen Rahmenkonstruktion in der Höhe der Gaststätte.

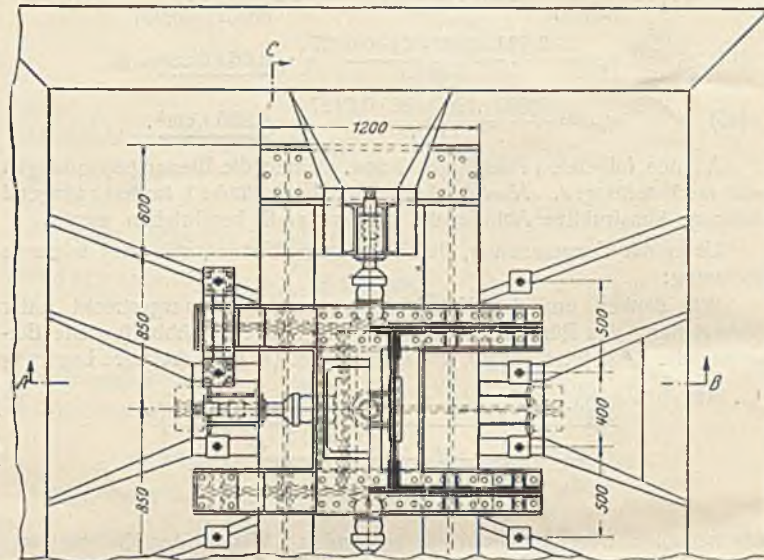


Abb. 6. Wagerechter Schnitt über dem Auflager.

Abb. 4 bis 6. Auflager der Turmfüße.

Der Berliner Funkturm. Nach einer Mitteilung von Dr.-Ing. R. Bernhard in der Z. d. V. d. I. 1926, Heft 12, dient der rd. 133 m hohe eiserne Turm, dessen Grundbauten eine Fläche von nur 18 × 18 m einnehmen, nicht nur als Abspannmast für die Sendeantenne von Witzleben, sondern mit seinem auf der Turmspitze angebrachten Scheinwerfer auch des Nachts als Fliegerzeichen. In 52 m Höhe enthält er eine Gaststätte.

Als zulässige Beanspruchung des Stahlgerippes aus St 37 ist 1400 kg/cm², für die Trägerlage der Gaststätte und der Aussichtsplattform 1200 kg/cm² gewählt. Der Winddruck ist mit 150 kg/m² angenommen, wobei für die unteren 52 m nur die wirkliche getroffene Stabfläche, darüber hinaus jedoch die volle von den Umrißlinien gebildete Turmfläche angenommen ist.

Abb. 1 zeigt eine Gesamtansicht des Funkturmes, Abb. 2 u. 3 geben Einzelheiten der räumlich schrägliegenden Rahmenkonstruktion in Höhe der Gaststätte, die das Turmnetzwerk in zwei Teile gliedert. Unterhalb ist ein mehrfach unterteiltes Fachwerk angeordnet, deren Gratstäbe sich aus vier räumlich vergitterten Winkelisen zusammensetzen. Über dem Rahmentragwerk befindet sich ein doppeltes Strebennetzwerk, das von etwa 80 m Höhe ab aus vollwandigen Profilen besteht.

Die schwierigste Aufgabe bildete die Auflagerung der vier Turmfüße, die gleichzeitig aus funkttechnischen Gründen isoliert ausgebildet werden mußten. Abb. 4 bis 6 zeigen Schnitte und Aufsicht der Auflager.

Die Aufstellung dauerte nur zehn Wochen; es wurden dazu zwei Schwenkarme benutzt, die an einem 140 m hohen, in der Mittel-

achse des Turmes aufgestellten Hilfsmast angebracht waren. Das Gesamtgewicht beträgt etwa 400 t für die Eisenkonstruktion, 220 t für die Gründung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Michel, bisher beim R. B. A. Koblenz 1, als Vorstand zum R. B. A. Euskirchen, Albrecht Wagner, bisher bei der R. B. D. Kassel, zur R. B. D. Essen, Uhlemann, bisher bei der R. B. D. Berlin, in den Bezirk der R. B. D. Altona, Blaimberger, bisher beim Zentralbauamt der Gruppenverwaltung Bayern in München, als Vorstand zum R. B. A. Donauwörth und Schlöder, Vorstand des R. M. A. Passau, als Vorstand zum R. M. A. Würzburg, sowie der Reichsbahnamtmann Reiß, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Ingolstadt 1, zum Reichsbahn-Bauamt München Ost.

Überwiesen: die Reichsbahnoberräte Horstmann, Vorstand des R. B. A. Köln 1, als Mitglied zur dortigen R. B. D. und Kasten, Vorstand des R. B. A. Essen 1, als Mitglied (auftrw.) zur dortigen R. B. D., sowie der Reichsbahnbaumeister Walter Weizler vom Z. M. A. zum Z. V. A. der Gruppenverwaltung Bayern in München.

Ausgeschieden: Reichsbahnoberrat Hesse, Mitglied der R. B. D. Köln, infolge seiner Wahl zum ersten Direktor der Gesellschaft der Köln-Bonner Eisenbahnen.

Gestorben: Reichsbahndirektor, Geheimer Baurat Kurth, Mitglied der Hauptverwaltung in Berlin.

INHALT: Neues Bauverfahren bei der Untergrundbahn in Hamburg. — Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken. — Der Wert baulicher Versuche in den geschlebeführenden Flüssen. — Beitrag zur Vervollkommnung der Drahtkabel-Hängebrücken. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Pump-Speicherkraftwerk Niederwartha bei Dresden. — Wettbewerb Lechbrücke Hochzoll. — Berliner Funkturm. — Personalnachrichten.